



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



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

Thème

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



Réalisé par :

BENAMRANE Sadia.

ABDI Mohand Tahar.

Membres du jury :

Examineur : Mr SAHOUI Hamza.

Présidente du jury : Mme KHAL Nassima.

Encadré par : Mme BELHOUCINE Malika.

Remerciements

«Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues.»

Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifesté à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements...

*Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à notre DIEU tout puissant qui nous a donné de la volonté et de la force pour
Élaborer ce travail.*

Nous tenons à remercier chaleureusement notre promotrice Mme BELHOUCINE Malika pour son aide et le temps qu'elle a consacré pour nous durant toute la Période de préparation de ce mémoire.

Nous remercions également, les ingénieurs de l'ENGOA de nous avoir aidé à effectuer ce travail.

Nous devons aussi remercier comme il se doit nos enseignants qui ont contribué à notre formation et à l'enrichissement de notre enseignement.

Et également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

DEDICACES

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

Je dédie ce modeste travail à:

- + La plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma Chère mère ROZA*
- + Celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Mon très cher Père
AMAR*
- + Mes deux chers frères AHCENE et HOCINE et mes chères sœurs LYDIA et LILIA*
- + Mes grands-mères et à la mémoire de mes autres grands parents .*
- + Mes cousins, cousines, oncle et tentes des deux familles BENAMRANE et
IDOUAR*
- + Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments mon cher
binôme MOHAND ABDI*
- + Mes deux chères copines adorées CYLIA et SARAH*
- + Et Toute la promotion de (travaux publics VOA 2021) spécialement TOUFIK et
YOUCEF, pour l'aide et la complicité et la bonne humeur dans lesquelles
nous avons préparé et fini ce travail.*

SADIA

DEDICACES

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

Je dédie ce modeste travail à:

- + La plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma Chère mère MALIA*
- + Celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Mon très cher Père
LARBI*
- + Ma chère sœur THILELI*
- + Mes grands-mères et à la mémoire de mes autres grands parents .*
- + Mes cousins, cousines, oncle et tentes des deux familles ABDI et NACEF*
- + Celle qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ma chère
binôme BENAMRANE SADIA*
- + Mes très chers amis qui m'ont soutenu durant mon parcours*
- + Toute la promotion de (travaux publics VOA 2021) sans oublier les deux adorables
petits anges ALICE et MASSI*

MOHAND

Notions et symboles

f_{c_j}	: Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.
f_{t_j}	: Résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.
γ_b	: Coefficient de sécurité du béton.
f_{b_u}	: Résistance caractéristique du béton à l'ELU.
$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.
E_{i_j}	: Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.
E_{v_j}	: Module d'élasticité longitudinal différé du béton.
f_e	: Limite élastique des aciers passifs.
E_s	: Module d'élasticité l'acier passif
σ_s	: Contrainte de traction de l'acier passif.
$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite de traction de l'acier passif.
E_p	: Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.
γ_b	: Coefficient de sécurité de l'acier.
f_{prg}	: Limite de rupture garantie des aciers actifs.
f_{peg}	: Limite élastique garantie des aciers actifs.
f	: Coefficient de frottement encourbe.
A_s	: Section des aciers actifs
\emptyset	: Diamètre de lagaine.
φ	: Coefficient de frottement en ligne.
ρ_{1000}	: Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.
h_p	: Hauteur de la poutre.
e_p	: Épaisseur de l'âme.
B	: Section brute.
b	: Largeur de la table de compression
V'	: Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.
V	: Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.
I	: Moment d'inertie de la section.
ρ	: Coefficient de rendement géométrique de la section.
i^2	: Rayon de giration.
ρ_b	: Masse volumique du béton.
l_c	: Largeur chargeable.
l_v	: Largeur d'une voie.
a_1	: Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
a_2	: Coefficient dépendant de la largeur de la voie.
G	: Charge permanente.
b_c	: Coefficient de pondération du convoi B_c .
n	: Nombre de voies.
Q	: Charge d'exploitation.
δ	: Coefficient de majoration dynamique.
R	: Résultantes des charges.
T	: Effort tranchant.
P_K	: Charge critique.
α	: Paramètre de torsion.
V	: Espacement des poutres.
U	: Espacement des entretoises.
I_a	: Moment d'inertie propre de la section d'about.

I_m	: Moment d'inertie propre de la section médiane.
K_a	: Coefficient de répartition transversale.
$2b$: Largeur active.
n	: Nombre de poutres.
ρ_p	: Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
ρ_E	: Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
P_{min}	: Précontrainte minimale.
P_I	: Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.
P_{II}	: Valeur caractéristique minimale de la précontrainte.
B_n	: Section nette.
B_{br}	: Section brute.
I_n	: Moment d'inertie de la section nette.
I_{br}	: Moment d'inertie de la section brute.
$\overline{\sigma_{bt1}}$: Contrainte limitée de traction du béton dans la fibre inférieure.
$\overline{\sigma_{bt2}}$: Contrainte limitée de traction du béton dans la fibre supérieure.
P_0	: Effort à l'origine.
n	: Nombre de câbles.
e_p	: Excentricité du câble moyen.
σ_{sup}	: Contrainte sur la fibre supérieure.
σ_{inf}	: Contrainte sur la fibre inférieure.
\overline{V}	: Effort tranchant limite.
m	: Nombre de gaines par lit.
V_m	: Effort tranchant minimum (à vide).
V_M	: Effort tranchant maximum (en charge).
X_K	: Longueur de la partie courbée du câble à l'appui.
X_d	: Longueur de la partie courbée du câble à l'appui.
$a_{(x)}$: Somme vectorielle des déviations du câble.
$(\Delta\sigma_p)_{frott}$: Perte de tension par frottement.
$(\Delta\sigma_p)_g$: Perte de tension par glissement.
$(\Delta\sigma_p)_{bi}$: Perte de tension par déformation instantanée du béton.
σ_{p0}	: Tension à l'origine.
r_m	: Rayon moyen de la pièce.
$(\Delta\sigma_p)_p$: Perte due à la relaxation de l'acier.
$(\Delta\sigma_p)_{flu}$: Perte due au fluage du béton.
$(\Delta\sigma_p)_r$: Perte due au retrait du béton.
$\Delta\sigma_{ins}$: Pertes instantanées.
$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.
$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte admissible de traction.
$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression.
$\overline{\sigma_x(y)}$: Contrainte normale longitudinale.
V_{red}	: Effort tranchant réduit.
$S(y)$: Moment statique au centre de gravité de la poutre.
$b_n(y)$: Largeur nette de la section au niveau y .
M_U, N_U	: Sollicitations agissant sur la section A_p .
N_{bt}	: Contrainte de traction dans le béton.
P_m	: Valeur probable de la précontrainte.
S_t	: Espacement des armatures transversales.
f_g	: Flèche due aux charges permanentes.
f_p	: Flèche due à la précontrainte.

f_c	: Flèche de construction.
F_{D240}	: Flèche due à la surcharge D_{240} .
θ_g	: Rotation due aux charges permanentes.
θ_{D240}	: Rotation due à la surcharge D_{240} .
θ_p	: Rotation due à la précontrainte.
Δh_{max}	: Déplacement maximal à l'appui.
S	: Coefficient du site.
ξ	: Taux d'amortissement critique.
S_{ae}	: Spectre de réponse élastique.
T	: La période élastique.
η	: Facteur de correction de l'amortissement.
d	: Déplacement.
F	: Force sismique.
E	: Action sismique limitée au mouvement d'ensemble.
h	: Hauteur du chevet.
b_0	: Épaisseur fictive de la paroi du chevet.
$T_u(v)$: Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.
$\tau_u(Mt)$: Contrainte de cisaillement dû à la torsion.
N_s	: Effort normal dû à l'auséisme.
H_s	: Effort horizontal dû à l'auséisme.
e_a	: Excentricité additionnelle.
E	: L'action sismique au niveau de la pile.
M_U, N_U	: Efforts exercés admissible.
P_t	: Poussée des terres.
M_p	: Moment fléchissant d'une charge située en arrière du mur garde grève.
M_f	: Moment fléchissant dû au freinage.
T_H	: Effort tranchant dû aux efforts horizontaux.
ϕ	: Angle de frottement interne du sol.
H_U	: Effort horizontal.
V_U	: Effort tranchant.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages d'art

I.1. Introduction.....	1
I.2. Généralités sur les ponts	1
I.3. Ponts courants	1
I.4. Classification des ponts.....	2
I.5. Eléments constitutifs d'un pont.....	6
I.6. Données nécessaires pour un projet de pont.....	6
I.6.1. Données fonctionnelles :	6
I.6.2. Données naturelles	7
I.6.2.1. Données géotechniques	7
I.6.2.2. Données hydrauliques	7

Chapitre II: Présentation et description de l'ouvrage

II.1. Introduction	8
II.2. Description de l'ouvrage.....	8
II.3. Exigences fonctionnelles	8
II.3 .1 Données relatives à la voie.....	9
II.3.2 Exigences naturelles	10
II.4. La précontrainte.....	16
II.4.1 Méthodes de la précontraintes.....	17

Chapitre III: Caractéristiques des matériaux

III.1. Introduction	19
III.2. Caractéristiques des matériaux	19
III.2.1 Le béton.....	19
III.2.2 Les aciers.....	23
III.3. Conclusion	25

Chapitre IV: Pré-dimensionnement des éléments

IV.1. Introduction.....	26
IV.2. Caractéristiques de l'ouvrage	26
IV.3. Pré dimensionnement de la poutre :	26
IV.3.1 Hauteur des poutres :	27
IV.3.2. Épaisseur de l'âme :	27
IV.3.3. Largeur de talon (Lt) :	28
IV.3.4. Le nombre de poutre :	28
IV.3.5. Table de compression « b » :	29
IV.3.6. Goussets :	29
IV.4. Épaisseur du hourdis :	30
IV.4.1 Longueur de la dalle :	30
IV.4.2. Largeur de la dalle :	30

IV.5. Notation utilisée	30
IV.6. Caractéristiques géométriques des sections brutes	33
IV.6.1. Poutres sans hourdis	33
IV.6.2. Poutres avec hourdis.....	34
IV.6.3. Section géométrique des sections nettes :	35

Chapitre V: Calcul des charges et surcharges

V.1. Introduction	36
V.2. Calcul des charges	36
V.2.1. Calcul des charges permanentes (CP)	36
V.2.1.1. Les poutres	36
V.2.1.2. La dalle	38
V.2.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP)	38
V.2.2.1. Pavage routier	38
V.2.2.2. Bordures et Corniche	38
V.2.2.3. Garde corps.....	389
V.2.2.4. La glissière de sécurité.....	39
V.2.2.5. Entretoise	39
V.2.3. Poids total propre du tablier.....	40
V.2.4. Calculs des surcharges	40
V.2.4.1. Classe de pont	40
V.3. Evaluation des surcharges	41
V.3.1. Système A (L)	41
V.3.2. Système de charges B	42
V.3.2.1. Système B _c	42
V.3.2.2. Système B _t	44
V.3.2.3. Système B _r	46
V.3.3. Système militaire Mc 120	46
V.3.4. Charge exceptionnelle D240	47

Chapitre VI: Modélisation du tablier par Robot

VI.1. Introduction	49
VI.2. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2017	49
VI.3. Modélisation	50
VI.3.1. Les étapes de modélisation	50
VI.3.2. Définition des charges permanentes et des charges d'exploitations.....	503
VI.3.3. Définition des combinaisons de charges	505
VI.3.4. Les moments selon M_Y et M_X repris par la dalle.....	509
VI.3.5. Les moments M_{max} et M_{min} repris par les poutres	61

Chapitre VII: Etude de l'hourdis et l'entretoise

VII.1.Introduction	62
VII.2.Hourdis général	62
VII.3Ferrailage de la dalle	62
VII.3.1.Ferrailage transversal	62
VII.3.2.Ferrailage Longitudinal	67
VII.3.3.Ferrailage général de la dalle	70
VII.4.Etudes de l'entretoise d'about	70
VII.4.1.Définition de l'entretoise d'about	70
VII.4.2.Les rôles des entretoises d'about.....	70
VII.4.2.1.Méthode numérique avec le logiciel ROBOT	71
VII.4.3.Ferrailages de l'entretoise d'about	73
VII.4.3.1.Ferrailage transversal	73
VII.4.3.2.Ferrailage longitudinale	74
VII.4.3.3.Armatures transversales	75
VII.4.3.4.Armatures de peau	76

Chapitre VIII: Etude de la précontrainte

VIII.1.Introduction	77
VIII.2.Définition des classes de vérification	77
VIII.3.Contraintes limites réglementaires pour la classe II	78
VIII.4.Dimensionnement de la précontrainte :	78
VIII.4.1.Précontrainte minimale :	78
VIII.4.2.Les moments développés dans la section médiane à l'ELS sont :	78
VIII.4.2.1.Calcul du nombre de câbles :	80
VIII.4.2.2.Tracé des câbles :	82
VIII.4.3.Application au projet :	84
VIII.4.4.Caractéristiques géométriques des sections nettes :	88
VIII.5.Les pertes de tension :	91
VIII.5.1.Les pertes instantanées :	92
VIII.6.Les pertes par raccourcissement instantané du béton	1031
VIII.6.1.Les pertes différées :	103
VIII.6.1.1.Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »	103
VIII.6.1.2.Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »	104
VIII.6.2.Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 ».....	105
VIII.6.3.Pertes différées totales et tension finale probable :	107

Chapitre IX: Etude de la pile

IX.1. Introduction	109
IX.2. Etude de la pile.....	109
IX.2.1. Choix du type d'ouvrage	109

IX.2.2. Pré dimensionnement de la pile	110
IX.2.3. Etude du chevêtre	110
IX.2.3.1. Etude de chevêtre en flexion simple	110
IX.2.3.2. Ferrailage de chevêtre à la flexion	115
IX.2.3.3. Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion	117
IX.2.4 Etude du fût	118
IX.2.4.1 Evaluation des efforts	119
IX.2.4.2 Stabilité du fût au flambement	121
IX.2.4.3. Calcul d'une section circulaire en flexion composée	121
IX.2.4.4. Calcul des armateurs transversaux	122
Chapitre X: Etude de la culée	
X.1. Introduction	124
X.2. Choix de la morphologie	124
X.3. Pré dimensionnement de la culée	125
Conclusion	127
Conclusion générale	1279
Bibliographie	

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages d'art

Figure I. 1: Pont canal	2
Figure I. 2 : Pont-avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle.	3
Figure I. 3: Pont mixte.	3
Figure I. 4: Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé.	4
Figure I. 5 : Pont à poutres à travées indépendantes en béton précontraint [3].	4
Figure I. 6: Pont dalle.....	5

Chapitre II: Présentation et description de l'ouvrage

Figure II. 1 : Présentation de l'ouvrage.	8
Figure II. 2: tracé en plan du viaduc.	9
Figure II. 3: Profil en long du viaduc.....	10
Figure II. 4: Profil en travers du viaduc.	10
Figure II. 5: carte de zonage sismique de l'Algérie « Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art – RPOA 2008, arrêté du 27 juin de 2009 ».	15
Figure II. 6: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension	18
Figure II. 7: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension	18

Chapitre III: Caractéristiques des matériaux

Figure III. 1: Diagramme Contrainte –Déformation du béton.	20
Figure III. 2: Diagramme contrainte –déformation des aciers actifs.....	25
Figure III. 3: Diagramme contrainte - déformation des aciers passifs.	25

Chapitre IV: Pré-dimensionnement des éléments

Figure IV. 1: Coupe transversale de la poutre.....	27
Figure IV. 2: Section médiane de la poutre	31
Figure IV. 3: Section intermédiaire de la poutre.....	32
Figure IV. 4: Section about de la poutre	32

Chapitre V: Calcul des charges et surcharges

Figure V. 1 : Coupe transversale du pont.....	36
Figure V. 2: Dimensions de la section d'une poutre.....	37
Figure V. 3: Détail de la corniche	39
Figure V. 4 : Charges du système B _C	43
Figure V. 5: Système B _t	45
Figure V. 6 : Système B _r	46

Figure V. 7 : Système Mc120.	47
Figure V. 8 : Charge exceptionnelle D240.....	48

Chapitre VI: Modélisation du tablier par Robot

Figure VI. 1 : Logo logiciel Auto desk Robot Structural Professional	49
Figure VI. 2 : Choix de l'unité	50
Figure VI. 3: Création de la structure.....	50
Figure VI. 4:Création des lignes de construction.....	51
Figure VI. 5: Choix du matériau	51
Figure VI. 6: modélisation d'une poutre.	51
Figure VI. 7 : Création des 11 poutres	52
Figure VI. 8 : modélisation du tablier.	52
Figure VI. 9: définir la charge du revêtement.	53
Figure VI. 10: Définir la charge du G.Corniche.....	53
Figure VI. 11: Définir la charge Ggarde-corps.	54
Figure VI. 12: définir la surcharge A(L).	54
Figure VI. 13 : Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELS.....	55
Figure VI. 14: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELS.	56
Figure VI. 15 : Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELS.....	56
Figure VI. 16 : Définition de la combinaison de chargeA(L) a l'ELU.	57
Figure VI. 17: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELU.....	58
Figure VI. 18: Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELU.....	58
Figure VI. 19 : Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELU.	59
Figure VI. 20 : Le moment selon M_Y repris par la dalle.....	59
Figure VI. 21: Le moment selon M_x repris par la dalle.....	60
Figure VI. 22 : Le moment selon M_Y repris par la dalle sous D240+.	60
Figure VI. 23: Le moment selon M_x repris par la dalle sous D240+.....	61
Figure VI. 24: Le moment max repris par les poutres sous D240.....	61

Chapitre VII: Etude de l'hourdis et l'entretoise

Figure VII. 1: Coupe transversale du tablier.....	62
Figure VII. 2: le moment Max M_y à l'ELU donné par Robot.	63
Figure VII. 3: le moment Max M_y à l'ELS donné par Robot.....	64

Figure VII. 4: le moment Max M_x à l'Elu donné par Robot.....	67
Figure VII. 5: le moment Max M_x à l'ELS donné par Robot.....	68
Figure VII. 6: Ferrailage de la dalle.....	70
Figure VII. 7: Moment maximum transversal dans la poutre (entretoise).....	71
Figure VII. 8: Moment maximum longitudinal dans la poutre(entretoise).....	72
Figure VII. 9: Moment maximum transversale dans la poutre.	72
Figure VII. 10: Moment maximum longitudinal dans la poutre (entretoise).....	73
Figure VII. 11: Schéma de Ferrailage de l'entretoise.	76

Chapitre VIII: Etude de la précontrainte

Figure VIII. 1: Tracé d'un câble.....	83
Figure VIII 2 :disposition des câbles.....	85
Figure VIII. 3: Tracé des câbles.	86
Figure VIII. 4: composantes de la force de précontrainte	88
Figure VIII. 5: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1	94
Figure VIII. 6: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2....	96
Figure VIII. 7: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3	98
Figure VIII. 8: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4....	99

Chapitre IX: Etude de la pile

Figure IX. 1: Détail de l'infrastructure.....	109
Figure IX. 2: la modélisation de chevêtre	112
Figure IX. 3: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable .	113
Figure IX. 4: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable	114
Figure IX. 5: Ferrailage du chevêtre.	118
Figure IX. 6: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable	122
Figure IX. 7: Ferrailage du fut.	123

Chapitre X: Etude de la culée

Figure X. 1: les dimensions de la culée.....	125
--	-----

Liste des tableaux

Chapitre II: Présentation et description de l'ouvrage

Tableau II. 1: Exemple de sondage pressiométrique SP 10	12
Tableau II. 2: les différents relevés piézométriques effectués chaque semaine.....	13
Tableau II. 3: les différents relevés des sondages carottés effectués sur les points Sc 11 et Sc 12.....	13
Tableau II. 4: Sondage carotté 09.....	14
Tableau II. 5 : Classification des ponts selon RPOA 2008.	16
Tableau II. 6 Tableau II.5 : Coefficient d'accélération de zone.....	16

Chapitre IV: Pré-dimensionnement des éléments

Tableau IV. 1: Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.	33
Tableau IV. 2 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.	33
Tableau IV. 3 : Caractéristiques géométriques de la section about sans hourdis.....	34
Tableau IV. 4 : Caractéristiques géométriques de différentes sections avec hourdis	34

Chapitre V: Calcul des charges et surcharges

Tableau V. 1 : Les coefficients a_1	41
Tableau V. 2 : Les résultats de Système de charge A (L)	42
Tableau V. 3 : Les coefficients B_C	43
Tableau V. 4 : Les résultats de Système de charge B_C	44
Tableau V. 5 : Les coefficients B_t	45
Tableau V. 6 : Les résultats de Système de charge B_t	46
Tableau V. 7 : Les résultats de Système de charge B_r	46

Chapitre VI: Modélisation du tablier par Robot

Tableau VI. 1 Combinaisons des charges.	55
--	----

Chapitre VIII: Etude de la précontrainte

Tableau VIII. 1: Caractéristiques de la poutre.	79
Tableau VIII. 2: La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :	85
Tableau VIII. 3: Récapitulatif des longueurs des câbles.....	87
Tableau VIII. 4: Positionnement des câbles a l'about.....	88
Tableau VIII. 5: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).	89
Tableau VIII. 6: Caractéristiques géométriques de la gaine.	89
Tableau VIII. 7: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.....	90
Tableau VIII. 8 : Caractéristiques géométriques de la gaine.	90

Tableau VIII. 9: Caractéristiques de la section d'about + hourdis.	90
Tableau VIII. 10 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.	91
Tableau VIII. 11 : Perte par frottement.	92
Tableau VIII. 12 : Les aires des câbles.	100
Tableau VIII. 13: La tension des câbles.....	100
Tableau VIII. 14: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.	101
Tableau VIII. 15: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).	102
Tableau VIII. 16: Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).	103
Tableau VIII. 17: Tensions initiales probables « σ_{Pi} (MPa) ».	103
Tableau VIII. 18: Valeurs des pertes dues au retrait de béton.	104
Tableau VIII. 19: Pertes dans les câbles de la 1ère famille.	105
Tableau VIII. 20: Pertes par fluage $\Delta\sigma_{fl}(x)$ dans les câbles de la 1ère famille.....	107
Tableau VIII. 21: Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ " dans les différentes sections s.....	107
Tableau VIII. 22: Pourcentage des pertes.	108

Chapitre IX: Etude de la pile

Tableau IX. 1: Valeurs des charges et surcharges aux états limites.....	111
Tableau IX. 2: Efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevron.	114
Tableau IX. 3: Ferrailage longitudinal du chevron.....	115
Tableau IX. 4: Ferrailage longitudinal du chevron.....	120
Tableau IX. 5: Combinaison des efforts.....	120

Chapitre X: Etude de la culée

Tableau X. 1: valeurs des moments dus à la charge permanente.	126
--	-----

Introduction générale

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

On appelle pont, tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

L'objet de notre mémoire de fin d'études consiste à étudier la pénétrante reliant la wilaya de Guelma à l'autoroute Est Ouest, il rentre dans le cadre de développement économique et social de la région et l'ensemble du pays, cette liaison s'étend sur 35.7 km dont 7.5 km dans la wilaya de Annaba, l'ouvrage qui sera réalisé en deux fois trois voies comprendra deux viaducs et cinq échangeurs. Il s'agit d'un viaduc (SELMOUN EL HACHEMI), qui se situe sur le territoire de la wilaya de Annaba au PK 27+000 où la pénétrante autoroutière relie la ville de Guelma à l'Autoroute Est-Ouest sur un linéaire de 35.7 Km. Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale, une fois que la variante est définie, 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 ouvrages d'arts », dans ce chapitre on a étudié généralement l'importance et différents types des ponts et la démarche de conception.

Chapitre 2 : « Présentation et description de l'ouvrage », on a décrit l'ouvrage et toutes les données fonctionnelles et naturelles constituant notre projet.

Chapitre 3 : « Caractéristiques des matériaux », on s'est intéressé à la définition des caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

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

Chapitre 5 : « Calcul des charges et surcharges », on a cité toutes les charges dues au trafic et les actions hors trafic qui peuvent 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 différents chargements.

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

Chapitre 8 : « Etudes de la précontrainte et les pertes de tension », On a traité la précontrainte par post tension et leurs pertes.

Chapitre 9 : « Etude de la pile », on a cité les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations et le ferrailage.

Chapitre 10 : « 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 I
Généralités sur les ouvrages
d'art

Chapitre I Généralités sur les ouvrages d'art

I.1.Introduction

Un **pont** est une construction qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel, (dépression, cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin), en passant par-dessus. Le franchissement supporte le passage des humains et des véhicules dans le cas d'un pont routier, ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. On désigne également comme écoduc ou écopons, des passages construits ou « réservés » dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'être humain ou résultant de ses activités. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art. Leur construction relève du génie civil.

I.2. Généralités sur les ponts

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels), mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, digues) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que, dans leur conception l'importance de l'aspect esthétique et architectural est majeure. En plus, leur réalisation fait intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

I.3. Ponts courants

D'une façon générale, on appelle pont, tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. À l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre.

Les ponts courants désignent la majorité des ouvrages d'art ; ils sont définis généralement par complémentarité aux ponts non courants caractérisés eux-mêmes par :

Chapitre I Généralités sur les ouvrages d'art

- Les ponts possédant au moins une travée de 40 m de portée,
- Les ponts de longueur totale supérieure à 100m,
- Les ponts dont la surface totale du tablier dépasse 1 200m²,
- Les ponts mobiles,
- Les ponts canaux,
- Les ouvrages de pont, se caractérisant par des difficultés particulières de dimensionnement, de conception ou de réalisation, relevant de techniques de construction innovantes, présentant des géométries complexes (biais ou courbure importants...), nécessitant des travaux de fondations spéciaux, des études particulières (effets dynamiques).

I.4. Classification des ponts

Il est extrêmement difficile de classer les ponts en différentes catégories, car il existe de très nombreux critères de classement. On aura ci-dessous une liste non exhaustive de critères de classification avec quelques exemples illustrés.

Selon la fonction du pont

La fonction d'un pont diffère d'un ouvrage à un autre. On peut trouver des :

- **Ponts route** : portant une route permettant la circulation des véhicules.
- **Ponts rail** : supportant les chemins de fer.
- **Passerelles à piétons** : réservées uniquement au passage des piétons.
- **Ponts aqueduc** : permettent le passage des canalisations d'eau.
- **Ponts canaux** : permettent à un cours d'eau navigable, généralement un canal, de franchir un obstacle en creux (figure 1.1).



Figure I. 1: Pont canal

Chapitre I Généralités sur les ouvrages d'art

- **Ponts pour avions** : permettent aux avions de franchir un obstacle dans les aéroports (figure 1.2).



Figure I. 2 : Pont-avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle.

✚ Selon les matériaux de construction

Les ponts peuvent aussi se distinguer par leurs matériaux de construction :

- **Pont en maçonnerie** : construit en pierre, ce pont ne travaille qu'en compression.
- **Pont en béton armé** : ce type de ponts est couramment utilisé vu que le coût du béton armé est assez économique par rapport aux autres matériaux.
- **Pont en béton précontraint** : les éléments porteurs sont munis de câbles précontraints. Cette technique aide à diminuer le nombre d'appuis.
- **Pont mixte** : ce type de pont présente en général des appuis en béton armé avec des éléments porteurs en charpente (figure 1.3).



Figure I. 3: Pont mixte.

Chapitre I Généralités sur les ouvrages d'art

✚ Selon la nature des éléments porteurs

Les éléments porteurs sont les responsables à réagir aux charges permanentes et d'exploitation du tablier en travaillant à la flexion. On peut trouver :

- **Pont à poutres** : les poutres peuvent être en béton armé (figure 1.4) et dans ce cas elles ont une section rectangulaire simple. Pour les poutres en béton précontraint (figure 1.5) la section est modifiée avec un talon pour bien loger les câbles de précontrainte. Les poutres peuvent être à travées continues coulées sur place ou bien préfabriquées à travées indépendantes.



Figure I. 4: Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé.



Figure I. 5 : Pont à poutres à travées indépendantes en béton précontraint

- **Pont dalle** : les dalles ont une section d'aspect général rectangulaire, qui peut avoir un encorbellement latéral ou des nervures (figure 1.6).

Chapitre I Généralités sur les ouvrages d'art



Figure I. 6: Pont dalle.

- **Pont en arc** : ce type est généralement parmi les anciens ponts en acier, en maçonnerie ou, en béton armé coulé sur place. Il nécessite un échafaudage et un cintre (étalement) important et souvent coûteux. En revanche, ces ponts ont très esthétiques.
- **Pont en poutre-caisson** : c'est un pont dont le tablier est constitué par un assemblage de caissons
- **Pont à câbles** : ce type est employé dans le cas des portées importantes notamment en milieu marin. On distingue dans cette catégorie les ponts suspendus et les ponts à haubans. Les premiers ont leur tablier attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées, sur les berges. Quant aux ponts haubanés, ils tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont.

✚ Selon la position en plan

La position en plan est la direction des appuis par rapport à celle du tablier. On distingue des :

- **Ponts droits** : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont.
- **Ponts biais** : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit pas trop s'éloigner de l'angle droit.
- **Ponts courbes** : Ce sont les ponts dont l'axe présente une courbure. Il faut éviter ce genre de pont dans la mesure du possible. Si cela est inévitable, il faut alors adopter une courbure constante.

Chapitre I Généralités sur les ouvrages d'art

I.5. Eléments constitutifs d'un pont

- ✓ **Tablier** : C'est la partie supportant la voie de circulation. Il comporte le revêtement, l'ossature et tous les autres équipements à savoir les dispositifs de retenue (garde-corp, glissière, séparateur), les joints de chaussée, les corniches, les trottoirs, les systèmes d'étanchéité et d'évacuation d'eau...
- ✓ **Appuis** : Les appuis ont pour rôle de supporter l'ouvrage à partir du niveau de la surface du sol. On distingue les culées qui sont les appuis de rive et les appuis intermédiaires qui peuvent se présenter soit sous la forme de voiles ou bien de colonnes surmontées par un chevet. Le rôle des appareils d'appui est de faire reposer le tablier sur les piles tout en permettant son léger déplacement horizontal et vertical sous l'effet des charges routières. Le modèle le plus courant des appareils d'appui utilisés est celui en élastomère fretté.
- ✓ **Fondation** : La fondation d'un ouvrage permet la transmission des charges vers le sol. Le type d'une fondation varie selon la nature du sol ; si le bon sol n'est pas très profond on peut se contenter d'une fondation superficielle (semelles isolées ou filantes), dans l'autre cas, il faut adopter une fondation profonde (pieux) qui serait surmontée d'une semelle de liaison.

I.6. Données nécessaires pour un projet de pont

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles), qui sont l'ensemble des caractéristiques, permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles), qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

I.6.1. Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles pour un projet de pont sont :

- Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.
- Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de

Chapitre I Généralités sur les ouvrages d'art

nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

I.6.2. Données naturelles

On distingue :

I.6.2.1. Données géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles des fondations.

En ce qui concerne le terrain naturel, le projeteur doit, bien évidemment, connaître avec précision sa topographie, afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer les mouvements de terres et choisir les emplacements les plus adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

I.6.2.2. Données hydrauliques

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace. Les principaux renseignements sont les niveaux correspondant aux PHEC (plus hautes eaux connues), PHEN (plus hautes eaux navigables). Le niveau des PHEC permet de caler le profil en long de l'ouvrage.

Chapitre II
Présentation et description de
l'ouvrage

II.1. Introduction

Le projet de la pénétrante reliant la wilaya de Guelma à l'autoroute Est Ouest (figure 2.1), rentre dans le cadre de développement économique et social de la région et l'ensemble du pays, cette liaison dont l'emprise couvre 134 Ha s'entend sur 35.7 km dont 7.5 km dans la wilaya de Annaba, l'ouvrage qui sera réalisé en deux fois trois voies comprendra deux viaducs et cinq échangeurs.

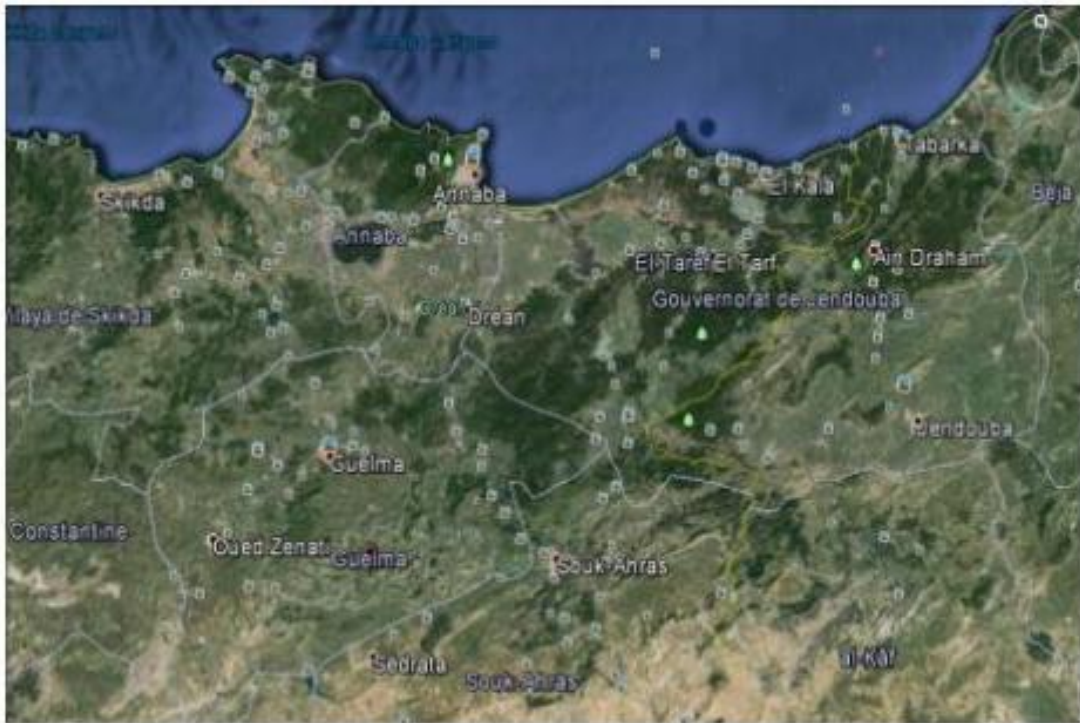


Figure II. 1 :Présentation de l'ouvrage.

Notre projet s'agit d'un viaduc (SELMOUN EL HACHEMI) qui se situe sur le territoire de la wilaya de Annaba au PK 27+000 ou la pénétrante autoroutière relie la ville de Guelma à L'Autoroute Est-Ouest sur un linéaire de 35.7 Km

II.2. Description de l'ouvrage

Les caractéristiques du viaduc sont comme suit :

- La longueur de l'ouvrage est de 280 mètres.
- La largeur du tablier atteint les 11.50 mètres
- La largeur rouable est de 10.5 mètres
- Contient 7 poutres de 40 mètres, qui ont 2 mètres de hauteur et 25 cm d'épaisseur.

II.3. Exigences fonctionnelles

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (**tracé en plan,**

Profil en travers, profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), Permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

II.3 .1 Données relatives à la voie

- + **Le tracé en plan :** Le tracé en plan (figure II.2) est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques :

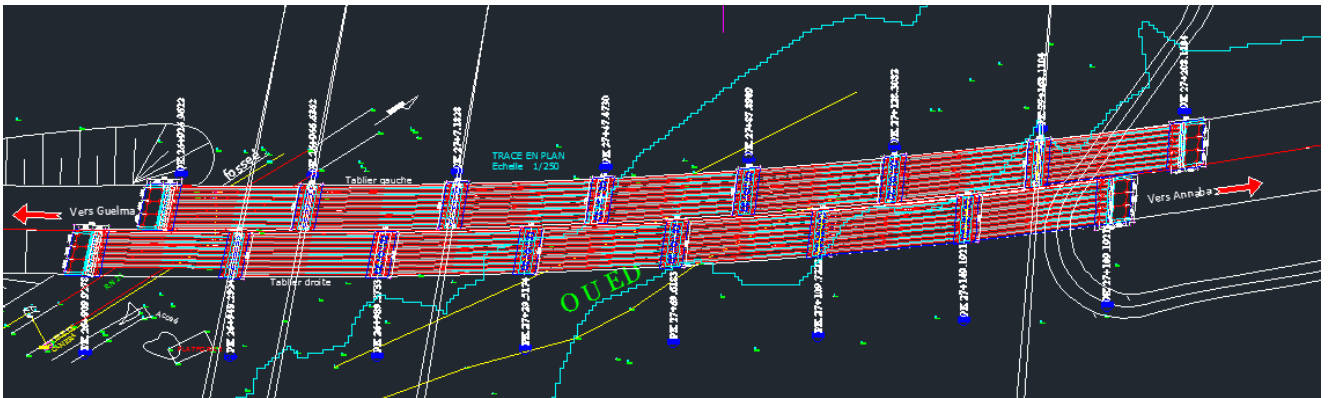


Figure II. 2: tracé en plan du viaduc.

- + **Profil en long :** Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux Contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 2.5%.

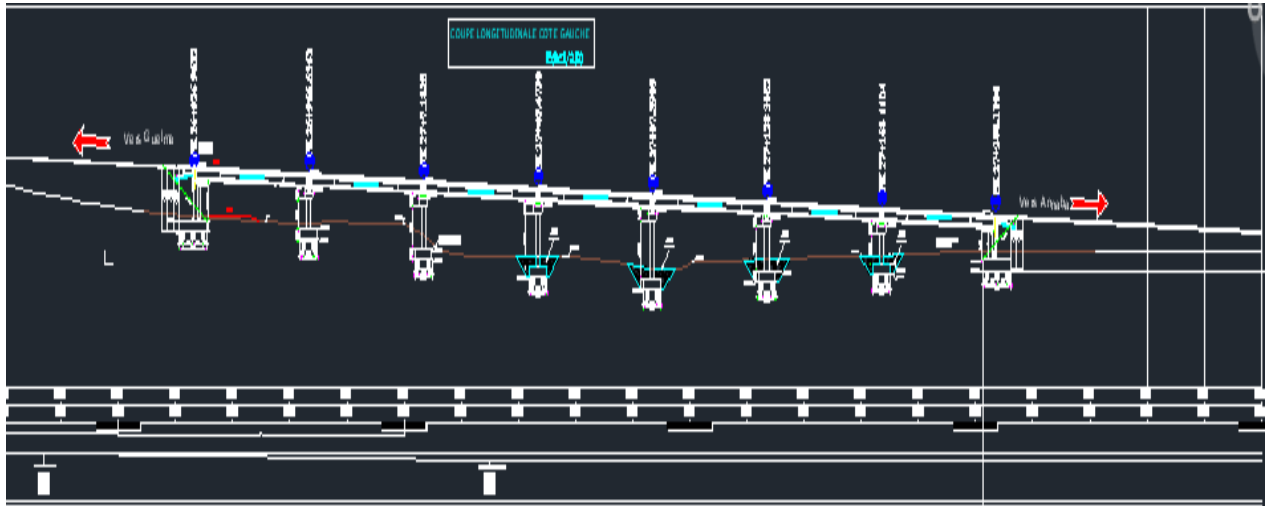


Figure II. 3: Profil en long du viaduc.

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

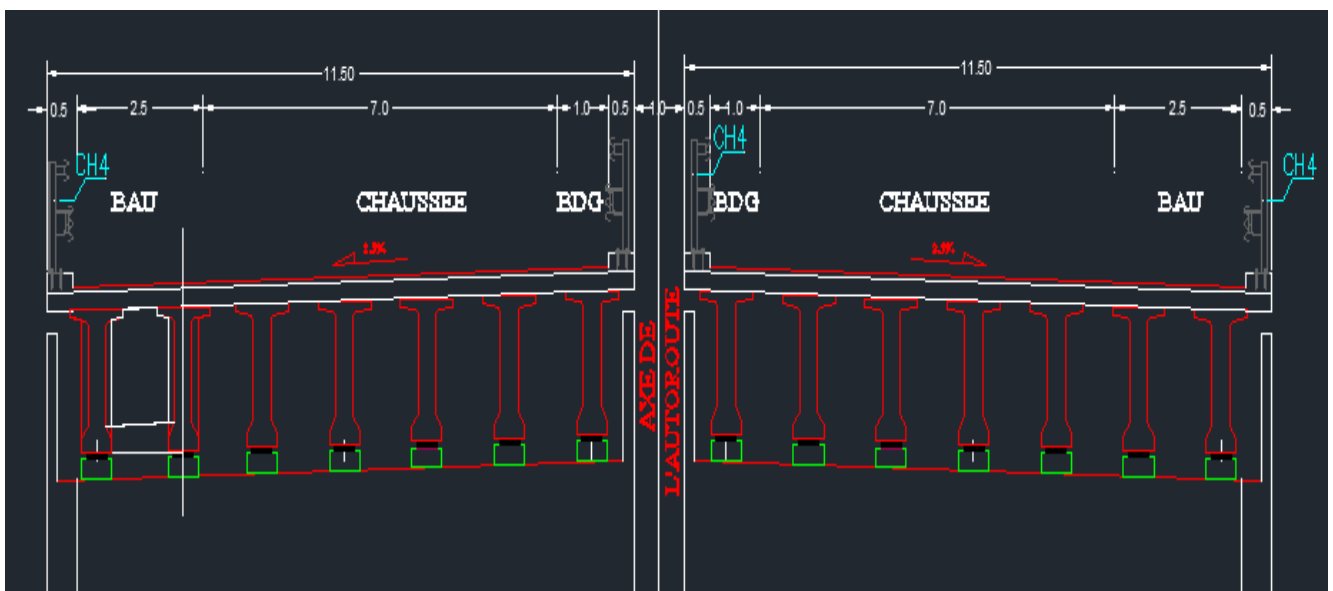


Figure II. 4: Profil en travers du viaduc.

- Largeur rouable $L_r = 10.5$ m
- Largeur utilisée $L_t = 11.5$ m
- Nombre de voies : $N = 3$ voies
- Une pente transversale de 2.5%.

II.3.2 Exigences naturelles

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement entourant l'ouvrage, on distingue :

✚ **Les données géologiques** :

La localité de **SELMOUN ELHACHEMI** dans la wilaya de **GUELMA** est constituée de : argiles (limoneuse, brunâtre), cailloux, et marne (sableuse, grise). Pour connaître le sol de fondation d'une manière parfaite, il faut faire des sondages aux endroits de l'emplacement des appuis.

Les données géotechniques :

Il s'agit d'un paramètre primordial qui permet de prévoir les meilleures conditions de stabilité et de rigidité de la structure, de définir le type d'ouvrage convenant le mieux à la brèche et enfin conditionne le type de fondation pour les appuis ainsi que leurs procédés d'exécution, dont le but est d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage. Les informations essentielles sur la nature des terrains à savoir :

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

Ces essais réalisés ont permis de déterminer la nature du sol que l'ouvrage devra traverser :

✓ **Essai pressiométrique :**

- Le module pressiométrique <<**E**>> définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite <<**PL**>> définit la résistance du sol à la rupture.

✓ **Sondages pressiométriques réalisés:** Conformément au programme géotechnique de notre ouvrage d'art établi par le client qui a porté sur l'exécution de :

- **Viaduc Selmoun El Hachemi : PK 27+000**

Quatorze (14) sondages pressiométriques de **40 ml notés SP 10, SP 11, SP 12, SP 13, SP 14, SP 15, SP 16, SP 17, SP 18, SP 19, SP 20, SP 21, SP 22, SP 23**, et quatre (04) sondages pressiométriques de **30ml notés SP 24', SP 25', SP 26' et SP27'** pour compléter la campagne géotechnique.

Tableau II. 1: Exemple de sondage pressiométrique SP 10

Sondage pressiométrique SP 10 – PK 07+309 (PK 27+000 DEX)				
Profondeurs (m)	Module pressiométrique (E) en bars	Pression limite (Pl) en bars	Pression de fluage (Pf) en bars	E / Pl
1.00	133.30	7.40	2.40	18.00
3.00	1520.00	48.70	31.10	31.40
5.00	218.60	8.40	3.00	26.00
7.00	647.70	18.50	7.40	35.00
9.00	1898.50	49.60	49.60	38.30
11.00	4530.50	50.00	50.00	90.60
13.00	4988.10	50.20	50.20	99.40
15.00	5652.30	50.50	50.50	111.90
17.00	3982.00	50.50	50.50	78.70
19.00	6372.70	50.90	50.90	125.20
21.00	4160.80	51.00	51.00	81.60
23.00	15205.30	51.30	51.30	296.40
25.00	5919.50	51.40	51.40	115.20
27.00	6302.00	51.60	51.60	122.10
29.00	5674.40	51.80	51.80	109.50
31.00	4657.50	52.00	52.00	89.60
33.00	6006.70	52.30	52.30	114.90
35.00	5129.50	52.40	42.50	97.90
37.00	10403.80	52.70	52.70	197.40
39.00	4807.60	52.80	52.80	91.10

Numéro de sondage	Levé piézométrique par rapport au niveau du terrain naturel actuel						
	10.10.2015	14.10.2015	17.10.2015	20.10.2015	1.11.2015	01.12.2015	19.12.2015
Sc 09-PK 27+00	4.8m/TN	/	6 m/TN	5.30 m/TN	4.80 m/TN	/	4.70 m/TN
Sc 10-PK 27+00	5.4m/TN	/	5.5m/TN	5.45 m/TN	5.40 m/TN	/	4.40 m/TN

➤ **Levés piézométriques** : les différents relevés piézométriques effectués chaque semaine sont représentés dans les tableaux II.3 suivants :

Sondage carotté	Par rapport au niveau du terrain naturel actuel
Sc 11	Obstruit par les travaux de réalisation des pieux
Sc 12	3.30 m/TN

Tableau II. 3: les différents relevés des sondages carottés effectués sur les points Sc 11 et Sc 12.

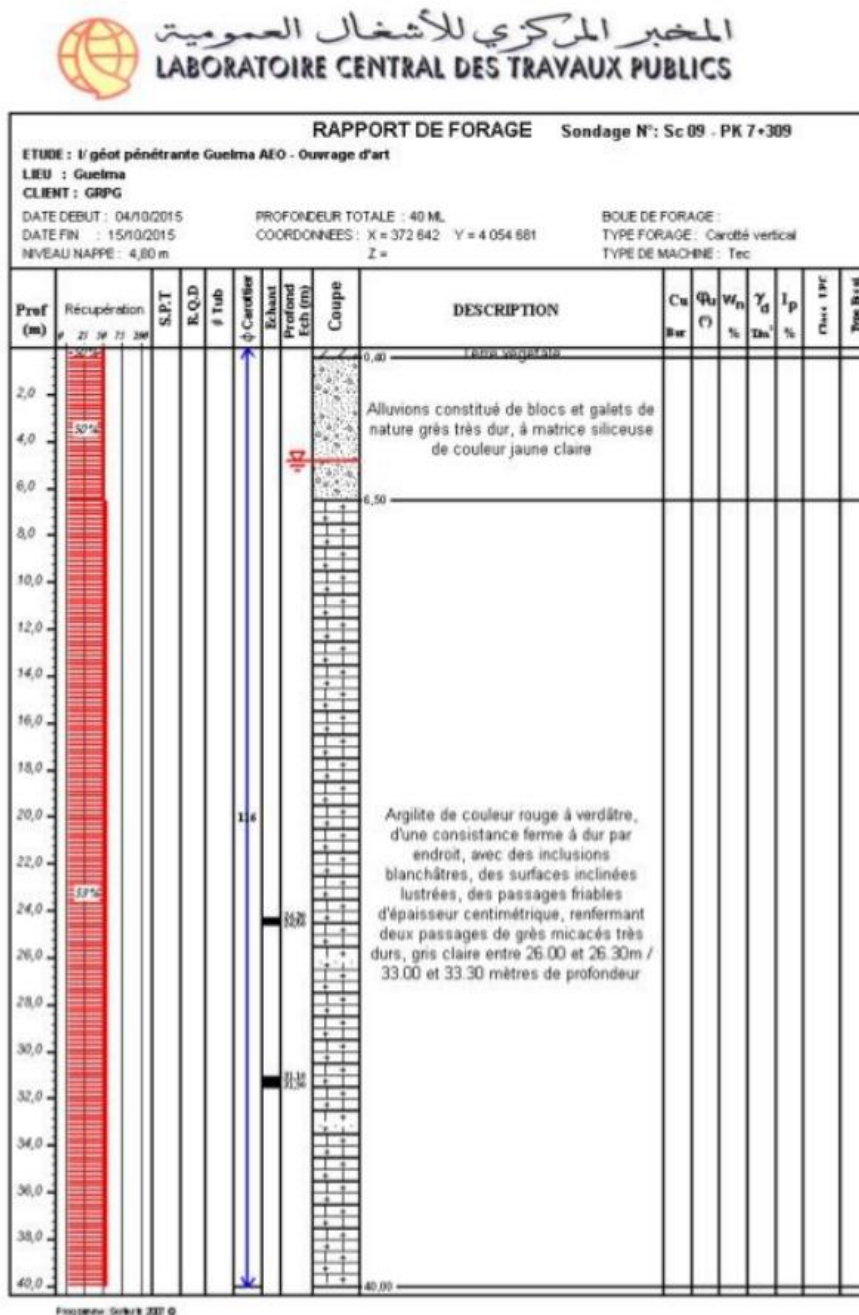
➤ **Sondages carottés** :

Conformément au programme géotechnique du lot ouvrage d'art, établi par les soins du client, celui – ci a porté sur l'exécution de :

- Viaduc Selmoun El Hachemi : **PK 27+000**

Deux sondages carottés de **40 ml** notés **SC 09** et **SC 10** et Deux autres sondages carottés de **30 ml** notés **SC 11'** et **SC 12'**. Voici un exemple :

Tableau II. 4: Sondage carotté 09.



Données topographiques :

Il convient de disposer d'un relevé topographique le plus précis possible, avec l'indication de repères de niveau, l'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influence sur la conception générale, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier.

Données sismiques :

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques. La région de Guelma est située dans la zone (IIa) de moyenne sismicité, la conception et la réalisation des projets devront tenir en compte la sismicité de la région et l'arrêté parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003).

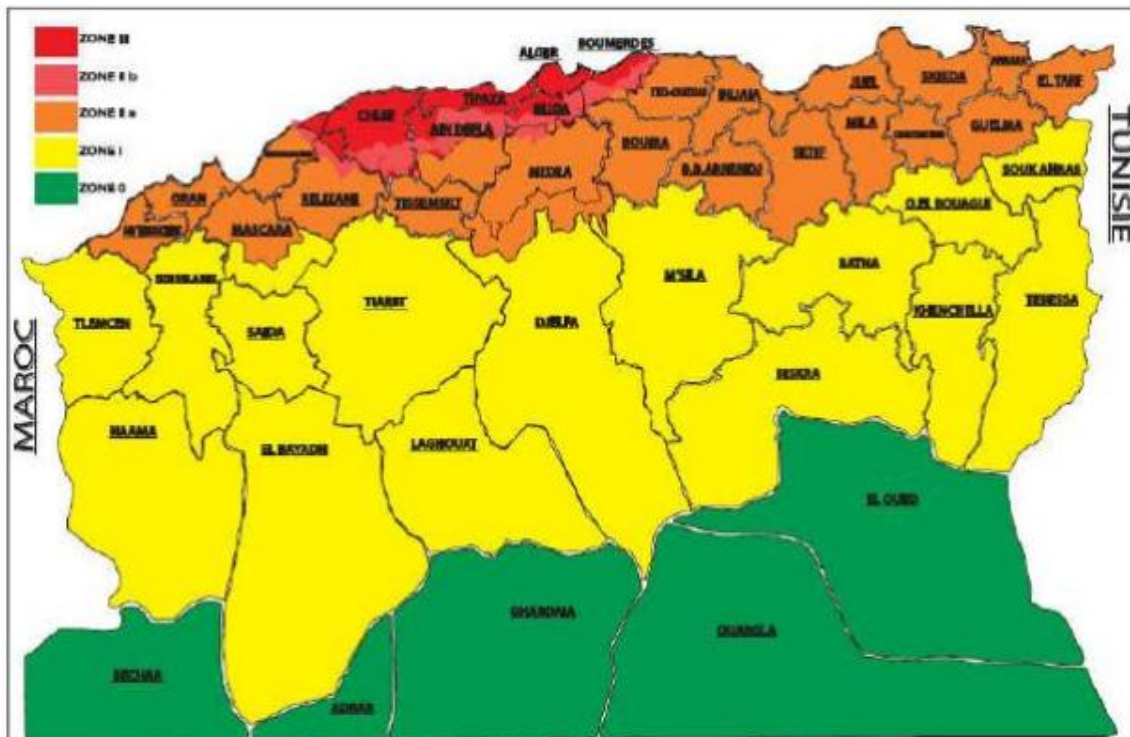


Figure II. 5: carte de zonage sismique de l'Algérie « Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art – RPOA 2008, arrêté du 27 juin de 2009 ».

Le viaduc Selmoun el Hachemi appartient au groupe 1 selon RPOA, chapitre 2.2 tableau II.1.

Tableau II. 5 : Classification des ponts selon RPOA 2008.

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Ces deux données de base déterminent les coefficients d'accélération de calcul à utiliser selon le tableau suivant : $ac=0.25g$.

Tableau II. 6 Tableau II.5 : Coefficient d'accélération de zone.

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

Données climatiques :

La Température : Les effets de température (gradient thermique) sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, ils interviennent également au niveau de dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis (30°C).

La Neige : Les effets de la neige, ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

Le vent : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titre II) (1.25 KN/m²).

II.4. La précontrainte

La précontrainte est une technique de construction des ouvrages en béton, qui consiste à créer

des efforts internes favorables. Ceux-ci sont soigneusement ajustés pour réduire les effets de la faiblesse du béton en traction. L'acier est mis en traction au moyen d'un dispositif qui sera décrit plus bas : cet effort est transmis au béton qui est ainsi mis en compression.

Le terme « précontrainte » indique que le béton est mis en compression avant que la structure entre en fonction. La précontrainte permet d'augmenter sensiblement la rigidité d'une structure en béton armé, tout en rendant possible la pleine utilisation du béton à très haute résistance.

II.4.1 Modes de la précontraintes

II.4.1.1. Précontrainte par post tension

Consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante.
- Coulage du béton et durcissement.
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci.
- Blocage des aciers au cône d'ancrage.
- Injection du coulis dans la gaine.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.

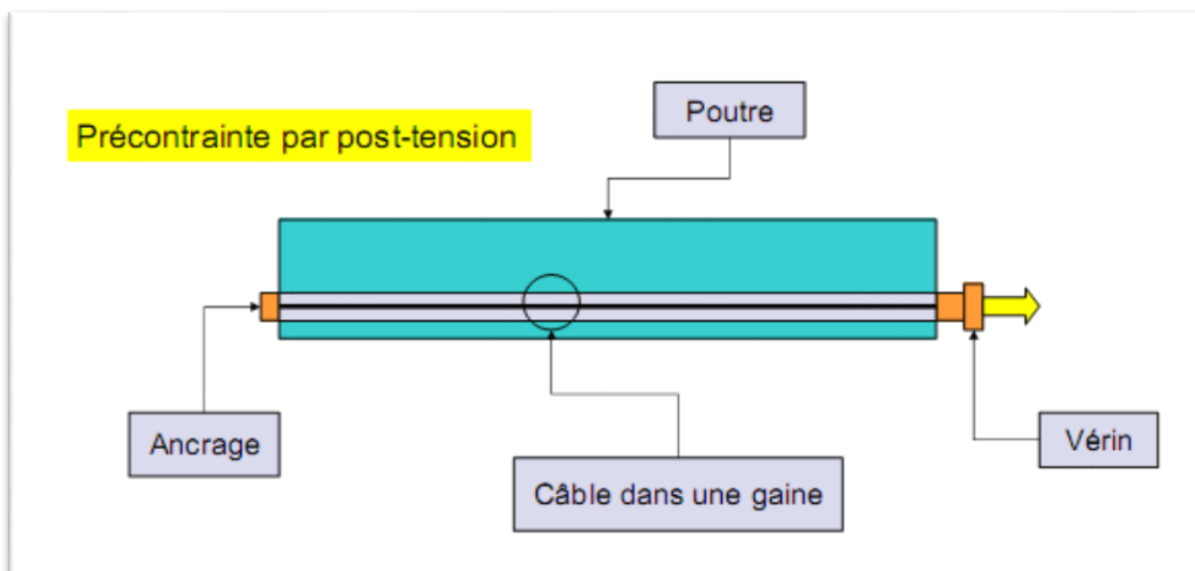


Figure II. 6: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension

II.4.1.2 Pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton, elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons).
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

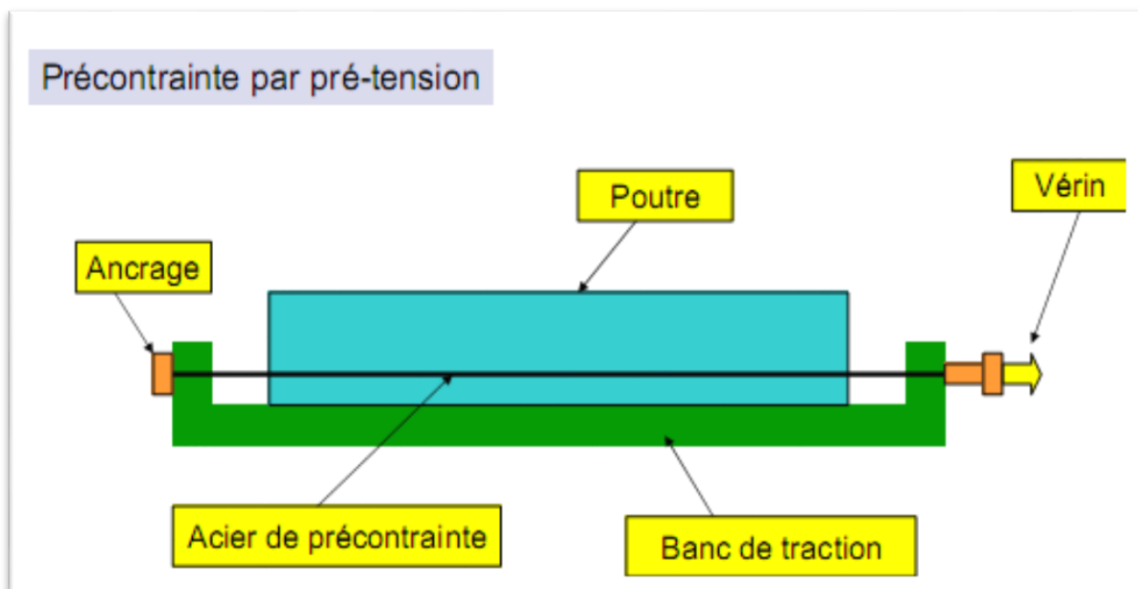


Figure II. 7: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension

Chapitre III
Caractéristiques des
matériaux

III.1. Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.

III.2. Caractéristiques des matériaux

III.2.1 Le béton

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque.
- Il est compatible avec d'autres matériaux spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.

Il est constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau), il est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise, celle-ci est notée " f_{c28} ", elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} ". Le BPEL et BAEL donne les relations suivantes à prendre en compte dans le calcul :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.73+0.83j} * f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} [\text{MPa}]$$

On peut déterminer la résistance du béton par sa capacité interne, à reprendre les forces de tractions et de compressions.

III.2.1.1 Résistance du béton à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, qui sera noté par le symbole « f_{c28} », caractérisé par :

- La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.
- La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément est :
- $f_{c28} = 40\text{MPa}$ pour les poutres.
- $f_{c28} = 35\text{MPa}$ pour les dalles du tablier, la pile, la culée et pour la chevêtre et pieux.

III.2.1.2 Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression dans laquelle f_{cj} et f_{tj} sont exprimées en MPa :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 40 = 3.3\text{MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 35 = 2.7\text{MPa}$$

III.2.1.3 Contraintes admissibles du béton (selon BAEL91rev99)

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

- **Contrainte admissible à la compression (E.L.U) :**

Pour le calcul à l'E.L. U, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

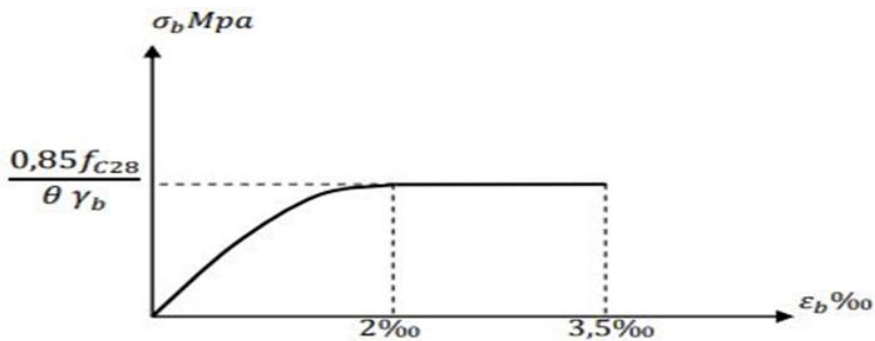


Figure III. 1: Diagramme Contrainte –Déformation du béton.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

Avec : θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

- $\theta = 1$ $t > 24\text{h}$
- $\theta = 0.9$ $h \leq t \leq 24\text{h}$
- $\theta = 0.85$ $t > 1\text{h}$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1.50$ dans la situation durable et transitoire

- $\gamma_b=1.15$ dans la situation accidentelle.

$\gamma_b= 1.5 \rightarrow$ Situations durables $\rightarrow f_{bu}= 22.66 \text{ MPa}$ ($f_{c28}= 40 \text{ MPa}$)

$\gamma_b= 1.15 \rightarrow$ Situations accidentelles $\rightarrow f_{bu}= 29.56 \text{ MPa}$ ($f_{c28} = 40 \text{ MPa}$)

$\gamma_b= 1.5 \rightarrow$ Situations durables $\rightarrow f_{bu}= 19.83 \text{ MPa}$ ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$)

$\gamma_b= 1.15 \rightarrow$ Situations accidentelles $\rightarrow f_{bu}= 25.86 \text{ MPa}$ ($f_{c28} = 35 \text{ MPa}$)

• **Contrainte admissible à la compression (E.L.S) :**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée par l'expression suivante :

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

$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$ Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0.5 f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$ Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa}$ Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

III.2.1.4 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale.

$\nu = (\Delta t/t) / (\Delta l/l)$

Avec :

ν : représente le coefficient de poisson.

t : cote de l'élément considéré.

l : longueur de l'élément considéré.

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

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S)

- $\nu = 0,00$ pour un béton fissuré. (E.L.U)

III.2.1.5 Module de déformation longitudinale du béton

On définit deux modules de déformation pour le béton donné par les règles B.P.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée E_{ij} (courte durée < 24h)

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa, pour } f_{c28} = 40 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.68 \text{ MPa. } f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée (retrait ; fluage) E_{vj} (longue durée > 24h):

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

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{40} = 12653.66 \text{ MPa, pour } f_{c28} = 40 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.8 \text{ MPa. } f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation longitudinale (E) : (pour les piles et les culées; $f_{c28} = 35$ MPa)**

Toujours, on utilise les mêmes formules exploitées dans le béton précontraint :

- Module de déformation instantanée du béton :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{30} = 35981.68 \text{ MPa}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée (différée) :

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

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.93 \text{ MPa}$$

III.2.1.6 Déformation transversale du béton G

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E_{ij} / 2(1 - \nu)$$

III.2.2 Les aciers

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
 - Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- Fils :

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.

- Barre :

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées. Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm. Mais il existe des barres plus grosses (Macalloy 40, 50 et même 75 mm). De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

- Torons :

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (Diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

12,5 mm (fréquemment désigné par T13)

12,9 mm (T13S)

15,2 mm (T15)

15,7 mm (T15S)

III.2.2.1 aciers actifs

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

$$P_0 = (0,85 f_{prg} \text{ ou } 0,95 f_{peg})$$

- f_{prg} : La limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860 MPa
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1640 MPa.

Ses limites sont garanties par ALGA :

Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 Super TBR (très basse relaxation)

- Nombre de torons par câble : 15
- Section nominale de l'acier : $A_p = 150 \text{ mm}^2$
- Nombre de câble est 4

III.2.2.1.1 La limite élastique

On définit la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

III.2.2.1.2 Module de Young

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale (E_p) est égal à :

200000 MPa : Pour les fils et les barres. :

195000 MPa : Pour les torons.

✓ Diagramme contrainte-déformation :

Pour les fils trempés et barres :

$$\text{Si } \varepsilon_p < \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

$$\text{Si } \varepsilon_p > \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = f_{prg}$$

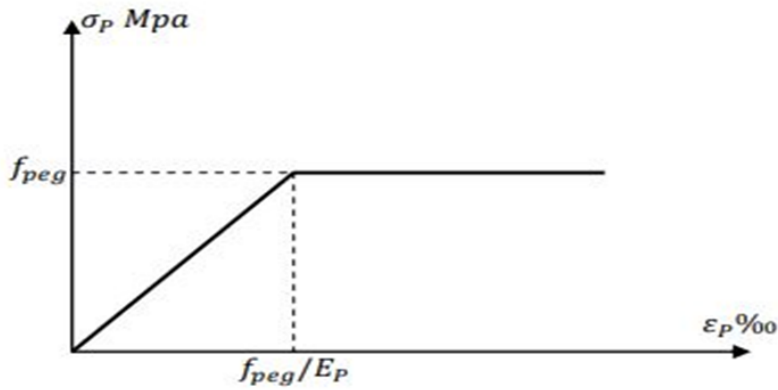


Figure III. 2: Diagramme contrainte –déformation des aciers actifs

III.2.2.2 Acier passif (BAEL)

Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500, la limite d'élasticité garantie est : $f_e = 500 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité vaut : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

La contrainte de traction admissible vaut :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$\gamma_s = 1,15$ (Situation durable ou transitoire) ; $\sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,00$ (Situation accidentelle) ; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$

Le diagramme contrainte- déformation des aciers passifs est donné par la figure 3.3 :

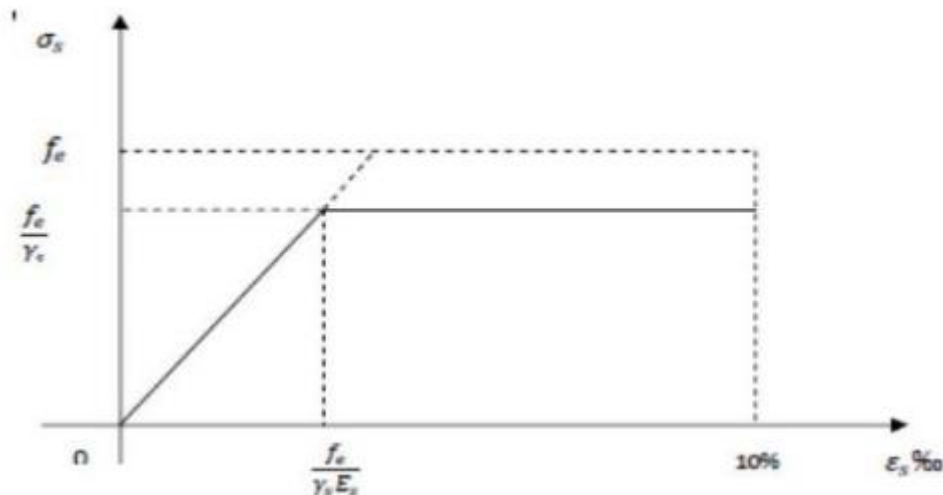


Figure III. 3: Diagramme contrainte - déformation des aciers passifs.

III.3. Conclusion

On a opté un béton résistant jusqu'à 40MPa pour la superstructure et 35 MPa, pour

l'infrastructure, avec des aciers passifs d'une limite d'élasticité de 500 MPa et des câbles de précontraintes de 12T15s.

Chapitre IV

Pré-dimensionnement des éléments

IV.1. Introduction

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont généralement employés pour les portées comprises entre 25 et 50 m en précontraint par post tension. Ce type de tablier fait l'objet d'un document technique du SETRA.

Dans ce chapitre nous établirons un prédimensionnement de la superstructure (poutres, hourdis), ainsi tout ce qui concerne les caractéristiques géométriques du tablier.

IV.2. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques principales de cet ouvrage sont les suivantes :

- Longueur totale du pont $L = 280$ m composé de 07 travées indépendants de 40 m de longueur
- La portée des poutres $L = 40$ m
- La largeur de tablier $L = 11.50$ m
- La largeur roulable $L_R = 10.50$ m
- La largeur chargeable $L_c = 10.50$ m
- Le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations : $n = L_R/3 = 3$ voies
- La largeur d'une voies $v = L_c / n = 3.5$ m, une bande dérasée de 1m au côté gauche et une bande d'arrêt d'urgence de 2.5 m.

Donc c'est un **pont de 1 ère classe**, $L_R \geq 7$ m .

IV.3. Pré dimensionnement de la poutre :

Une poutre (figure 4.1) est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton arme, en béton précontraint servant de support un plancher avec les charges d'exploitations. C'est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième. Pour des conditions de résistance et de rendement, la section doit être mince et ce afin d'augmenter la rigidité flexionnelle de la poutre. Pour cela on choisit une section en T :

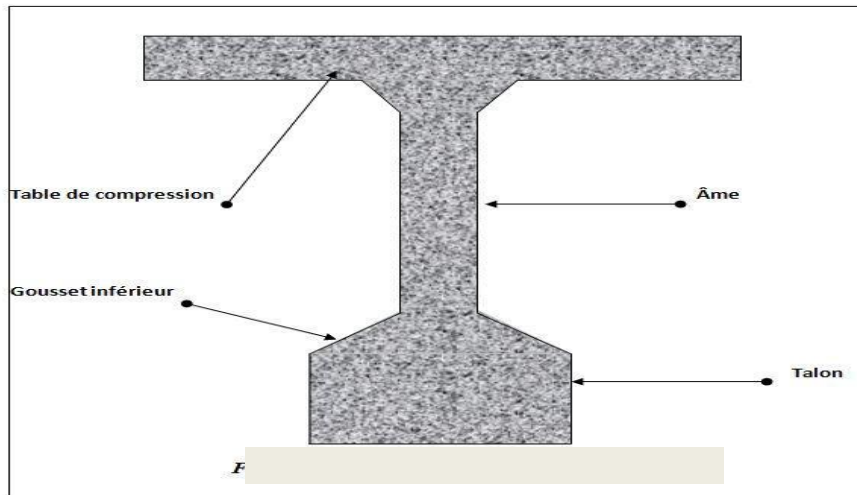


Figure IV. 1: Coupe transversale de la poutre.

IV.3.1 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 très 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 précontraintes est déterminé selon les recommandations de **SETRA**, la hauteur des poutres est déterminée à partir de l'élançement par la formule :

$$\frac{H_t}{L} = \frac{1}{18}$$

Avec :

H_t : La hauteur totale du tablier

Donc : $H_t = 40 \div 18 = 2.22$ m Selon **G. DREUX**, et pour les ponts à poutres ($L \geq 20$ m).

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq H_t = 2.22 \leq \frac{L}{20} + 0.50$$

$$1.80 \leq H_t = 2.22 \leq 2.50$$

On prendre : $H_t = 2.00$ m

IV.3.2. Épaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme est dimensionnée de telle sorte qu'elle respecte les conditions suivantes :

- La résistance à l'effort tranchant
- Facilite le bétonnage et éventuellement la vibration
- Enrobage convenable pour les armatures de précontrainte
- Limitation de la contrainte de cisaillement à une contrainte admissible.

- Elle est d'autant plus importante à l'appui ou l'effort tranchante est maximal :

D'après G. DREUX : On adopte :

➤ **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 : $b_0 = 25 \text{ cm}$

➤ **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 : $b_0 = 35 \text{ cm}$

➤ **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 de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe : $b_0 = 60 \text{ cm}$

IV.3.3. Largeur de talon (L_t) :

La largeur de talon est donnée comme suit :

$$0.50 \text{ m} \leq L_t \leq 0.80 \text{ m}$$

On prend largeur de talon : $L_t = 60 \text{ cm}$

IV.3.4. Epaisseur du talon :

On prend $E_t = 20 \text{ cm}$.

IV.3.4. Le nombre de poutre :

Le nombre des poutres est donné par :

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

L: Entraxe entre les poutres d'extrémités : $L = 11.5 \text{ m}$

λ : Entraxe entre deux poutres : $d = 1.70 \text{ m}$

$$N = \frac{11,5}{1,7} + 1 = 7.75$$

D'où $N = 07$ poutres.

IV.3.5. Table de compression « b » :

➤ La largeur de la table de compression

La largeur « b » de la dalle de compression doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral, et elle est conditionnée par la largeur du hourdis. Elle est donnée :

$$0,6 H_t \leq b$$

On a : $H_t = 2$ m.

Donc $1,20\text{m} \leq b$

On prend $b = 1,04$ m.

Remarque :

Dans ce cas, des prés dalles sont nécessaires pour le coffrage du hourdis. On prévoit des goussets qui jouent un triple rôle :

- Faciliter la mise en œuvre du béton.
- Assurer l'encastrement physique de la table à l'âme.
- Permettre de loger les ancrages des câbles.

➤ Epaisseur de la table de compression :

L'épaisseur de la dalle de compression e est donnée par :

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

Donc : $e = 11.5\text{cm}$.

IV.3.6. 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 : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

- En travée : $\begin{cases} -\alpha_1 = 8^\circ \Rightarrow e_1 = 4\text{cm} \\ -\alpha_2 = 51^\circ \Rightarrow e_2 = 5.6\text{cm}. \end{cases}$
- A l'about : $\{\alpha_1 = 7,5^\circ; e_1 = 2.9\text{cm}$
- A l'appui : $\begin{cases} \alpha_1 = 52^\circ \Rightarrow e_1 = 17.5\text{cm} \\ \alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 22.5\text{cm}. \end{cases}$

IV.4. Épaisseur 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 et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres. Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

- Portée transversale du hourdis liée à l'espacement entre axes des poutres.
- Existence ou non d'entretoises intermédiaires.
- Fonctionnement transversal du tablier (B.P ou B.A).

Son épaisseur h_0 en général vaut :

$$20 \leq h_0 \leq 30$$

On fixe : $h_0 = 25\text{cm}$

IV.4.1 Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à la longueur des poutres.

Donc : $L_a = 40\text{ m}$

IV.4.2. Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle L_d ou de l'hourdis généralement égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Pour notre cas on a pas de trottoirs la largeur roulable est de **10.5m** et pour les bordures et corniches elle est de **2×0.5m**, Donc : $L_d = 11.5\text{m}$.

IV.5. Notation utilisée

Z : bras de levier de la poutre considérée par rapport à l'axe (Δ)

I_Δ : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

$$I_\Delta = S_\Delta - Z'$$

I_G : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe neutre.

B : section totale de la poutre

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

r : Rayon de giration $r^2 = \frac{I_G}{B}$

ρ : rendement géométriques de la section :

$$\rho = \frac{IG}{B \times V \times V'} = \frac{r^2}{V \times V'}$$

Avec : V et V' distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre :

$$\begin{cases} V = ht - V' \\ V' = \frac{S_{\Delta}}{B} \end{cases}$$

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

Avec :

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

$Z = Z [1 + (h^2 / 12 \times Z^2)]$ Section rectangulaire.

$Z = Z [1 + (h^2 / 18 \times Z^2)]$ Section triangulaire.

Avec :

h: hauteur de la section considérée.

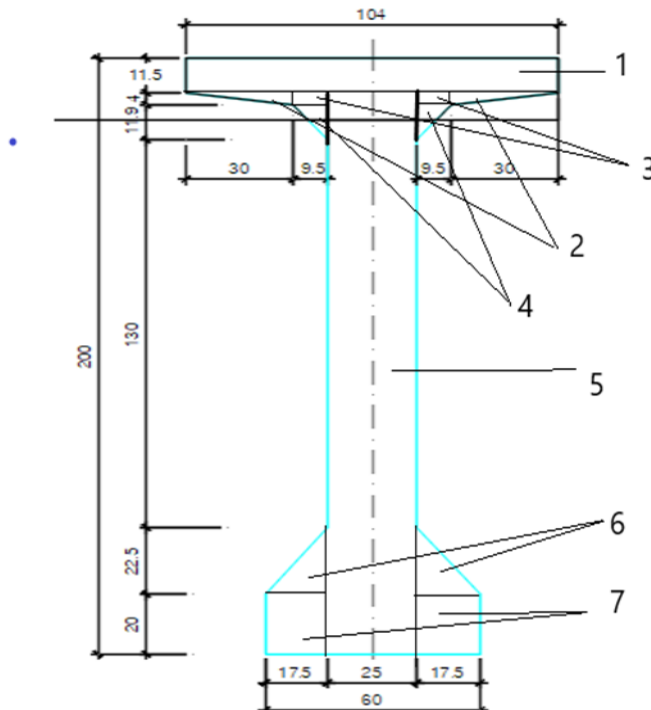


Figure IV. 2: Section médiane de la poutre

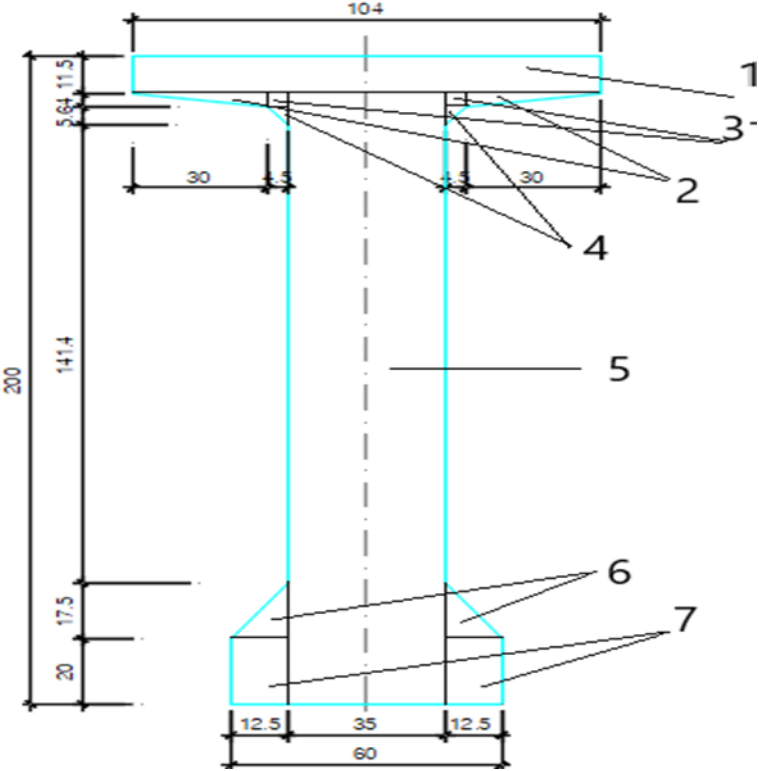


Figure IV. 3: Section intermédiaire de la poutre

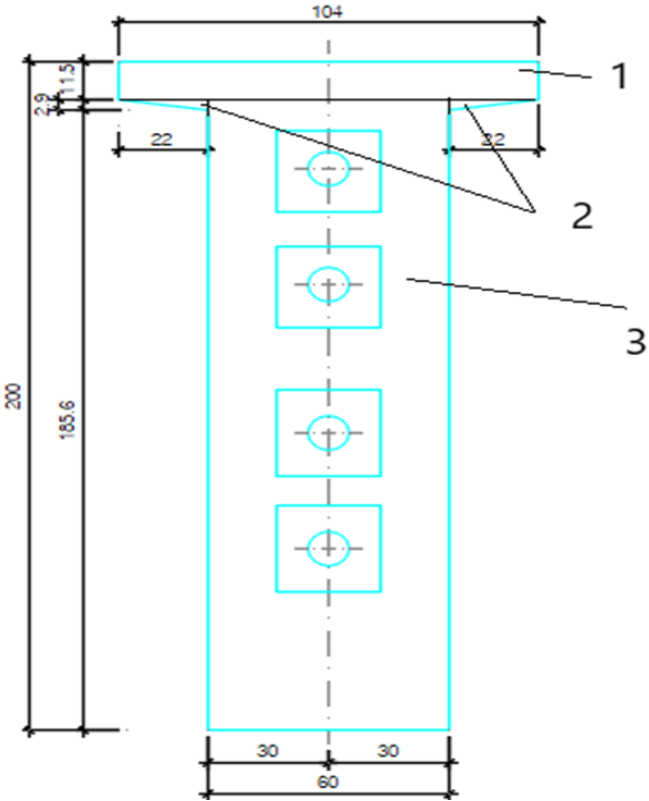


Figure IV. 4: Section about de la poutre

IV.6. Caractéristiques géométriques des sections brutes

IV.6.1. Poutres sans hourdis

❖ Section médiane

Tableau IV. 1: Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.

Désignation	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _A = B x Z (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _A = I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
1	104	20	2080	190	395200	190,1754386	69333,33333	75157333,3
2	30	4	120	178	21360	178,0049938	106,6666667	3802186,66
3	9,5	4	76	178	13528	178,0074906	50,66666667	2408034,66
4	9,5	11,9	113,05	170,05	19224,1525	170,0962642	889,3894722	3269956,52
5	25	188,4	4710	94,2	443682	125,6	13931614,8	55726459,2
6	17,5	22,5	393,75	31,25	12304,6875	32,15	11074,21875	395595,703
7	17,5	20	700	10	7000	13,33333333	11666,66667	81666,6666
Totale			8192,8		912298,84		14024735,74	140841232,

IG (cm ³ xcm)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
39253353,95	111,3537301	88,6462699	4791,201293	0,485376988

❖ Section intermédiaire

Tableau IV. 2 :Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire sans hourdis.

Désignation	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _A = B x Z (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _A = I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
1	104	20	2080	190	395200	190,1754386	69333,33333	75157333,33
2	30	4	120	178	21360	178,0049938	106,6666667	3802186,667
3	4,5	4	36	178	6408	178,0074906	24	1140648
4	4,5	5,6	25,2	173,2	4364,64	173,210059	43,904	755999,552
5	35	188,4	6594	94,2	621154,8	125,6	19504260,72	78017042,88
6	12,5	17,5	218,75	28,75	6289,0625	29,34178744	3721,788194	184532,3351
7	12	20	480	10	4800	13,33333333	8000	56000
Totale			9553,95		1059576,50 3		19585490,41	159113742,8

IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
41601890,11	110,9045476	89,0954524	4354,417818	0,440681893

❖ Section d'about

Tableau IV. 3 : Caractéristiques géométriques de la section about sans hourdis.

Désignation	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S Δ = B x Z (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I Δ = I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
1	104	20	2080	190	395200	190,1754386	69333,33333	75157333,33
2	22	2,9	63,8	178,55	11391,49	178,5526168	29,80877778	2033980,348
3	60	188,5	11310	94,25	1065967,5	125,6666667	33489145,63	133956582,5
Totale			13453,8		1472558,99		33558508,77	211147896,2

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
49971873,12	109,4530162	90,54698375	3714,331499	0,374782185

IV.6.2. Poutres avec hourdis

Les caractéristiques géométriques de différentes sections avec hourdis sont présentés dans le tableau IV.4 :

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

	Désignation	Dimension	B(cm ²)	Z (cm)	S Δ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	I Δ (cm ⁴)
Section médian	Poutre		8192,8		912298,84	14024735,74	140841232,8
	Hourdis	175*25	4125	225	928125	337500	209165625
	Poutre +hourdis		12317,8		1840423,84	14362235,74	350006857,8
Section intermédiaire	Poutre		9553,95		1059576,503	19585490,41	159113742,8
	Hourdis	175*25	4125	225	928125	337500	209165625
	Poutre +hourdis		13678,95		1987701,503	19922990,41	368279367,8
Section d'about	Poutre		13453,8		1472558,99	33558508,77	211147896,2
	Hourdis	175*25	4125	225	928125	337500	209165625
	Poutre +hourdis		17578,8		2400683,99	33896008,77	420313521,2

	IG (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ₂ (cm ²)	ρ (%)
Section médiane	75025943,08	149,4117326	75,58826739	6090,85576	0,53931093
Section intermédiaire	79444533	145,3109707	79,68902931	5807,794677	0,501550091
Section d'about	92459309,3	136,5670006	88,43299941	5259,705401	0,435513171

IV.6.3. Section géométrique des sections nettes :

Les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristiques des sections brutes en considérant que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne participent pas à la résistance même s'ils seront remplis avec mortier injecté.

Cette déduction peut se faire d'une façon forfaitaire :

- 5% de la section brute $\Rightarrow B_{nette} = 0,95 B_{brute}$
- 10% du moment d'inertie $\Rightarrow I_{nette} = 0,90 I_{brute}$
- 8% du moment statique $S_{nette} = 0,92 S_{brute}$

Chapitre V
Calcul des charges et
surcharges

V.1. Introduction :

Nous avons vu dans le chapitre précédant la présentation et le prédimensionnement du tablier, dans ce chapitre, on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, car il à une fonction porteuse, les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

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 :

- La charge permanente (CP)
- Les compléments des charges permanentes (CCP)

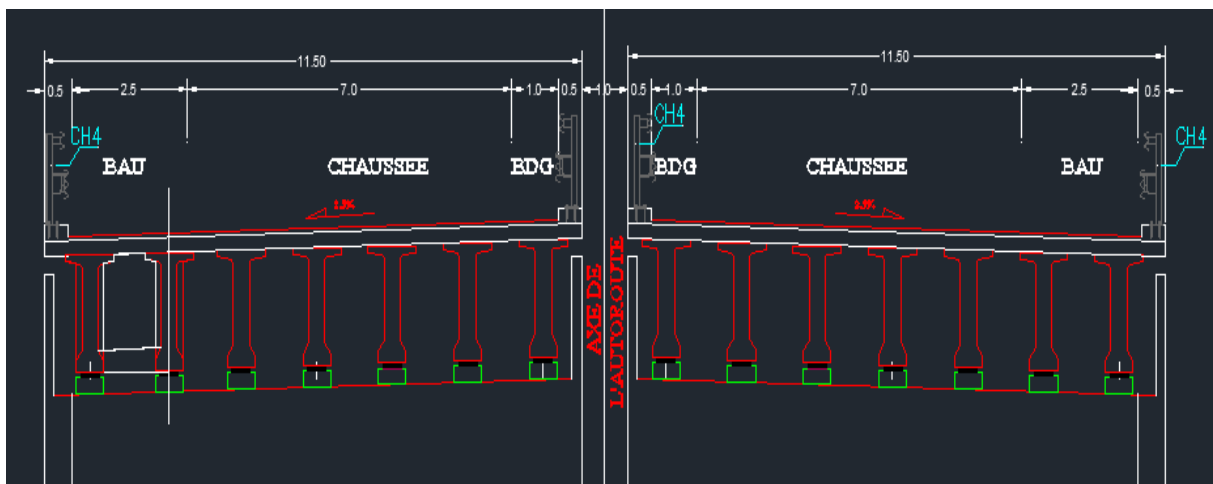


Figure V. 1 : Coupe transversale du pont

V.2.1.Calcul des charges permanentes (CP):

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant toute la vie de l'ouvrage :

V.2.1.1.Les poutres :

1. Le poids des poutres est donné comme suit :

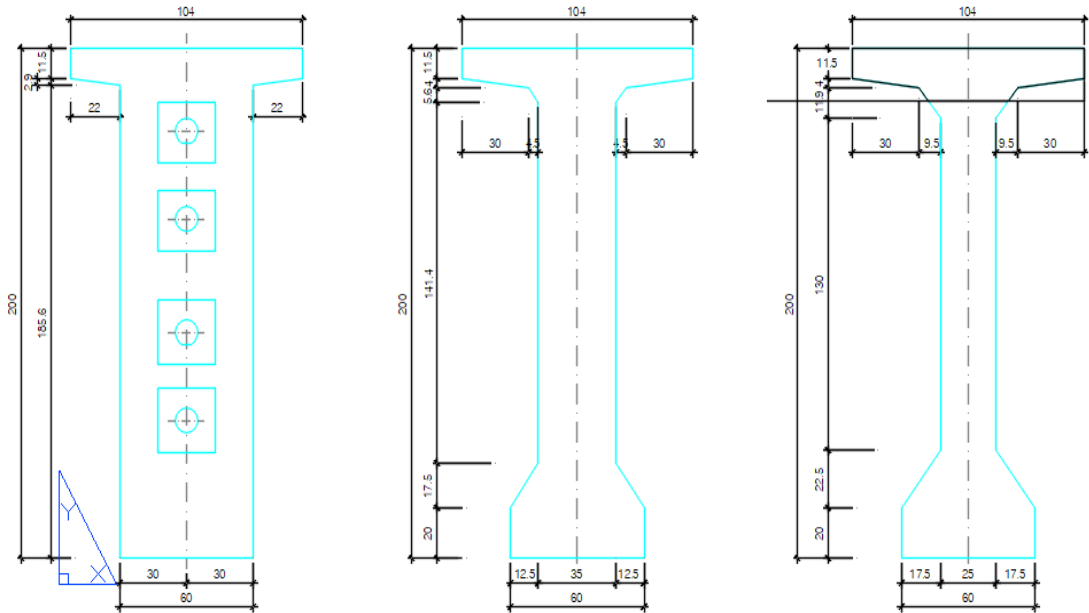


Figure V. 2: Dimensions de la section d'une poutre.

Le poids des poutres est donné comme suit :

Section d'about :

La section d'about S_1 vaut :

$$S_1 = 1.25968m^2$$

Le volume V_1 de la section d'about vaut :

$$V_1 = 2.33 \times 1.25698 = 2.93m^3$$

Le poids P_1 de la section d'about : $P_1 = 2.93 \times 2.5 \times 2 = 14.65t$

Section intermédiaire :

La section intermédiaire S_2 vaut :

$$S_2 = 0.866995m^2$$

Le volume V_2 de la section intermédiaire vaut :

$$V_2 = 0.866995 \times 2.20 = 1.90m^3$$

Le poids P_2 de la section intermédiaire est : $P_2 = 1.9 \times 2.5 \times 2 = 9.5t$

Section médiane :

La section médiane S_3 vaut :

$$S_3 = 0.73088 m^2$$

Le volume V_3 de la section médiane est de :

$$V_3 = 0.73088 \times 15.47 = 11.31 m^3$$

Le poids P_3 de la section médiane est : $P_3 = 11.31 \times 2.5 \times 2 = 56.55 t$

Le poids $P_{p\ total}$ total de la poutre est de :

$$P_{p\ total} = (P_1 + P_2 + P_3) = 14.65 + 9.5 + 56.55 = 80.7 T$$

$$P_{p\ total} \left(\frac{T}{ml} \right) = \frac{80.7}{40} = 2.0175 T/ml$$

Le poids P_P total de toutes les poutres vaut :

$$P_P = 2.5 \times 0.807 \times 7 = 14.1225 t/ml$$

V.2.1.1. La dalle :

Le poids P_{dalle} de la dalle est comme suit :

$$P_{dalle} = 2.5 \times 0.25 \times 11.50 = 7.1875 t/ml$$

Donc la charge permanente CP est de :

$$CP = P_P + P_{dalle} = 14.1225 + 7.1875 = 21.31 t/ml$$

$$CP = 21.31 t/ml$$

V.2.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

V.2.2.1. Pavage routier :

Le poids P_r du pavage routier est comme suit :

$$P_r = 0.08 \times 2.2 \times 11.5 = 2.024 t/ml$$

$$P_r = 2.024 t/ml$$

V.2.2.2. Bordures et Corniche :

V.2.2.2.1. La corniche :

Le poids $P_{corniche}$ de la corniche (figure V.3) est calculé comme suit :

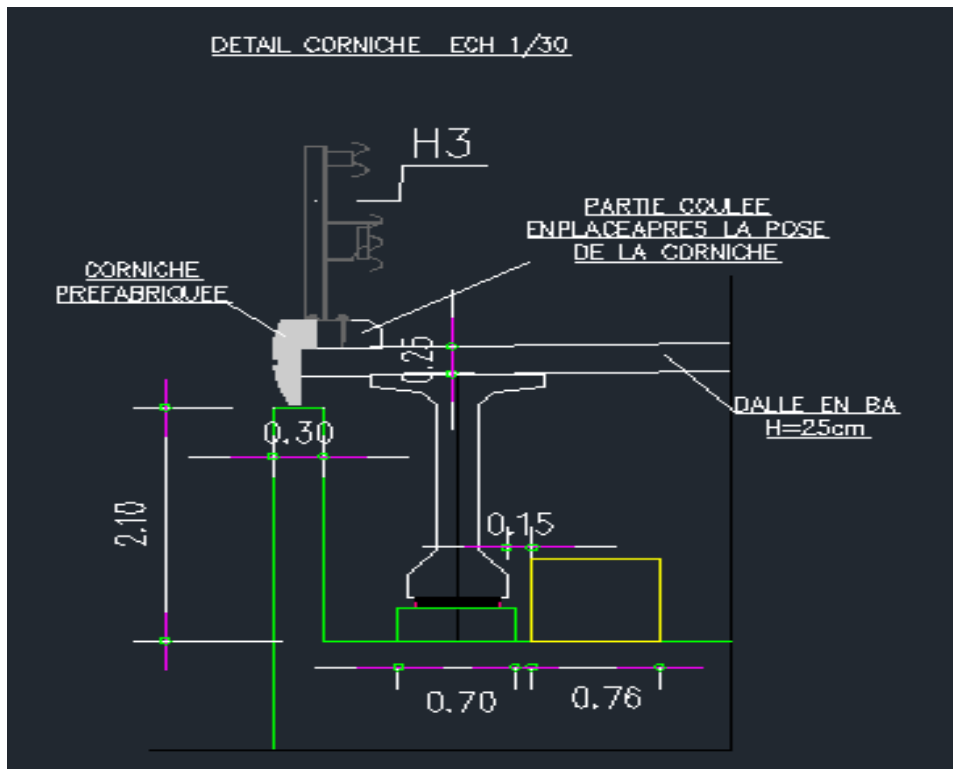


Figure V. 3: Détail de la corniche

$$P_{corniche} = 2,5 \times 1 \times 0,6542 = 1,6355T/ml$$

$$P_{corniche} = 1,6355 \times 2 = 3,271T/ml$$

V.2.2.3. Garde-corps :

Le poids de garde-corps P_G est de : $P_G = 0,1T/ml \times 2$

$$P_G = 0,2 T/ml$$

V.2.2.4. La glissière de sécurité

Le poids de la glissière P_S de sécurité est $0,06 T/ml \times 2$

$$P_S = 0,12 T/ml$$

V.2.2.5. Entretoise

Le poids de l'entretoise P_e est donné comme suit :

$$P_e = b \times h \times L \times \gamma_b$$

- b : largeur de l'entretoise.
 $B = 0,40 m$
- h : hauteur d'entretoise.
 $H = 1,80m, h = 0,25m$
- L : longueur de l'entretoise.

$$L = 1.10 \text{ m}, L=0.95\text{m}$$

$$V_1 = 0.4 \times 1.8 \times 1.1 = 0.792 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.4 \times 0.95 \times 0.25 = 0.095 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_1 + V_2 = 0.792 + 0.095 = 0.887\text{m}^3$$

$$P_e = V_T \times 2.5 = 0.887 \times 2.5 = 2.21 \text{ t}$$

$$P_{e \text{ total}} = 2.21 \times 9 = 19.89 \text{ T}$$

On aura :

CCP = poids pavage routier+ corniche+Garde-corps +glissière de sécurité

$$CCP = 2.024 + 3.271 + 0.2 + 0.12 = 3.53 \text{ t/ml} ; CCP = 5.615 \text{ t/ml}$$

V.2.3.Poids total propre du tablier :

Le poids total du tablier Gest donné comme suit :

$$\frac{G}{\text{ml}} = CP + CCP = 21.31 + 5.615 = 26.925 \text{ t/ml}$$

$$G = \frac{G}{\text{ml}} \times L = 26.925 \times 40 = 1077 \text{ t}$$

$$G = 1077 \text{ t}$$

V.2.4.Calculs des surcharges :

V.2.4.1.Classe de pont :

On distingue trois classes de pont, en fonction de leur largeur rouable qui sont les suivants :

- Pont de la 1ère classe : $L_R \geq 7\text{m}$.
- Pont de la 2ème classe : $5,5\text{m} < L_R < 7\text{m}$.
- Pont de la 3ème classe : $L_R \leq 5,5\text{m}$.

Pour notre ouvrage on a $L_r > 7 \text{ m}$, donc notre pont est de 1ère classe.

➤ Nombre des voies :

✚ La largeur rouable (L_r) :

La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

✚ La largeur chargeable (L_c) :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre cas, il

n'existe pas des dispositifs de sécurité. Donc ($L_c = 10.5\text{m}$ et $L_r = 11.5\text{m}$), le nombre de voies N a considéré est :

$$N = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = E\left(\frac{10.5}{3}\right) = E(3)$$

Donc $N = 3$ voies

➤ **Largeur de voie :**

La largeur de la voie L_v est donné comme suit : $L_v = \left(\frac{L_c}{m}\right) = \frac{10.5}{3.5} = 3.50 \text{ m}$

V.3.Evaluation des surcharges :

Les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B : (Bc, Bt, et Br.)
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- La surcharge dus au vent et au séisme.

V.3.1.Système A (L) :

L'évaluation de la charge A (L) est donnée comme suit :

$$A(L) = 230 + \left(\frac{36000}{(L + 12)}\right) (kg/m^2)$$

$$A(L) = 230 + \left(\frac{36000}{(40 + 12)}\right) = 922.30 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L) = 0.9223 \text{ t/}$$

a_1 : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Tableau v. 1 : Les coefficients a_1

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients a_1					Largeur conventionnelle $V_0(\text{m})$
		1	2	3	4	5	
Classe du pont	Première	1.00	1.00	0.90	0.75	0.70	3.50
	Deuxième	1.00	0.90	-	-	-	3.00
	Troisième	0.90	0.80	-	-	-	2.75

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :

$V_0 = 3.5$ m (pont 1^{ère} classe)

$$V = \frac{Lc}{N} = \frac{10.5}{3.5} = 3.5 \text{ m}$$

$V_0 =$ depend de la classe du pont

$$a_2 = \frac{3.50}{3.5} = 1$$

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau IV.2 suivant :

Tableau v. 2 : Les résultats de Système de charge A (L)

Nombre des voies	a1	a2	A(l) x a1x a2	Largeur de voie(m)	A(l) (T/ml)
1	1	1	0.922	3.5	3.80
2	1	1	0.922	7	7.60
3	0.9	1	0.829	10.5	10.27

V.3.2.Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- **Sous système Bc** : se composé de camions types (30t).
- **Sous système Bt** : se composé d'une roue isolée.
- **Sous système Br** : se composé de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (10t).

Les deux premiers systèmes **B c** et **B r** s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le system **B t** ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

V.3.2.1.Système Bc :

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée ne comporte de voies de circulation, Et l'on place toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- **Disposition dans le sens transversal :** le nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.
- **Disposition dans le sens longitudinal :** Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Le système **Bc** est montré dans la figure 4.3 ci-dessous :

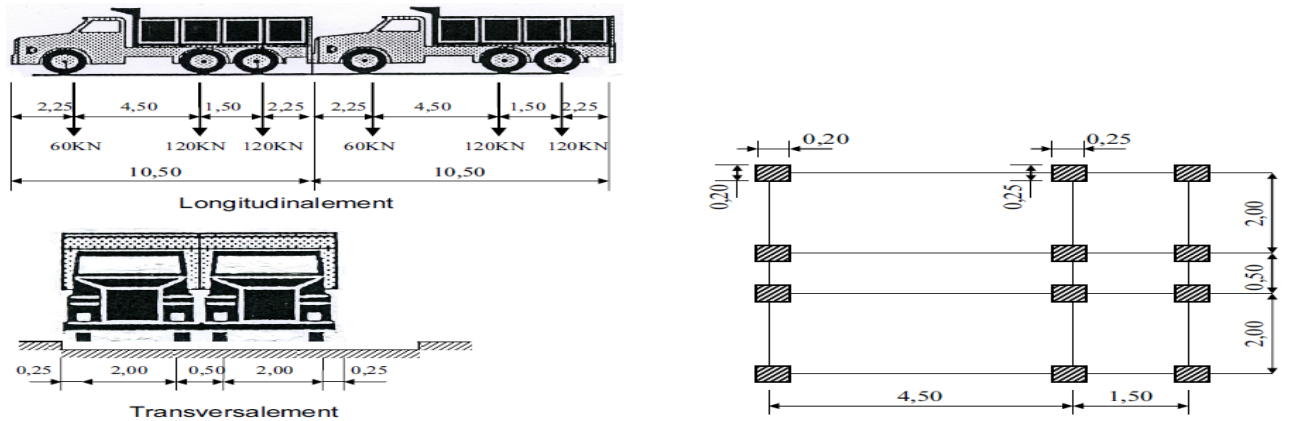


Figure V. 4 : Charges du système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, les valeurs des charges du système prises en compte sont multipliées par le coefficient B_C du tableau suivant :

Tableau V. 3 : Les coefficients B_C

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients b_c				
		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	Deuxième	1.00	1.10	-	-	-
	Troisième	1.00	0.80	-	-	-

Chaque camion port trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t donc :

- Un essieu avant de 6t.
- Deux essieux arrières de 12t chacun.

La charge Max de système est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 3$$

$$S_1 = 180 \text{ t}$$

Détermination de B_C :

On a un pont de 1ère classe et 3 voies chargées donc : $b_C = 0.95$ (D'après tableau IV.3).

D'où :

$$S = s_1 \times B_C$$

$$S = 180 \times 0.95 = 171 \text{ t}$$

$$S = 171 \text{ t}$$

⚡ Coefficient de majoration dynamique :

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

L : la longueur de l'élément, L=40m.

S : la surcharge maximale, S = 171t.

G : la charge permanente, G =1077 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \cdot 40} + \frac{0.6}{1+4\frac{1077}{228}} = 1.064$$

$$\delta = 1.064$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Les résultats de Système de charge B_C

Nombre de voies chargées	BC	Δ	Charge par essieu (t)		
1	1.2	1.072	E.AV	$6 \times 1.2 \times 1.072$	7.7184
			E.AR	$12 \times 1.2 \times 1.072$	15.4368
2	1.1	1.070	E.AV	$2 \times 6 \times 1.1 \times 1.07$	14.124
			E.AR	$2 \times 12 \times 1.1 \times 1.07$	28.248
3	0.95	1.064	E.AV	$3 \times 6 \times 0.95 \times 1.064$	18.1944
			E.AR	$3 \times 12 \times 0.95 \times 1.064$	36.3888

E.AV : essieux avant

E.AR : essieux arrière

V.3.2.2.Système B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux à roues simples répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t.
- Distance entre les deux essieux 1,35 m.

- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- Le système B_t doit être multiplié par un coefficient b_t qui en fonction de la classe du pont.
- Le système B_t est montré dans la figure ci-dessous :

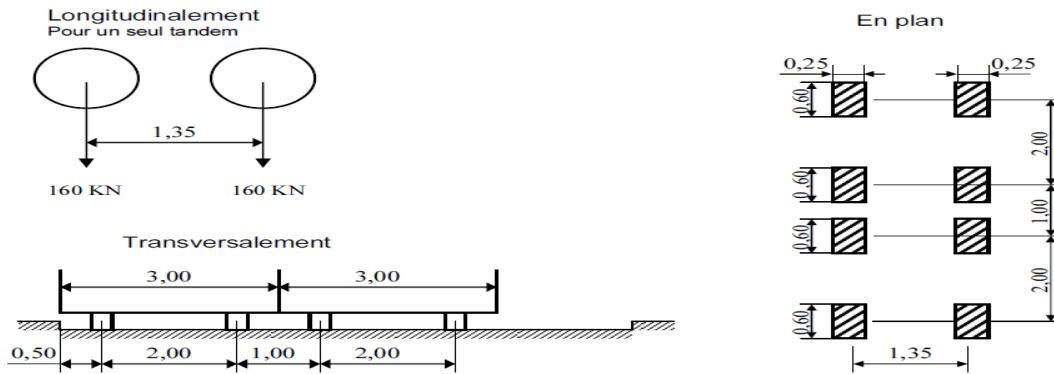


Figure V. 5: Système B_t

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients B_T suivants :

Tableau V. 5 : Les coefficients B_t .

Classe du pont	1	2
Coefficient	1	0.9

Masse totale : 32t.

$$S = S_1 \cdot B_t$$

$$B_t = 1 \text{ (pont 1ère classe)}$$

$$S = 32 \times 2 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$G = 1077 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1077}{64}} = 1.053$$

$$\delta = 1.053$$

Tableau V. 6 : Les résultats de Système de charge Bt

Nombre de tandem	Bt	δ_{BT}	Charge par essieu (t)	
1	1	1.053	$16 \times 1 \times 1 \times 1.053$	16.848
2	1	1.053	$16 \times 2 \times 1 \times 1.053$	33.696

V.3.2.3.Système Br :

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

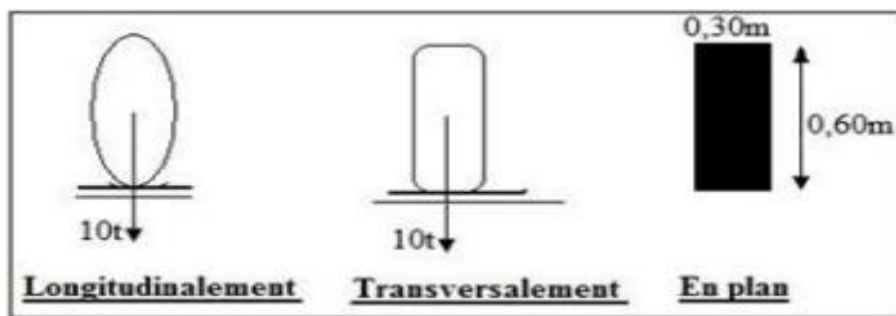


Figure V. 6 : Système Br.

La charge de système Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$L = 40 \text{ m.}$

$G = 1077 \text{ t}$

$$S = 10 \text{ t} \delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{1077}{10}} = 1.045 \delta = 1.045$$

Tableau V. 7 : Les résultats de Système de charge Br

Désignation	S	δ	Roue (10t)
Br	10	1.045	10.45

V.3.3.Système militaire Mc 120 :

Les véhicules de types militaires sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

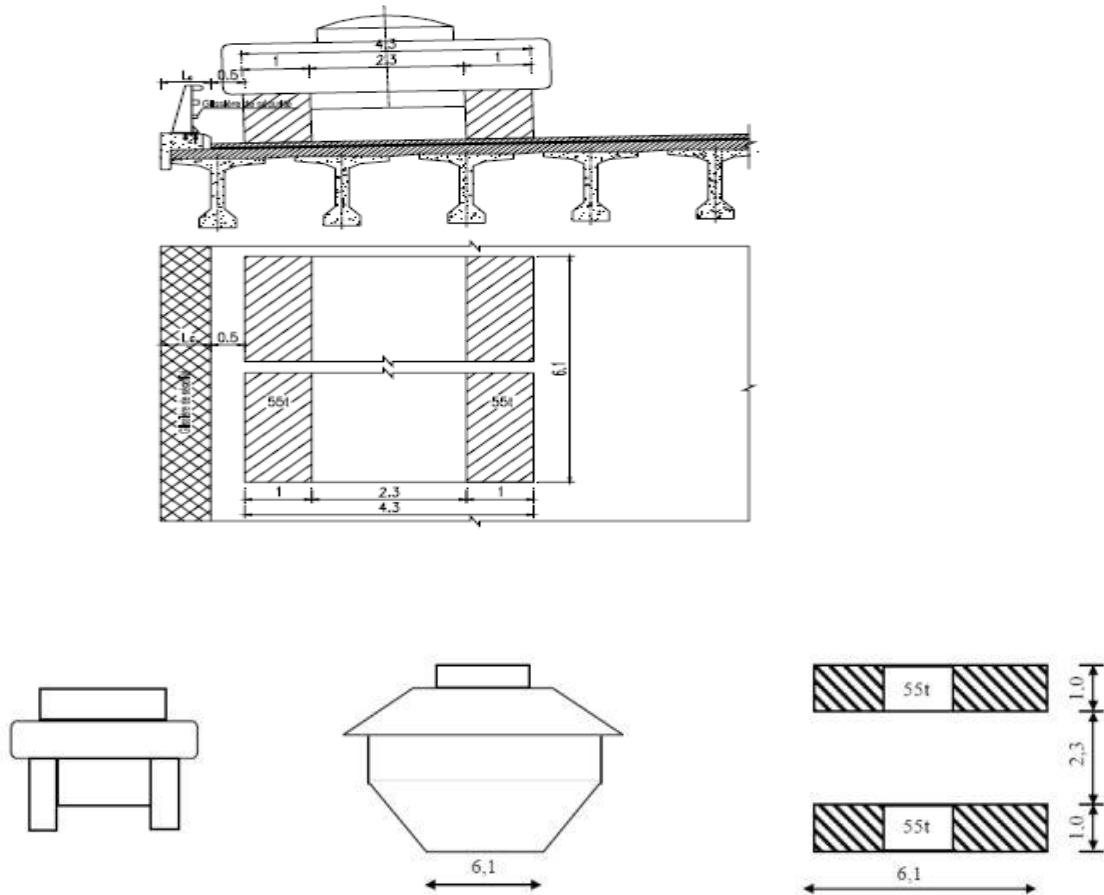


Figure V. 7 : Système Mc120.

Masse totale de chenille : 110 t ; $G = 1077$ t.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1077}{110}} = 1.059$$

$$\delta = 1.059$$

$$P = 110 \times 1.059 = 117.92 \text{ t}$$

$$\text{Soit par ml de la chenille} = 116.49 / 6.10$$

$$MC = 19.09 \text{ t/ml}$$

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 240 t de poids total.

$$P = 240 \text{ t.}$$

La longueur est de 18,6 m

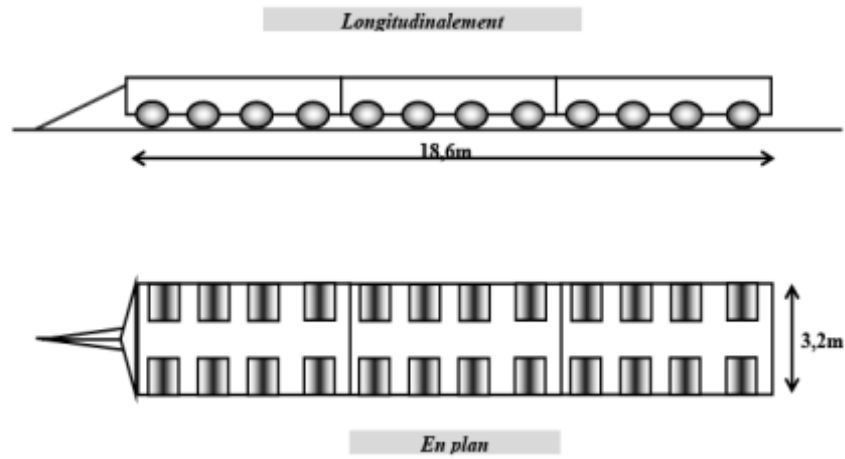


Figure V. 8 :Charge exceptionnelle D240.

$$D_{240} = 240 / 18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

$$D_{240} = 12,90 \text{ t/ml.}$$

Chapitre VI
Modélisation du tablier par
ROBOT

VI.1.Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire, d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur. La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

VI.2. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Professional 2017 :

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, offre aux ingénieurs en structures une solution d'analyse, extensible et adaptée à chaque pays, pour plusieurs types de structures, y compris les édifices, les ponts, les structures spécialisées et les autres structures d'ouvrages. Autodesk Robot Structural Analysis Professional calcule une grande variété de structures à l'aide d'un ensemble complet de codes de conception. Il produit des résultats en quelques minutes. Ce logiciel d'ingénierie des structures est assez polyvalent pour analyser des charpentes simples ou des éléments finis complexes, et pour concevoir des structures d'acier ou de béton armé. Il offre une interopérabilité parfaite avec les autres produits de génie des structures d'Autodesk et les applications de tiers.



Figure VI. 1 : Logo logiciel Auto desk Robot Structural Professional

VI.3. Modélisation :

Étant donné que l’ouvrage isostatique long de **280 m**, avec sept (**07**) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de **25 cm** d’épaisseur avec **07** poutres de longueur de **40 m**). Les surcharges sont disposées suivant le règlement *Fascicule 61 titre II*, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas où le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.

VI.3.1. Les étapes de modélisation :

✚ Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

a. Choix de l’unité :

Il y a lieu de choisir unité avant d’entamer une session dans Autodesk Robot Structural Analysis Professional, adoptons le t-M (tonne-mètre)
Ok

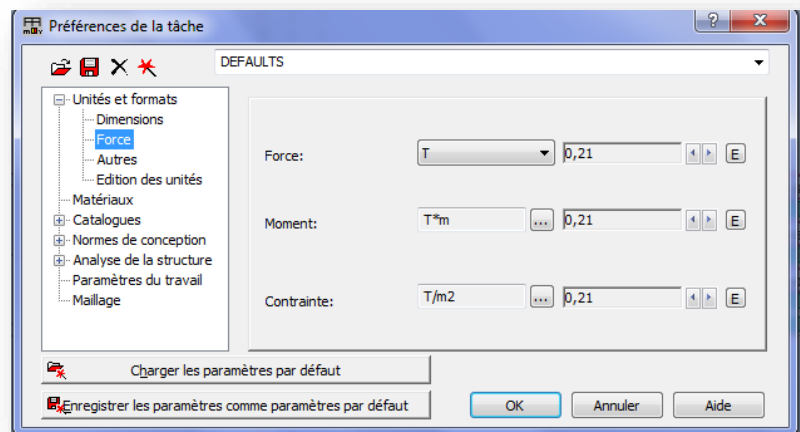


Figure VI. 2 : Choix de l’unité

b. Création de la structure :

Importation d’un model à partir de la bibliothèque de ROBOT, le menu Nouveau projet, la boite suivante s’affiche (figure 6.3) :

Cette étape permet de choisir un model quelconque, choisissons : model de Coque.

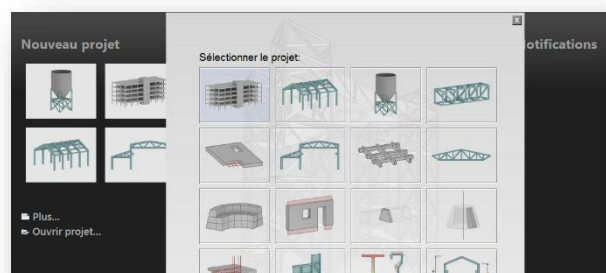


Figure VI. 3:Création de la structure

Etape suivante consiste à définir

les lignes de constructions pour le model de pont à étudier.

La boite suivante (figure VI.4) s'affiche :

Définir les sections de la poutre, après les avoir définis précédemment dans l'AutoCAD 2018 et les importer en fichier (dxf).

Section d'about a **2,33 m** (largeur du talon, **D = 60 cm**)

Section intermédiaire a **2,20 m** (largeur du talon, **D = 35 cm**)

Section médiane a **30,94 m** (largeur du talon, **D = 21 cm**).

Définir les appuis dans les lignes de construction a :

X = 0,45 m et X = 39,55 m et sélectionner les nœuds.

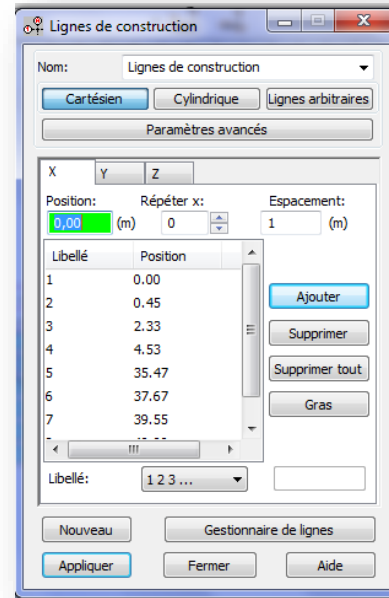


Figure VI. 4:Création des lignes de construction

c. Choix du matériau :

Sélectionner la poutre, bouton droit puis propriété de l'objet, sélectionner les sections afin d'utiliser le **Béton 40**(figure VI.5).

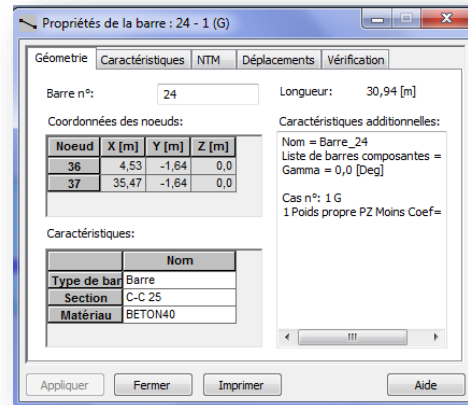


Figure VI. 5: Choix du matériau

La boite suivante affiche la poutre finis (figure VI.6) :

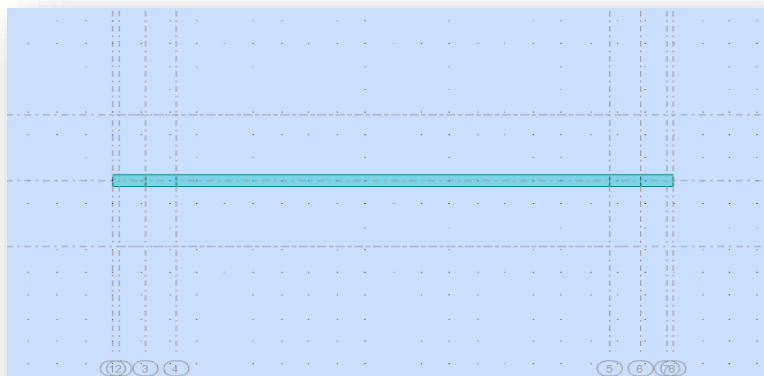


Figure VI. 6: modélisation d'une poutre.

d. Modélisation des poutres (11 poutres) :

Sélectionner la poutre \Rightarrow Edition, Transformer

\Rightarrow Translation / Copie

Vecteur de translation(m) :

$dX ; dY ; dZ = 0 ; 1,64 ; 0$

Nombre de répétitions : 3

Refaire l'étape pour les 3 poutres selon Y

$dX ; dY ; dZ = 0 ; -1,64 ; 0$

Nombre de répétitions : 3

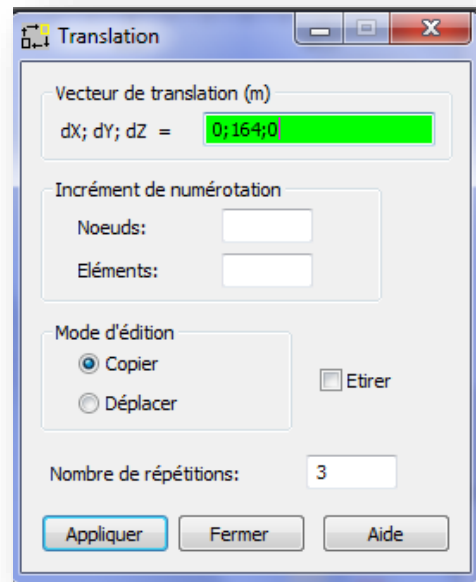


Figure VI. 7 :Création des 11 poutres

e. Modélisation du tablier :

Panneaux \rightarrow Liste d'objet \rightarrow choisir le contour de la dalle

Déclarer l'épaisseur de la dalle, ainsi que le béton à utiliser \rightarrow **Béton 25**

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une dalle avec une épaisseur de 0.25m. La boîte suivante affiche :

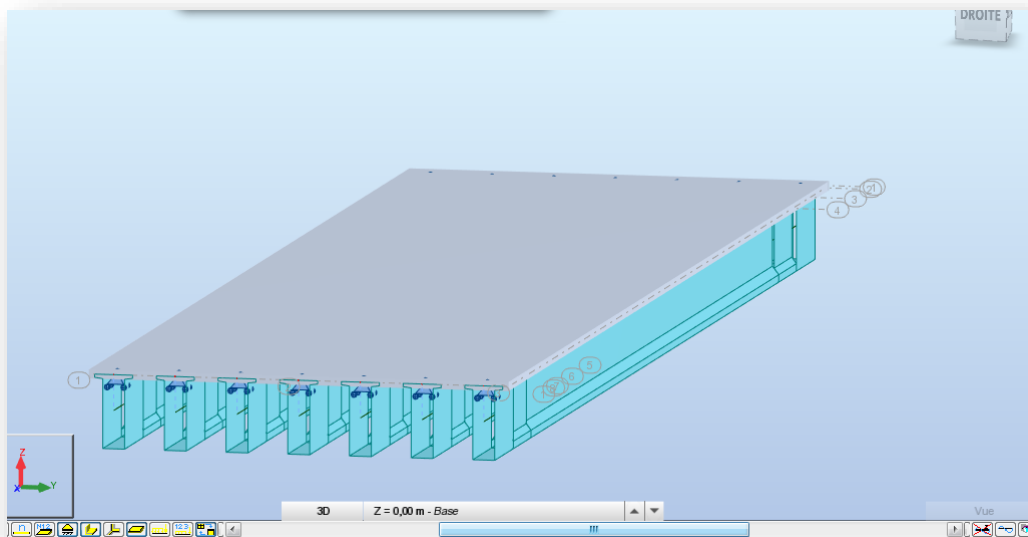


Figure VI. 8 : modélisation du tablier.

VI.3.2. Définition des charges permanentes et des charges d'exploitations :

❖ **Charge permanente :** Chargements → définir charges

✚ G : La charge des poutres et la dalle sont directement calculée par le logiciel robot.

Avec la même méthode on applique aussi pour :

✚ G revêtement : $0.08 \times 2.2 = 0.18 \text{ T/m}^2$ (charge surfacique uniforme)

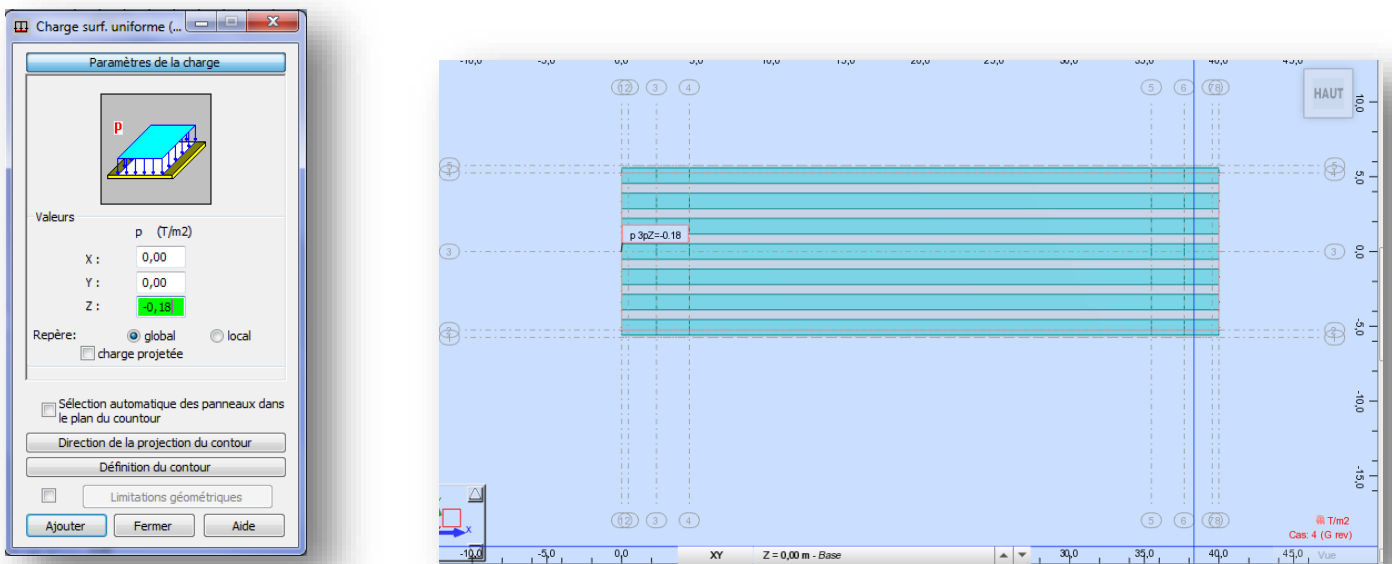


Figure VI. 9: définir la charge du revêtement.

✚ G Corniche : $0.7 \times 2.5 = 1.75 \text{ T/m}$ (charge linéaire surfacique)

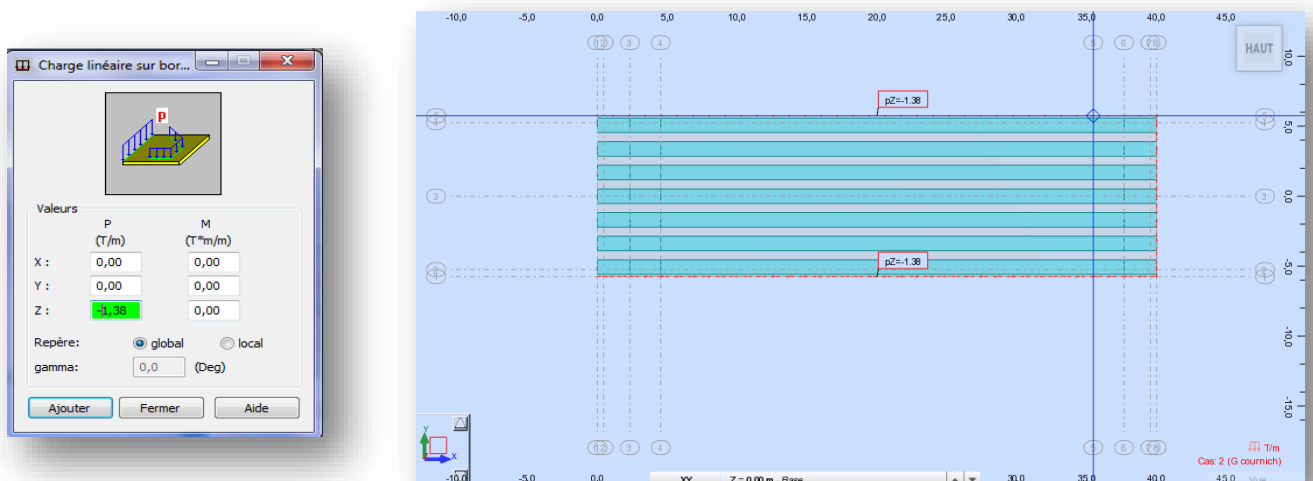



Figure VI. 10: Définir la charge du G.Corniche.

 G Garde-corps : $0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ T/m}$ (charge linéaire surfacique)

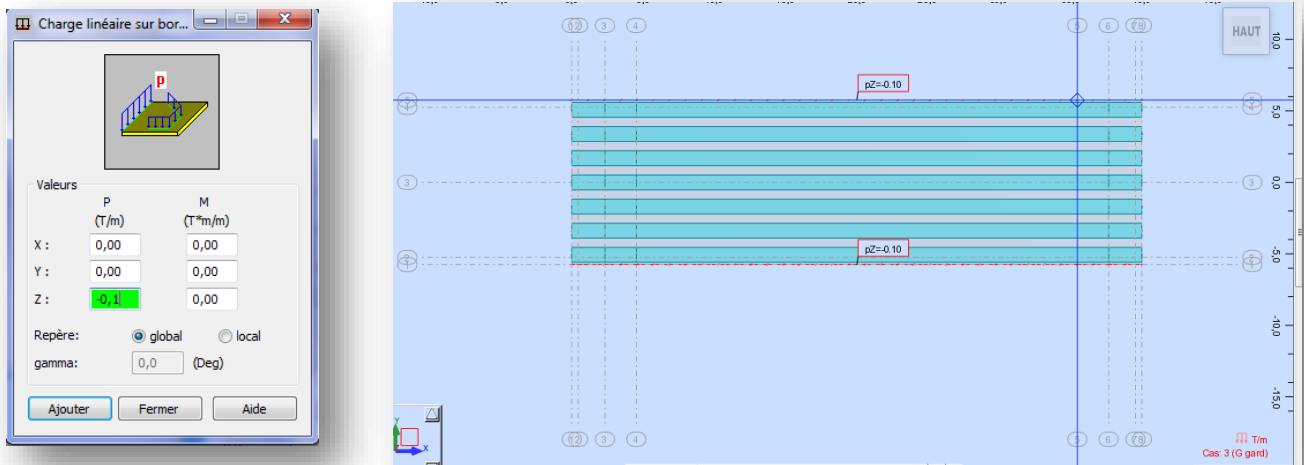



Figure VI. 11: Définir la charge Ggarde-corps.

❖ **Charge d'exploitations :**

 La surcharge A(L) :

D'après le calcul effectué dans le chapitre 4 : $A(L) : 0.922\text{T/m}^2$

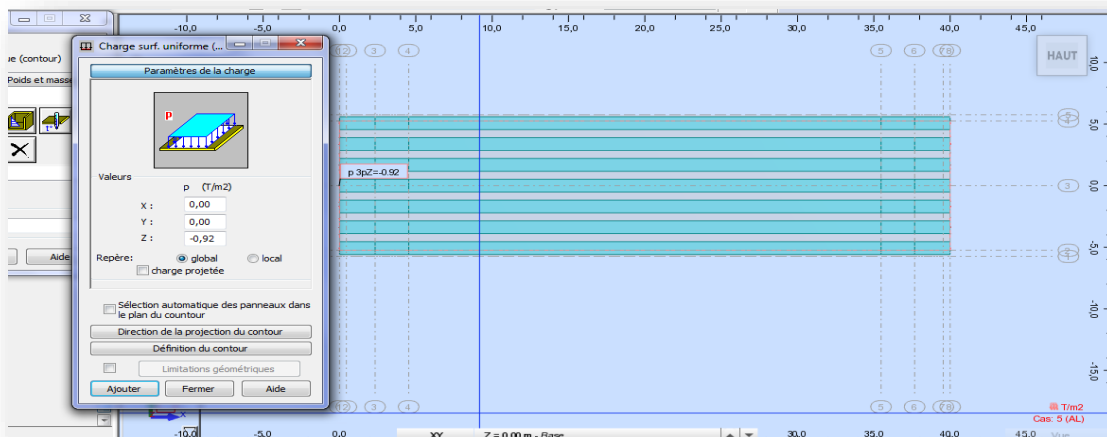


Figure VI. 12: définir la surcharge A(L).

VI.3.3. Définition des combinaisons de charges :

Tableau VI. 1 Combinaisons des charges.

Action prépondérante	Combinaisons
A L'ELU	$1,35 \times G + 1,6 \times A_l$
	$1,35 \times G + 1,6 \times B_c$
	$1.35 \times G + M c_{120}$
	$1.35 \times G + D_{240}$
A L'ELS	$G \times 1,2 \times A_l$
	$G \times 1,2 \times B_c$
	$G + M c_{120}$
	$G + D_{240}$

- ELS A(L) : ELS A(L): $1(G + G_{rev} + G_{corn} + G_{gard}) + 1.2(A(L))$

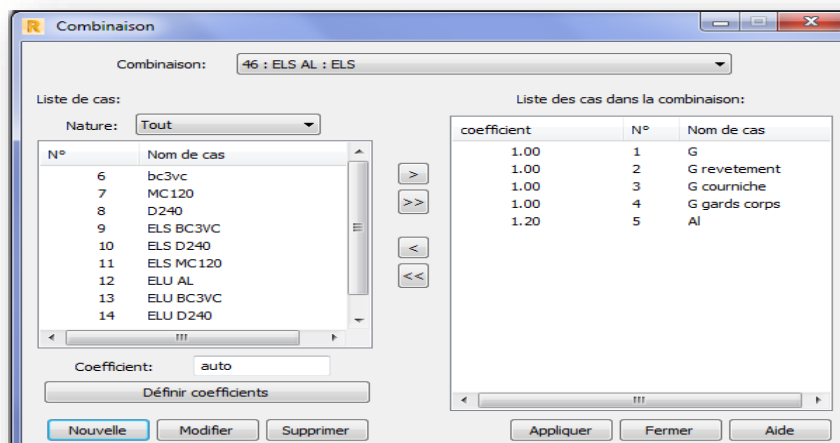
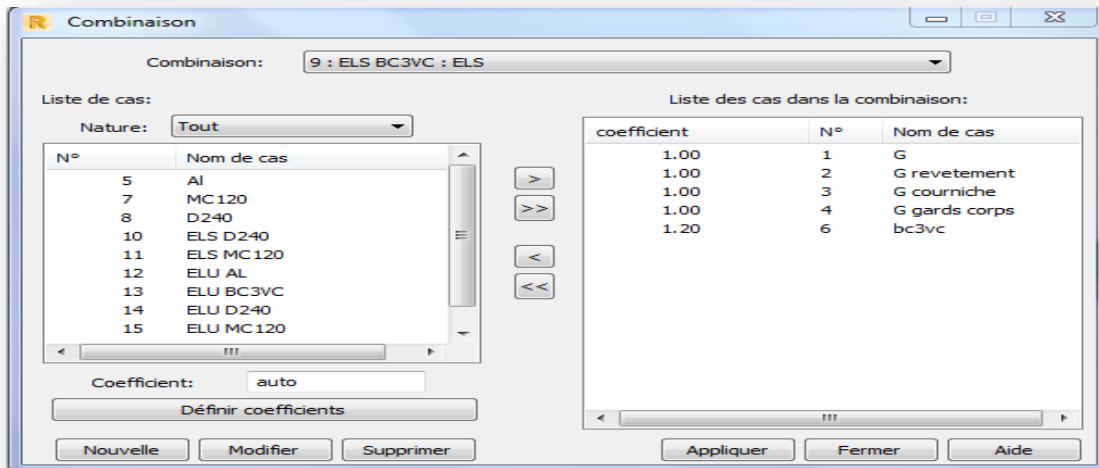


Figure VI. 13 : Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELS.

- **ELS Bc** : ELS Bc: $1(G + Grev + Gcorn + Ggard) + 1.2(Bc3vc)$

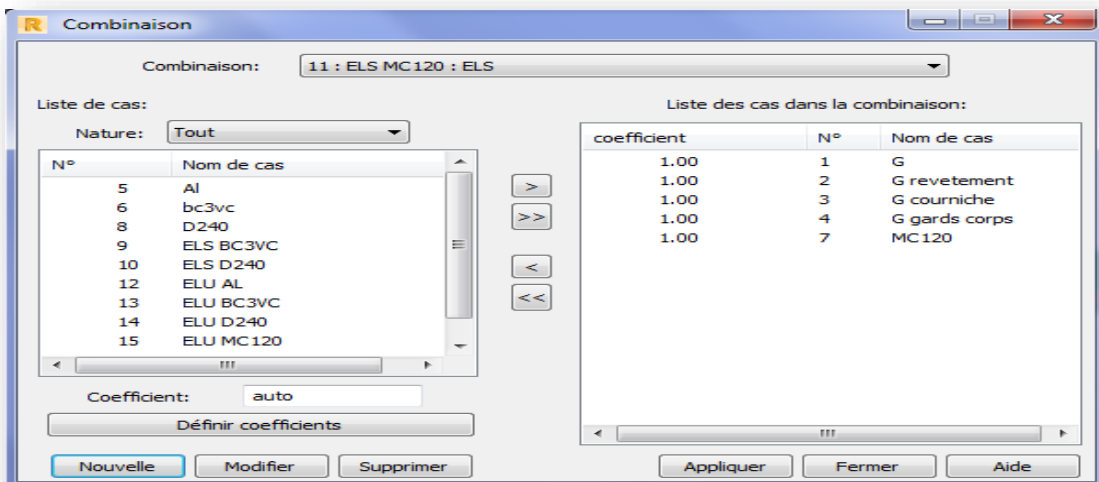


Figure

VI. 14: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELS.

- **ELS Mc120** :ELS Mc120: $1(G + Grev + Gcorn + Ggard + Mc120)$

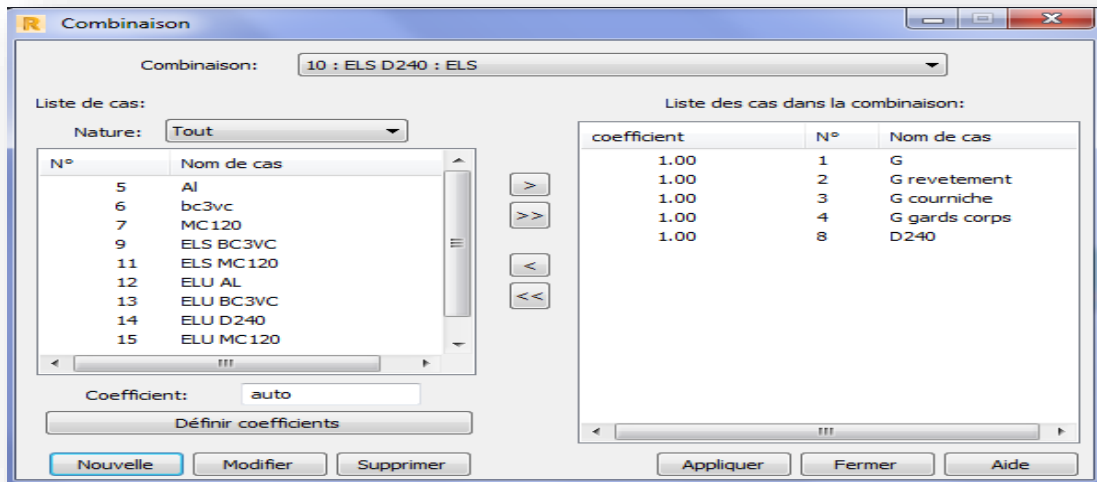
Figure VI. 15 : Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELS.



- ELS D240 :

$$\text{ELS D240: } 1(G + \text{Grev} + \text{Gcorn} + \text{Ggard} + \text{D240})$$

Figure 6.16 : Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELS.



- ELU A(L) : ELU A(L): $1.35(G + \text{Grev} + \text{Gcorn} + \text{Ggard}) + 1.6(A(L))$

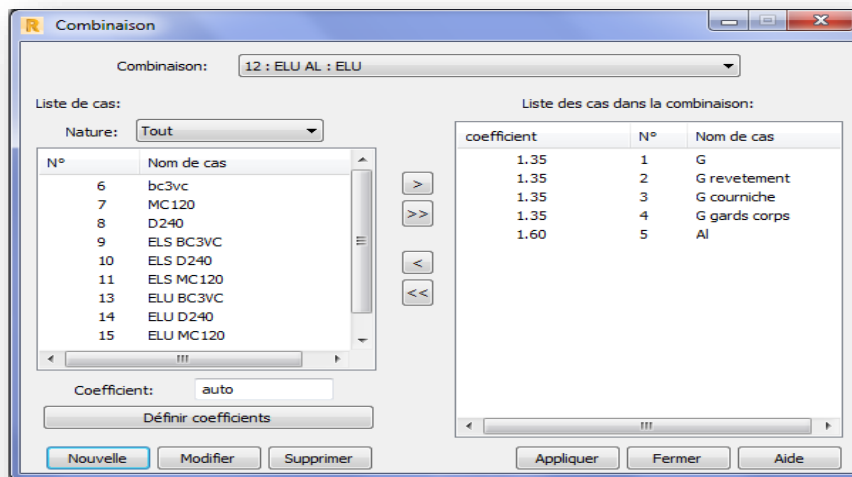


Figure VI. 16 : Définition de la combinaison de charge A(L) a l'ELU.

- **ELU Bc** : $ELU Bc: 1.35(G + Grev + Gcorn + Ggard) + 1.6(A(L) + Bc3vc)$

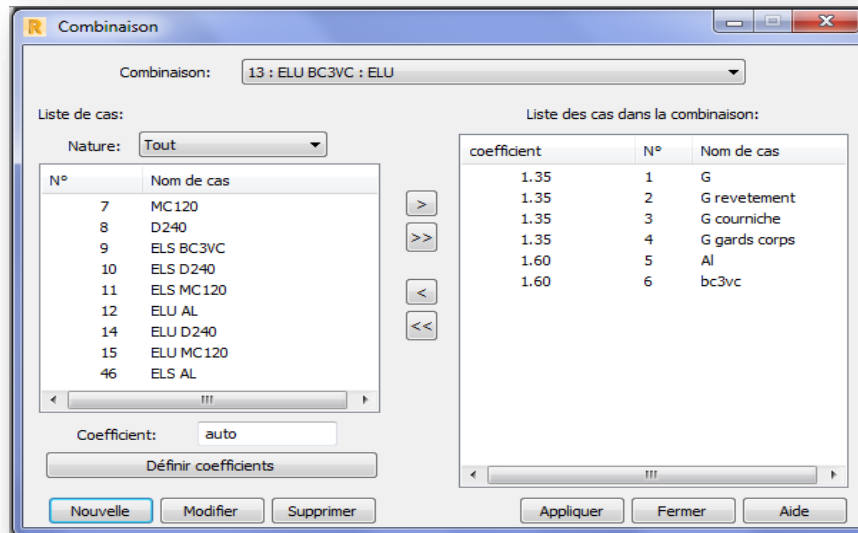


Figure VI. 17: Définition de la combinaison de charge Bc a l'ELU.

- **ELU Mc120** :

$$ELU Mc120: 1.35(G + Grev + Gcorn + Ggard + Mc120)$$

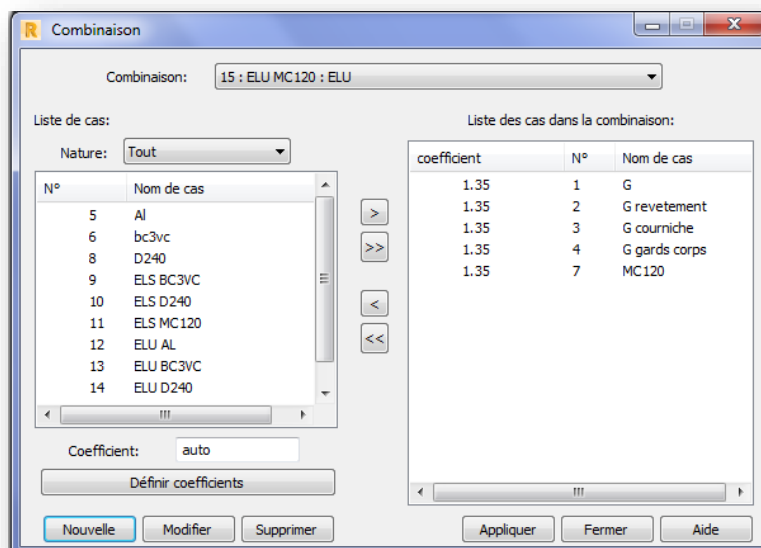


Figure VI. 18: Définition de la combinaison de charge Mc120 a l'ELU.

- **ELU D240** : ELU D240: 1.35(G + Grev + Gcorn + Ggard + D240)

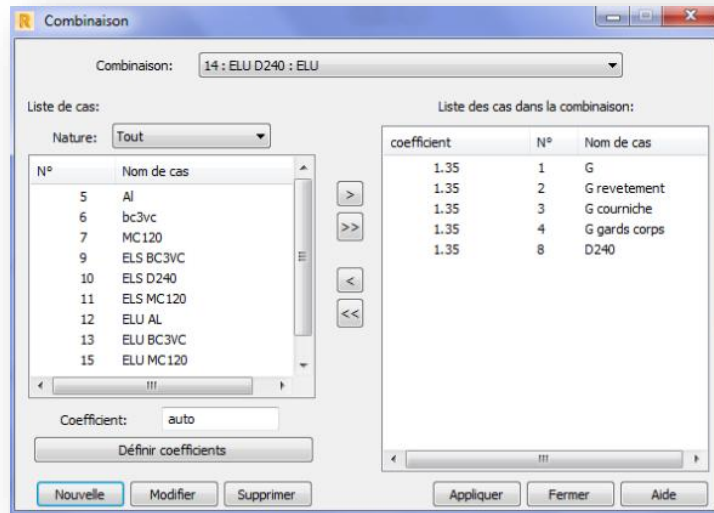


Figure VI. 19 : Définition de la combinaison de charge D240 a l'ELU.

VI.3.4. Les moments selon M_Y et M_X repris par la dalle :

ELU D240 :

$M_{Y_{max}} = 4.14 \text{ t.m}$ et $M_{Y_{min}} = -5.67 \text{ t.m}$

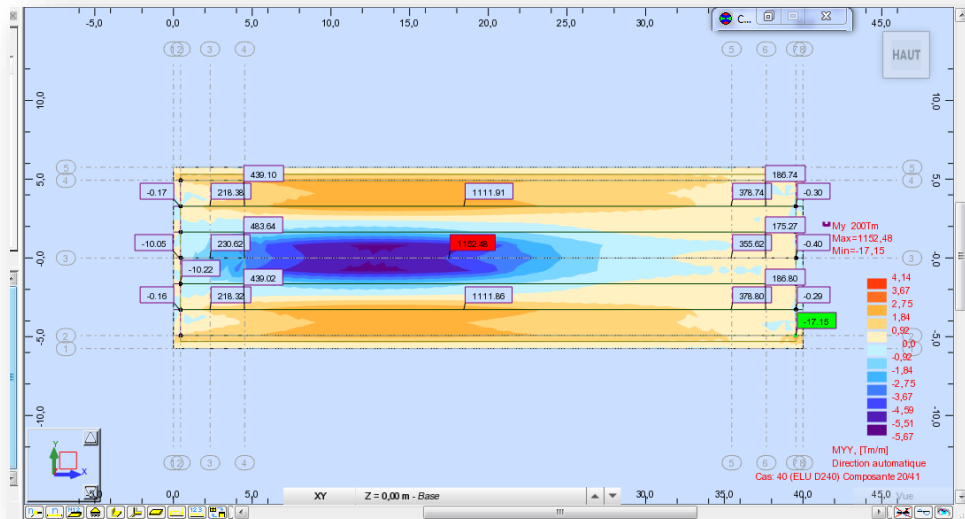


Figure VI. 20 : Le moment selon M_Y repris par la dalle.

$M_{X_{max}} = 1.15 \text{tm}$; et $M_{X_{min}} = -6.11 \text{ t.m}$

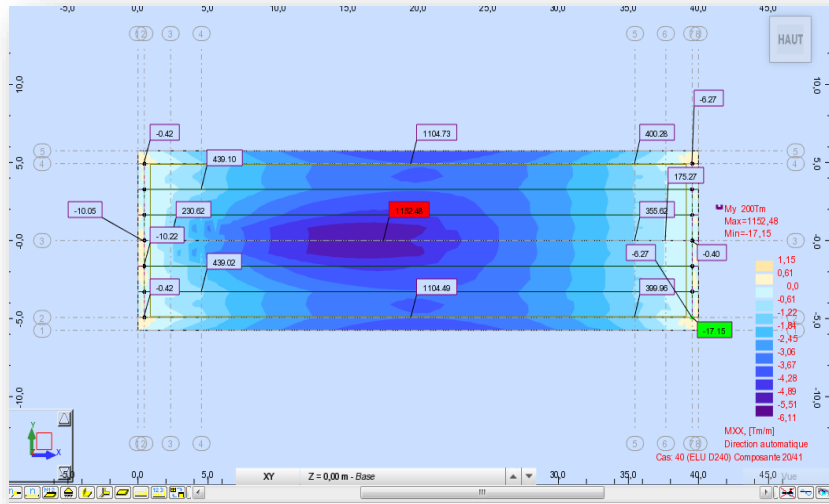
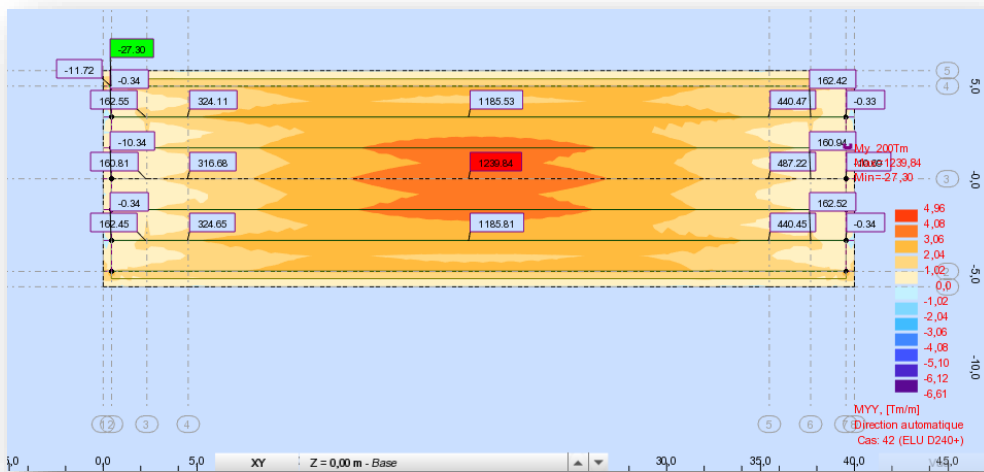


Figure VI. 21: Le moment selon M_x repris par la dalle.

ELU D240+ :

$$M_{Y_{\max}} = 4.96 \text{ t.m} \text{ et } M_{Y_{\min}} = -6.61 \text{ t.m}$$



Figure

22 : Le moment selon M_y repris par la dalle sous D240+.

VI.

$$M_{x_{\max}} = 1.00 \text{ et } M_{x_{\min}} = -5.86 \text{ t}$$

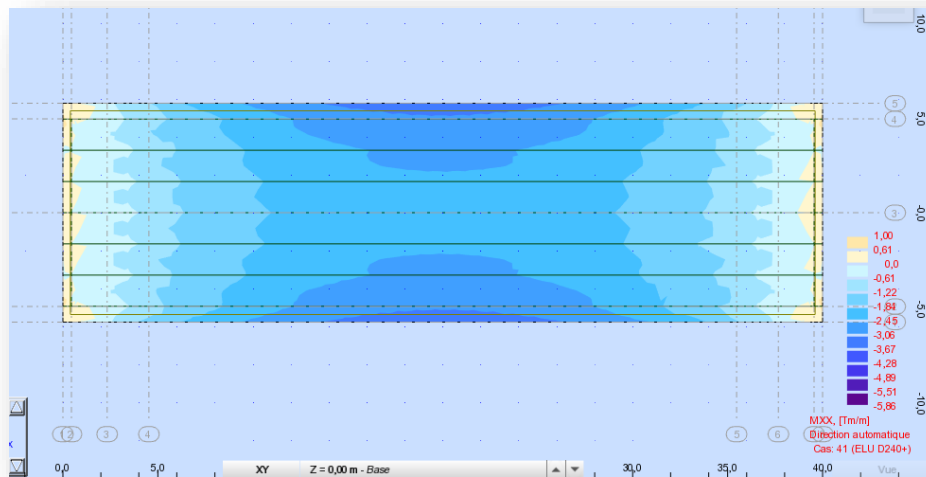


Figure VI. 23: Le moment selon M_x repris par la dalle sous D240+

VI.3.5. Les moments M_{\max} et M_{\min} repris par les poutres :

Sous D240 :

$$M_{\max} 1239.85 = t \text{ et } M_{\min} -10.67 = t. m.$$



Figure VI. 24: Le moment max repris par les poutres sous D240.

Chapitre VII
Etude de l'hourdis et
l'entretoise

VII.1.Introduction

L'hourdis est la partie plane horizontale du tablier qui joue un rôle multiple. En premier lieu, il assure la continuité de la surface ce dernier, et permis donc de relier les éléments de la poutraison. Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée.

La liaison par les hourdis peut être réalisée par deux façons :

- Par un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres.
- Par un hourdis général coulé par-dessus les poutres.

Remarque : En ce qui concerne le pont qui fait l'objet de cette étude, la liaison est réalisée par un hourdis général coulé par-dessus les poutres.

VII.2.Hourdis général :

L'hourdis général est réalisé par-dessus les poutres sur toute la largeur du tablier. Il est plus facile à coffrer puisque les coffrages peuvent être simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression.

La figure VII.1 donne un aperçu sur une coupe transversale du tablier :



Figure VII. 1: Coupe transversale du tablier

VII.3Ferrailage de la dalle :

VII.3.1.Ferrailage transversal :

La dalle travail en flexion simple, pour la ferrailer, on considère une bande de 1 m

rectangulaire de hauteur h qui est égale à l'épaisseur de la dalle (h = 25 cm), et de largeur 1 m (b = 1m), la hauteur utile d = 0,9 h = 22.5 cm.

a. En travée :

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

- **A l'E. L. U :** le moment Maximal My vaut 4,91t m (figure VII.2)

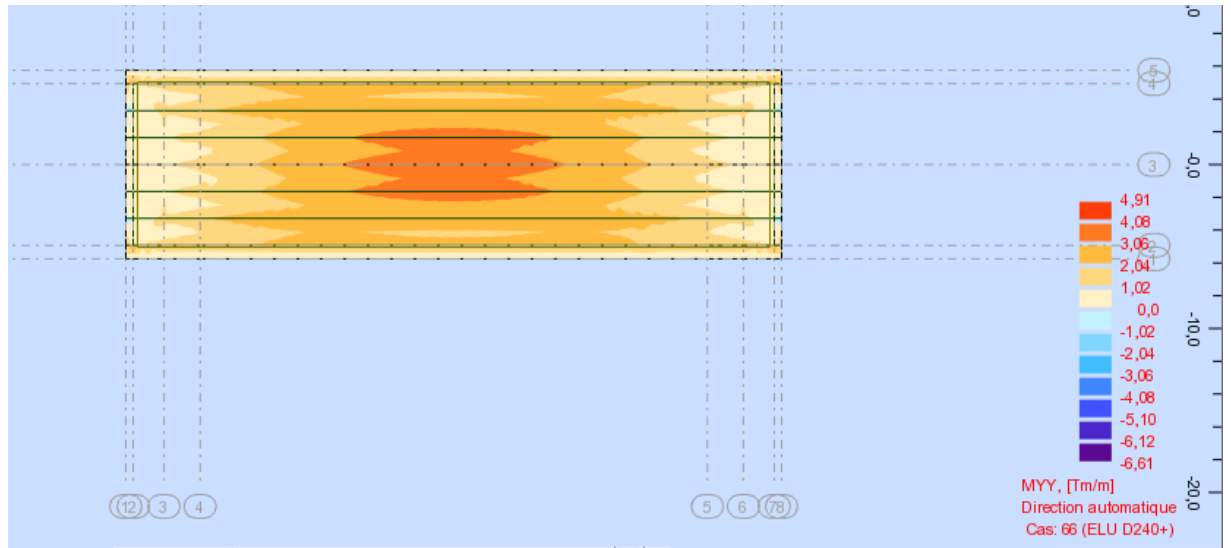


Figure VII. 2: le moment Max My à l'ELU donné par Robot.

$$M_{ut} = 4.91 \text{ t.m}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{4.91}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 22.66}$$

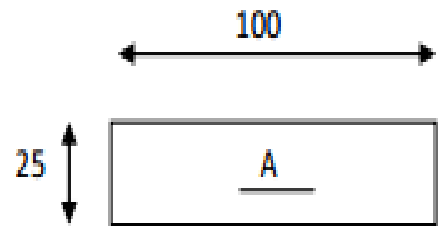
$\mu < 0.371$ (Fe 500) donc A' n'existe pas (section simplement armé).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}}{0.8} = 0.056$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.056) = 0.97$$

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

$$A_{su} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.96}{0.97 \times 22.5 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 5.22 \text{ cm}^2$$



➤ **A l'E. L. S** : Le moment maximal en travée vaut 3.67 t.m (figure 7.3)

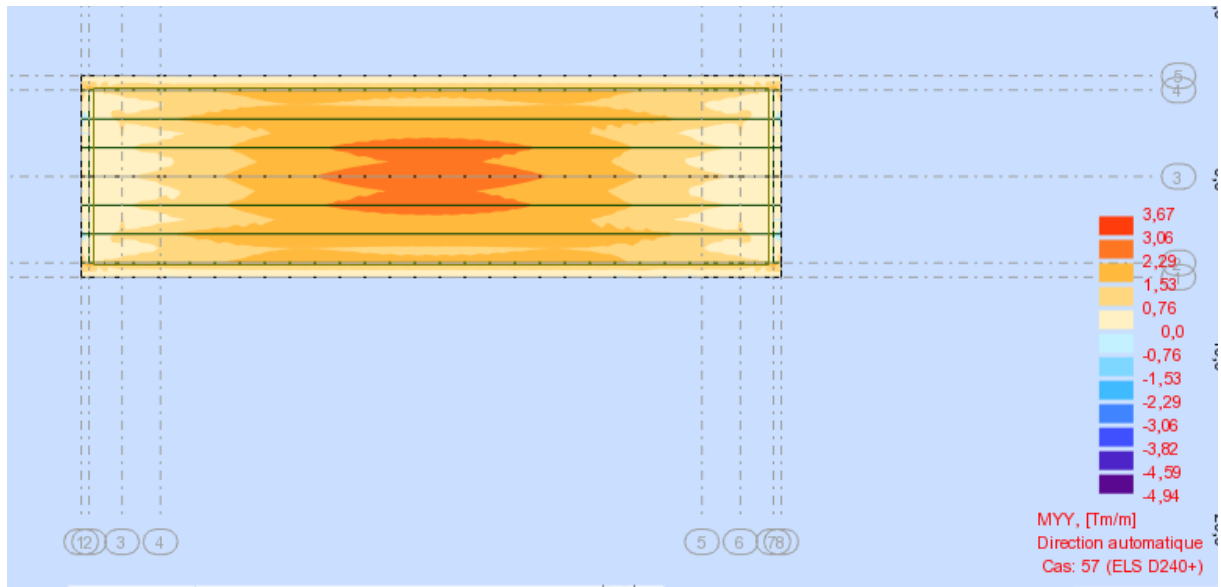


Figure VII. 3: le moment Max My à l'ELS donné par Robot.

$$M_{St} = 3.67 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{St}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$, comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right) = 240.1 \text{ MPa} \quad F_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{3.67}{1 \times 0.225^2 \times 240.1} = 0.30$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.3}}{0.8} = 0.21$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.21) = 0.916$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.916 = 0.21$$

$$A_{ser} = \frac{M_{St}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.67}{0.21 \times 240.1} \times 10^2 = 7.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **4HA16** = 8.04 cm².

- **On vérifier la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad ; \quad F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 3.105 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_u) = 7.27 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée)}$$

- **Vérification des contraintes :**
- **Le béton :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1.26 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 56.7$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 6.37$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = 39993.15 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{st}}{I} = \frac{3.67}{39993.15} = 0.91$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 0.91 \times 6.37 = 5.79 \text{ MPa} < 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$ Doncla condition est vérifiée

- **Acier :**

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y_1) = 220.17 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 (1.6 \times 3)^{\frac{1}{2}} \right\} = 240.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 220.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240.1 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Espacement max :**

$$e \leq \text{min}(3h; 33 \text{ cm}) = \text{min}(75; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ (C.V)}$$

b. Aux appuis :

➤ **E. L. U :** D'après la **figure VII.2** le moment M_y aux appuis vaut 6,61 t.m

$$M_{ua} = 6.61 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{6.61}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.057$$

$\mu < 0.371$ (Fe 500) donc A' n'existe pas.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}}{0.8} = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

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

$$A_{SU} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.61}{0.97 \times 0.225 \times 434.78} \times 10^2 = 6.96 \text{ cm}^2$$

➤ **E. L. S** : D'après la **figure 7.2** le moment M_y aux appuis vaut 6,61 t. m

$$M_{sa} = 4.94 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{sa}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$, comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\left\{\frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{(1.6 \times 3)}\right\} = 240.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{4.94}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 240.1} = 0.004$$

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

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

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.22$$

$$A_{ser} = \frac{M_{sa}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.94}{0.22 \times 240.1} \times 10^2 = 9.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **5HA16** = 10.05 cm²

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

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad ; \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 3.105 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_u) = 10.05 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1.5075 \text{ cm}$$

$$E = 2D \times d = 67.83$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 6.86$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2] = 47635.85 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_S}{I} = \frac{4.94}{47635.85} = 1.03$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 7.06 \text{ MPa} < 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c_j} = 24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$ Doncla condition est vérifiée

- **Acier :**

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y_1) = 241.638 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 (1.6 \times 3)^{\frac{1}{2}} \right\} = 240.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 240.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240.99 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Espacement max :**

$$e \leq \text{min}(3h; 33 \text{ cm}) = \text{min}(75; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ (C.V)}$$

VII.3.2.Ferraillage Longitudinal :

- a. **En travée :**

- **E. L. U :**

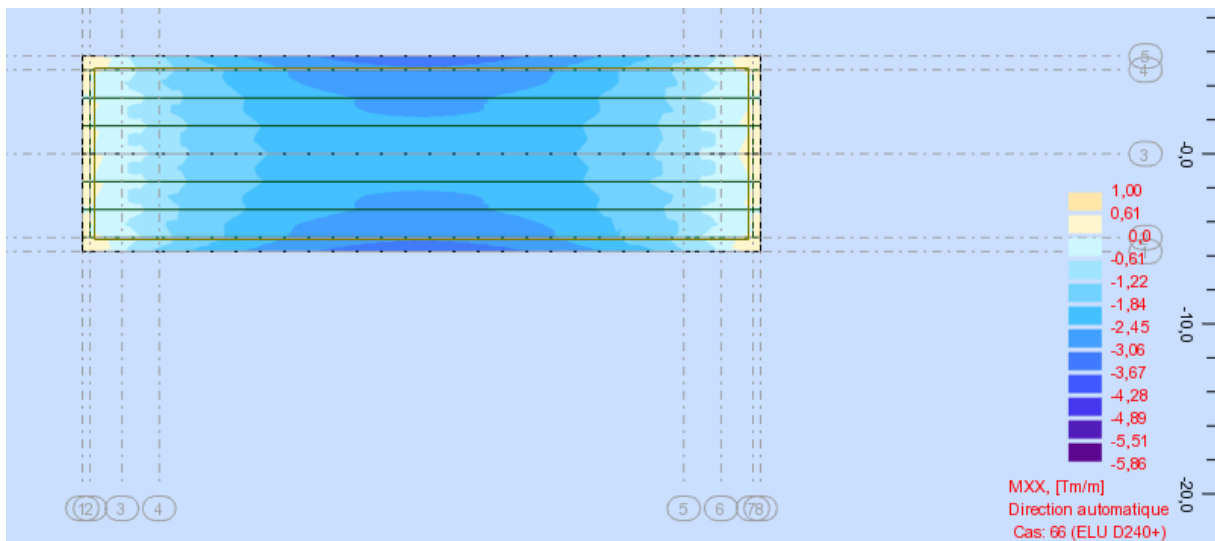


Figure VII. 4: le moment Max Mx à l'Elu donné par Robot.

$M_{u1} = 1.00 \text{ t.m}$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.008$$

$\mu < 0.371$ (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0087}}{0.8} = 0.01$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.011 = 0.996$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.996 = 22.2$$

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

$$A_{SU} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{1}{0.99 \times 0.225 \times 434.78} \times 10^2 = 1.03 \text{ cm}^2$$

➤ **E. L. S :**

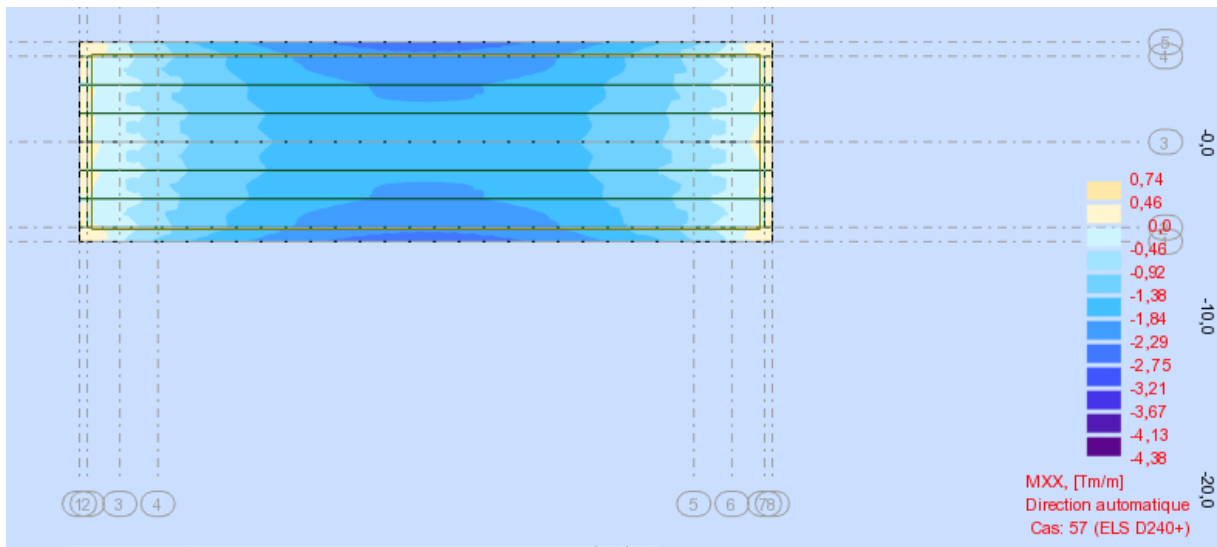


Figure VII. 5: le moment Max Mx à l'ELS donné par Robot.

$$M_{st} = 0.74 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{st}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$, comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \text{Min}\left\{\frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{(1.6 \times 3)}\right\} = 240.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{0.74}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 240.1} = 0.0006$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0006}}{0.8} = 0.0007$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0007 = 0.99$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.22$$

$$A_{ser} = \frac{M_{st}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.74}{0.22 \times 240.1} \times 10^2 = 1.04 \text{ cm}^2.$$

En prend **4HA12** (4.52cm²)

b. Aux appuis :

➤ **E. L. U :** D'après la **figure VII.4** le moment Mx aux appuis vaut 5,86 t. m

$$M_{ua} = 5.86 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_u = \frac{5.86}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.051$$

$\mu < 0.371$ (Fe 500) donc A' n'existe pas

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}}{0.8} = 0.065$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha_u = 1 - 0.4 \times 0.065 = 0.97$$

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

$$A_{su} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.86}{0.97 \times 0.225 \times 434.78} \times 10^2 = 6.17 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :** D'après la **figure VII.5** le moment Mx aux appuis vaut 4,38 t. m

$$M_{sa} = 4.38 \text{ t.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{sa}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$, comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = \text{Min}\left\{\frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{(1.6 \times 3)}\right\} = 240.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{4.38}{100 \times 10^{-2} \times 22.5^2 \times 10^{-2} \times 240.1} = 0.038$$

$$\alpha_u = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_s}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.038}}{0.8} = 0.048$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.048 = 0.98$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.98 = 0.22$$

$$A_{ser} = \frac{M_{sa}}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.38}{0.22 \times 240.1} \times 10^2 = 8.29 \text{ cm}^2/ml$$

On prend **5HA16** (10.05 cm²)

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

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad ; \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_u) = A_{ser}$$

VII.3.3.Ferraillage général de la dalle :

Le ferraillage général de la dalle est présenté sur la figure 7.6 :

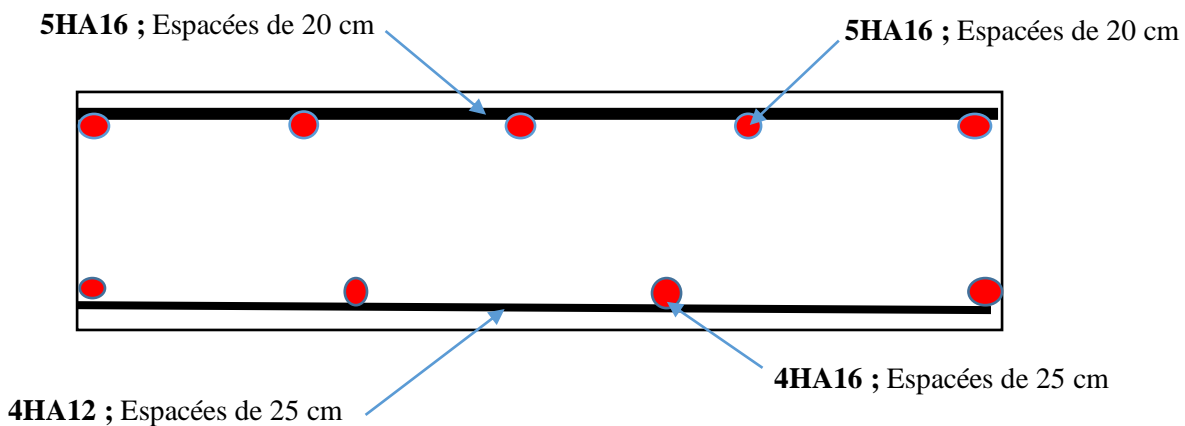


Figure VII. 6: Ferraillage de la dalle.

VII.4.Etudes de l'entretoise d'about :

VII.4.1.Définition de l'entretoise d'about :

Notre pont comporte des entretoises d'about en béton armé coulées sur place. Elles ont pour but d'assurer un encastrement à la torsion des poutres. La suppression de ces entretoises rend nécessaire la prévision de dispositifs spéciaux pour la mise sur vérin de l'ouvrage en vue d'un éventuel changement des appareils d'appuis. Des amorces d'entretoise sont prévues, elles sont coulées en même temps que les poutres. Ces amorces permettent d'accrocher le coffrage sans difficulté et faciliter de bétonnage.

VII.4.2.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.4.2.1.Méthode numérique avec le logiciel ROBOT :

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

- Les résultats à l'ELU :

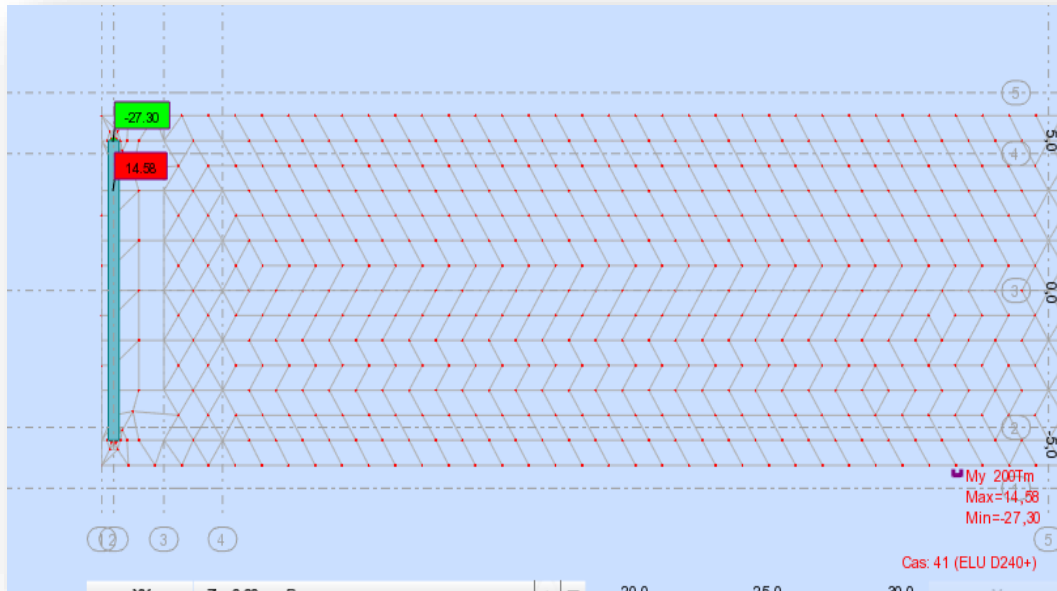


Figure VII. 7: Moment maximum transversal dans la poutre (entretoise).

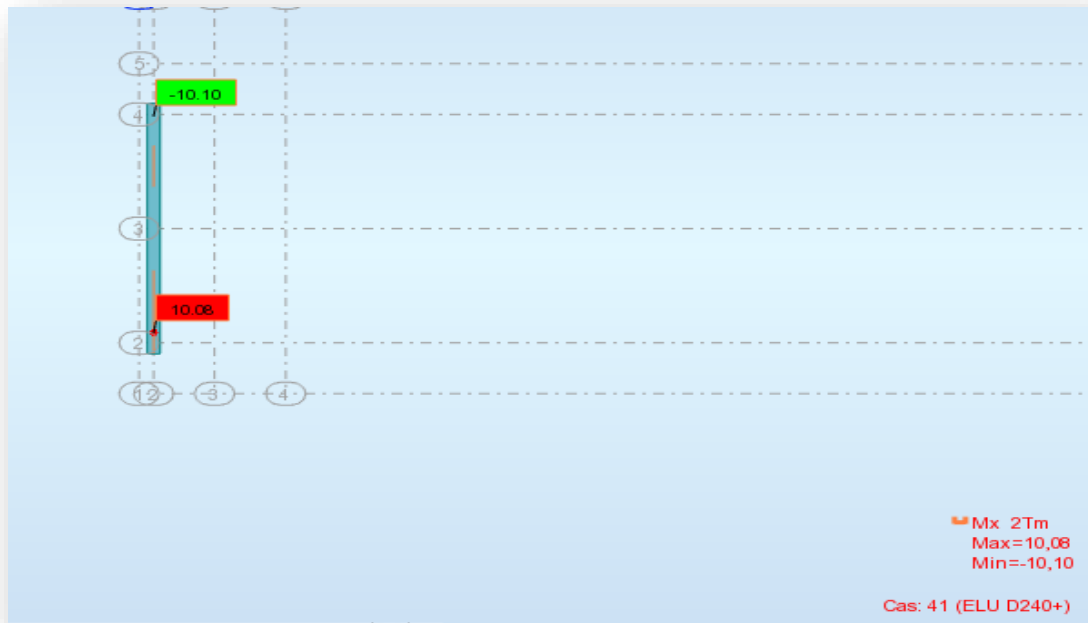


Figure VII. 8: Moment maximum longitudinal dans la poutre(entretoise).

- Les résultats à l'ELS :

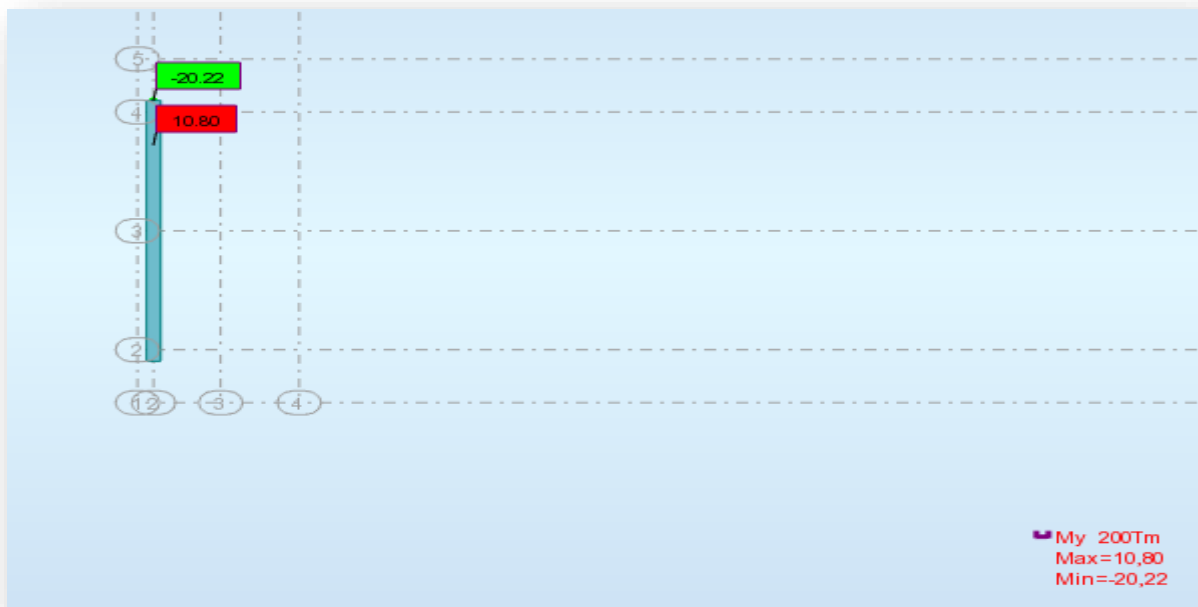


Figure VII. 9: Moment maximum transversale dans la poutre.



Figure VII. 10: Moment maximum longitudinal dans la poutre(entretoise).

VII.4.3.Ferrillages de l'entretoise d'about :

VII.4.3.1.Ferrailage transversal :

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire de **40cm** de largeur(b) et de **1.62m** de hauteur (h) soumise à la flexion simple.

$f_{c28} = 40\text{Mpa}$, Acier FeE 500.

$h = 162\text{ cm}$, $d = 0.9 h = 0.9 \times 162 = 145.8\text{ cm}$, $b = 40\text{ cm}$.

- **E.L.U:**

$M_u = 14.58\text{ t.m}$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{14.58}{40 \times 10^{-2} \times 145.8^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.008$$

$\mu < 0.371$ (Fe 500) donc A' n'existe pas.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}}{0.8} = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.01) = 0.99$$

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

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.58}{0.99 \times 145.8 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 2.32 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S :**

$$M_{S,max} = 10.80 \text{ t.m}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right) = 240.1 \text{ MPa} \quad f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{10.8}{0.4 \times 1.458^2 \times 240.1} = 0.06$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}}{0.8} = 0.07$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.07) = 0.96$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 1.458 \times 0.96 = 1.4$$

$$A_{ser} = \frac{M_{S,max}}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{10.8}{1.4 \times 240.1} \times 10^2 = 3.21 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad ; \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_u) = A_{ser}$$

On choisit **3HA20** (9.42 cm²).

VII.4.3.2.Ferraillage longitudinale :

• **À l'E.L.U :**

$$M_u = 10.08 \text{ t.m}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{10.08}{40 \times 10^{-2} \times 145.8^2 \times 10^{-2} \times 22.66} = 0.006$$

$\mu < 0.371$ (Fe 500) donc A' n'existe pas.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}}{0.8} = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.01) = 0.99$$

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

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.08}{0.99 \times 145.8 \times 10^{-2} \times 434.78} \times 10^2 = 1.60 \text{ cm}^2$$

- À l'E.L.S :

$$M_{S.\max} = 7.47 \text{ t.m}$$

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

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = 240.1 \text{ MPa } f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{7.47}{40 \times 10^{-2} \times 1.458^2 \times 240.1} = 0.036$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0027}}{0.8} = 0.04$$

$$\beta_1 = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.04) = 0.98$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 1.458 \times 0.98 = 1.42$$

$$A_{ser} = \frac{M_{S.\max}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{7.47}{1.42 \times 240.1} \times 10^2 = 2.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérifier la condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \left(0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad ; \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times F_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 8.04 \text{ cm}^2$$

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

On choisit **3HA20** (9.42) cm²

VII.4.3.3. Armatures transversales :

$$T_u = 0.7635 \text{ mn}$$

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.7635}{0.5832} = 1.30 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 4 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_\mu = 1.30 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

VII.4.3.4. Armatures de peau :

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

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

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

Dans ce cas, il sera préférable d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre appelé armature de peau, en raison d'un risque d'apparition de fissures du béton tendu. D'après le B.A.E.L. 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 1 cm² 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 15cm.

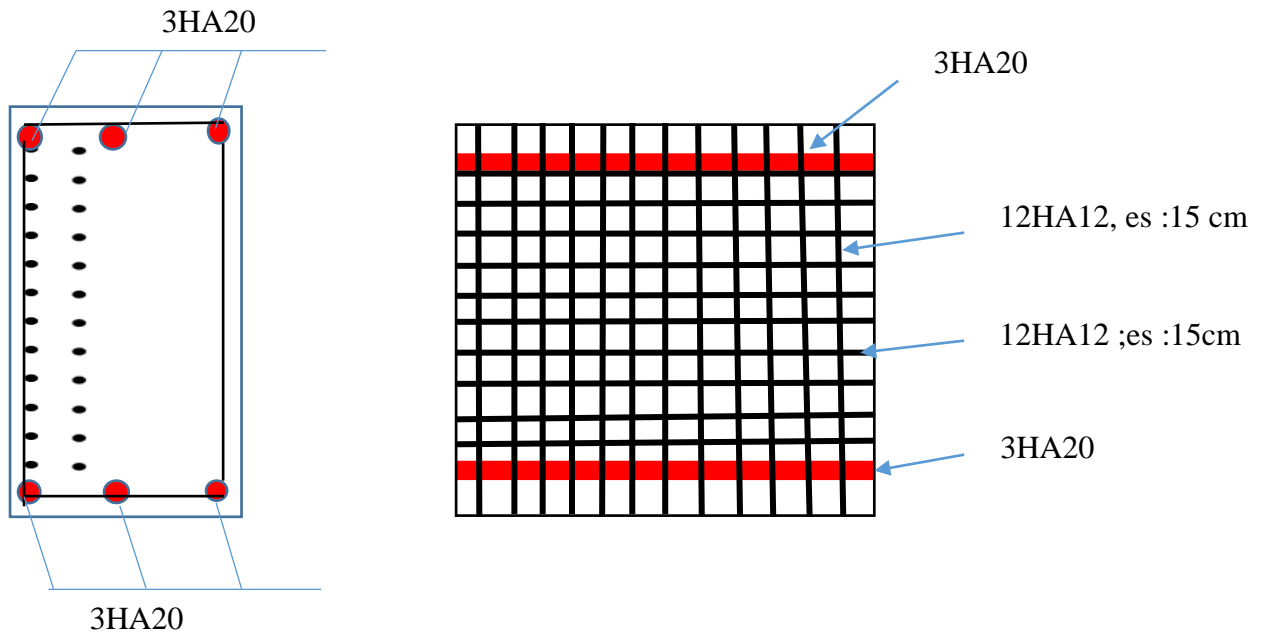


Figure VII. 11: Schéma de Ferrailage de l'entretoise.

Chapitre VIII

Etude de la précontrainte

VIII.1.Introduction :

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles qui seront produites par les charges extérieures. Une pièce ou construction précontrainte est donc soumise à un système permanent d'effort intérieur créés artificiellement dans le but de contrebalancer ceux produits par les charges extérieures.

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 (ou à la limite, des contraintes de traction faibles, jugées admissibles).

Le béton précontraint est une invention française de l'ingénieur français Eugène FREYSSINET (1928), c'est donc un matériau jeune. Il n'est employé couramment que depuis une cinquantaine d'années environ (avec l'apparition des aciers de haute limite élastique) bien que l'idée de précontrainte soit très ancienne et est utilisée sous des formes diverses.

Pour assurer l'intégrité du béton, c'est-à-dire, éviter l'ouverture des fissures, ce que peut entraîner la corrosion des armatures de précontraintes, le règlement à élaborer des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, qui sont : Classe I, Classe II et Classe III.

VIII.2.Définition des classes de vérification :

La précontrainte est résumé 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

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

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 et dans la section la plus dangereuse

VIII.4.1. Précontrainte minimale :

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale « P_{\min} » 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.

VIII.4.2. Les moments développés dans la section médiane à l'ELS sont :

M_{\max} : Moment maximale sous l'effet de G+ D240 (en charge)

$$M_{\max} = 918.41 \text{ t.m}$$

M_{\min} : Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{\min} = 556.12 \text{ t/m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\Delta M = 918.41 - 556.12$$

$$\Delta M = 362.29 \text{ m}$$

Tableau VIII. 1: Caractéristiques de la poutre.

	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	ρ(%)	H(cm)
Poutre seule	7308.8	34384993.62	97.10366066	102.8963393	42.26	200
Poutre avec hourdi	11433.8	74035549.89	78.05202426	146.9479757	56.45	225

• **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

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

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

(hors de la section d'enrobage)

• **En section sous critique :**

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

Avec :

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

• **En section sur critique :**

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

d; l'enrobage des armatures

$$d = h - 0.9h = 20\text{cm avec } (h = 200\text{cm})$$

✚ **Application :**

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

$$\bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ts} \text{ et } (V + V') = h$$

$$P_1 = \frac{362.29 \times 10^3}{0.42 \times 200} + \frac{7308.8}{200} \times 200(-3 \times 10^{-1})$$

$$P_1 = 2120.33 \text{ KN}$$

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

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

$$P_2 = \frac{918.41 \times 10^3 + 0.42 \times 7308.8 \times 97.10 \times (-3 \times 10^{-1})}{0.42 \times 97.10 + 102.89 - 20}$$

$$P_2 = 6703.672 \text{ KN}$$

$$P_1 = 2120.33 \text{ KN} < P_2 = 6630.82 \text{ KN}$$

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 :

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2) = \sup(2120.33 \text{ KN}, 6630.82 \text{ KN})$$

$$P_{\min} = 6630.82 \text{ KN}$$

- Alors l'excentricité e_0 :

$$e_0 = -(V' - d') = -(102.89 - 20) = -82.89 \text{ cm}$$

VIII.4.2.1. 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 25 % :

$$P_{\min} = 0.68 \times P_0 \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{6630.82}{0.68} = 9751.20588 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit : $n = \frac{P_0}{P_{01}}$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles **12T15** de type FREYSSINET (classe 1860):

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 8 cm.
- Section nominal du câble = 1800 mm².
- $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$
- $f_{\text{peg}} = 1640 \text{ Mpa}$
- $E = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1640 = 1476 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1476 \text{ Mpa}$$

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1476 \times 1800 \times 10^{-3} = 2656.8 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{9751.205882}{2656.8} = 3.67 \text{ soit } n = 04 \text{ cables de } \mathbf{12T15}$$

$$P_{\min} = 0.68 \times 9751.205882 = 6630.82 \text{ KN}$$

a. Vérification des sections :

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

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

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

$\overline{\sigma}_{ts}$ Et $\overline{\sigma}_{ti}$: 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 14eme jour (50%).

• Contrainte limite :

✚ En compression :

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

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 20.514 \text{ Mpa}$$

✚ En traction :

$$\overline{\sigma}_t = \begin{cases} \overline{\sigma}_{ts} - 1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.65 = -3.975 \text{ Mpa} & \text{hors de la section d'enrobage} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.65 \text{ Mpa} & \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4.76 \times 0.83 \times 14} \times 40 = 34.19 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.65 \text{ Mpa}$$

Chapitre VIII Étude de la précontrainte

$$P = 0.94P_{\min} = 0.94 \times 6630.82 = 6232.97 \text{ KN}$$

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

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min}}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.975 \text{ MPa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(102.89 - 20) = -82.89 \text{ cm}$$

À la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $q_G = 2.0175 \text{ t/ml}$

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{2.0175 \times 40^2}{8} = 403.5 \text{ t.m} \Rightarrow 4035 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{6232.97}{7308.8} + 6232.97 \frac{(-82.89) \times 97.103}{34384993.62} + 4035 \frac{97.103 \times 10^2}{34384993.62} = -1.172340 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.172 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20.514 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{À la fibre inférieure}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{6232.97}{7308.8} - 6232.97 \frac{(-82.89) \times 102.8963}{34384993.62} - 4035 \frac{102.8963 \times 10^2}{34384993.62} = 1.19 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ci} = 11.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 11.9 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{ci} = 20.514 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée}$$

Donc au 14^{ème} jour les contraintes vérifiées on dispose pour une seule famille de câbles c'est-à-dire 04 câbles de (12T15s) sur l'about de la poutre

Conclusion :

La mise en tension se fera en seule familles de câbles.

VIII.4.2.2. Tracé des câbles :

a. Positionnement :

On dispose Quatre câbles à l'about.

b. Principe :

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

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 1^{ère} 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 1^{ère} famille est compris entre 2° et 20°.

Câble d'about :

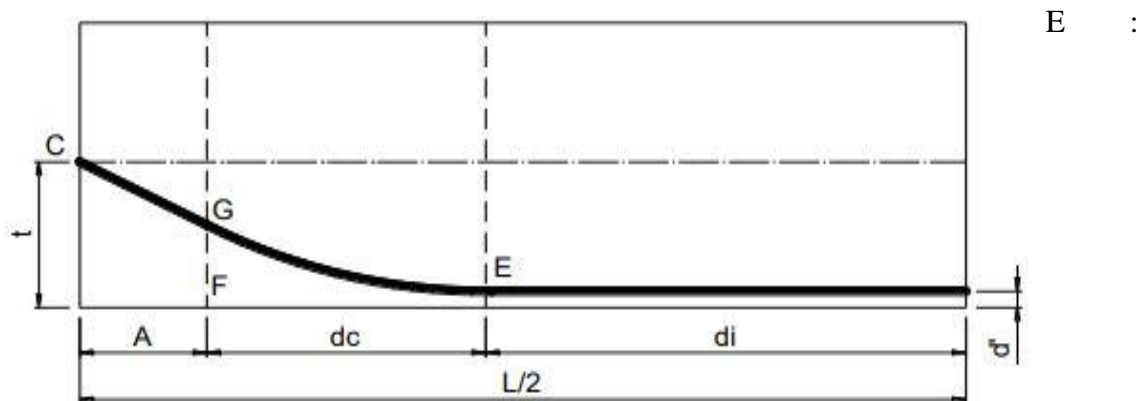


Figure VIII. 1: Tracé d'un câble

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 :

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

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

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

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

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

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

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

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

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

VIII.4.3.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 : $c = 10 \text{ cm}$

Compte tenu de la disposition : $P1 + P2 + P3 + P4 = R$

$$\text{avec } P1 = P2 = P3 = P4 = P$$

$$\sum M/\text{fibre inf} = R \times V' = P1 \times d + P2 \times (a' + d) + P3 \times (2a' + d) + P4 \times (3a' + d)$$

La disposition à adopter est données comme suit :

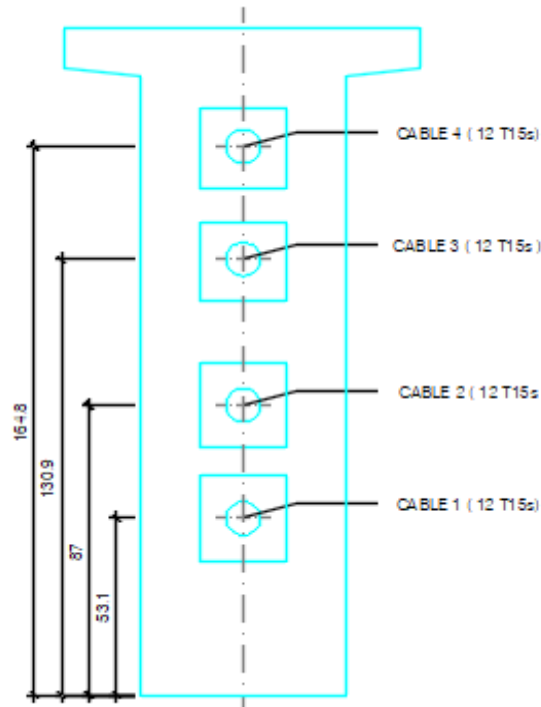


Figure VIII. : 2 disposition des câbles.

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 5^\circ ; \alpha_2 = 10^\circ ; \alpha_3 = 15^\circ ; \alpha_4 = 18^\circ$$

Exemple de calcul :

✚ Câble d'about :

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d) = dc = \frac{2}{\tan 4} (0.25 - \tan 5 - 0.2) = 5.566 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 5}{2 \times 5.566} = 0.0078$$

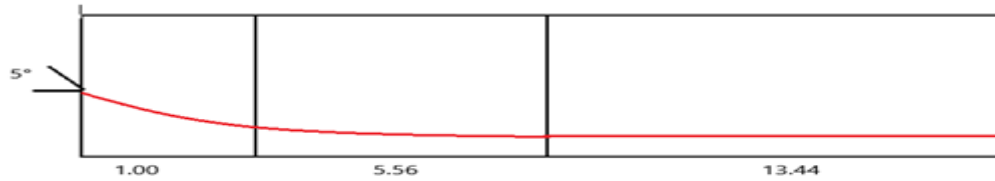
Tableau VIII. 2: La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N ^o cable	α(°)	tan α	t(m)	d(m)	dc(m)	
1^{ère} famille	1	5	0.087	0.531	0.2	5.56	078
	2	10	0.176	0.87	0.2	5.60	157
	3	15	0.268	1.309	0.2	6.27	213
	4	18	0.325	1.648	0.2	6.91	235

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

– Tracé des câbles :

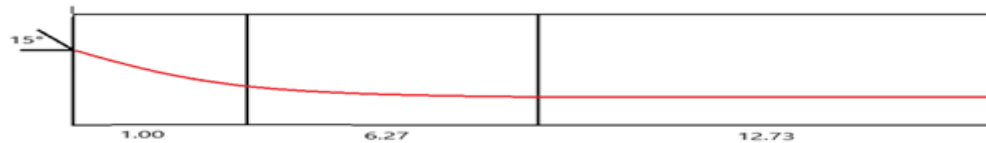
Câble 1 :



Câble 2 :



Câble 3 :



Câble 4 :

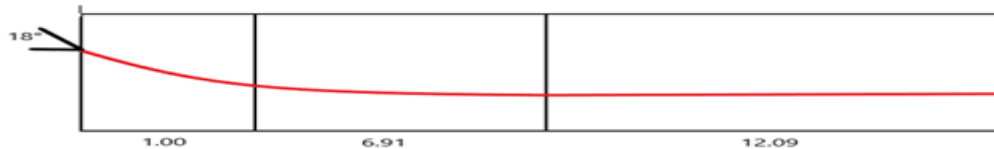


Figure VIII. 3: Tracé des câbles.

- 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.

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

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

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 4} = 1.504 \text{ pour les câbles de 1ere famille} \right.$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.0078} \left[\ln \left(2 \times 0.0078 \times 5.56 + \sqrt{1 + (2 \times 0.0078 \times 5.56)^2} \right) + 2 \times 0.0078 \times 5.56 \sqrt{1 + (2 \times 0.0078 \times 5.56)^2} \right] = 5.56 \text{ m}$$

Tableau VIII. 3: Récapitulatif des longueurs des câbles.

N° câbles	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt	Lt × 2
1	1.505	5.56	13.44	20.505	41.01
2	1.523	5.63	13.4	20.553	41.106
3	1.552	6.34	12.73	20.622	41.244
4	1.577	7.02	12.09	20.687	41.374

➤ Câble moyen fictif :

Dans tout élément en BP, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance e du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure. La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- **Section d'about :** $t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n}$
- **Section à Xm de l'appui :** $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$ avec $X_i = d_c + 1 - (X)$

Remarque :

À la section médiane $t_i = d'$

✚ Exemple de calcul :

- **Section d'appui :** 4 câbles

Câble n° (1) : $t_1 = 0.531 \text{ m}$

Câble n° (2) : $t_2 = 0.87 \text{ m}$

Câble n° (3) : $t_3 = 1.309 \text{ m}$

Câble n° (4) : $t_4 = 1.648 \text{ m}$

Position du câble moyen à l'about :

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.531 + 0.87 + 1.309 + 1.648}{4} = 1.0895$$

• **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) : $t_2 = 0.69$ m

Câble n° (3) : $t_3 = 1.03$ m

Câble n° (4) : $t_4 = 1.32$ m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.44 + 0.69 + 1.03 + 1.32}{4} = 0.87$$

Tableau VIII. 4: Positionnement des câbles a l'about.

Section d'about		Section à 1 m de l'about			
Câbles	t_i	t_{moy}	Câbles	t_i	t_{moy}
1	0.531	1.0895		0.44	0.87
2	0.87		2	0.69	
3	1.309		3	1.03	
4	1.648		4	1.32	

VIII.4.4. Caractéristiques géométriques des sections nettes :

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat. Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées d'où en détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

✚ **Composante de la précontrainte à la section d'appui :**

Soit P la force de la précontrainte d'un câble : $\begin{cases} V = \sum p_i \cdot \sin \alpha_i = p \cdot \sum \sin \alpha \\ N = \sum p_i \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha \end{cases}$

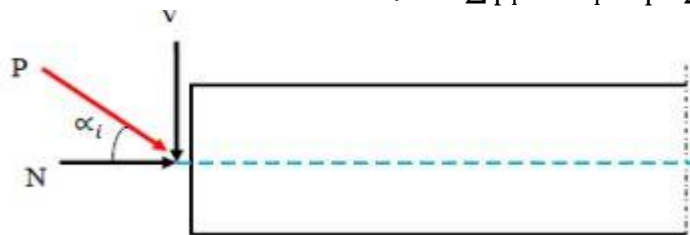


Figure VIII. 4: composantes de la force de précontrainte

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravite de la poutre.

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

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: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).

n° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Z_i (m)	$Z_i \times \cos \alpha$	Z_i^2 (m ²)
1	5	0.0871	0.9961	0.531	0.5289	0.2819
2	10	0.1736	0.9848	0.87	0.8567	0.7569
3	15	0.2588	0.9659	1.309	1.2643	1.7135
4	18	0.3090	0.9510	1.648	1.5672	2.7159
Σ	/	/	3.8978	4.358	4.2171	5.4682

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{4.2171}{3.8978} = 1.081 \text{ m}$$

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 :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2 n : \text{Nombre de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 8^4}{64} + \frac{\pi \cdot 8^2}{4} \cdot 5.4682 = 2748027.52 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 8^2}{4} = 50.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 50.24 = 4 \times 50.24 = 200.96 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 108.1 \times 200.96 = 21703.68 \text{ m}^3$$

Tableau VIII. 6: Caractéristiques géométriques de la gaine.

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S_{Δ} (cm ³)	I_{Δ} (cm ⁴)
Section brute	12569,8	108,1	1310224,29	181330751,4
Gaines	200.96		21703.68	2748027.52

Chapitre VIII Étude de la précontrainte

Section nette	12368.84		1288520.61	178582723.88
----------------------	----------	--	------------	--------------

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1288520.61}{12368.84} = 104.17 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 200 - 104,17$$

$$V = 95.83 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 178582723.88 - \frac{(1288520.61)^2}{12368.84} = 44351432.797 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{44351432.797}{12368.84 \times 95.83 \times 104.17} \times 100 = 35.91 \%$$

$$e_p = Z - V' = 108.1 - 104.17 = 3.93 \text{ cm}$$

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

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
104.17	95.83	44351432.797	35.91 %	3.93 cm

• **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 géométriques de la gaine.

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	16694,8	108.1	2238349,29	390496376,4
Gaines	200.96		21703.68	2748027.52
Section nette	16493.84		2216645.51	387748348.9

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{2216645.51}{16493.84} = 134.39 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 225 - 134.39 = 90.61 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 387748348.9 - \frac{(2216645.51)^2}{16493.84} = 89848204.5428 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{89848204.5428}{16493.84 \times 90.61 \times 134.39} \times 100 = 44.73 \%$$

$$e_p = Z - V' = 108.1 - 134.39 = -26.29 \text{ cm}$$

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

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
134.39	90.61	89848204.5428	44.73 %	-26.29

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VIII. 10 : 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)	12368.84	16493.84	12368.84	16493.84	7108.8	11232.84
V'(cm)	104.17	134.39	104.52	134.65	105.22	149.22
V(cm)	95.83	90.61	95.48	90.35	94.78	75.78
I_G(cm⁴)	44351432.797	89848204.5428	43440898.178	88674358.7267	30307979.7035	68071337.0926
ρ (%)	35.91	44.73	35.19	44.19	42.75	53.59
e_p (cm)	3.93	-26.29	-18.23	-48.36	-85.22	-129.22

VIII.5. Les pertes de tension :

Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donnée des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée qui sont :

- **Les pertes instantanées :**

Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :

- Frottements.
- Recul des enclaves.
- Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).

- **Les 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.5.1. Les pertes instantanées :

➤ **Perte par frottement :**

Au moment de la mise en tension du câble, se 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 :

Section	α	σ_{P_0} MPa	X = 0.00L		X = 1 m		X = 0.25 L		X = 0.5 L	
			X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$
Câble 1	5	1476	0.00	0.00	1	25.84	10	51.71	20	79.91
Câble 2	10	1476	0.00	0.00	1	48.37	10	73.84	20	101.60
Câble 3	15	1476	0.00	0.00	1	70.81	10	95.87	20	123.20
Câble 4	18	1476	0.00	0.00	1	83.95	10	108.78	20	135.85
Valeur moy de 4câbles	/	/	/	0.00	/	57.2425	/	82.55	/	110.14

Tableau VIII. 11 : Perte par frottement.

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec:

σ_{P_0} : Tension à l'origine $\sigma_{P_0} = 1476$ MPa

f : Coefficient de frottement angulaire. f : 0,18 rd⁻¹

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi : 2 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

➤ **Perte par recul d'ancrage :**

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages.

Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du câble, c'est-à-dire une perte de

Chapitre VIII Étude de la précontrainte

tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gaine.

Câble N°1 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$ MPa

$$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne).}$$

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 6.56) = 1433.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 20) = 1393.84 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

• Calcul des aires

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1433.52) \times 1 = 39.53 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1433.52) \times 5.56/2 = 109.89 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1433.52 - 1393.84) \times 6.56 = 260.30 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1433.52 - 1393.84) \times \frac{13.44}{2} = 266.65 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 677.8845 = 1355.69 \text{ MPa.m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point M n'appartient pas à BC

Le point M appartient à CD

détermination de X (longueur d'influence)

$$g.Ep = S \text{ air (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 39.53 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 109.89 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1433.52 - \sigma_M) * 6.56$$

$$S_5 = (1433.52 - \sigma_M) \frac{(x - 6.56)}{2}$$

$$\frac{1}{2} S = 150.895 + (1433.52 - \sigma_M) \left(6.56 + \frac{(x - 6.56)}{2} \right)$$

$$S = 301.79 + (1433.52 - \sigma_M)(6.56 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{P_0} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \cdot x)$$

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

$$\sigma_M = 1452.88 - 2.952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 301.79 + (1433.52 - [1452.88 - 2.952 \cdot x])(6.56 + x)$$

$$S = 301.79 - 127.0016 - 19.36 \cdot x - 19.36 \cdot x + 2.952 \cdot x^2$$

$$S = 2.952 \cdot x^2 - 37.72 \cdot x + 174.78$$

$$\Delta = (37.72)^2 - 4 \times 2.952 \times 174.78 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 25.31$$

$$X = 10.67 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1452.88 - 2.952 \times 10.67$$

$$\sigma_M = 1421.38 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° 1

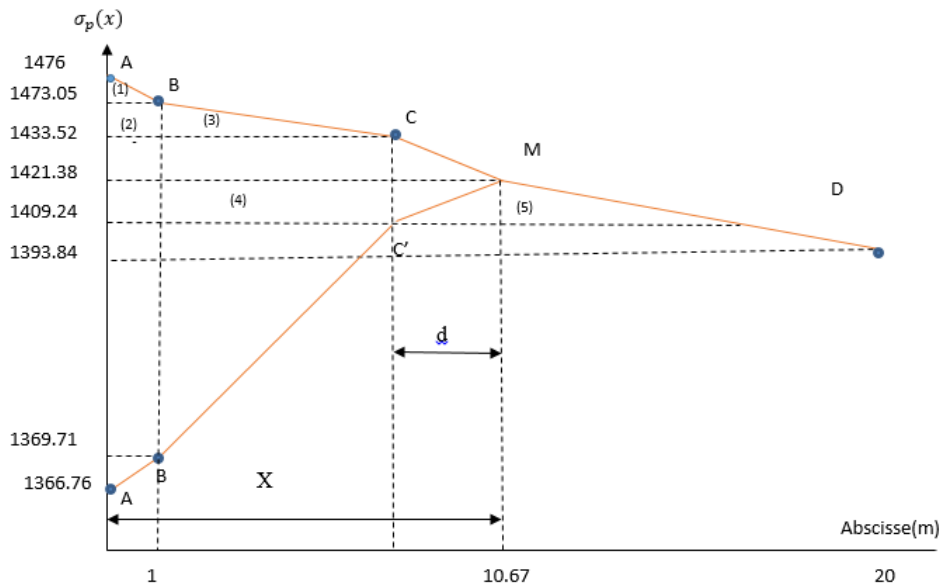


Figure VIII. 5: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

Câble No2 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0} (1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.174 - 2 \times 10^{-3} \times 6.60) = 1410.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.174 - 2 \times 10^{-3} \times 20) = 1370.73 \text{ MPa}$$

$$g \cdot Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa} \cdot \text{m}$$

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.475 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1410.28) \times 1 = 62.77 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1410.28) \times 5.60/2 = 175.756 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1410.28 - 1370.73) \times 6.60 = 261.03 \text{ MPa. m}$$

$$S_5 = (1410.28 - 1370.73) \times \frac{13.40}{2} = 264.985 \text{ MPa. m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 766.016 = 2298.048 \text{ MPa. m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point (M)n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$g.Ep = S$ air (ABCMC'B'A')

$$S_1 = 1.475 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 62.77 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 175.756 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1410.28 - \sigma_M) \times 6.60$$

$$S_5 = (1410.28 - \sigma_M) \frac{(x - 6.60)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 240.001 + (1410.28 - \sigma_M) \left(6.60 + \frac{(x - 6.60)}{2} \right)$$

$$S = 480.002 + (1410.28 - \sigma_M)(6.60 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0.18 \times 0.174 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1429.77 - 2.952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 480.002 + (1410.28 - [1429.77 - 2.952 \cdot x])(6.60 + x)$$

$$S = 480.002 - 128.634 - 19.49 \cdot x - 19.49 \cdot x + 2.952 \cdot x^2$$

$$S = 2.952 \cdot x^2 - 38.98 \cdot x + 351.368$$

$$\Delta = (38.98)^2 - 4 \times 2.952 \times 351.368 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 51.27$$

$$X = 15.27 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1429.77 - 2.952 \times 15.27$$

$$\sigma_M = 1384.66 \text{ MPa. m}$$

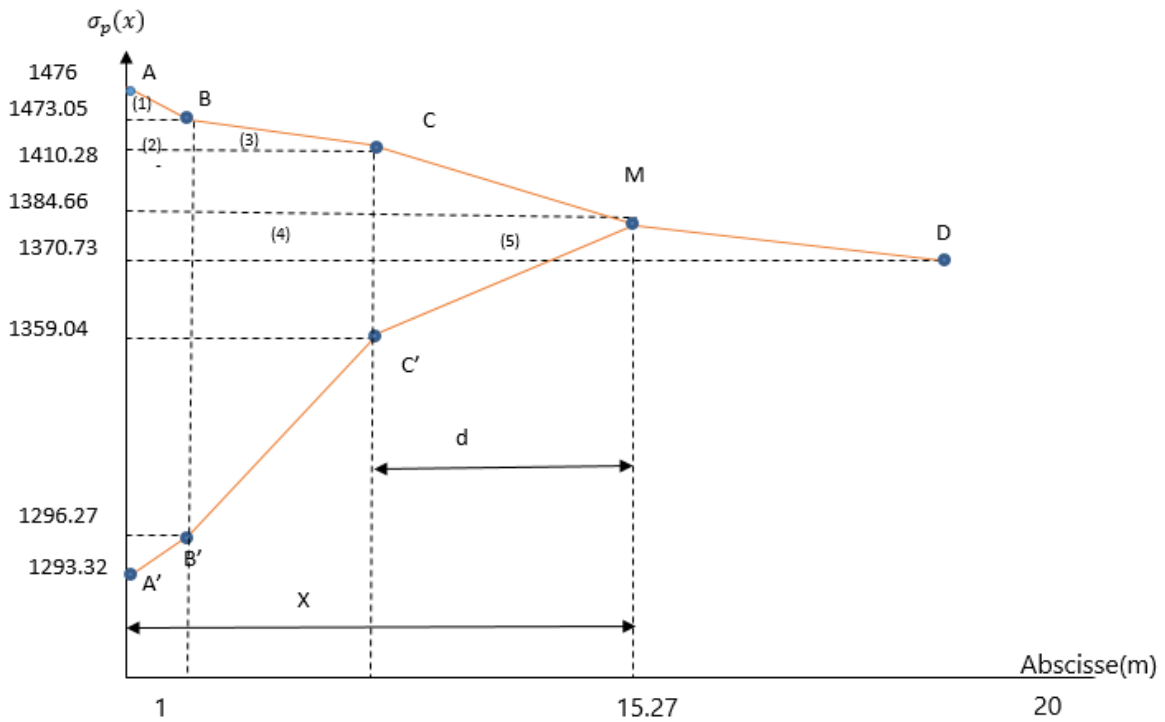


Figure VIII. 6: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

Câble No3 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$ MPa

$$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \phi x) \text{ avec } \alpha = 0 \text{ (Tronçon rectiligne).}$$

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.262 - 2 \times 10^{-3} \times 7.27) = 1384.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.262 - 2 \times 10^{-3} \times 20) = 1347.35 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1384.93) \times 1 = 88.12 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1384.93) \times 6.27/2 = 276.25 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1384.93 - 1347.35) \times 7.27 = 273.21 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1384.93 - 1347.35) \times \frac{12.73}{2} = 239.20 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 878.295 = 1756.59 \text{ MPa.m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point (M)n'appartient pas à BC.

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$g.E_p = S \text{ air (ABCMC'B'A')}$

$$S_1 = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 88.12 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 276.25 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1384.93 - \sigma_M) \times 7.27$$

$$S_5 = (1384.93 - \sigma_M) \frac{(x - 7.27)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 365.845 + (1384.93 - \sigma_M) \left(7.27 + \frac{(x - 7.27)}{2} \right)$$

$$S = 731.69 + (1384.93 - \sigma_M)(7.27 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0.18 \times 0.262 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1406.39 - 2.952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 731.69 + (1384.93 - [1406.39 - 2.952 \cdot x])(7.27 + x)$$

$$S = 731.69 - 156.01 - 21.46x - 21.46 \cdot x + 2.952 \cdot x^2$$

$$S = 2.952 \cdot x^2 - 42.92 \cdot x + 575.68$$

$$\Delta = (42.92)^2 - 4 \times 2.952 \times 575.68 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 70.39$$

$$X = 19.19 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1406.39 - 2.952 \times 19.19$$

$$\sigma_M = 1349.74 \text{ MPa.m}$$

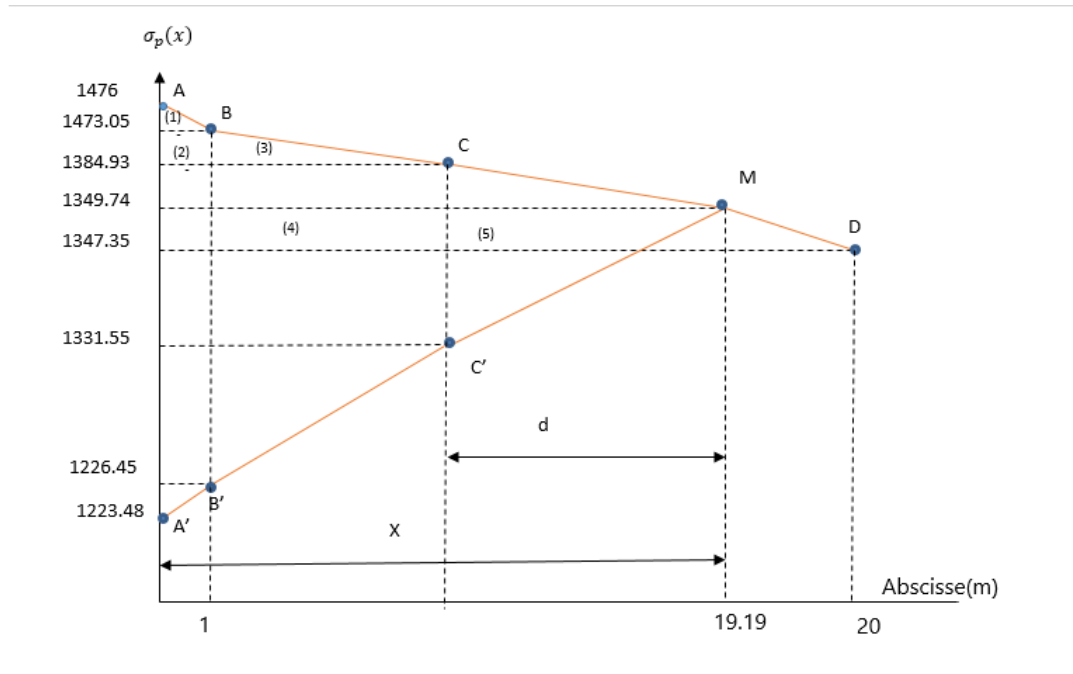


Figure VIII. 7: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

Câble No4 :

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1476$ MPa

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - \alpha x - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1473.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1476(1 - 0.18 \times 0.3142 - 2 \times 10^{-3} \times 7.91) = 1369.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1476(1 - 0.18 \times 0.3142 - 2 \times 10^{-3} \times 20) = 1333.48 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

• **Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1473.05) \times \frac{1}{2} = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1473.05 - 1369.17) \times 1 = 103.88 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1473.05 - 1369.17) \times 6.91/2 = 358.90 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1369.17 - 1333.48) \times 7.91 = 282.31 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1369.17 - 1333.48) \times \frac{12.09}{2} = 215.74 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 962.305 = 1924.61 \text{ MPa.m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point (M)n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

Chapitre VIII Étude de la précontrainte

$$g.E_p = S \text{ air } (ABCMC'B'A')$$

$$S_1 = 1.475 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 103.88 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 358.90 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1369.17 - \sigma_M) \times 7.91$$

$$S_5 = (1369.17 - \sigma_M) \frac{(x - 7.91)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 464.255 + (1369.17 - \sigma_M) \left(7.91 + \frac{(x - 7.91)}{2} \right)$$

$$S = 928.51 + (1369.17 - \sigma_M)(7.91 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1476 \times (1 - 0.18 \times 0.3142 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1392.52 - 2.952 \cdot x$$

Donc :

$$S = 928.51 + (1369.17 - [1392.52 - 2.952 \cdot x])(7.91 + x)$$

$$S = 928.51 - 184.70 - 23.35 \cdot x - 23.35 \cdot x + 2.952 \cdot x^2$$

$$S = 2.952 \cdot x^2 - 46.7 \cdot x + 743.81$$

$$\Delta = (46.7)^2 - 4 \times 2.952 \times 743.81 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 81.25$$

$$X = 21.67 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1394.97 - 2.952 \times 21.67$$

$$\sigma_M = 1331.00 \text{ MPa.m}$$

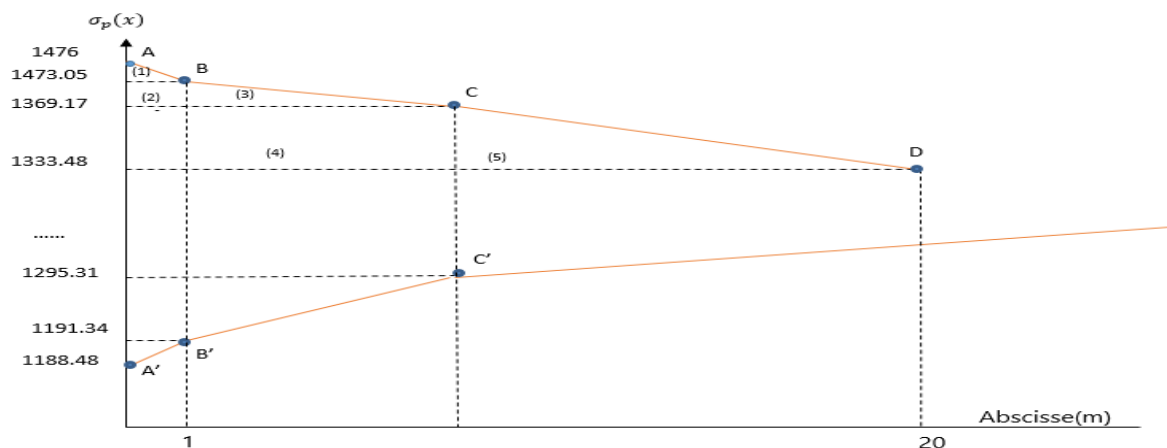


Figure VIII. 8: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4

Chapitre VIII Étude de la précontrainte

Tableau VIII. 12 : 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	1.475	39.53	109.89	260.30	266.65	1355.69	00
2	1.475	62.77	175.756	261.03	264.985	2298.048	00
3	1.475	88.12	276.25	273.21	239.20	1756.59	00
4	1.475	103.88	358.90	382.31	215.74	1924.61	00

Tableau VIII. 13: La tension des câbles

Câbles	σ _A (MPa)	σ _{A'} (MPa)	σ _B (MPa)	σ _{B'} (MPa)	σ _C (MPa)	σ _{C'} (MPa)	σ _D (MPa)	Σm (MPa)
1	1476	1366.76	1473.05	1369.71	1433.52	1409.24	1393.84	1421.38
2	1476	1293.32	1473.05	1296.27	1410.28	1359.04	1370.73	1384.66
3	1476	1223.48	1473.05	1226.49	1384.93	1314.55	1347.35	1349.74
4	1476	1188.48	1473.05	1191.43	1369.17	1295.31	1333.48	1331.00

Calcul des pertes par recul d'ancrage :

Câble 1 :

$$\Delta\sigma(x = 20 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10 \text{ m}) = (1423.36 - 1421.38) \times 2 + 0 = 3.96 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1473.05 - 1369.71) = 103.34 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1366.76) = 109.24 \text{ MPa}$$

Câble 2 :

$$\Delta\sigma(x = 20 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10 \text{ m}) = (1400.25 - 1384.66) \times 2 + 0 = 31.18 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1473.05 - 1296.27) = 176.78 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1293.32) = 182.68 \text{ MPa}$$

Câble 3 :

$$\Delta\sigma(x = 20 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10 \text{ m}) = (1376.87 - 1349.74) \times 2 + 0 = 54.26 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1473.05 - 1226.49) = 246.56 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1223.48) = 252.52 \text{ MPa}$$

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

Câble 4 :

$$\Delta\sigma(x = 20 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 10 \text{ m}) = (1363.00 - 1331.00) \times 2 + 0 = 64 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1473.05 - 1191.43) = 281.62 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1476 - 1188.48) = 287.52 \text{ MPa}$$

Tableau VIII. 14: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

Section	0.00L	0.033L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	1.00	10	20
Câble 1	109.24	103.34	3.96	0
Câble 2	182.68	176.78	31.18	0
Câble 3	252.52	246.56	54.26	0
Câble 4	287.52	281.62	64	0
valeur moyenne des 4câbles	207.99	202.075	38.35	0

VIII.6. Les pertes par raccourcissement instantané du béton :

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci, en conséquence, les armatures de précontraintes vont aussi subir une déformation, donc une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en une phase :

La 1^{ère} famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanété 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

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G} \right)$$

Chapitre VIII Étude de la précontrainte

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 + amorce à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

▪ Exemple de calcul :

Section d'about :

$$B = 12569,8 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 34.19 \text{ MPa}$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{34.19} = 35701.98 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$e_p = 3.93$$

$$I_G = 44758356,44 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 2.0175 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot x^2}{2}; \text{ pour } x = 0 \rightarrow Mg = 0 \text{ N.m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Pi}(0) &= 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35701.98} \cdot \frac{4 \cdot 1800 \cdot (1476 - 0 - 207.99)}{12569,8 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{12569,8 \cdot (3.93)^2}{44758356,44}\right) \\ &= 12.94 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 15: Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$ (MPa)	12.94	13.15	13.90

Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{Pi}(x)$$

Chapitre VIII Étude de la précontrainte

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 16: Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	10	20
Câble 1	122.18	68.82	93.81
Câble 2	195.62	118.17	115.5
Câble 3	265.46	163.28	137.1
Câble 4	300.46	185.93	149.75
valeur moyenne des 4 câbles	220.93	134.05	124.04

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VIII. 17: Tensions initiales probables « σ_{pi} (MPa) ».

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse (m)	0.00	10	20
Câble 1	1353.82	1407.18	1382.19
Câble 2	1280.38	1357.83	1360.5
Câble 3	1210.54	1312.72	1338.9
Câble 4	1175.54	1290.07	1326.25
valeur moyenne des 4câbles	1255.07	1341.95	1351.96

VIII.6.1. Les pertes différées :

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

VIII.6.1.1. Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante : $\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

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 d'about:

$$r_m = \frac{12368.84}{602.58} = 20.52 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{7108.8}{635} = 11.19 \text{ cm}$$

- **Perte dans les câbles de la 1ère famille :**

Section d'about :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 20.52} = 0.07$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.07] \times 1.9 \times 10^5 = 53.01$$

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 11.19} = 0.12$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.12] \times 1.9 \times 10^5 = 50.16$$

Tableau VIII. 18: Valeurs des pertes dues au retrait de béton.

	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	0.00L	0.25L	0.50L
La 1 ^{ère} famille	14 ^{ème} jour	53.01	50.16	50.16

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à (x = 0.5L) est égale à :

$$\Delta_{\sigma_r}^{moy} = 50.16 \text{ MPA}$$

VIII.6.1.2. 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 élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue 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

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit 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 toute perte instantanée

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.

$\sigma_{po} = 1476 \text{ MPa}$.

- Perte dans les câbles de la 1ère famille :

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1255.07}{1860} - 0.43 \right) \times 1255.07 = 45.32 \text{ MPa}$$

Tableau VIII. 19: Pertes dans les câbles de la 1ère famille.

Câbles de la 1ère Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse (m)	0.00	10	20
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1255.07	1341.95	1351.96
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	45.18	58.37	60.20

VIII.6.2. Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Le béton subit un raccourcissement progressif « fluage » lorsqu'il est soumis à une contrainte décompression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton et vont subir un raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots (1)$$

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 de la 1ère famille :

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

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: $q_G = 2.0175 \text{ t/ml}$ (poutre seule)

$$M_g = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.0175 \times 20^2}{8} = 100.875 \text{ t.m}$$

$$B = 7108.8$$

$$I_G = 34384993,62$$

$$e_p = -85.22$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5$$

$$AP = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{pi} = 1351.96$$

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{100.875 \times (-85.22) 10^4}{34384993,62} + 4 \times 1800 \frac{1351.96}{7108.8 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7108.8 \cdot (-85.22)^2}{34384993,62}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = 31.72$$

D'après le **B.P.E.L 91, [art3.3.24]** la perte différée totale « Δd » est égale à :

$$\Delta_{\sigma d} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

$$\Delta_{\sigma d} = 50.16 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 60.20$$

$$\Delta_{\sigma d} = 110.32 + \Delta\sigma_{fl}$$

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 :

$$\Delta_{\sigma_{fl}}(0.5L) = \left[2 \sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta_{\sigma d}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

$$\Delta_{\sigma_{fl}}(0.5L) = \left[2 \times 31.72 - 4 \times 1800 \times \frac{110.32 + \Delta\sigma_{fl}}{7108.8 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{7108.8 \cdot (-85.22^2)}{34384993,62} \right) \right] \times \frac{1.9 \times 10^5}{35701.98}$$

$$\Delta_{\sigma_{fl}}(0.5L) = 323.19 \text{ MPa}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

Tableau VIII. 20: Pertes par fluage $\Delta_{\sigma_{fl}}(\mathbf{x})$ dans les câbles de la 1ère famille.

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	10	20
	$\Delta\sigma_d(\mathbf{x})$ (Mpa)	90.66 + $\Delta\sigma_{fl}$	98.8 + $\Delta\sigma_{fl}$	110.32 + $\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	00	25.21	100.875
	$\sigma_{pi}(\mathbf{x})$ (Mpa)	1255.07	1341.95	1351.96
	$\sigma_M(\mathbf{x})$ (Mpa)	30.6	31.78	31.72
	$\Delta\sigma_{fl}(\mathbf{x})$ (Mpa)	311.27	323.83	323.19

VIII.6.3. Pertes différées totales et tension finale probable :

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante

$$\Delta_{\sigma_d} = \Delta_{\sigma_r} + \Delta_{\sigma_{fl}} + \frac{5}{6} \Delta_{\sigma_p}$$

Remarque :

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x,t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x)$$

Tableau VIII. 21: Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ " dans les différentes sections s.

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	10	20
Câbles de la 1ère famille	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	53.01	50.16	50.16
	$\Delta\sigma_p$ (Mpa)	45.18	58.37	60.20
	$\Delta\sigma_{fl}(\mathbf{x})$ (Mpa)	311.27	323.83	323.19
	$\Delta\sigma_d(\mathbf{x})$ (Mpa)	401.93	422.63	423.51

Chapitre VIII Etude de la précontrainte

La tension finale probable :

Le pourcentage de pertes :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \sigma_{p\infty} / 4 \times 1476$$

Tableau VIII. 22: Pourcentage des pertes.

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	10	20
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPa)	1255.07	1341.95	1351.96
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPa)	401.93	422.63	423.51
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	853.14	919.32	928.45
%perte	14.45	15.57	15.72
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Conclusion :

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 14.45 % et 15.72 % de σ_{p0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est **25 %** de σ_{p0} .

Chapitre IX

Etude de la Pile

IX.1. Introduction :

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet.

Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encasturé. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

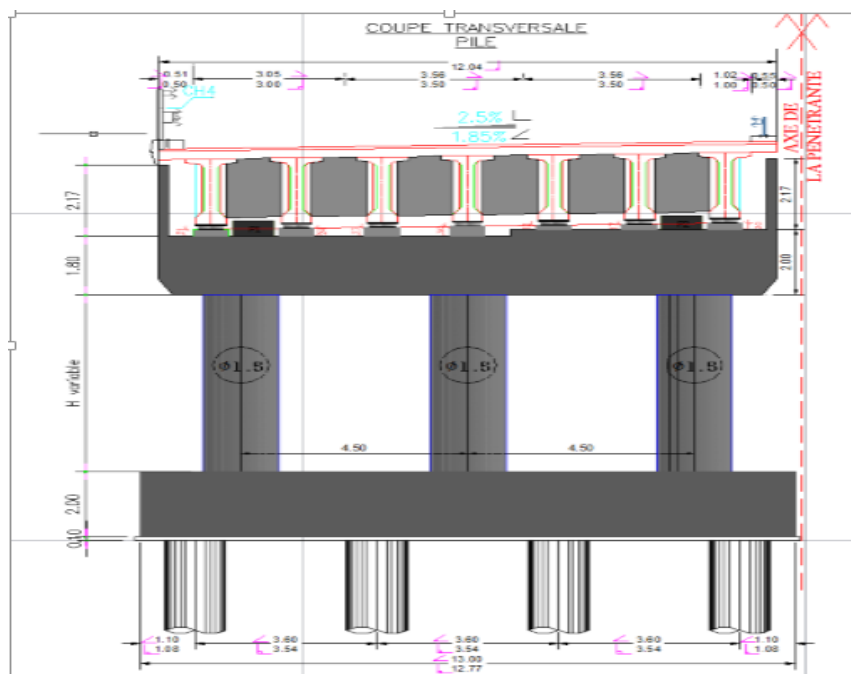


Figure IX. 1: Détail de l'infrastructure

IX.2. Etude de la pile

IX.2.1. Choix du type d'ouvrage

Il s'agit d'une pile portique qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et qui permet d'éviter l'implantation d'un obstacle fasse à la cour d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

IX.2.2. Pré dimensionnement de la pile

a. Chevêtre

-Longueur de chevêtres =11.5m

- Largeur de chevêtres = 3m

- Hauteur = variable $2.00 < H < 1.8$ on prend $H = 2m$

b. Fûts :

Le diamètre du fût est : $\phi = 1.5 m$

La hauteur du fut H: $H = 8.36m$

c. Semelle

Longueur : 13m ;

- Largeur : 6m ;

- Epaisseur : 2m

- Béton de propreté : 0,10m.

Ces dimensions sont représentées dans les plans accompagnés.

IX.2.3. Etude du chevêtre

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux futs des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, d'où il sera calculé à la flexion simple.

IX.2.3.1. 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 :

$$P_c = \gamma_b \times V = 2.5 \times 11.5 \times 3 \times 2 - 2 \left((0.5 \times 0.3 / 2) \times 11.5 \right) = 168.18 t$$

$$P_c = 14.62 t/ml$$

- Efforts dû au poids propre du tablier

$$P_g = \frac{1077}{7} = 153.85 t/ml$$

b. Efforts transmis par la surcharge D240 :

$$Q_{D240} = 12,903 \text{ t/ml}$$

$$P_{D240/poutre} = \frac{R_{D240}}{n} \times K_{\alpha \max}$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 2.58)}{2} \times 9.3 \times 12.9 = 214.7 \text{ t}$$

$$P_{D240/poutre} = \frac{214.7}{7} \times 1.34 = 41.09 \text{ t/poutre}$$

c. Calcul des sollicitations aux états limites

Les valeurs des charges et surcharges sont données dans le tableau 9.1 :

Tableau IX. 1: Valeurs des charges et surcharges aux états limites.

Poids du tablier : $P_g(T)$		1077
Poids du chevêtre : $P_c(T / m)$		15
Poids de surcharge : $P_{D240}(T)$		41.09
ELU	$P_U = 1,35 \times (P_g + P_{D240})$	1509.42
	$G_U = 1.35 \times P_c$	19.73
ELS	$P_{ser} = (P_g + P_{D240})(t)$	1118.09
	$G_s = P_c \text{ t/ml}$	15

d. Vérifier la méthode R.D.M :

$$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{5}$$

Avec :

– h : la hauteur du chevêtre **$h = 2m$**

– L : l'entraxe des fûts **$l = 4,50m$**

$$0,033 \leq 0,44 \leq 0,2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc la R.D.M n'est pas satisfaite, donc le chevêtre sera considéré comme une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques.

Détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{P \times K_i}{\sum K_i} \times \left[1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i \times y_i^2)} \times e \times y_i \right]$$

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 « futs »
= 3

$$\begin{cases} R_U = \frac{1}{n} [(P_U \times n_p) + (g_u \times L)] = \frac{1}{3} [(1777 \times 7) + (19.73 \times 11.5)] = 2739.89 \text{ t} \\ R_S = \frac{1}{n} [(P_S \times n_p) + (g \times_s L)] = \frac{1}{3} [(1118.09 \times 7) + (15 \times 11.5)] = 2781.37 \text{ t} \end{cases}$$

- Modélisation de chevêtre :

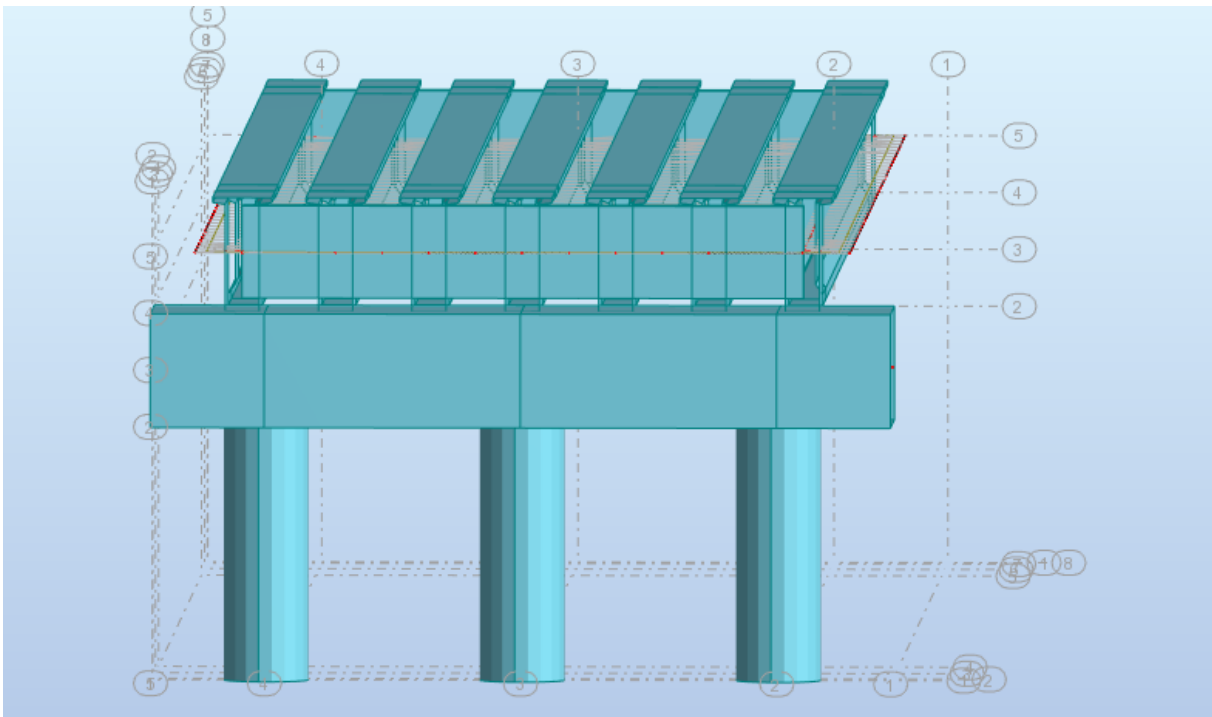


Figure IX. 2: la modélisation de chevêtre

e. Effort interne dans le chevêtre :

- Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné à l'ELU par la combinaison la plus défavorable $1,35 \times G + 1,60D240$

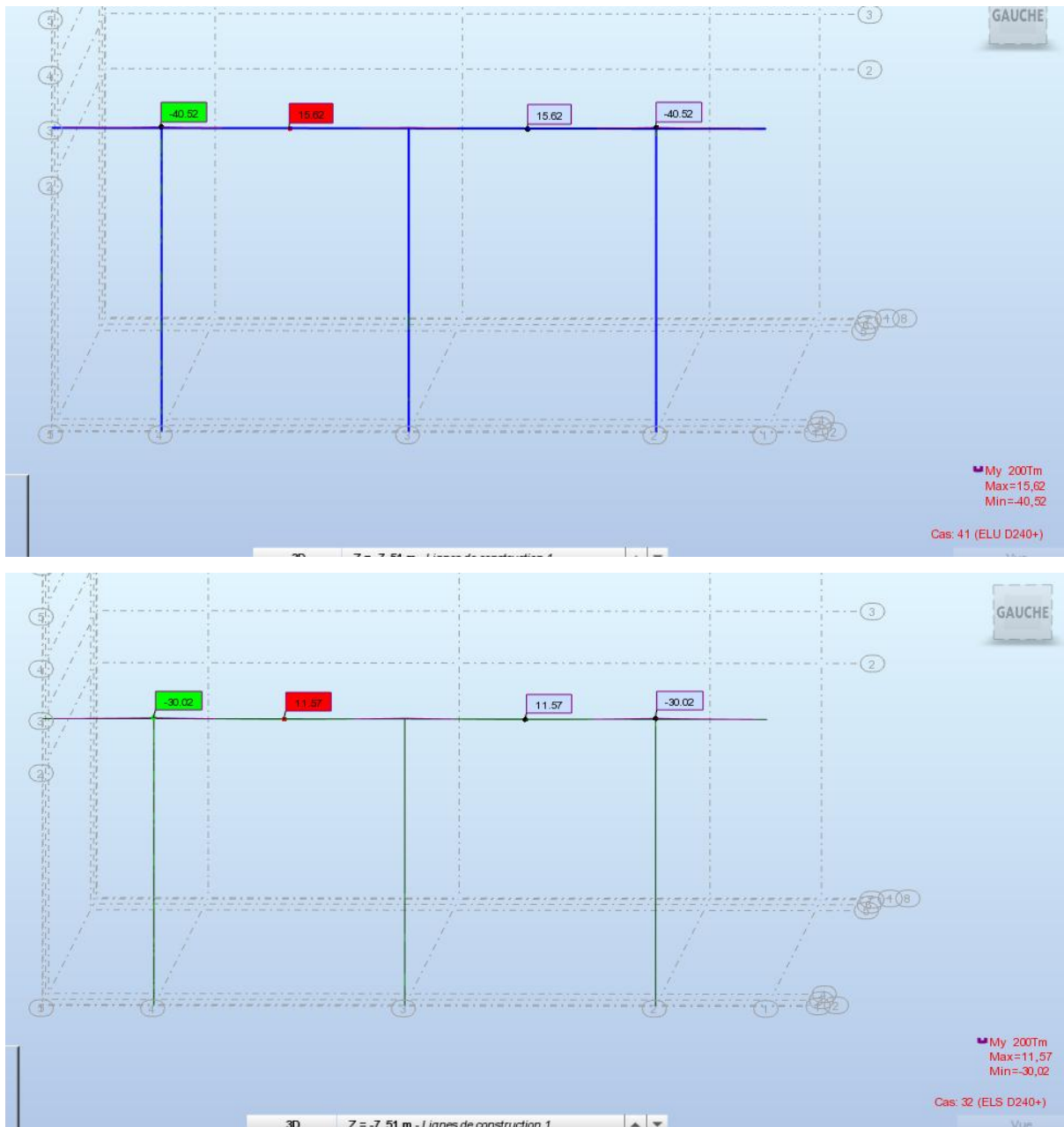


Figure IX. 3: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable

- **L'effort tranchant :**

L'effort tranchant maximum est donné à l'ELS par la combinaison la plus défavorable $G + 1.6 D240$ à l'ELU.

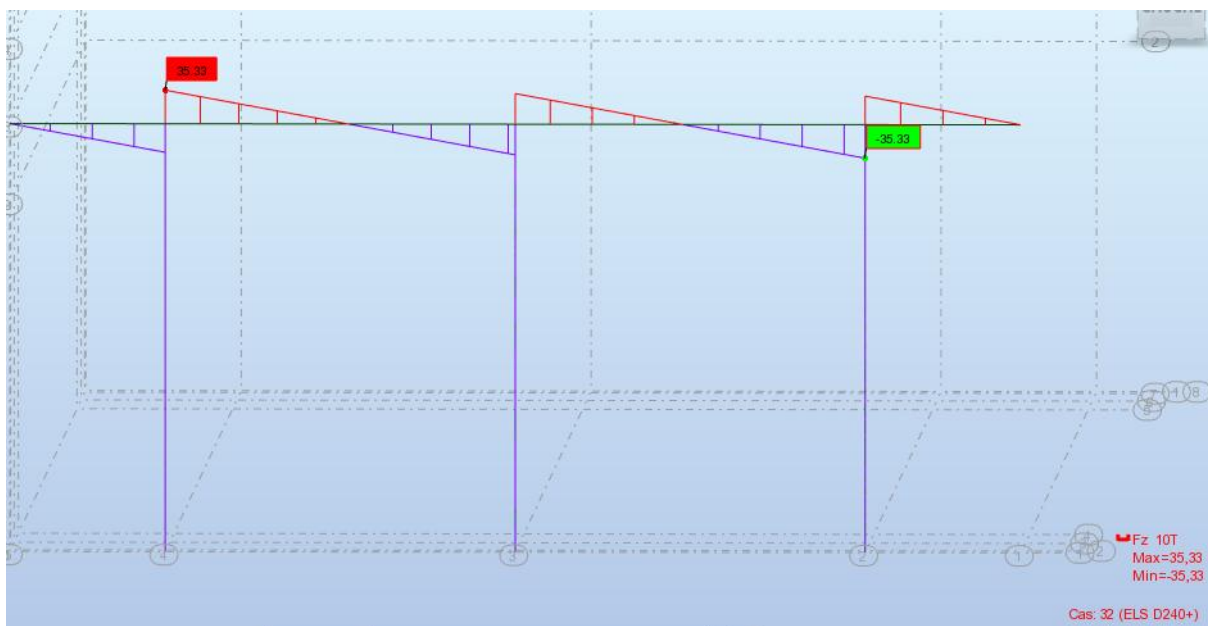
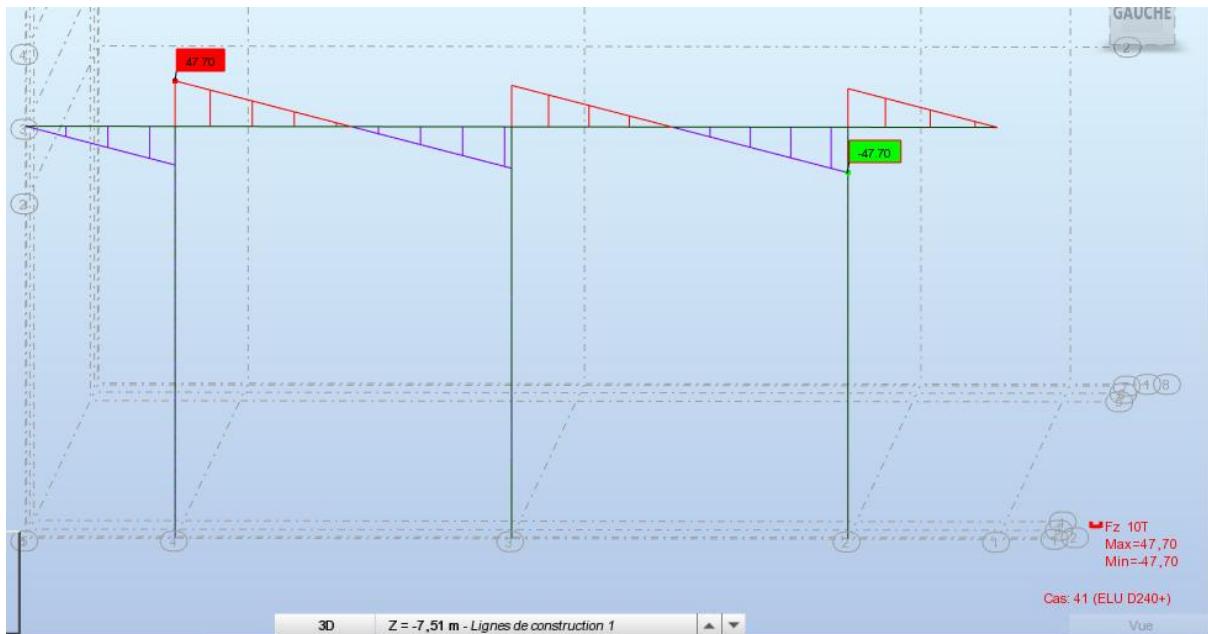


Figure IX. 4: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable

• Expression des résultats :

Tableau IX. 2: Efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre.

	ELU		ELS	
	A mi- travée	Aux appuis	A mi- travée	Sur appuis
M (t/m)	15.62	40.52	11.57	30.02
T(t)	0	47.7	0	35.33

IX.2.3.2. Ferrailage de chevêtre à la flexion :

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- $FeE = 500 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\gamma_b = 1,5$
- $h = 2 \text{ m}$
- $d = 0,9 \times h = 1,8 \text{ m}$
- $b_0 = 3 \text{ m}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles BAEL91

☞ **Section d'armature supérieure :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{15.62}{3 \times 1.8^2 \times 17} = 0.09 < 0.371$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}}{0.8} = 0.11$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.8(1 - 0.4 \times 0.11) = 1.7208 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{15.62}{0.172 \times 435} = 20.87 \text{ cm}$$

Tableau IX. 3: Ferrailage longitudinal du chevêtre.

	ELU		ELS		
	M_t	M_a		M_t	M_a
M_u (T. m/ml)	15.62	40.52	M_{ser} (T. m/ml)	11.57	30.02
μ_{bu}	0.09	0.24	α_r	0.07	0.181
α	0.11	0.34	μ_{rb}	0.09	0.25
Z (m)	1.7208	1.62	Z_r (m)	1.73	1,62
A_u (cm ²)	20.87	57.49	A_{ser} (cm ²)	15.35	42.59

- **Condition de non fragilité**

$$A_{cnf} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 3 \times 1,8 \times \frac{2,4}{500} = 0,006 \text{ m}^2 = 60 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion**

✚ En travée (nappe inférieure) : $A_s = 60 \text{ cm}^2$ soit **8HA32** soit $A_s = 64.34 \text{ cm}^2$

✚ À l'appui (nappe supérieure) : $A_s = 57.49 \text{ cm}^2$ soit **17HA32** soit $A_s = 136.68 \text{ cm}^2$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après les documents (SETRA P.P 73 1.3.2).

$$\bar{\tau} = \min[0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = \min[3 ; 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{40.52}{3 \times 10^2 \times 1,8} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.7 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} \quad \text{Vérifie}$$

On prend :

$$S_t = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)}{0,9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq 6.59 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage des aciers :**

$$S_t = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad ; \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$2R = b_0 \sqrt{2} \Rightarrow b_0 = 1.06 \text{ m}$$

$$A_t \geq \frac{S_t * b_0}{0.9 * f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t28})$$

$$A_t \geq \frac{0.15 * 1.06}{0.9 * 500} (0.98) \Rightarrow A_t = 3.46 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ min} \geq \frac{S_t}{f_e} b_0 \left[\max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \right) \right]$$

$$A_t \text{ min} > 1.27 \text{ cm}^2$$

✓ Justification de la bielle de béton

$$\tau_u < \frac{f_{c28}}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow 0.7 < 5 \text{ MPa Vérifiée}$$

IX.2.3.3. Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Le cas le plus défavorable pour la vérification du chevêtre à la torsion, se présente lors du passage du convoi D240.

a. 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 :

$$M_{tu} = 1,35 R_{D240} \times a$$

$$M_{tu} = 1,35 \times 214.7 \times 0,5 = 144 \text{ t.m}$$

• Les Justification du béton

On doit vérifier que :

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) < \overline{\tau_u^2} = 12.25 \text{ MPa}^2$$

$\tau_u (V_u)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_u (M_t)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau_u (v) = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u (M_t) = \frac{M_t}{2\Omega \cdot b_0}$$

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi :

$$\Omega = \left(b - \frac{2D}{12}\right) \times \left(h - \frac{2D}{12}\right) = \left(3 - \frac{2 \times 1.5}{12}\right) \times \left(2 - \frac{2 \times 1.5}{12}\right) = 4.81 \text{ m}^2$$

$$\tau_u (M_t) = \frac{15.62}{2 \times 4.81 \times 0,4} = 0,405 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2(M_t) + \tau_u^2(V) = 0.405^2 + 0.7^2 = 0.6 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u^2} = 12.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Calcul des armatures de torsion

– Armatures longitudinales

$$A_l \geq \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15.62 \times 9.625}{2 \times 4.81 \times \frac{500}{1,15}} = 35.9 \text{ cm}^2$$

Avec :

U : périmètre de l'aire

$$U = 2 \left(h - \frac{2D}{12} \right) \left(b - \frac{2D}{12} \right) = 2 \left(2 - \left(2 \times \frac{1.5}{12} \right) \right) \left(3 - \left(2 \times \frac{1.5}{12} \right) \right) = 9.625 \text{ m}$$

$$M_{tu} = 15.62 \text{ t.m}$$

Donc : **8HA25** → $A_l = 39.27 \text{ cm}^2$

– **Armatures transversales**

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tu}}{2\Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15.62}{2 \times 4.81 \times \frac{500}{1.15}} = 3.73 \text{ cm}^2$$

Où :

$$S_t = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} \text{ (SETRA P. P 73 1.3.2)}$$

$$A_t = 3.46 + 3.73 = 7.19 \text{ cm}^2$$

On prend : 1 cadres HA16, 1 épingle HA16 et 2 étriers HA16

Donc : **4HA16** → $A_t = 8.04 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales**

Le pourcentage minimal des armatures transversales est comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e}$$

$$\frac{7.19}{15} = 0,479 \geq 0,4 \frac{106}{500} = 0,08 \quad \text{Condition vérifiée}$$

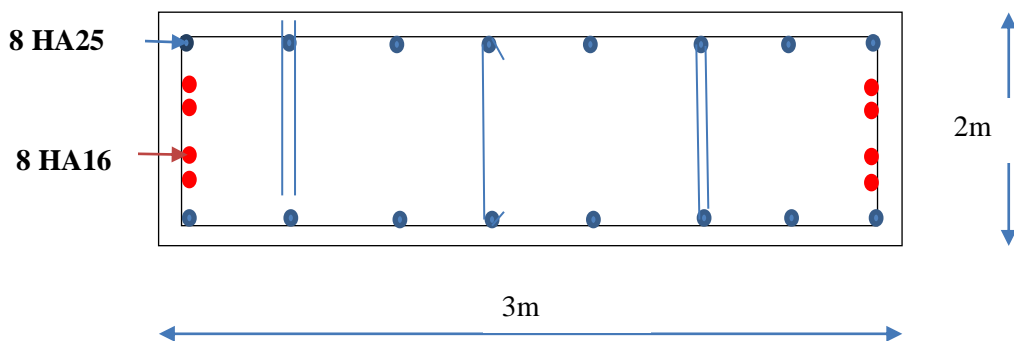


Figure IX. 5: Ferrailage du chevet.

IX.2.4 Etude du fût

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier les engendrent à leur tour un moment à la base du fût. La pile de l'ouvrage est constituée de trois fût circulaires de 1.50 m de diamètre encastree à la base est articulé à la

partie supérieure. L'étude se fera à la base du fût et en flexion composée.

IX.2.4.1 Evaluation des efforts

a. Efforts verticaux

- Charges permanentes :

- ✓ Poids propre du tablier :

$$N_t = \frac{1077}{3} = 359 \text{ t}$$

- ✓ Poids de chevêtre :

$$N_c = \frac{168.18}{3} = 56.06 \text{ t}$$

- ✓ Poids propre du fût :

$$N_f = 2.5 \left(\frac{\pi \times 1.5^2}{4} \times 10.8 \right) = 47.655 \text{ t}$$

- Poids total: $N_G = N_t + N_c + N_f = 359 + 56.06 + 47.655 = 462.715 \text{ t}$

- ✓ Surcharge :

$$N = \frac{T_{max}}{3}$$

$$D_{240}: N_D = \left(\frac{47.7}{3} \right) = 15.9 \text{ t.}$$

Effet du séisme vertical : $\xi_v = \mp 0,1 \text{ m/s}^2$

$$N_S = \xi_v \times N_G = \mp 0,1 \times 462.715 = 46.2175 \text{ t}$$

- ✓ Freinage :

Freinage dû à A(L) :

$$F = 16.614 \text{ t}$$

Freinage du a Bc :

$$FBc = 30 \text{ t}$$

- ☞ Effet du séisme horizontal : $\xi_v = \mp 0,25 \text{ m/s}^2$

$$\begin{cases} H_{stab} = 0,25 \times 1077 = 269.25 \text{ t} \\ H_{s_{chev}} = 0,25 \times 168.18 = 42.045 \text{ t} \\ H_{s_{fut}} = 0,25 \times 47.655 = 11.91 \text{ t} \end{cases}$$

Tableau IX. 4: Ferrailage longitudinal du chevêtre.

		H (t)	N (t)	Bras de levier (m)	M (t.m)
Poids du tablier		/	1077	/	/
Poids du chevêtre		/	168.18	/	/
Poids du fût		/	47.655	/	/
D₂₄₀		/	15.9	/	/
Séisme horizontal	Tablier	269.25	/	10.8	2907.9
	Chevêtre	42.045	/	9.3	391.01
	Fût	11.91	/	5.4	64.3
Séisme vertical		/	75.39	/	/

b. Calcul des sollicitations

Les sollicitations agissant sur les futs avec leurs combinaisons sont données dans le tableau 9.5 :

Tableau IX. 5: Combinaison des efforts

	Condition normale	Condition sismique
ELU	$1.35G + KQ + 0.8T^{\circ}$	$G + F_{\text{séisme}} + 0.5T^{\circ}$
ELS	$G + KQ + 0.6T^{\circ}$	

$$ELU: \begin{cases} K = 1.35 \text{ (pour D240)} \\ K = 1.6 \text{ (pour les autres charges)} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} K = 1 \text{ (D240)} \\ K = 1.2 \text{ (autres charges)} \end{cases}$$

Dans le cas le plus défavorable :

$$N = 1.35 \times 359 + 1.6 \times 16.614 = 511.23 \text{ t}$$

$$M = 10.8 \times 16.614 = 179.43 \text{ t.m}$$

IX.2.4.2 Stabilité du fût au flambement

Le flambement est vérifié par : $\lambda < \bar{\lambda}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.707l_0 = 7.63$$

$$i = \frac{\phi}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375$$

$$\lambda = \frac{7.63}{0.375} = 20.34$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(50 ; \min\left(\left(\frac{67l_0}{D}\right) ; 100\right)\right) = 50$$

$$\lambda = 20.34 < \bar{\lambda} = 50 \text{ (Condition vérifié)}$$

IX.2.4.3. Calcul d'une section circulaire en flexion composée

D'après les abaques de **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 :

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

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

$$n = \frac{462.175}{\pi \times 0.75^2 \times 30} = 8.71$$

$$m = \frac{4.047}{\pi \times 1.3^2 \times 35} = 0.021$$

$$\frac{h'}{D} = 0.04 \rightarrow h' = 0.04D = 0.06$$

$$d = 2R = 1.5$$

On tire de l'abaque la valeur de w = 0.1

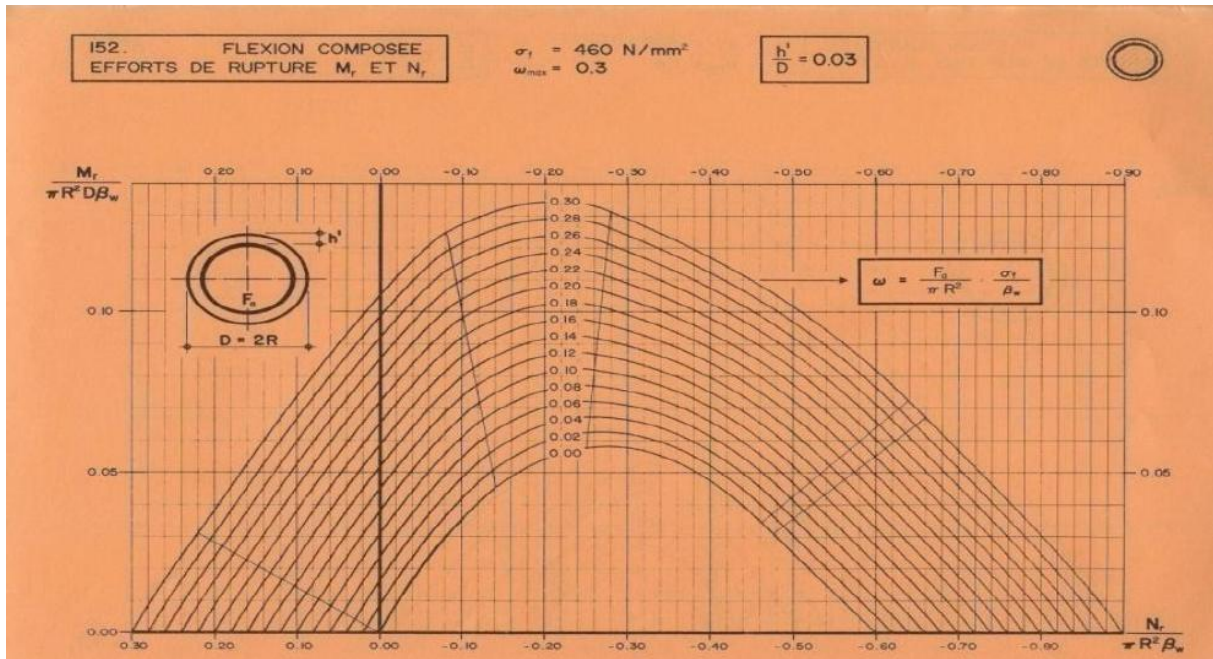


Figure IX. 6: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot \omega}{f_e} = \frac{\pi \times 0.75^2 \times 30 \times 0.1}{500} = 106.02 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \times \pi \times R^2 = 72.14 \text{ cm}^2$$

72.14 cm² < 106.02 cm² la condition est vérifiée

$$A_s = \max(A_s ; A_{min}) = 106.02 \text{ cm}^2$$

On prend **25HA25** = 122.65cm²

IX.2.4.4. Calcul des armateurs transversaux

On assimile la section circulaire à une section carrée (2b₀)

$$St \leq \min(0.9\phi ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend *St* = 25 cm

$$A_s = 0.23 \frac{\pi \cdot D^2 \cdot f_{t28}}{4f_e} = 19.5 \text{ cm}^2$$

On prend 17HA12 avec un espacement de 25 cm.



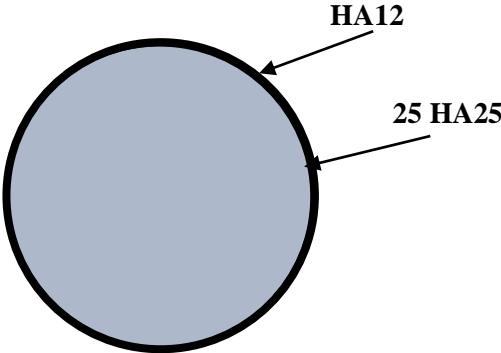


Figure IX. 7: Ferrailage du fut.

Chapitre X

Etude de la culée

X.1. Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appuis extrêmes au tablier du pont mais, son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

X.2. Choix de la morphologie

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée à mur frontal fondée sur pieux et une semelle superficielle. · La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les fondations de la chaussée dues au tassement du remblai.
- Dalle de transition.

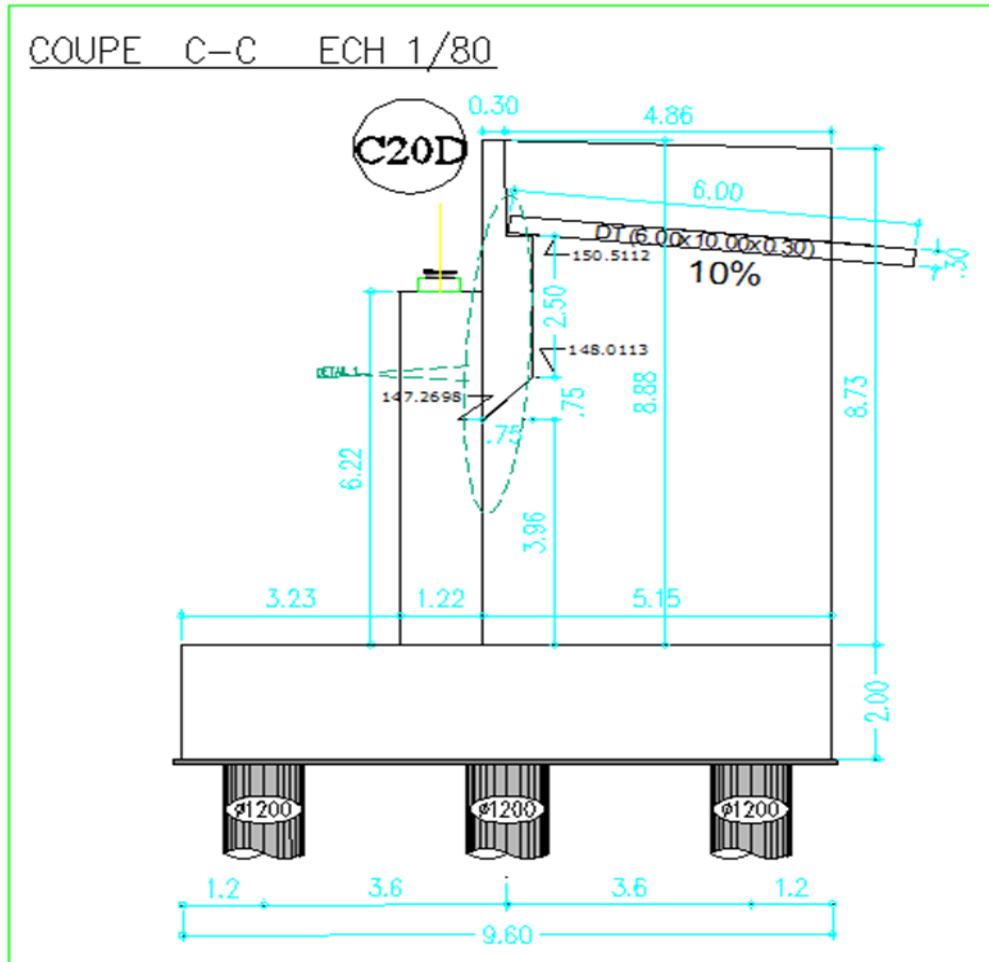


Figure X. 1: les dimensions de la culée.

X.3. Pré dimensionnement de la culée

✚ Mur de front :

C'est un élément sur lequel repose le tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et l'entretenir à travers le temps.

- La hauteur du mur frontale est : $h = 6.22$ m.
- L'épaisseur du mur est : on prend l'épaisseur : $e = 1.22$ m.
- La longueur du mur frontale est : $L =$ la largeur du tablier, donc $L = 11.50$ m.

✚ Mur garde grève :

La hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appuis et les dés d'appuis.

- La hauteur du mur de garde grève est : $H = 2.51$ m.
- Le dossier pilote PP 73 du S.E.T.R.A recommandé d'adopter les épaisseurs suivantes :

L'épaisseur du mur est : $e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = (0.30 \text{ m}, 0.24 \text{ m}) e = 0.30 \text{ m}$

- Sa longueur est égale à la largeur du tablier.

La longueur du mur garde grève est : $L = 11.50 \text{ m}$

Dalle de transition :

- Sa longueur est de :

$$L = \min[6\text{m}, \sup(3\text{m}, 0.6H)]$$

H : étant la hauteur du remblai :

$$H = 6 \text{ m.}$$

$$L = \min[6 \text{ m}, \sup(3 \text{ m}, 2.76 \text{ m})] = 6 \text{ m}$$

- L'épaisseur : $e = 0.3 \text{ m}$

Une pente de $p = -10\%$

La semelle :

On prend :

- L'épaisseur : $E = 2.00 \text{ m}$
- La largeur : $La = 9.60 \text{ m}$
- La longueur : $L=11.50 \text{ m}$

Corbeau : Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 2.50 m, une petite base de 0.30 cm et une hauteur de 30cm.

La largeur de corbeaux est :

$$L = \text{longueur du mur garde grève} - 2 \times \text{épaisseur du mure en retour}$$

Donc : $L = 11.50 \text{ m}$

Tableau X. 1: valeurs des moments dus à la charge permanente.

Eléments	Cotes	N (t)	H (t)	Z (m)	Ms (t.m)	Mr (t.m)
Poids propre du tablier	-	1077	-	0.91	980.07	-
Mur garde grève	0.3x11.5x2.66x2.5	22.94	-	0.15	3.44	-
Mur de front	6.22x11.5x1.22x2.5	218.16	-	0.91	198.52	-
Dés d'appui	0.5x0.5x0.4x3x2.5	0.75	-	0.91	0.65	-
Semelle	9.6x11.5x2x2.5	552	-	0	0	-
Mur en retour	5.15x0.3x8.73x2.5x2	67.43	-	2.57	173.66	-
Poids des trottoirs sur culée	1.2x0.3x5.8x2x2.5	10.44	-	0.1	1.044	-
Terres						
Poussée des	$1/2(0.27x1.8x(5.15)^2x8.73)$	-	56.26	2.57	-	144.86

terres						
Poids des terres	8.73x5.15x3x1.8	930.66	-	2.43	2261.05	-
Freinage sur tablier (B _c)	-	-	15	5.4	-	81
Surcharges roulantes sur tablier	-	240	-	0.6	-	144
TOTAL		3119.38	71.26		3618.43	369.86

Avec :

N : est l'effort normal vertical (en tonne)

H : est la force horizontale (en tonne)

Z : est le bras de levier entre la position de l'application de la force et le centre de rotation O (en mètre)

M_s : est le moment qui engendre la rotation qui résiste au mouvement dans le cas de renversement (le moment stabilisant)

M_r : le moment qui engendre le renversement du mur (le moment renversant)

➤ **Vérification de la stabilité**

a. Tiers central (poinçonnement)

$$e = \frac{M}{N} = \left| \frac{\sum M_s - \sum M_r}{N} \right| = \left| \frac{3618.43 - 369.86}{3119.38} \right| = 1.04 \text{ m}$$

$$e = 1.04 < \frac{B}{6} = \frac{8.88}{6} = 1.48 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification au glissement

$$\frac{H}{N} = \frac{71.26}{3119.38} = 0.02 < 0.4 \quad \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification au renversement

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{3618.86}{369.86} = 9.78 > 1.5 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que les 03 cas, les deux conditions de stabilité

(Stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

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 de l'ouvrage d'art, 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 a adopté pour le pont à poutres en béton précontraint par post tension.

Le pré dimensionnement des éléments du tablier est basé sur le document (S.E.T.R.A), son étude a été faite par la méthode numérique (Robot Autodesk 2017), 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 chevêtre et 3 fut, 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

- BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES : ENPC.
- FASCICULE 61 TITRE II DU CPC : PROGRAMME DE CHARGES ET EPREUVES DES PONTS-ROUTES.
- BPEL 91 révisé 99.
- BAEL 91 modifié 99.
- RPOA 2008.
- RPA 99 révisé 2003
- Documents SETRA (VIPP, Ponts courants en zone sismique-guide de conception, Eurocode 2 application aux ponts routes en béton).