

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

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



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

## Thème

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



*Proposé par : ENGOA*

*Réalisé par*

*HAMOUTI Kamal*  
*ZAMOUM Nassim*

*Encadré par :*

*M<sup>me</sup> : MILOUDI. N*

Promotion 2022



## *Remerciement*

*Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés pour effectuer le présent travail.*

*Nos remerciements les plus chaleureux vont à notre chère promotrice M<sup>me</sup> MILOUDI pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce modeste travail. Nous saisissons également cette opportunité pour remercier l'ensemble des enseignants qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, spécialement M<sup>me</sup> GHANEM.*

*Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce projet.*

*Sans oublier tout le personnel de l'ENGOA, pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité et leur encouragement, particulièrement M<sup>me</sup> SEDDIK,*

*A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce travail*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à la mémoire de ma grande mère,*

*A mon cher père Rezkî qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour  
que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu  
me le garde en très bonne santé inchallah*

*A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers : ma mère, celle à qui je  
souhaite une longue vie.*

*A mes deux frères : Yacine et Moh Saïd et à toute la famille Hamouti.*

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

*A toute la promotion 2022, spécialement : Nabil, Aziz, Saïd, Belkacem,  
Boubaker et Tarik.*

*Kamal HAMOUTI*

## *Dédicace*

*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 mon univers,*

*Ma très chère mère « Ouirdia ».*

*Celui pour le quel je dois tout et je ne rendrais jamais assez,*

*Mon très cher père « Mourad ».*

*sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.*

*Mon cher frère Hamid et mes chères sœurs Assia et Yasmine.*

*La mémoire de mon frère « Rabah ».*

*Une deuxième personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à mon binôme Kamal.*

*Tous mes amis, spécialement : Nabil, Aziz, Saïd, Belkacem, Boubaker, Tarik et Madjid.*

*Les deux familles ZAMOUM et HAMOUTI.*

*Toute la promotion de (VOA 2022).*

*Nassim ZAMOUM*

# Notations 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.

$\gamma_b$  : 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 longitudinal de l'acier passif

$\sigma_s$  : 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.

$\gamma_b$  : 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 en courbe.

$A_p$  : Section des aciers actifs

$\emptyset$  : Diamètre de la gaine.

$\varphi$  : Coefficient de frottement en ligne.

$\rho_{1000}$  : 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.

$\rho$  : Coefficient de rendement géométrique de la section.

$i^2$  : Rayon de giration.

$\rho_b$  : 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.

$\delta$  : Coefficient de majoration dynamique (poutre).

$\delta'$  : Coefficient de majoration dynamique (dalle).

$R$  : Résultantes des charges.

$T$  : Effort tranchant.

$P_K$  : Charge critique.

$X_\epsilon$  : Section dangereuse.

$\Omega$  : Aire de la ligne d'influence.

$r$  : La valeur de la rigidité de l'entretoise.

$\alpha$  : Paramètre de torsion.

$\theta$  : Paramètre d'entretoisement.

$V$  : Espacement des poutres.  
 $U$  : Espacement des entretoises.  
 $\gamma_p$  : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.  
 $\gamma_E$  : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.  
 $I_p$  : Moment d'inertie propre de la poutre principale.  
 $I_E$  : Moment d'inertie propre de l'entretoise.  
 $I_a$  : 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.  
 $\rho_p$  : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.  
 $\rho_E$  : 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 limite de traction du béton dans la fibre inférieure.  
 $\overline{\sigma}_{bt2}$  : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.  
 $P_0$  : Effort à l'origine.  
 $n$  : Nombre de câbles  
 $e_p$  : Excentricité du câble moyen.

$\sigma_{\text{sup}}$  : Contrainte sur la fibre supérieure.  
 $\sigma_{\text{inf}}$  : Contrainte sur la fibre inférieure.  
 $\bar{V}$  : 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 en courbe du câble/à l'appui.  
 $X_d$  : Longueur de la partie en courbe du câble/à l'appui.  
 $a_{(x)}$  : Somme vectorielle des déviations du câble.  
 $(\Delta\sigma_p)_{\text{frott}}$  : Perte de tension par frottement.  
 $(\Delta\sigma_p)_g$  : Perte de tension par glissement.  
 $(\Delta\sigma_p)_{\text{bi}}$  : Perte de tension par déformation instantanée du béton.  
 $\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine.  
 $r_m$  : Rayon moyen de la pièce.  
 $(\Delta\sigma_p)_p$  : Perte due à la relaxation de l'acier.  
 $(\Delta\sigma_p)_{\text{flu}}$  : Perte due au fluage du béton.  
 $(\Delta\sigma_p)_r$  : Perte due au retrait du béton.  
 $\Delta\sigma_{\text{ins}}$  : Pertes instantanées.  
 $\Delta\sigma_d$  : Pertes différées.  
 $\bar{\sigma}_{\text{bt}}$  : Contrainte admissible de traction.  
 $\bar{\sigma}_{\text{bc}}$  : Contrainte admissible de compression.  
 $\overline{\sigma_x(y)}$  : Contrainte normale longitudinale.  
 $V_{\text{red}}$  : 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  $D_{240}$ .

$\theta_g$  : Rotation due aux charges permanentes.

$\theta_{D240}$  : Rotation due à la surcharge  $D_{240}$ .

$\theta_p$  : Rotation due à la précontrainte.

$\Delta h_{max}$  : Déplacement maximal à l'appui.

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone.

$S$  : Coefficient du site.

$\xi$  : Taux d'amortissement critique.

$S_{ae}$  : Spectre de réponse élastique.

$T$  : La période élastique.

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement.

$d$  : Déplacement.

$F$  : Forces sismique.

$E$  : Action sismique limité au mouvement d'ensemble.

$h$  : Hauteur du chevêtre.

$b_0$  : Épaisseur fictif de la paroi du chevêtre.

$T_u(v)$  : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

$\tau_u(Mt)$  : Contrainte de cisaillement dû à la torsion.

$N_s$  : Effort normal dû au séisme.

$H_s$  : Effort horizontal dû au séisme.

$M_U$  : Le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement

$e_a$  : 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 du au freinage.

$T_H$  : Effort tranchant dû aux efforts horizontaux.

$\emptyset$  : Angle de frottement interne du sol.

$H_U$  : Effort horizontal.

$V_U$  : Effort tranchant.

## Table des matières

Introduction générale .....	1
<b>Chapitre I : Conception de l'ouvrage</b>	
I.1 Présentation et description de l'ouvrage .....	2
a. Présentation .....	2
b. Description de l'ouvrage .....	2
I.1.1 Superstructure .....	2
I.1.2 Infrastructure .....	4
I.2 Reconnaissance du site .....	5
I.2.1 Données naturelles .....	5
I.2.1.1 Données climatiques .....	5
a. La température .....	5
c. Le vent .....	5
I.2.1.2 Données géotechniques .....	5
I.2.1.3 Données sismologiques .....	6
I.2.2 Données fonctionnelles .....	6
a. Le profil en long .....	6
b. Le trace en plan : .....	7
c. Le profil en travers : .....	7
I.2.3 Données relatives à l'obstacle franchit .....	8
I.3 Caractéristique des matériaux .....	8
I.3.1 Béton .....	8
I.3.1.1 Contrainte limite .....	8
I.3.1.2 Résistance caractéristique à la compression .....	9
I.3.1.3 Résistance caractéristique à la traction .....	9
I.3.1.4 Coefficient de poisson .....	10
I.3.1.5 Module de Young .....	10
I.3.2 Aciers .....	10
I.3.2.1 Aciers passifs .....	10
I.3.2.2 Aciers de précontrainte (actifs) .....	11

I.3.2.3	Pour le calcul des pertes de précontrainte .....	11
---------	--	----

## **Chapitre II : Pré dimensionnement**

II.1	Pré-dimensionnement de la poutre .....	13
II.1.1	Hauteur de la poutre.....	13
II.1.2	Nombre de poutre (N).....	13
II.1.3	La table de compression (b) .....	14
a.	La largeur de la table de compression .....	14
b.	Epaisseur de la table de compression .....	14
II.1.4	Le talon (bt).....	14
a.	La largeur du talon bt .....	14
b.	La hauteur du talon .....	14
II.1.5	Epaisseur de l'âme en travée (b0) .....	14
a.	Section d'about.....	14
b.	Section intermédiaire .....	14
II.1.6	Goussets .....	15
□	Le gousset de jonction entre le talon et l'âme .....	15
a.	Pour la poutre médiane .....	15
b.	Pour la poutre intermédiaire.....	15
II.1.7	Epaisseur du hourdis .....	15
II.2	Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre .....	16
	Notation utilisée.....	16
a.	Section médiane .....	18
b.	Section intermédiaire.....	19
c.	Section d'about .....	20
d.	Section nette.....	21

## **Chapitre III : charges et surcharges**

III.1	Introduction.....	23
III.2	Calcul des charges.....	23
III.2.1	Caractéristiques du pont.....	23

III.2.2	Charges permanente.....	24
a.	La dalle (hourdis) .....	24
b.	Les poutres .....	24
c.	Les entretoises .....	25
III.2.3	Les éléments non porteurs.....	25
a.	Revêtements .....	25
b.	Trottoirs .....	26
c.	Corniche.....	26
d.	Garde-corps.....	26
e.	Glissière .....	26
III.3	Calcul des surcharges (charges d'exploitations) .....	26
III.3.1	Système de charges A (R.C.P.R § 4.4) .....	26
III.3.2	Système de charge B.....	28
III.3.2.1	Système de charges B (Surcharge Bc) (RCPR 4.10.1.2).....	28
III.3.2.2	Surcharge <i>bt</i> : .....	30
III.3.3	Convoi Mc 120.....	31
III.3.4	Charge exceptionnelle D240 .....	32
III.3.5	Surcharge sur trottoir .....	32

## **Chapitre IV : Modélisation**

Introduction .....	35	
IV.1	Présentation du logiciel robot .....	35
IV.2	Modèle de calcul .....	35
IV.2.1	Les cas de charge considérés .....	36
IV.2.2	Les étapes de modélisation.....	36
IV.2.3	Effort interne dans les poutres .....	47
IV.2.3.1	Moment fléchissant .....	47
IV.2.3.2	Effort tranchant.....	48
IV.3	Etude du platelage .....	49
a.	Méthode numérique (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017) .....	49

b.	Les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium.....	49
IV.4	Ferraillage de la dalle .....	50
IV.4.1	Sens longitudinal .....	50
IV.4.2	Sens transversal .....	51
IV.4.3	Disposition des armatures dans le hourdis .....	52
a.	Espacement maximal des armatures .....	52
b.	Condition relative au poinçonnement .....	52
c.	Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant .....	53
IV.5	Ferraillage de l'entretoise .....	54
IV.5.1	Ferraillage longitudinale .....	54
IV.5.2	Effort tranchant.....	56

## **Chapitre V : Etude de la précontrainte**

V.1	La précontrainte .....	59
V.1.1	Règlement .....	59
V.1.2	Modes de la précontrainte .....	59
V.1.3	Précontrainte par post tension .....	59
V.2	Programme de mise en tension des câbles .....	60
V.2.1	Montage de la précontrainte .....	60
V.3	Dimensionnement de la précontrainte .....	60
V.3.1	Les contraintes limites : La contrainte de traction du béton est : .....	61
V.3.2	Calcul de nombre de câbles.....	62
V.3.3	Vérification des sections .....	62
V.3.4	Vérification des contraintes à la mise en tension.....	63
V.3.5	Vérification des contraintes en fibre supérieure .....	63
V.3.6	Vérification des contraintes en fibre inférieure .....	64
V.4	Trace du câble.....	64
V.4.1	Disposition des câbles.....	64
V.4.2	Principe de positionnement des câbles.....	65
V.4.3	Application.....	65

V.4.4	Vérification des précontraintes :.....	70
V.5	L'ouvrage à vide .....	70
V.5.1	Contraintes dues au moment de la précontrainte .....	70
V.5.2	Contraintes dues à la précontrainte .....	70
V.5.3	Contraintes dues au poids propre de la poutre.....	70
V.5.4	Contrainte totale .....	71
V.6	L'ouvrage en service .....	71
V.6.1	Contraintes dues au moment du précontraint .....	71
V.6.2	Contraintes dues à la précontrainte .....	71
V.6.3	Contraintes dues au poids propre de la poutre.....	71
V.6.4	Contrainte totale .....	71
V.7	Caractéristiques géométriques des sections .....	72
V.7.1	à $X = 0. L$ .....	72
a.	Section sans hourdis .....	72
b.	Section avec hourdis .....	72
V.7.2	à $X = 0.25L$ .....	73
a.	Section sans hourdis .....	73
V.7.3	à: $X = 0.5L$ .....	74
a.	Section sans hourdis .....	74
436859,4.....		74
b.	Section avec hourdis .....	74
V.8	Calcul des pertes .....	75
a.	Les pertes instantanées .....	75
b.	Les pertes différées.....	75
V.8.1	Pertes instantanées .....	75
V.8.1.1	Pertes dues au frottement du câble sur la gaine .....	75
V.8.1.2	Pertes dues au recul à l'ancrage .....	76
V.8.1.3	Les pertes par raccourcissement instantané du béton.....	79
V.8.2	Les pertes différées : .....	82

V.8.2.1	Perte dans les câbles de la première famille .....	83
V.8.2.2	Perte dans le câble de la deuxième famille.....	83
V.8.2.3	Perte due à la relaxation des aciers : § « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 » .....	84
V.8.2.4	Pertes due aux fluage : d’après l’article : §B.P.E.L 91 Art.3.3.22.....	85
V.8.2.5	Perte dans les câbles.....	86
V.8.2.6	Pertes différées totales et tension finale probable.....	88
Conclusion.....		89

## **Chapitre VI : Etude des appuis**

VI.1	Etude de la pile.....	91
VI.1.1	Choix du type de pile.....	91
VI.1.2	Etude de la pile : .....	91
VI.1.3	Etude du chevêtre .....	92
VI.1.3.1	Etude de chevêtre en flexion simple .....	92
VI.1.3.2	Ferraillage du chevêtre à la flexion.....	95
VI.1.3.3	Etude et ferraillage du chevêtre à la torsion .....	97
VI.1.4	Etude des fûts .....	100
VI.1.4.1	Evaluation des efforts.....	100
VI.1.4.2	Vérification vis-à-vis le flambement.....	102
VI.1.4.3	Calcul d’une section circulaire en flexion composée.....	102
VI.8.2.6	Etude de la culée.....	105
VI.2.1	Pré dimensionnement de la culée .....	105
VI.2.2	Détermination des différents cas de charge .....	108
VI.2.2.1	Les efforts dus aux différentes charges .....	108
VI.2.2.2	Vérification de la stabilité .....	108
VI.2.3	Etude des éléments de la culée.....	109
VI.2.3.1	La dalle de transition.....	109
VI.2.3.2	Mure garde grève.....	112
VI.2.3.3	Le mur en retour .....	115
VI.2.3.4	Corbeau .....	117

VI.2.3.5	Le mur de front .....	119
VI.2.3.6	Etude de la semelle .....	123
a.	Côté gauche.....	123
b.	Cotté droite .....	125
c.	Armature de cisaillement .....	126
	Conclusion .....	127
	Bibliographie .....	128

# Liste de figures

## Chapitre I : Conception de l'ouvrage

Figure I.1 : vue satellitaire du site.....	2
Figure I.2 : coupe transversale du tablier .....	3
Figure I.3 : coupe transversale d'une poutre .....	3
Figure I.4 : Détails des entretoises .....	4
Figure I.5 : zone sismique de l'ouvrage .....	6
Figure I.6 : profil en long .....	7
Figure I.7 : Tracé en plan .....	7

## Chapitre II : Pré dimensionnement

Figure II.1: Coupe transversale d'une poutre .....	13
Figure II.2 : Hourdis intermédiaire .....	16
Figure II.3: Hourdis général .....	16
Figure II.4: Section médiane .....	18
Figure II.5: Les notations utilisées.....	17
Figure II.6: Caractéristique géométrique de la poutre .....	18
Figure II.7: Section intermédiaire.....	19
Figure II.8: Section d'about .....	20

## Chapitre III : charges et surcharges

Figure III.1 : système bc .....	29
Figure III.2 : Système Bt.....	30
Figure III.3: Convoi Mc 120 .....	31
Figure III.4 : la distance entre deux véhicules type Mc120.....	31
Figure III.5 : systeme D240.....	32

## Chapitre IV : Modélisation

Figure IV.1 : La vue du modèle du tablier en 3D .....	35
Figure IV.2 : Changement des unités et les règlementations .....	37
Figure IV.3 : les lignes de construction .....	36
Figure IV.4 : Modélisation des poutres.....	38
Figure IV.5 : définition des appuis .....	38
Figure IV.6 : la modélisation des entretoises d'about.....	39

Figure IV.7 : définition d'épaisseur de panneaux .....	39
Figure IV.8 : Modélisation de la dalle .....	40
Figure IV.9 : Chargement sous le poids du revêtement .....	40
Figure IV.10 : Chargement sous le poids du garde-corps .....	41
Figure IV.11 : chargement sous la charge de la corniche.....	41
Figure IV.12 : chargement sous la charge des trottoirs.....	42
Figure IV.13 : chargement sous la charge de la glissière.....	42
Figure IV.14 : chargements sous le système A1 .....	43
Figure IV.15 : définition des charges roulantes.....	43
Figure IV.16 : Chargement sous le système Bc.....	44
Figure IV.17 : chargement sous le système Mc120 .....	44
Figure IV.18 : chargement sous le système D240 .....	45
Figure IV.19 : les combinaisons de charges .....	46
Figure IV.20 : Lancement du calcul .....	46
Figure IV.21 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU .	47
Figure IV.22 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS ..	47
Figure IV.23 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	48
Figure IV.24 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .....	48
Figure IV.25 : Flexion longitudinale dans la dalle .....	49
Figure IV.26 : Flexion transversale dans la dalle .....	50
Figure IV.27 : Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal .....	53
Figure IV.28 : Ferrailage de la dalle dans le sens transversal .....	53
Figure IV.29 : Vue en plan du ferrailage de la dalle.....	54
Figure IV.30 : Ferrailage longitudinal .....	54
Figure IV.31 : valeur de Mt max à L'ELU.....	54
Figure IV.32 : valeur de Mt max à L'ELS .....	55
Figure IV.33 : Plan de ferrailage de l'entretoise .....	57

## **Chapitre V : Etude de la précontrainte**

Figure V.1 : procédé de la précontrainte par post-tension.....	59
Figure V.2 : Disposition du câble .....	64
Figure V.3 : trace des câbles 1et2 sortant de l'about .....	66
Figure V.4 : trace du câble 1 .....	67
Figure V.5 : Disposition de l'extrados .....	68
Figure V.6 : la vue en plan du câblage.....	69
Figure V.7 : diagramme de chute de tension avant et après blocage -câble 1-.....	77

## Chapitre VI : Etude des appuis

Figure VI.1 : lignes de construction.....	93
Figure VI.2 : modélisation piles et chevêtre.....	94
Figure VI.3 : Moment max à mi- travée et aux appuis .....	94
Figure VI.4 : L'effort tranchant max à mi- travée et aux appuis .....	95
Figure VI.5 : ferrailage du chevêtre.....	97
Figure VI.6 : section de torsion .....	98
Figure VI.7 : application des charges sur le chevêtre .....	98
Figure VI.8 : chevêtre sous forme d'une poutre encastree .....	99
Figure VI.9 : chevêtre sous forme d'une poutre console.....	99
Figure VI.10 : abaque de WALTHER .....	103
Figure VI.11 : ferrailage de fûts .....	104
Figure VI.12 : coupe transversale au niveau de la culée.....	105
Figure VI.13 : Coupe longitudinale de la culée .....	106
Figure VI.14 : es éléments d'une culée.....	106
Figure VI.15 : ferrailage de la dalle de transition .....	112
Figure VI.16: ferrailage de mur garde-grève.....	115
Figure VI.17: Ferrailage de mur en retour (vue en plan) .....	117
Figure VI.18 : ferrailage de corbeau .....	119
Figure VI.19 : Ferrailage du mur de front .....	123
Figure VI.20 : la section gauche de la semelle .....	123
Figure VI.21 : la section droite de la semelle .....	125
Figure VI.22 : ferrailage de la semelle (coupe transversale).....	126

# Liste des tableaux

## Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau II.1 : Caractéristique géométrique de la section médiane sans hourdis .....	19
Tableau II.2 : Caractéristique géométrique de la section intermédiaire sans hourdis .....	20
Tableau II.3 :Caractéristique géométrique de la section d'about sans hourdis.....	21

## Chapitre III : charges et surcharges

Tableau III.1 : classe des ponts.....	23
Tableau III.2 : Largeur de la voie en fonction de la classe.....	23
Tableau III.3 : Coefficient a1 .....	27
Tableau III.4 : valeurs de v0.....	27
Tableau III.5 : coefficient bc .....	29
Tableau III.6 : coefficient bt.....	30

## Chapitre IV : Modélisation

Tableau IV. 1 : Valeurs des charges considérées.....	36
Tableau IV.2 : les différentes combinaisons selon le Fascicule 61 .....	45
Tableau IV.3 : Espacement des armatures .....	52

## Chapitre V : précontrainte

Tableau V.1 : Caractéristiques de la section nette. ....	61
Tableau V.2 : positionnement du câble 1 .....	67
Tableau V.3 : positionnement du câble 2 .....	68
Tableau V.4 : positionnement du câble 3 .....	69
Tableau V.5 : verification des contraintes.....	70
Tableau V.6 : caractéristiques géométriques de la section à 0.L.....	72
Tableau V.7 : caractéristiques géométriques de la section avec hourdis .....	72
Tableau V.8 : caractéristiques géométriques de la poutre à 0,25L .....	73
Tableau V.9 : caracteristiques géométriques de la poutre à 0,25L avec hourdis .....	73
Tableau V.10 : caractéristiques géométriques de la poutre à 0,5L .....	74
Tableau V.11 : caractéristiques géométriques de la poutre à 0,5L avec hourdis .....	74
Tableau V.12 : pertes dues au frottement.....	76
Tableau V.13 : calcul des aires .....	78
Tableau V.14 : La Tension des câbles .....	79
Tableau V.15 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	79
Tableau V.16 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille). ....	81
Tableau V.17 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (2emefamille). ....	81

Tableau V.18 : Pertes instantanées totales à différentes sections (MPa) .....	82
Tableau V.19 : Tension Initiale probable.....	82
Tableau V.20 : perte due au retrait de béton .....	83
Tableau V.21 : pertes due à la relaxation des aciers (famille 1) .....	85
Tableau V.22 : perte due à la relaxation des aciers (famille 2) .....	85
Tableau V.23 : perte par fluage dans les deux familles .....	88
Tableau V.24 : pertes différées totales .....	88
Tableau V.25 : moyenne des pertes différées dans les différentes sections .....	89
Tableau V.26 : Pertes différées totales et tension finale probable .....	89

### **Chapitre VI : Etude des appuis**

Tableau VI.1 : Sollicitations aux états limites .....	93
Tableau VI.2 : les efforts internes aux états limites .....	95
Tableau VI.3 : section d'armature longitudinale du chevêtre.....	96
Tableau VI.4 : évaluation des efforts .....	101
Tableau VI.5 : les combinaisons ELU et ELS .....	101
Tableau VI.6 : Les efforts et les moments dus aux différentes charges .....	108
Tableau VI.7 : Les efforts et les moments dus aux différentes charges .....	110
Tableau VI.8 : Valeur de M et T à l'ELS et l'ELU.....	110
Tableau VI.9 : Valeurs des sollicitations .....	120
Tableau VI.10: Coefficient d'accélération de zone (A) .....	121
Tableau VI.11 : Sollicitation à la base de voile .....	122
Tableau VI.12 : Valeur de M dans les conditions (normale, sismique) .....	124
Tableau VI.13 : Valeur de M dans les conditions (normale, sismique) .....	125

# Introduction générale

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication, la construction d'ouvrages d'art particulièrement les ponts est en pleine expansion. L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses et de fondations, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution. On doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles, liées au site et à la destination d'un ouvrage qui s'inscrit toujours dans le cadre plus général d'une opération d'équipement collectif. Le respect de l'environnement impose des exigences, allant d'une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son site au choix des matériaux de construction, qu'il convient de prendre en compte avec rigueur et précision dès les premières étapes de l'étude. Enfin, on doit avoir le souci du détail et le sens des dispositions constructives pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique raisonnée.

D'une façon générale, un pont se définit comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication.

On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres ;
- les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont à poutre implanté dans la région entre CHIFFA et BERROUAGHIA sur une longueur de 100,2m. Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont, en commençant par la conception générale, puis nous allons dimensionner et étudier d'une manière profonde, les différentes parties du pont, pour se faire nous avons établi un plan de travail contenant 6 chapitres :

Chapitre 1 : « Conception de l'ouvrage ». Dans ce chapitre nous avons décrit toutes les données fonctionnelles et naturelles concernant notre projet et après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base, on s'est intéressé à la définition des caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

Chapitre 2 : « Caractéristiques géométriques et pré-dimensionnement ». Nous avons pré-dimensionnées toutes les éléments constituant le tablier et les différents équipements du pont, en suite, nous avons défini les caractéristiques géométriques de la poutre.

Chapitre 3 : « Charges et surcharges ». Nous avons cité toutes les charges dues au trafic et les actions hors trafic qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre 4 : « Modélisation du tablier par ROBOT et L'étude de l'hourdis et de l'entretoise ».

Ce chapitre a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Nous avons aussi étudié la répartition longitudinale et transversale des efforts, et effectuer le ferrailage pour toute la dalle et de l'entretoise.

Chapitre 5 : « Etudes de la précontrainte et les pertes de tension ». En se basant sur le règlement du BPEL 91, nous avons introduit la notion de classe de précontraintes, ainsi que le traitement mécanique qui consiste à augmenter la résistance à la traction du matériau.

Chapitre 6 : « Etude des appuis ». Nous avons défini les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Nous avons cité les caractéristiques de la fonction mécanique, et l'évaluation des efforts sollicitant la culée ainsi que le ferrailage.

Chapitre I :  
Conception de l'ouvrage

## I.1 Présentation et description de l'ouvrage

### a. Présentation

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par l'ENGOA, il s'inscrit dans le cadre du dédoublement du tronçon la CHIFFA - BERROUAGHIA sur la route nationale 1 (RN1) PK (700,46), il s'agit de deux viaducs parallèles et indépendants de type pont à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP), et comme les deux viaducs sont identiques le calcul se fera seulement pour un seul.

Les travaux de reconnaissances géotechniques ont été effectués par le laboratoire des travaux publics du sud (L.T.P.S), par ailleurs le bureau d'étude d'ouvrage d'art chargée de la réalisation des études des ponts à poutres dans notre cas c'est le groupement C.E.S (CSCEC/ENGOA/SAPTA).

### b. Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont à poutres multiples composé de trois travées isostatiques en béton précontraintes, dont la portée de chaque travée est de 33,40 m.

- Longueur totale : 100,2 m
- Largeur totale : 15,75m
- Portées de travées : 3 travées de 33,40 m.
- Largeur roulable : 14.5m



Figure I.1 : vue satellitaire du site

### I.1.1 Superstructure

- Tablier : L'ouvrage, long de 100,2m, possède 3 travées de 33,40m avec 11 poutres par travée et un espacement entre les poutres de 1.4 m pour une largeur totale de 15.75 m. Les charges ramenées par le tablier sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des appareils d'appui de type élastomère fretté.

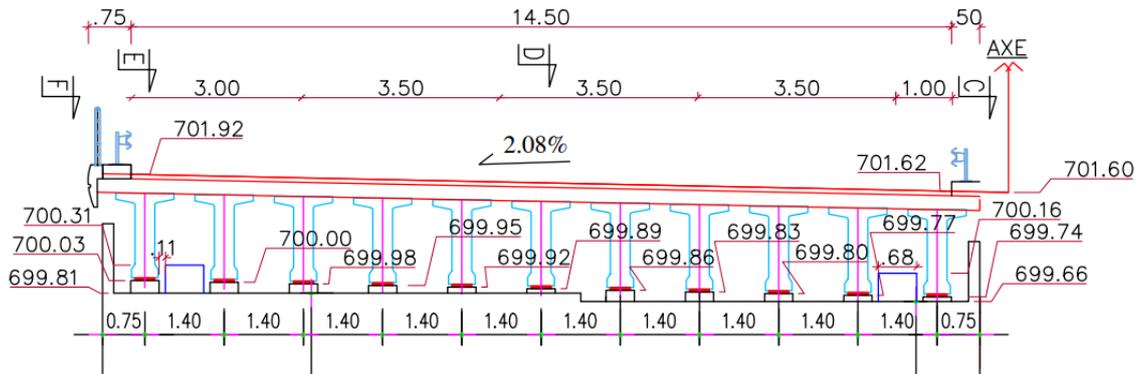


Figure I.1 : coupe transversale du tablier

- Poutres préfabriquées : La forme des poutres principales est en double T, la largeur de la table de compression et du talon est constante, alors que les âmes sont épaissies aux extrémités (blochet) pour améliorer la reprise de l'effort tranchant et permettre un positionnement correct des plaques d'ancrage de la précontrainte.

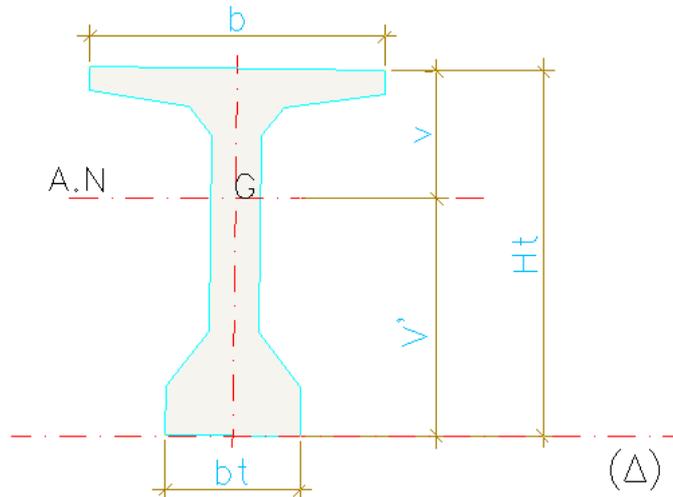


Figure I.2 : coupe transversale d'une poutre

- Hourdis : une dalle de 0.25 m d'épaisseur
- Entretoises : Les poutres sont solidarisiées par des entretoises d'about qui sont nécessaires pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis, ainsi assurent l'encastrement des poutres a la torsion, elles sont coulées après la mise en place des poutres.

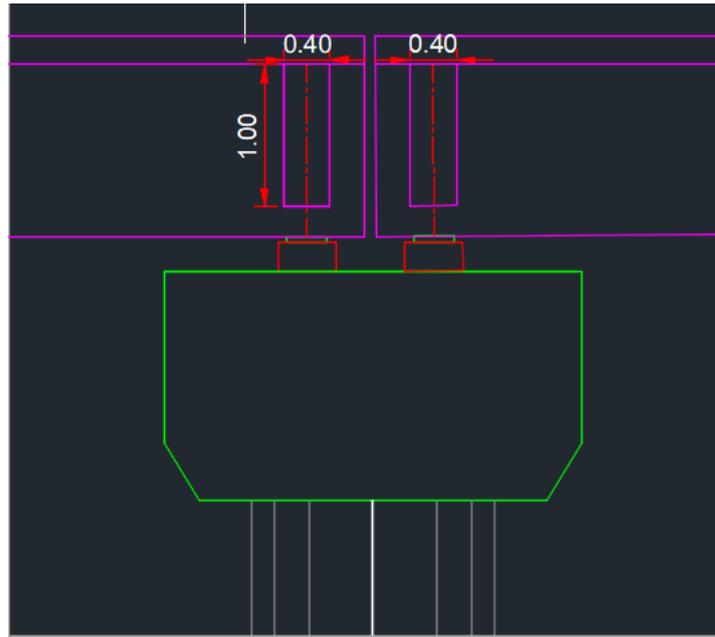


Figure I.3 : Détails des entretoises

- Equipements :
  - Les corniches : élément d'aspect architectural, la corniche permet d'une part de couronner le bord latéral extérieur de l'hourdis et le protège, et d'autre part permet l'ancrage d'autres équipements notamment les barrières, les lampadaires, etc.
  - Les barrières : protection des personnes et des biens contre les chutes dans l'obstacle franchit.
  - Les gargouilles : dispositif d'évacuation des eaux de pluies hors de l'ouvrage.
  - Les joints de chaussées : permettent de lutter contre les fissurations de la chaussée.
  - Les systèmes d'étanchéité : protège le hourdis contre l'infiltration des substances nocifs telles que : l'eau de ruissellement, l'huile de moteur, etc.
  - La couche de roulement : la couche supérieure de la structure sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat
  - Les trottoirs : dispositifs de sécurité et de confort de la circulation piétonnière et animalière dans ce projet les trottoirs sont exploités comme un dispositif de sécurité
- Dalle de transition : en béton armé et placée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée et le pont en cas de tassement.
- Appareils appuis : ce sont des éléments qui ont pour but d'assurer la liaison entre la structure et son support, tout en permettant l'absorption des déplacements des efforts horizontaux et permettent la rotation. Dans ce projet ils sont constitués d'élastomère fretté.

### I.1.2 Infrastructure

- **Culée** : Ce sont des culées massives, composée de murs frontaux, de murs en retour, de murs garde-grève et de corbeaux d'appui, le nombre des culées est 2 culées placé aux extrémités du pont.

- **Pile** : c'est un appui intermédiaire entre deux travées voisines. Elle est constituée par un chevêtre sur lequel repose les poutres, et supporté par les fûts, elle reprend les différentes sollicitations du tablier
- **Fondation** : le type de fondation est déterminé à partir des caractéristiques mécaniques du sol, dans notre cas les fondations sont profondes sur pieux forés de 1.20 m de diamètre et d'une profondeur variable allant de 11m jusqu'à 16 m surmontées d'une semelle de liaison rigide de 2,2m d'épaisseur pour piles et culés. Le nombre de pieux est de 3×5 pieux pour le cas des culées et la pile 2 et de 2×5pieux pour P1.

## I.2 Reconnaissance du site

### I.2.1 Données naturelles

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type d'ouvrage correspondant ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

#### I.2.1.1 Données climatiques

##### a. La température

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis. L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone à température variante.

##### b. La neige

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

##### c. Le vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge, R.C.P.R article 3.2.1 :

2,00 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service

1,25 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction

#### I.2.1.2 Données géotechniques

Comme tout projet d'ouvrage d'arts l'étude géotechnique nous donnent les résultats de reconnaissance qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel afin d'aboutir au bon choix du système d'ouvrage. Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques sont fondamentaux, ils conditionnent l'implantation des fondations et leurs fonctionnements mécaniques qui ont permis de mettre en évidence les formations suivantes sur l'un des sondages.

- 0,00m - 2,50 m : Terre végétale

- 2,50 m- 4,00 m : Alternance de-grés, durs et friables
- 4,00m - 7,00 m : Marne argileuse brunes, fossilifères
- 7,00m - 23,10 m : Facies calcaro-schisteux avec des passages très tendres fractures

### I.2.1.3 Données sismologiques

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autres notre région d'étude. Le site du projet se trouve à la limite des communes de Tamezguida avec Hamdania, toutes deux classées en zone sismique II-b dans l'annexe B du D.T.R. – R.P.O.A. 2008.

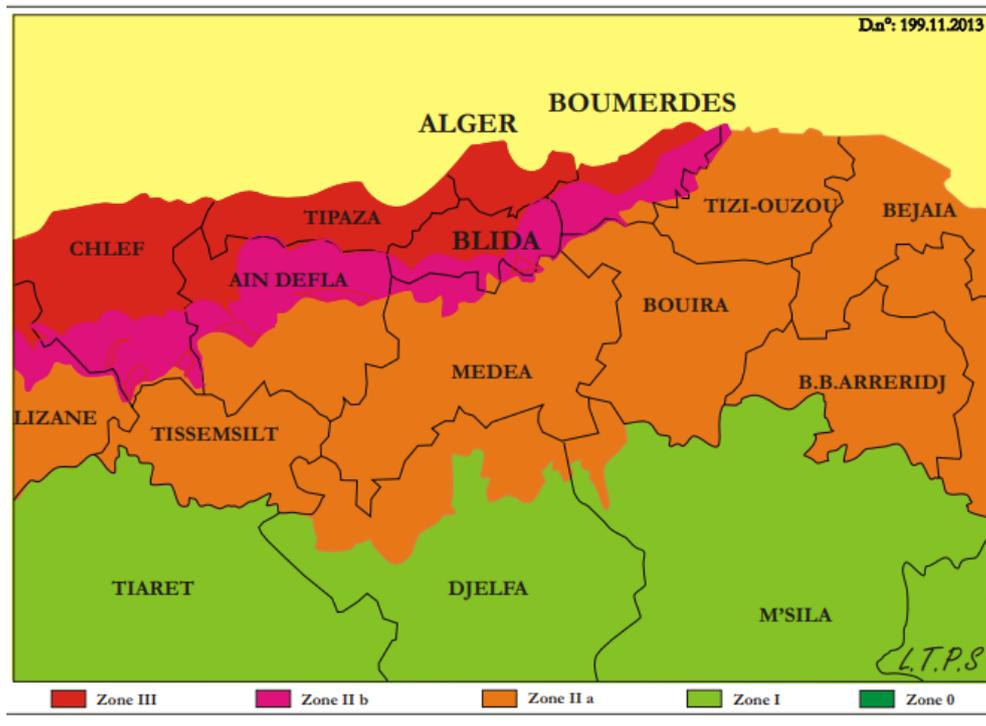


Figure I.4 : zone sismique de l'ouvrage

### I.2.2 Données fonctionnelles

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

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

#### a. Le profil en long

Il exprime la variation de l'altitude de l'axe de roulement en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. Ce pont comporte 3 travées de 33,40m ce qui nous donne une longueur totale de 100,2 m muni de deux culées remblayées et 2 piles.

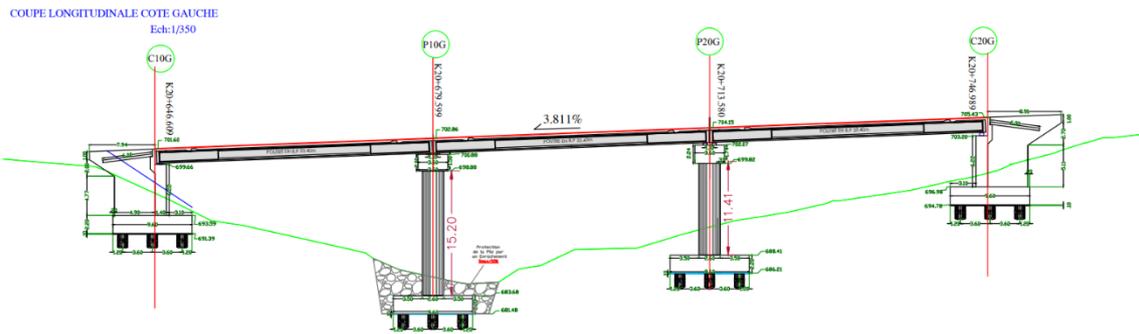


Figure I.5 : profil en long

## b. Le tracé en plan :

En plan, l'ouvrage est un pont à une légère courbure comme le montre la figure ci-dessous

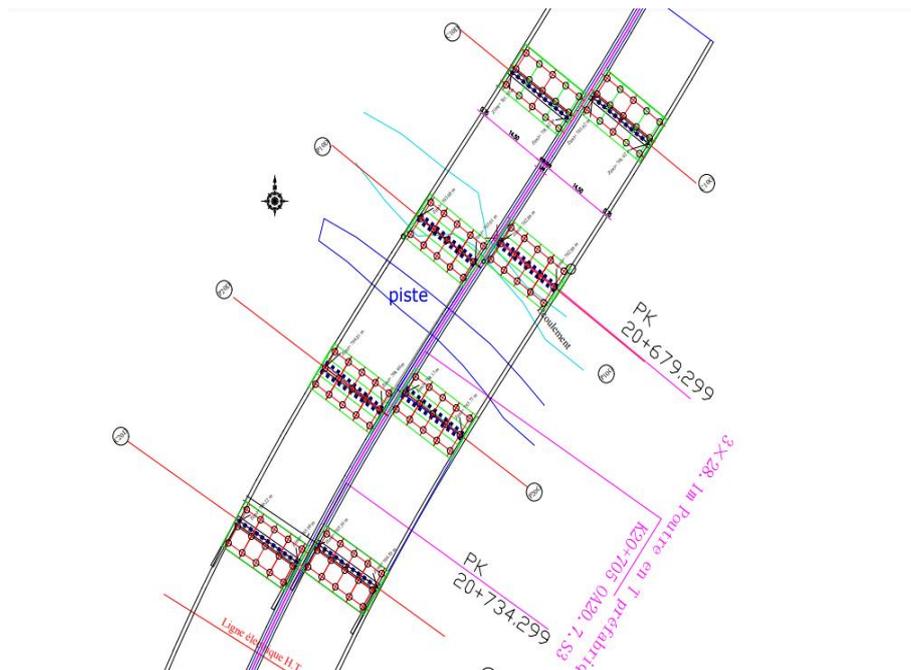


Figure I.6 : Tracé en plan

## c. Le 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 comme c'est illustre en figure <<2>>, ce dernier est défini par :

- Largeur roulable  $L_r = 14,5\text{m}$ .
- Nombre de voies de circulations = 3 voies de 3,5m, une quatrième voie de 3m dédiée à l'arrêt d'urgence
- Trottoir :  $L_{t1} = 0,50\text{ m}$  ;  $L_{t2} = 0,75\text{ m}$
- Le dévers : 2,08 %

### **I.2.3 Données relatives à l'obstacle franchit**

Tirant d'air : Il s'agit d'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre. On doit réserver sous l'intrados du tablier et le niveau des hautes eaux connues (NHEC) une distance de sécurité minimale qui vaut 1,5m selon le RCPR.

## **I.3 Caractéristique des matériaux**

Le choix des matériaux de construction conditionne, en grande partie conception et calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec notre calcul.

Les règles BAEL 91 (modifié 99) et BPEL 91 (révisé 99) sont des références utilisées dans le but de fixer les principales caractéristiques mécaniques des matériaux constituant notre ouvrage. Ces règles nous définissent aussi les deux états limites pour lesquelles notre ouvrage devra être vérifié, ces deux états limites sont :

- **ELU** : c'est l'état au-delà duquel les matériaux dépassent leur portance maximale entraînant ainsi la rupture de l'ouvrage.
- **ELS** : c'est l'état qui définit les conditions limites d'exploitation et de durabilité, par une limitation des flèches et de l'ouverture des fissures.

**Note** : Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

### **I.3.1 Béton**

Le béton est le matériau le plus utilisé en BTP, il est composé d'un mélange d'eau, sable, granulats, ciment et éventuellement des adjuvants. La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

#### **I.3.1.1 Contrainte limite**

Un état limite est celui dans lequel une condition requise d'une construction ou l'un de ces éléments est strictement satisfait, on distingue les états limites ultimes (E.L.U) qu'il corresponde à la limite :

- Soit de l'équilibre statique
- Soit de la résistance.
- Soit de la stabilité de forme

La contrainte limite de compression du béton à l'ELU est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$  combinaisons fondamentales ;  $\gamma_b = 1.15$  combinaisons accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 19.8 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 27}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 25.9 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 27}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 19.95 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc}^{\text{III}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Soit pour :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc}^{\text{III}} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc}^{\text{III}} = 0,6 \times 27 = 16,2 \text{ MPa}$$

### I.3.1.2 Résistance caractéristique à la compression

C'est la caractéristique mécanique essentielle du béton elle est mesurée à l'âge de 28 jours noté :

- Pour la superstructure :
  - Poutre :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
  - Dalle :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
  - Corniche :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure :
  - Pieux :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
  - Culées :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

### I.3.1.3 Résistance caractéristique à la traction

À l'âge de 28 jours la résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Soit la même pour toute la structure :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 \Rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 27 \Rightarrow f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

### I.3.1.4 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  égale à zéro. On prend :

$\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré (ELS) et

$\nu = 0$  pour un béton fissuré (ELU).

### I.3.1.5 Module de Young

C'est le module de déformation longitudinale du béton (courte durée < 24 heures)

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

Donc :

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{35} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 35981 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{27} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 33000 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour des charges de longue durée d'application en tenant compte du retrait et du fluage, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

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

Donc:

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{35} \Rightarrow E_{v28} = 12103 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{27} \Rightarrow E_{v28} = 11100 \text{ MPa} \end{cases}$$

## I.3.2 Aciers

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour Limite la fissuration.

### I.3.2.1 Aciers passifs

Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance FE500

- La limite d'élasticité garantie est :  $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité est :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible est :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ combinaisons fondamentales} \Rightarrow f_{ed} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ combinaisons accidentelles} \Rightarrow f_{ed} = 500 \text{ MPa}$$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible est :  $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$

### **I.3.2.2 Aciers de précontrainte (actifs)**

Les aciers de précontraints adoptés pour cet ouvrage sont des torons standards 12T15

Limite de rupture garantie  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

Limite élastique garantie  $f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$

Module d'élasticité  $E_s = 190000 \text{ MPa}$

### **I.3.2.3 Pour le calcul des pertes de précontrainte**

Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0.05$

Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0.002$

Les aciers ont une très basse relaxation TBR  $\Rightarrow \rho_{1000} = 2.5 \% / \mu_0 = 0.4$

Chapitre II :  
Pré-dimensionnement

## II. Pré-dimensionnement

Dans ce présent chapitre nous allons faire un pré-dimensionnement de la superstructure, tout ce qui concerne les caractéristiques du tablier ainsi que ses équipements (poutres, hourdis...etc.).

### II.1 Pré-dimensionnement de la poutre

Le pré-dimensionnement est fait selon le document « SETRA ».

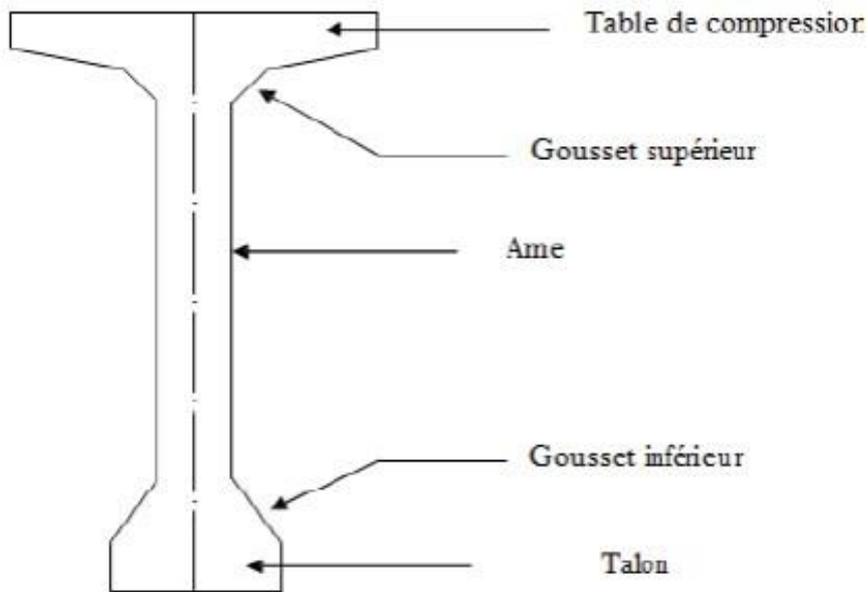


Figure II.1: Coupe transversale d'une poutre

#### II.1.1 Hauteur de la poutre

L'élançement des poutres varie entre

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

On a :  $L = 33.4\text{m}$  alors  $1.51 \leq H_p \leq 1.85\text{ m}$ . On prendra  $H_p = 1.5\text{ m}$ .

#### II.1.2 Nombre de poutre (N)

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

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 = \frac{14}{1.4} + 1 = 11$$

$La$  : est la distance entraxe d'appuis de rive :  $La = 1.4\text{ m}$

$\lambda$  : Entraxe des poutres :  $\lambda = 1.4\text{ m}$

Donc **N = 11 poutres.**

### II.1.3 La table de compression (b)

#### a. La largeur de la table de compression

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de l'hourdis coulée sur place.

$$0,6 H_p \leq b \leq 0,7 H_p$$

$$0,6 \times 1,5 \leq b \leq 0,7 \times 1,5$$

$$0,96 \leq b \leq 1,12 \text{ m}$$

On prend : **b = 1.03 m.**

#### b. Epaisseur de la table de compression

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

Donc : **e = 11 cm.**

### II.1.4 Le talon (b<sub>t</sub>)

#### a. La largeur du talon b<sub>t</sub>

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

**b<sub>t</sub> = 47 cm.**

#### b. La hauteur du talon

$$10 \leq h_t \leq 20$$

On prend : **h<sub>t</sub> = 15 cm.**

### II.1.5 Epaisseur de l'âme en travée (b<sub>0</sub>)

#### a. Section d'about

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

On fixe : **b<sub>0</sub> = 47 cm.**

#### b. Section intermédiaire

$$25 \leq b_0 \leq 35 \rightarrow \text{On fixe } \mathbf{b_0 = 35 \text{ cm}}$$

#### c. Section médiane

$$b_0 \leq 25 \rightarrow \text{On fixe } \mathbf{b_0 = 21 \text{ cm}}$$

## II.1.6 Goussets

- **Le gousset de jonction entre le talon et l'âme**

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, doit avoir une pente suffisante pour assurer un bétonnage correct du talon, cette pente doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \operatorname{tg} \varphi = \frac{2 - g_h}{b_t - b_0} \leq \frac{2}{3}$$

Avec :  $hg$  hauteur de gousset

$b_t$  Largeur du talon       **$b_t = 47 \text{ cm}$**

### a. Pour la poutre médiane

on aura

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq g_h \leq \frac{3}{2} \frac{b_t - b_0}{2}$$

$$\frac{47 - 21}{2} \leq g_h \leq \frac{3}{2} \frac{47 - 21}{2}$$

$$13 \leq g_h \leq 20 \text{ cm}$$

On prend :       **$g_h = 20 \text{ cm}$**

### b. Pour la poutre intermédiaire

on aura

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq g_h \leq \frac{3}{2} \frac{b_t - b_0}{2}$$

$$\frac{47 - 35}{2} \leq g_h \leq \frac{3}{2} \frac{47 - 35}{2}$$

$$6 \leq g_h \leq 9 \text{ cm}$$

On prend :       **$g_h = 9 \text{ cm}$**

## II.1.7 Epaisseur du hourdis

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

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

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



Figure II.2: Hourdis intermédiaire

- **Hourdis général** : c'est une dalle habituellement coulée sur des coffrages perdus sur toute la largeur du tablier. Ces coffrages se présentent sous la forme de dallettes en mortier de fibres ou en béton armé.



Figure II.3 : Hourdis général

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

L'épaisseur du hourdis dépend des trois paramètres suivants :

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

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

On fixe :  $h_0 = 25 \text{ cm}$  pour s'adapter à des particularités liées aux superstructures (ancrage de barrière BN4).

## II.2 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

### Notation utilisée

- $\Delta$  : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême
- $Z$  : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ )
- $B$  : section de l'élément

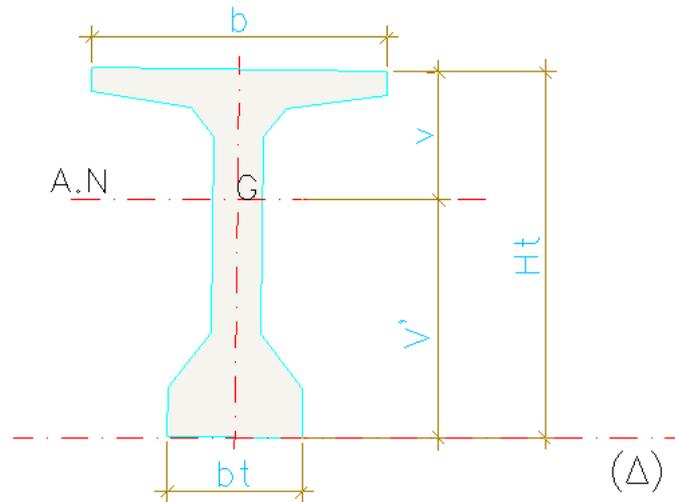


Figure II.4 : Les notations utilisées

$I_{\Delta}$  : Moment d'inertie de la section considéré e par rapport à  $(\Delta)$  tel que

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

- $I_0$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.  
 → Pour une section triangulaire  $\Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{36}$   
 → Pour une section rectangulaire  $\Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{12}$
- $h$  : hauteur du rectangle ou du triangle considéré
- $b$  : base du rectangle ou du triangle considéré.
- $I_G$  : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité :

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

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

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

- $R$  : Rayon de giration, avec

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

- $\rho$  : Rendement géométrique de la section, avec

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

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

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

La numérotation des différents éléments utilise pour définir les caractéristiques géométriques des sections de la poutre (tableaux 1,2et 3) est présente en figure ci-dessous :

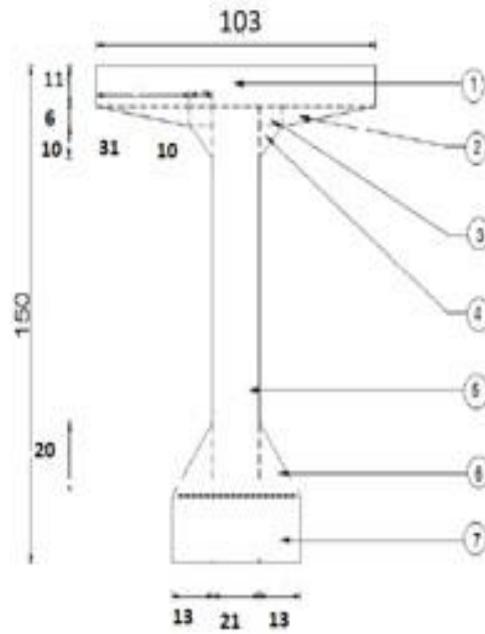


Figure II.5 : Caractéristique géométrique de la poutre

a. Section médiane

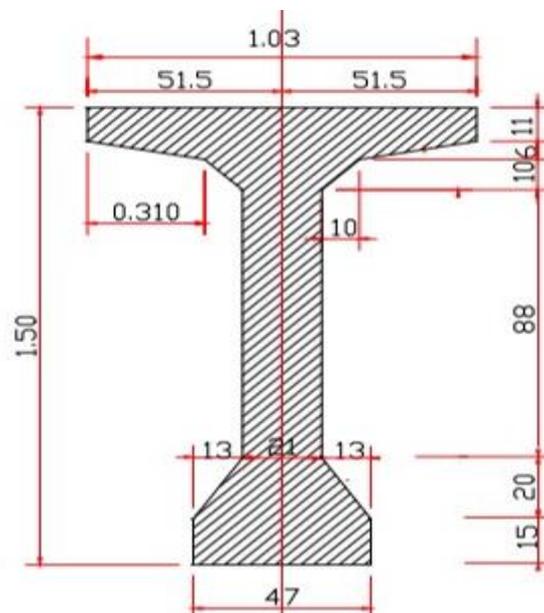


Figure II.6 : Section médiane

Tableau II.1 : Caractéristique géométrique de la section médiane sans hourdis

Num	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	Dimensions	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S $\Delta$ = B x Z (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	I $\Delta$ = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	103	11	(103×11)	1133	144,5	163718,5	11424,41	23668747,66
2	31	6	(31×6)	186	137	25482	186	3491214
3	10	6	(10×6×2)	120	136	16320	180	2219700
4	10	10	(10×10)	100	129,67	12967	833,33	1682264,22
5	21	124	(21×124)	2604	79	205716	33365592	49617156
6	13	20	(13×20)	260	28,34	7368,4	2888,88	211709,336
7	47	15	(47×15)	705	7,5	5287,5	11531,25	577755,948
<b>Totale</b>				5108		436859,4		81468547,16

I <sub>g</sub>	V'	V	r <sup>2</sup>	$\rho$ (%)
44106343,68	85,52	64,48	8634,75	1,56

**b. Section intermédiaire**

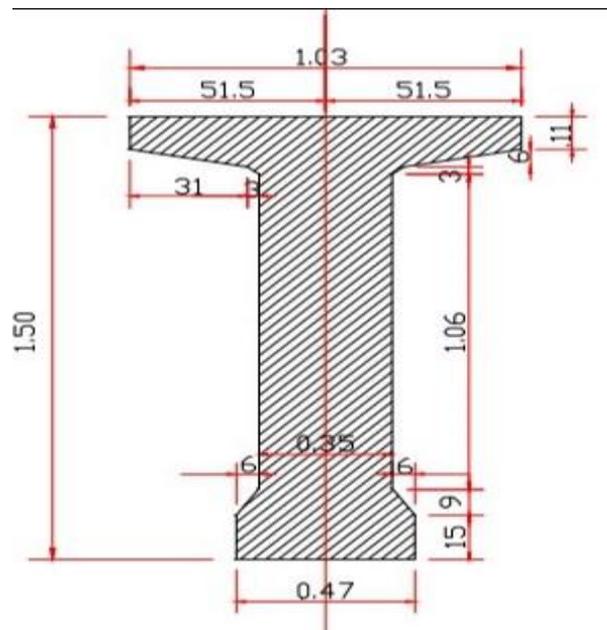


Figure II.7 : Section intermédiaire

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

Num	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	Dimensions	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S $\Delta$ = B x Z (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	I $\Delta$ = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	103	11	(103×11)	1133	144,5	163718,5	11424,41	23668747,66
2	31	6	(31×6)	186	137	25482	186	3491214
3	3	3	(3×3)	9	132	1188	2,25	156818,25
4	47	15	(47×15)	705	7,5	5287,5	11531,25	577755,948
5	9	6	(9×6)	54	18	972	54	17550
6	35	124	(35×124)	4340	86	373240	5560986,67	37659626,67
<b>Totale</b>				6427		569888		65571712,53

I <sub>g</sub>	V'	V	r <sup>2</sup>	$\rho$ (%)
50532493	88,67	66,33	7862,53	1,33

c. Section d'about

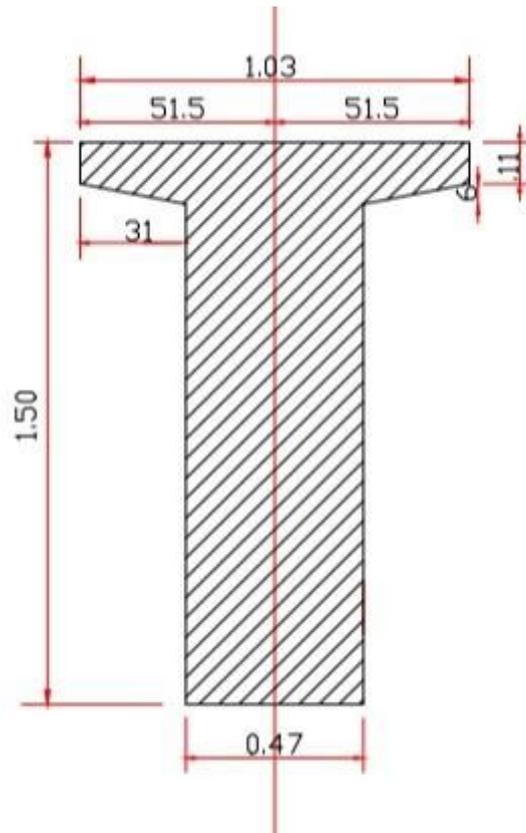


Figure II.8 : Section d'about

Tableau II.3 :Caractéristique géométrique de la section d’about sans hourdis

Num	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)	Dimensions	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>Δ</sub> = B x Z (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> = I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
1	103	11	(103×11)	1133	144,5	163718,5	11424,41	23668747,66
2	31	6	(31×6)	186	137	25482	186	3491220
3	47	139	(47×139)	6533	69,5	454043,5	10518674,42	42074698,67
<b>Totale</b>				7852		643244		69234666,33

I <sub>g</sub>	V'	V	r <sup>2</sup>	ρ (%)
16539449,37	81,92	68,08	2106,39	0,337

**d. Section nette**

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

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

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

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

Chapitre III :  
Charges et surcharges

### III.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons traiter les charges et les surcharges que le pont doit supporter. Selon le R.C.P.R il existe deux types de charges :

- Charges permanentes
- Charges variables

### III.2 Calcul des charges

#### III.2.1 Caractéristiques du pont

Largeur totale : 15,75m

Largeur chargeable : 14,50m

Largeur roulable : 14,50 m

Tableau III.1 : classe des ponts

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r \leq 5,5\text{m}$

Nombre de voies de circulations

$$N = \frac{L_r}{3} \Rightarrow \frac{14,5}{3} = 4,83$$

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

Largeur de la voie

$$L_v = \frac{L_r}{N} = \frac{10,5}{3} = 3,5\text{m}$$

Tableau III.2 : Largeur de la voie en fonction de la classe

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

- Classe du pont : Pont de 1<sup>ère</sup> classe.
- Nombre de poutres : 11 poutres.
- Longueur de la poutre : 33,40 m.
- Nombre de travées : 3 travées.
- Epaisseur de la dalle : 0,25 m.
- Largeur des trottoirs :  $L_{t1}=0,75\text{m}$ ,  $L_{t2}= 0,5\text{m}$
- La pente : 2 , 08 %

### III.2.2 Charges permanente

Elles concernent toutes les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées de :

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

**Note** : les poids volumiques utilisés dans les calculs présentés ci –dessous, sont tires du document technique réglementaire (R.C.P.R).

#### a. La dalle (hourdis)

Épaisseur de la dalle est de 25cm.

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre est :  
 $P_i = 0,25 \times 1,03 \times 33,4 \times 2,5 = 21,5\text{t}$

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

$$P_d = P_i \times N_p$$

$$P_d = 21,5 \times 11 = 236,5\text{t}$$

- Espace entre les poutres

$$p_e = (0,37 \times 0,25 \times 33,40 \times 2,5 \times 10) + (0,48 \times 0,25 \times 33,4 \times 2,5) = 87,43\text{t}$$

Poids totale du hourdis

$$p_t = 87,43 + 236,5 = 323,93\text{t}$$

#### b. Les poutres

$$P_t = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3)$$

P1 : section d'about

P2 : section intermédiaire.

P3 : section médiane

$$P1 = 2,39 \times 0,7852 \times 2,5 = 4,691t$$

$$P2 = 5,13 \times 0,6427 \times 2,5 = 8,242t$$

$$P3 = 9,18 \times 0,5108 \times 2,5 = 11,722t$$

$$Pt = 2(4,691 + 8,242 + 11,722) = 49,31t$$

Le poids de toutes les poutres

$$Ptt = 49,31 \times 11 = 542,41t$$

### c. Les entretoises

Poids de l'entretoise :  $P_{ent} = S \times e \times \rho_b$

$$S = 1,22m^2$$

$$S = 1,22 \times 0,4 \times 2,5 = 1,22 t$$

Poids totale des entretoises

$$pe = 1,22 \times 10 \times 2 = 24,4t$$

## III.2.3 Les éléments non porteurs

Ces charges sont appelées **CCP (complément de charge permanente)**, et elles sont constituées de :

- Revêtements.
- Trottoirs.
- Corniches.
- Dispositifs de sécurité (barrière + garde-corps).

### a. Revêtements

La chaussée est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 8 cm d'épaisseur, de densité de  $2,4t/m^3$ , et d'une couche d'étanchéité d'épaisseur 2 cm et de densité  $2,2 t/m^3$ .

$$\text{Revêtement bitumineux : } 2,4 \times 0,08 \times 14,5 \times 33,4 = 92,98t$$

$$\text{Couche d'étanchéité : } 2,2 \times 0,02 \times 14,5 \times 33,4 = 21,30t$$

$$\text{Donc : } P_{rev} = 92,98 + 21,30 = 114,28t$$

**b. Trottoirs**

$$P_{tro} = (0,5 \times 0,29 \times 33,4 \times 2,5) + (0,75 \times 0,26 \times 33,4 \times 2,5) = 28,38t$$

**c. Corniche**

$$P_{cor} = 0,152 \times 33,4 \times 2 = \mathbf{10,15t}$$

**d. Garde-corps**

$$P_{gar} = 0,15 \times 33,4 \times 2 = \mathbf{10,02t}$$

**e. Glissière**

$$P_{gli} = 0,06 \times 33,4 \times 2 = 4,008t$$

- **Poids totale (CCP): CCP = 166,83t**
- **Poids totale du tablier :Pt = Cp + Ccp = 166,83 + 890,74 = 1057,57t**

### III.3 Calcul des surcharges (charges d'exploitations)

Selon le RCPR on distingue plusieurs systèmes d'exploitation :

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

#### III.3.1 Système de charges A (R.C.P.R § 4.4)

La charge A(l) est exprimée en Kilonewton par mètre carré (KN/m<sup>2</sup>) et elle est donnée en fonction de la longueur chargée, L est exprimée en mètres par la formule suivante :

$$A(l) = 2,3 + \left( \frac{360}{(L + 12)} \right) (KN/m^2)$$

Avec :

L : La portée de travée = 33,4 m

$$A(l) = 2,3 + \left( \frac{360}{(33,4 + 12)} \right) (KN/m^2)$$

$$A(l) = 10,23 (KN/m^2) = 1.023 (T/m^2)$$

Tableau III.3 : Coefficient a1

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Nombre de voies :  $N_v = 3$  voies

Classe de pont : 1 classe

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

- Coefficient  $a_2$

$$a_2 = \frac{lv_0}{lv} = \frac{3,5}{3,5} = 1$$

Avec :

$v$  : La largeur d'une voie = 3.50 m

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

Tableau III.4 : valeurs de  $v_0$

Classe de pont	$v_0$
première classe	3,5 m
deuxième classe	3,0 m
troisième classe.	2,75 m

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

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

### Vérification

$$4 - 0,002L = 4 - 0,002 \times 33,4 = 3,93 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \Rightarrow \quad A(l) > 4 - 0,002L$$

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

$$A(l) = 1 \times 0,75 \times 1,023 = 0,767 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Pour une voie chargée :  $QA(L) = 0,767 \times 3,5 = 2,684 \text{ t/ml}$

Pour deux voies chargées :  $QA(L) = 0,767 \times 7 = 5,369 \text{ t/ml}$

Pour trois voies chargées :  $QA(L) = 0,767 \times 10,5 = 8,053 \text{ t/ml}$ .

Pour quatre voies chargées :  $Q A(l) = 0,767 \times 13,5 = 10,35\text{t/ml}$ .

### **III.3.2 Système de charge B**

Le système de charges B comprend les surcharges civiles qui peuvent sollicitées et qui se composent de trois (3) types de systèmes distincts :

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

#### **III.3.2.1 Système de charges B (Surcharge Bc) (RCPR 4.10.1.2)**

Le système de charge Bc est un convoi constitué d'un camion pesant 30t à 3 essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 300 KN=30T
- Charge portée par chacun des essieux arrière : 120 KN=12T
- Charge portée par l'essieu avant : 60 KN=6T
- Longueur d'encombrement : 10,50 m
- Largeur d'encombrement : 2,5 m
- Distance des essieux arrière : 1,5 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5 m
- L'entre axe des deux roues d'un essieu : 2m
- Surface d'impact de la roue arrière : carré de 0,25 m de côté.
- Surface d'impact de la roue avant : carré de 0,20 m de côté.

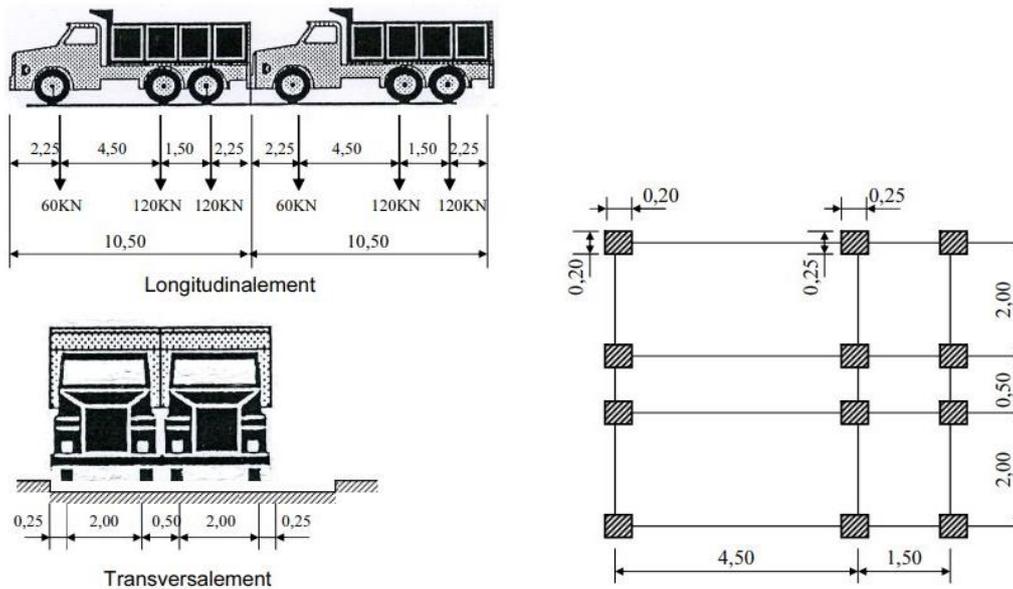


Figure III.1 : système bc

Les sollicitations calculées sous ce type de convoi sont pondérées par un coefficient bc dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées, ce coefficient est exprimé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : coefficient bc

Classe de pont	Nombre de voie				
	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
2	1	1	-	-	-
3	1	0.80	-	-	-

### Détermination du coefficient de majoration dynamique $\delta$ :

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

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

L : portée de la travée =33,40m

G : poids total du tablier =1057,57t

Q : la charge du véhicule pondéré

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

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

$$Q = \max \{192 ; 128 ; 10\} \rightarrow Q = 192t \rightarrow \delta_B = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33.4} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{1057,57}{192}} = 1,07$$

### III.3.2.2 Surcharge *bt* :

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

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

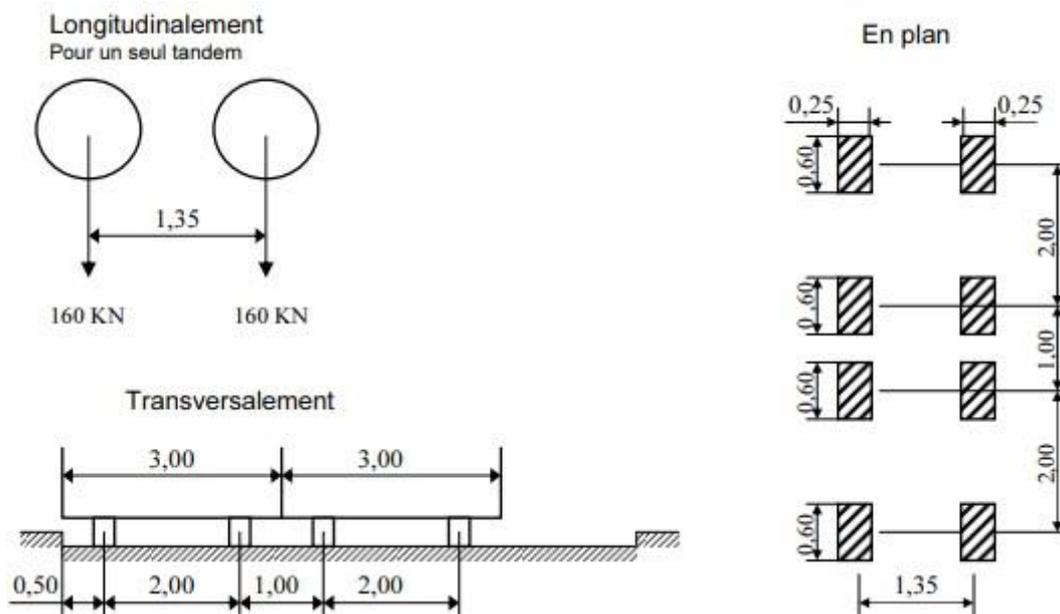


Figure III.2 : Système Bt

$$Bt = 2 \times (16 \times n \times bt) \times \delta_B$$

- *n* : Nombre de voies prises dans le calcul = 3 voies
- *bt* = en fonction de la classe du pont, la valeur de la charge du système Bt est multipliée par un coefficient *bt* déduit de tableau suivant :

Tableau III.6 : coefficient *bt*

Classe de pont	<i>b<sub>t</sub></i>
première classe	1,2
deuxième classe	1

*bt* = 1.2 pour un pont de première classe.

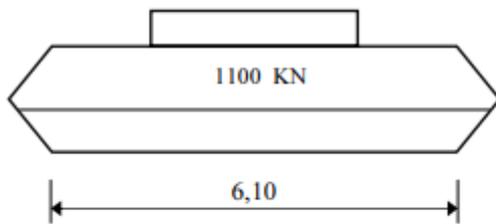
$$Bt = 2 \times (16 \times 3 \times 1,2) \times 1,07 = 123,26t$$

### III.3.3 Convoi Mc 120

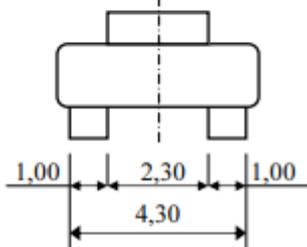
Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- ✓ Charge totale 1100 KN.
- ✓ Longueur d'une chenille 6,10 m.
- ✓ Largeur d'une chenille 1,0 m.
- ✓ Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.
- ✓ Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- ✓ Dans le sens transversal : un seul convoi.
- ✓ Dans le sens longitudinal : la distance entre deux convois est environ de 30,5 m.

Longitudinalement



Transversalement



En plan

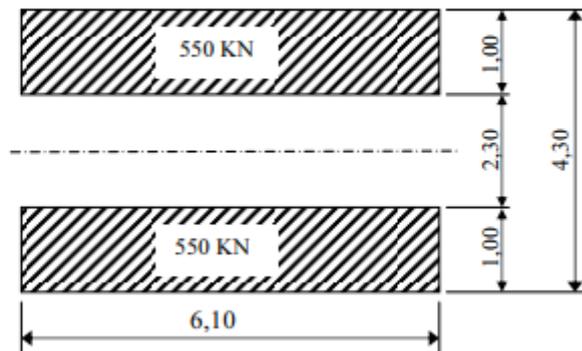


Figure III.3: Convoi Mc 120

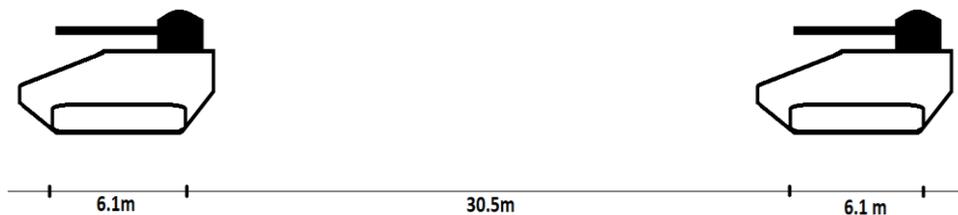


Figure III.4 : la distance entre deux véhicules type Mc120

Poids total : 110 t

$$M_{C^{120}} = q_{MC^{120}} \times \delta_M$$

- $q_{MC^{120}} = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$
- $\delta_M = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 1} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{6}{5}}$

S : sa charge maximale :=110 t

$$\delta_M = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{1057,57}{110}} = 1,53$$

$$M_{C^{120}} = 18,03 \times 1,53 = 27,58T$$

### III.3.4 Charge exceptionnelle D240

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

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

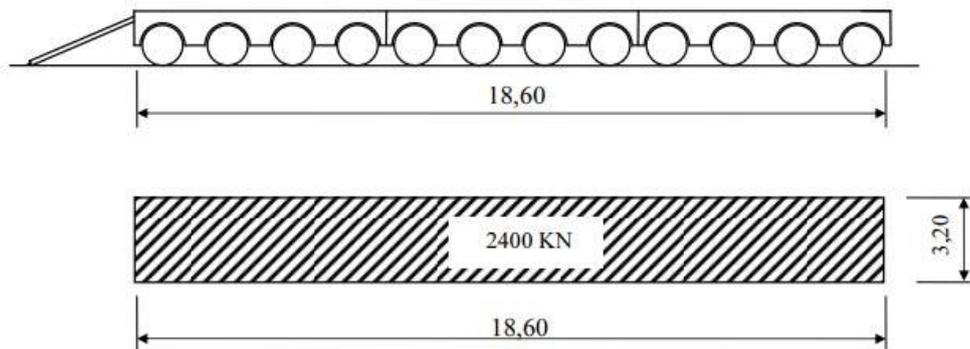


Figure III.5 : systeme D240

$$q_{D240} = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$$

### III.3.5 Surcharge sur trottoir

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup> (selon le fascicule 61-titre II).

- ✓ 150Kg/m<sup>2</sup> pour la flexion longitudinale.
- ✓ 450 kg/m<sup>2</sup> pour la flexion locale.
- ✓ Trottoir 1 : L<sub>t1</sub> = 0,75m
- ✓ Trottoir 2 : L<sub>t2</sub> = 0,5m

La largeur totale des trottoirs est  $L_{tt} = L_{t1} + L_{t2}$

$$L_{tt} = 0,75 + 0,5 \Rightarrow L_{tt} = 1,25\text{m}$$

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- Trottoir de gauche chargé :  $P_{\text{trottoir}} = 0,150 \times 0,5 = 0,075 \text{ t/ml}$
- Trottoir de droite chargé :  $P_{\text{trottoir}} = 0,150 \times 0,75 = 0,1125 \text{ t/ml}$
- Les deux trottoirs chargés :  $P_{\text{trottoir}} = 0,150 \times 1,0 = 0,1875\text{t/ml}$

# Chapitre IV : Modélisation

## Introduction

Pour modéliser le tablier du pont, nous avons opté pour le calcul numérique en utilisant le programme aux éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

### IV.1 Présentation du logiciel robot

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Robot utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

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

### IV.2 Modèle de calcul

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisés pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres. Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul.

En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples. Vu que le pont est constitué de 03 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où nous avons modélisé qu'une seule.

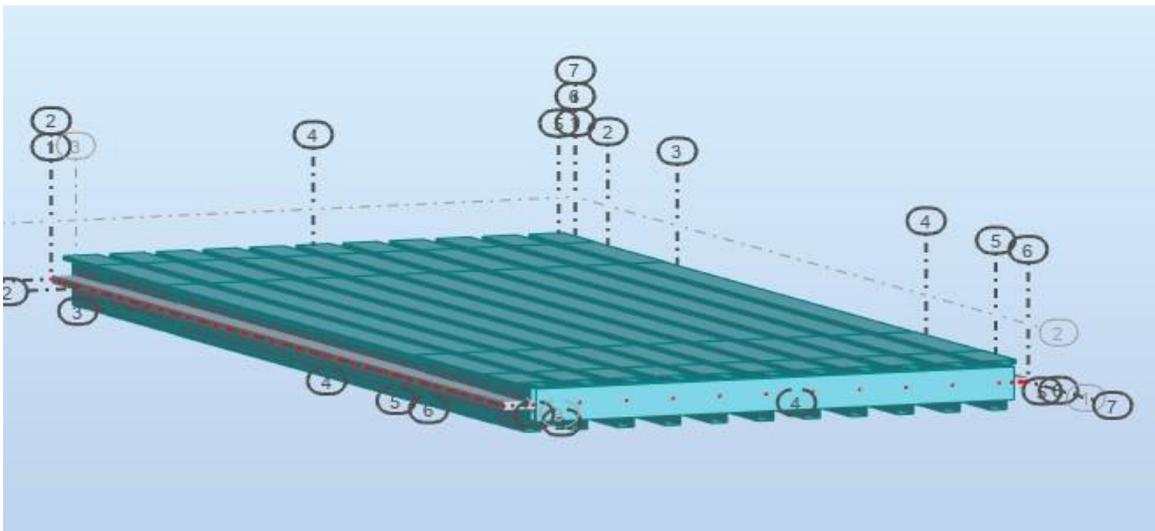


Figure IV.1 : La vue du modèle du tablier en 3D

## IV.2.1 Les cas de charge considérés

Tableau IV. 1 : Valeurs des charges considérées

Désignation	Valeur	
<b>Charges permanentes</b>	Poids propre G	G : est pris automatiquement par le logiciel
	Revêtement et étanchéité G revêtement	G revêtement = 0,23T/m
	Poids du garde-corps G garde-corps.	G garde-corps= 0,42 T/m
	Poids de trottoir G trottoir	G trottoir gauche= 0,73 T/m G trottoir droite= 0,65 T/m
	Poids de corniche G corniche	G corniche = 0,31 T/m
	Poids de glissière G glissière	G glissière= 0,12 T/m
<b>Surcharges d'exploitation</b>	Surcharge A(l)	Charge uniforme
	Système B <sub>C</sub>	Charge concentré 3t pour les essieux avant et 6t pour les essieux arrière
	M <sub>C120</sub>	Charge uniforme
	D <sub>240</sub>	Charge uniforme

## IV.2.2 Les étapes de modélisation

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supportée par des appuis. Les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau.

Nous avons modélisé suivant les étapes ci-après :

### ➤ 1ère étape

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

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

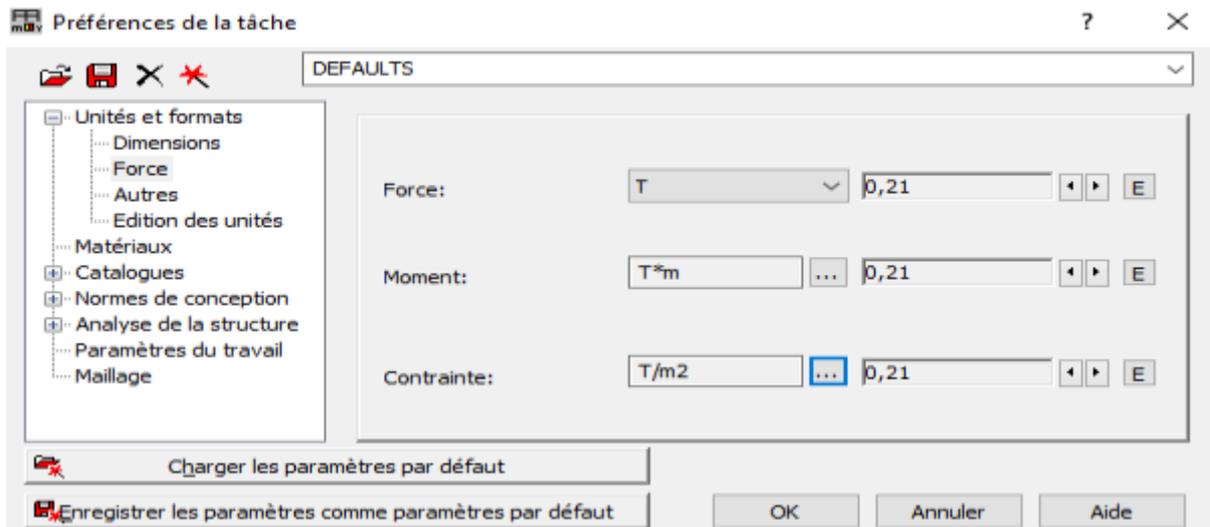


Figure IV.2 : Changement des unités et les règlementations

➤ 2ème étape

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

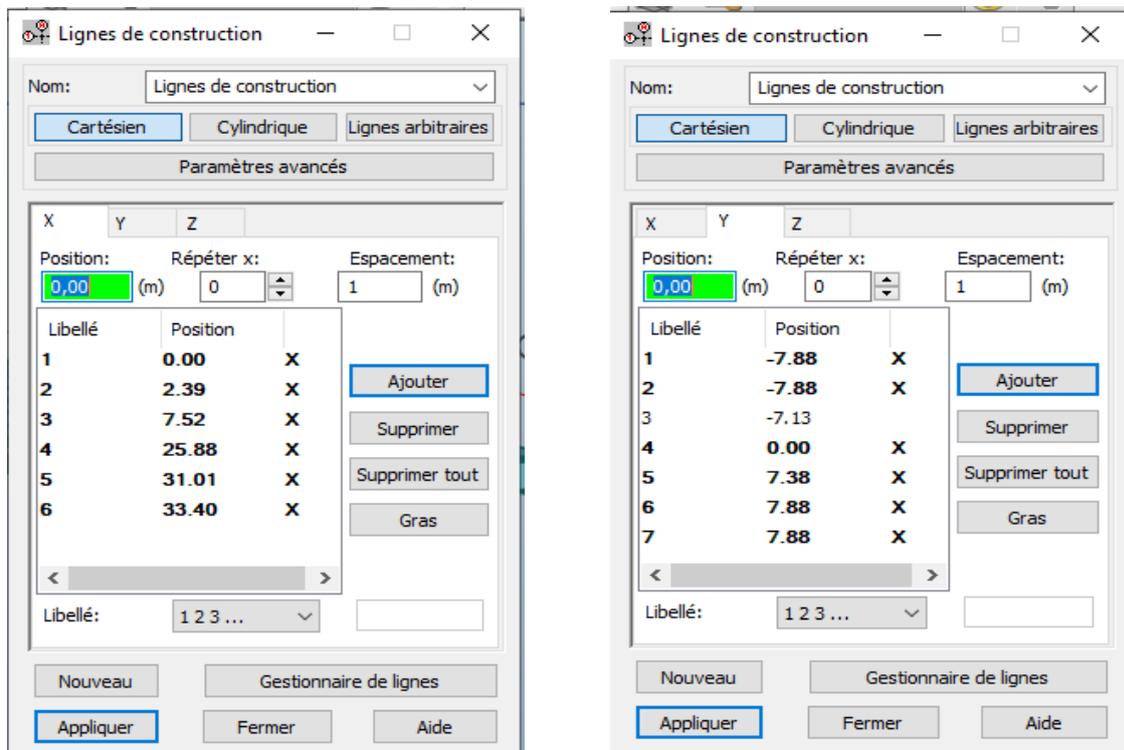


Figure IV.3 : les lignes de construction

➤ 3ème étape

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

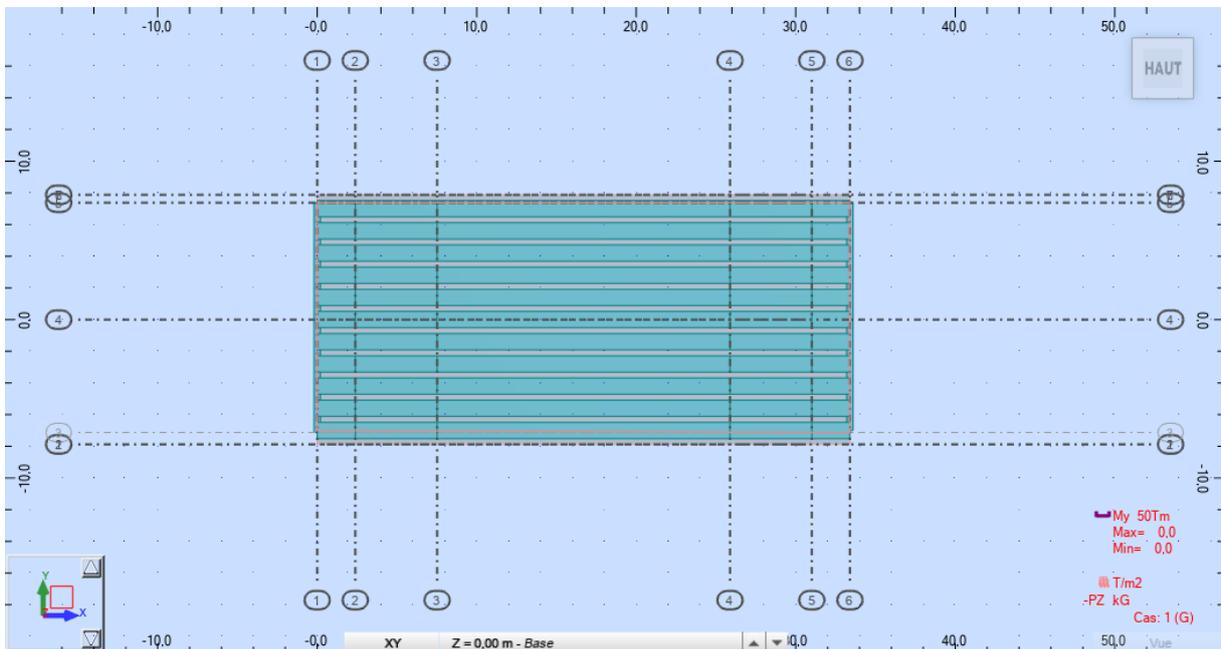


Figure IV.4 : Modélisation des poutres

➤ 4ème étape

La définition des appuis

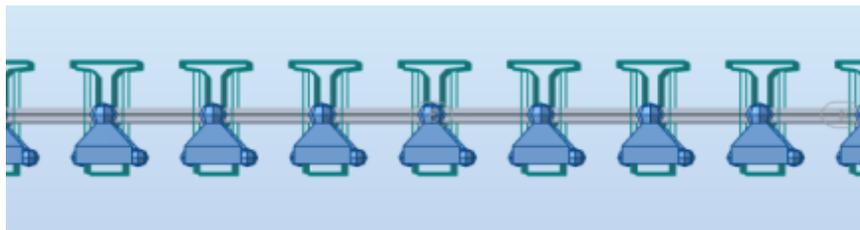
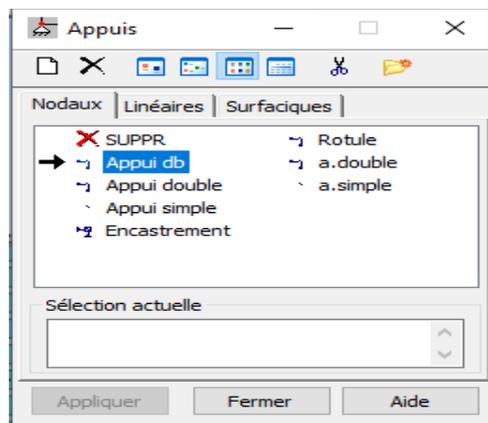


Figure IV.5 : définition des appuis

➤ **5ème étape**

La modélisation des entretoises d'about

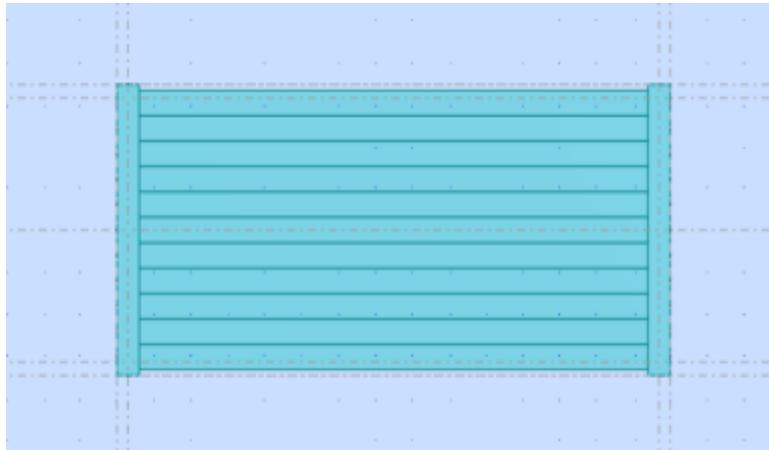


Figure IV.6 : la modélisation des entretoises d'about

➤ **6ème étape**

La modélisation de la dalle.

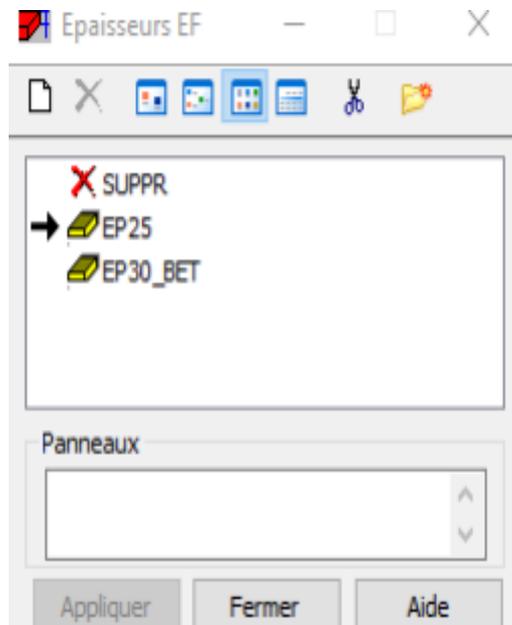


Figure IV.7 : définition d'épaisseur de panneaux

➤ 7ème étape

La modélisation de tablier

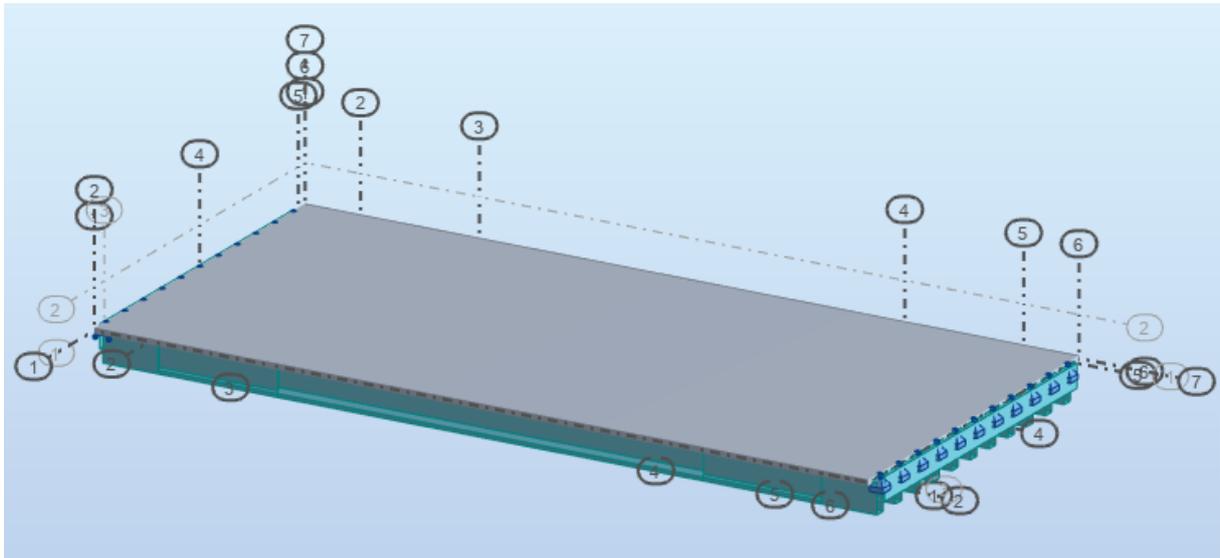


Figure IV.8 : Modélisation de la dalle

➤ 8ème étape

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

a. Les charges permanentes

✓ Poids propre du tablier

Est généré automatiquement par le logiciel.

✓ Revêtement

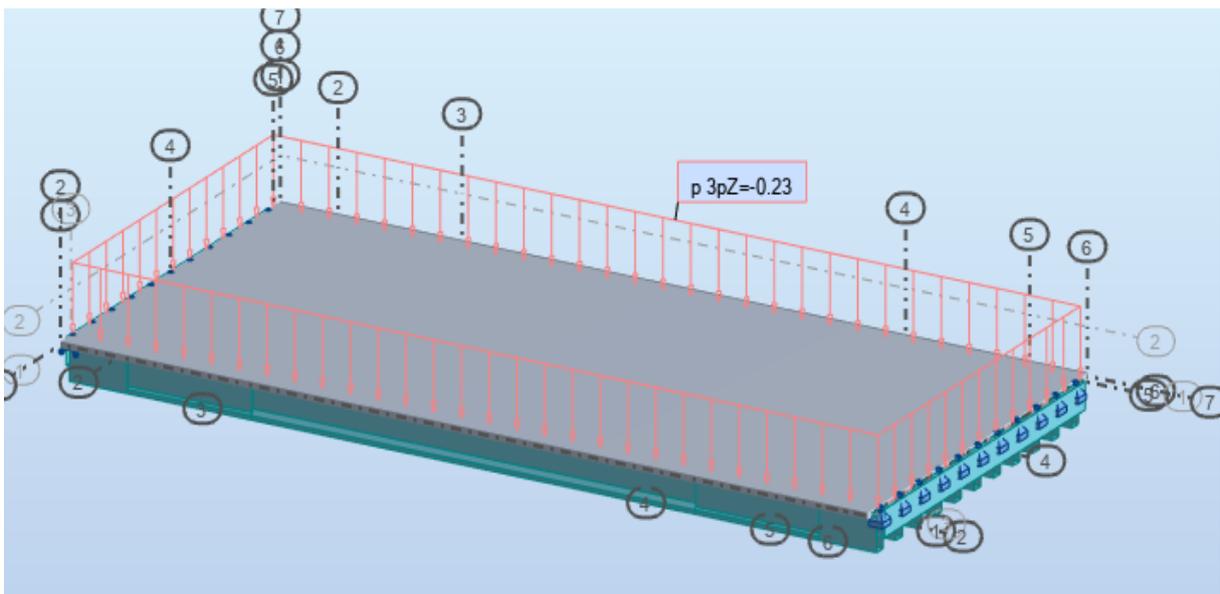


Figure IV.9 : Chargement sous le poids du revêtement

✓ **Garde-corps**

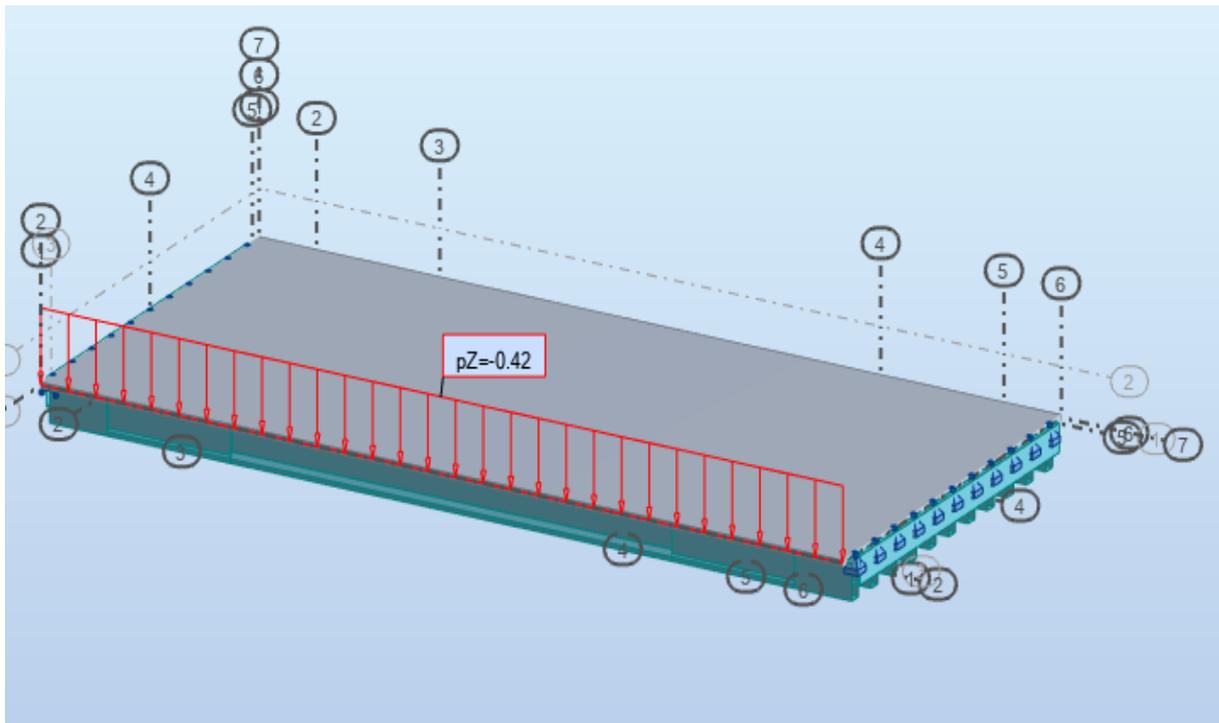


Figure IV.10 : Chargement sous le poids du garde-corps

✓ **Corniche**

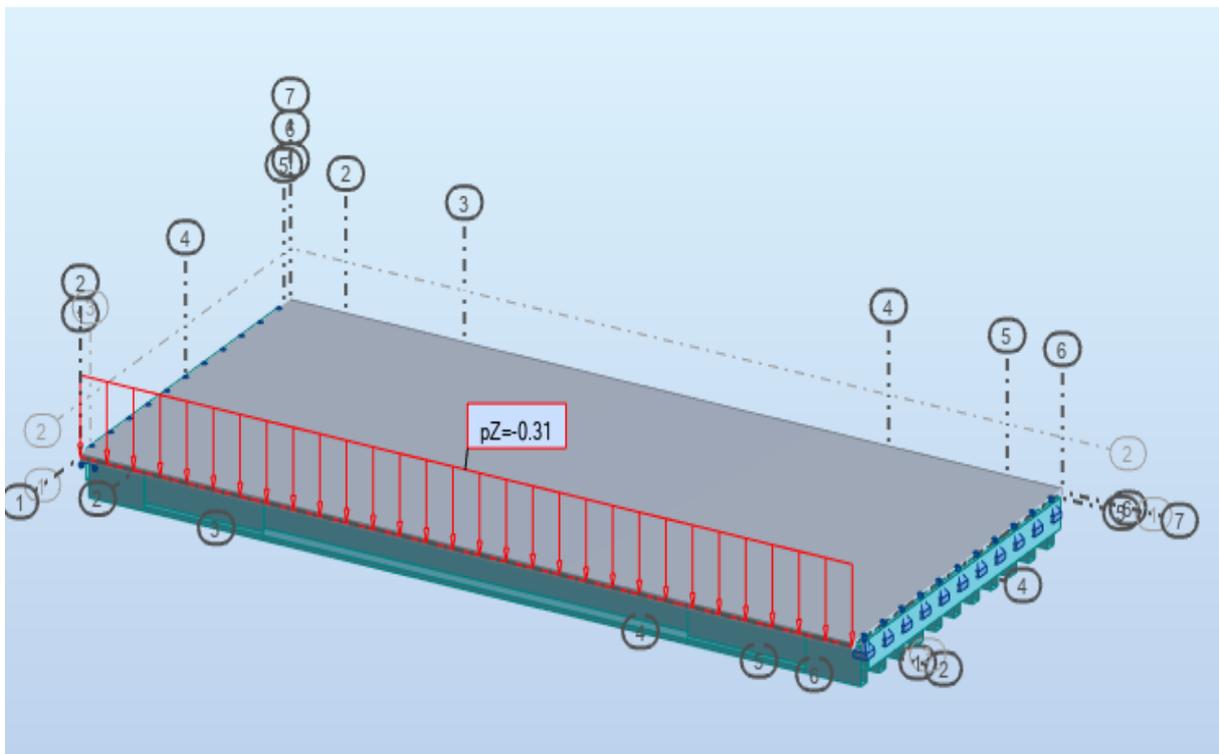


Figure IV.11 : chargement sous la charge de la corniche

✓ Les trottoirs

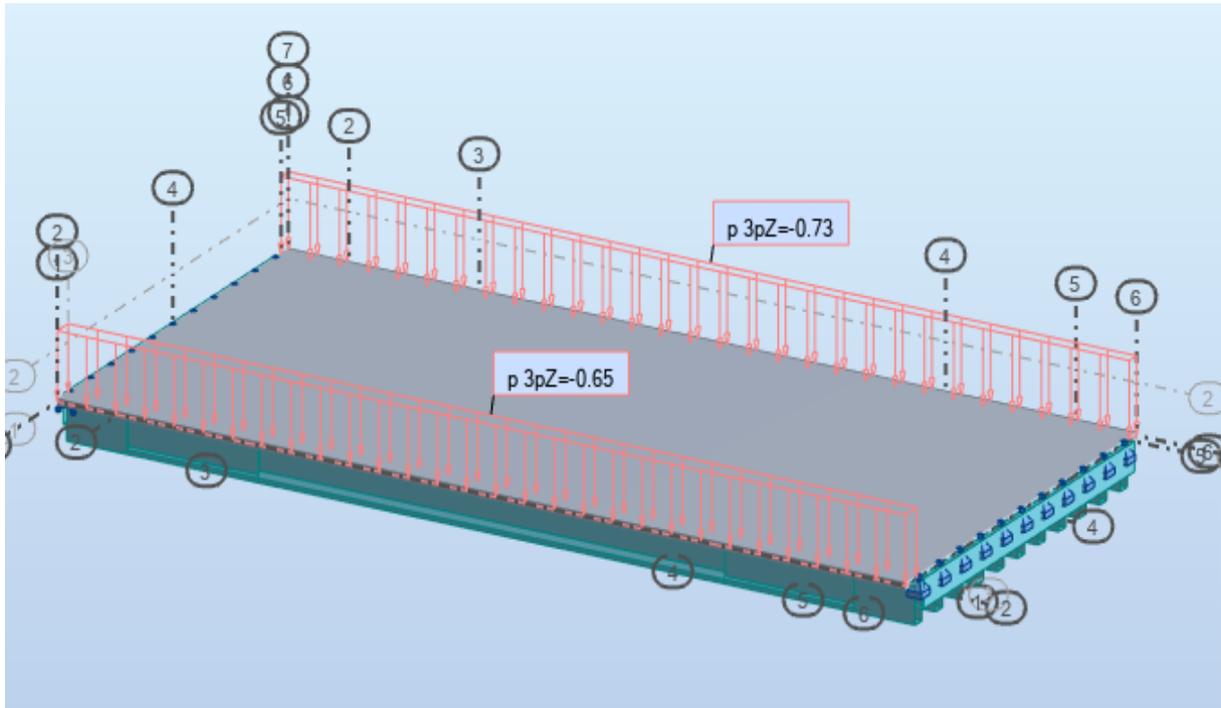


Figure IV.12 : chargement sous la charge des trottoirs

✓ Glissière

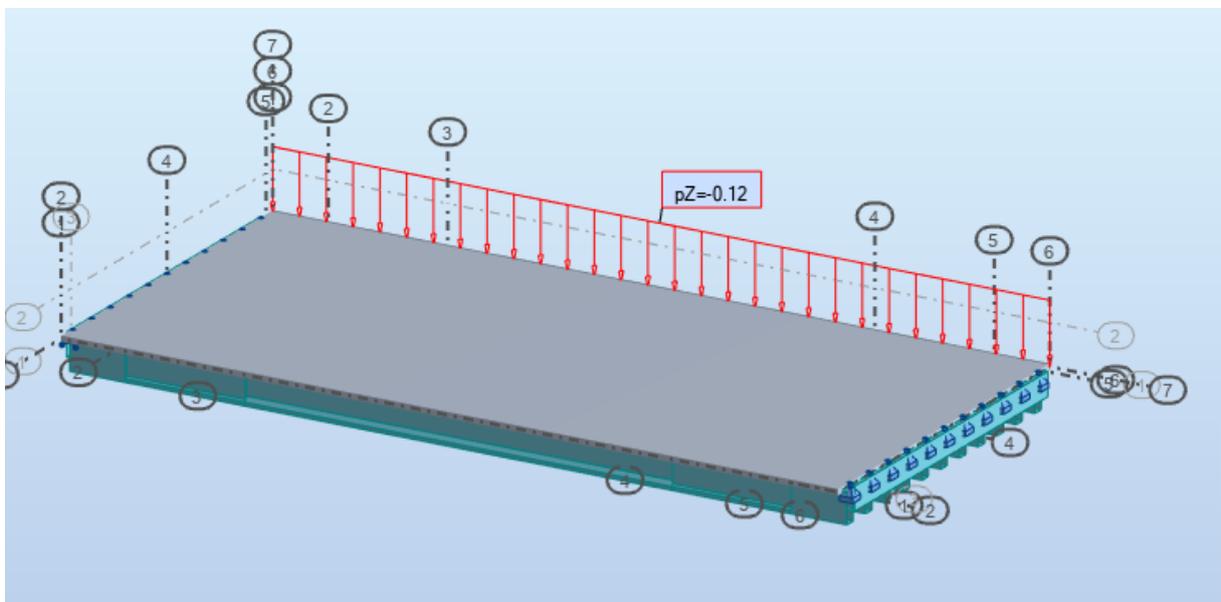


Figure IV.13 : chargement sous la charge de la glissière

✓ Système AI

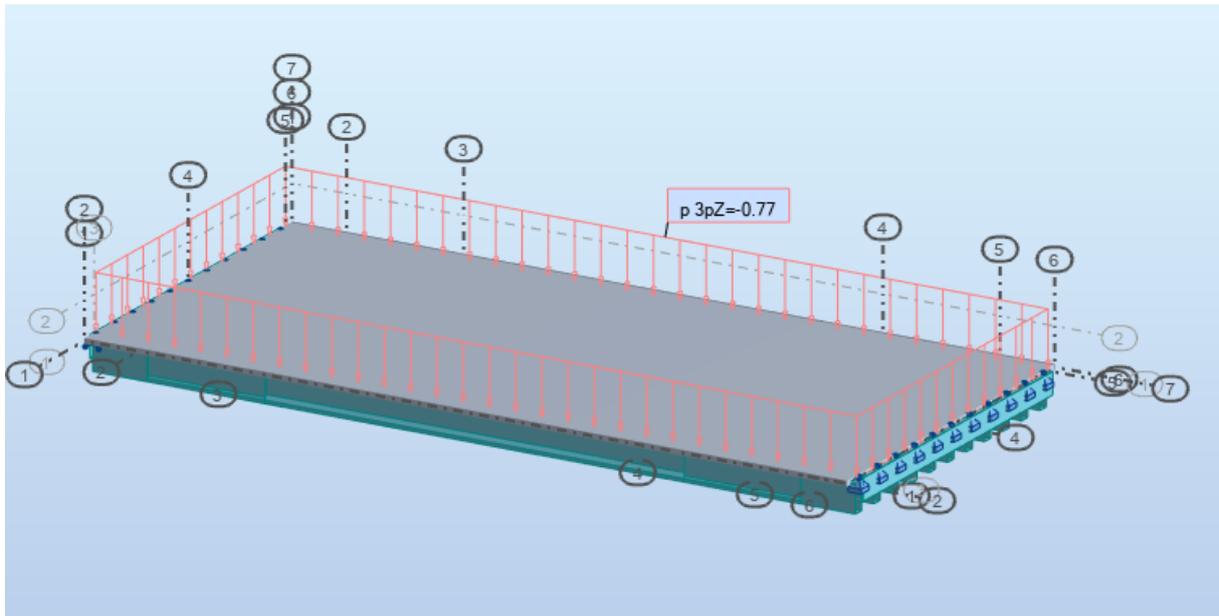


Figure IV.14 : chargements sous le système AI

**b. Les charges roulantes**

Qui sont définie comme suit

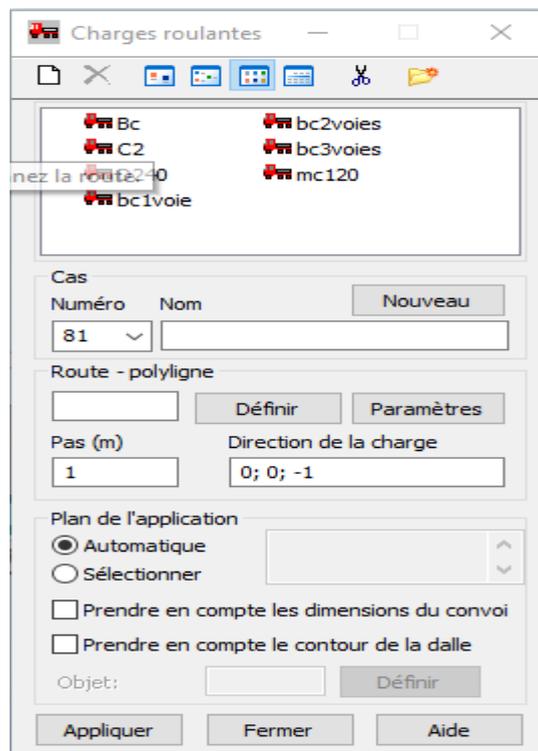


Figure IV.15 : définition des charges roulantes

✓ Système de charge Bc

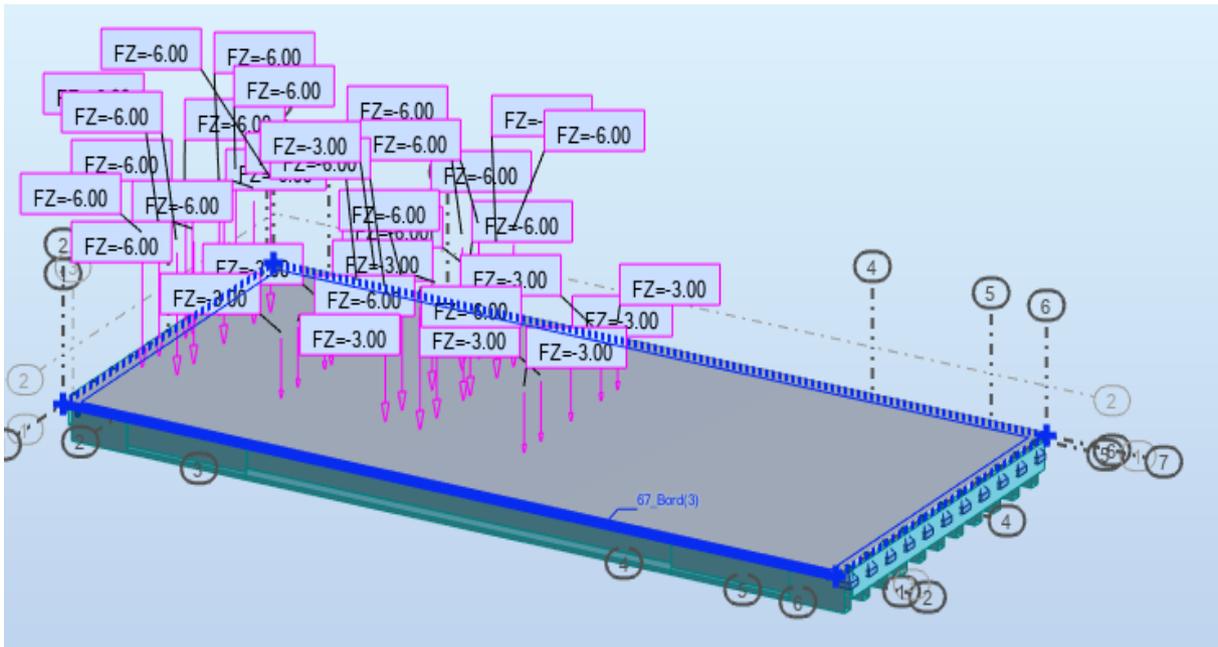


Figure IV.16 : Chargement sous le système Bc

✓ Système de charge Mc120

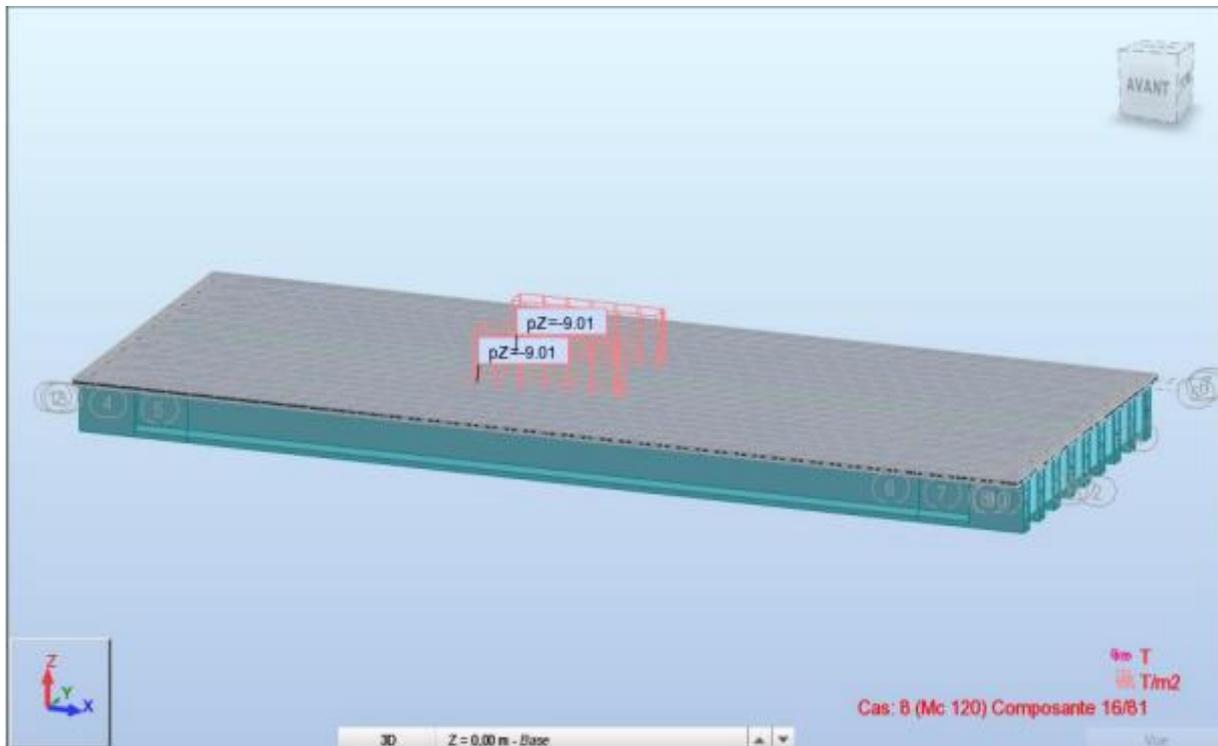


Figure IV.17 : chargement sous le système Mc120

✓ Système de charge D240

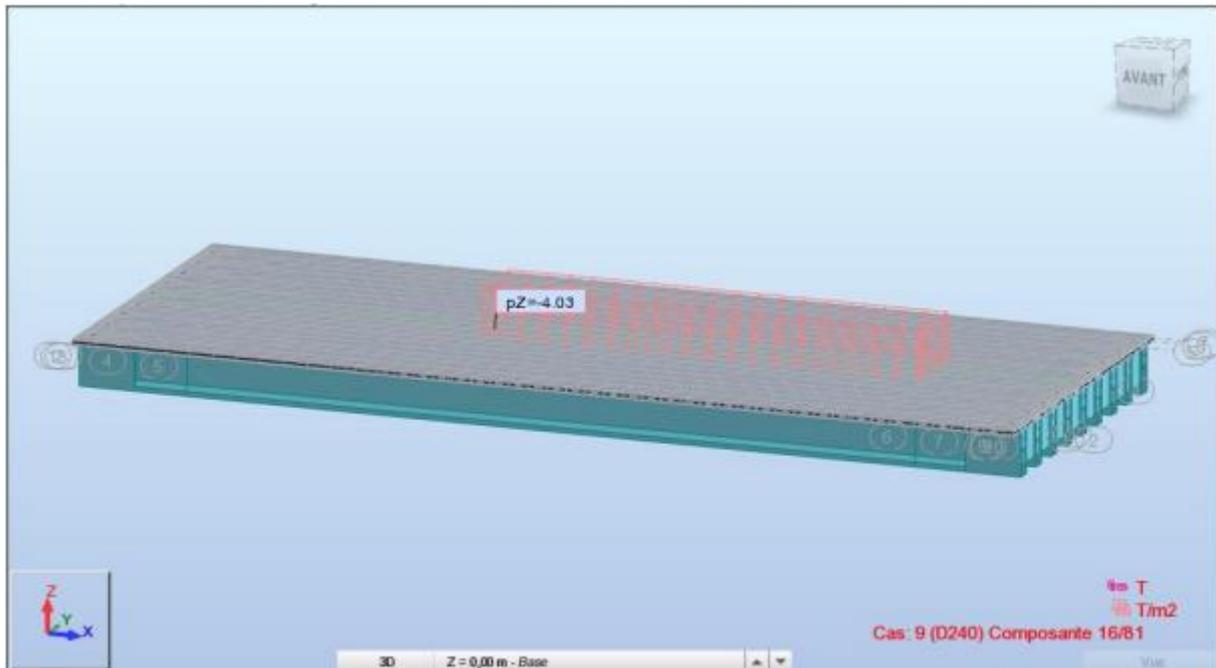


Figure IV.18 : chargement sous le système D240

➤ 9ème étape

**Définition des combinaisons d'actions et lancement du calcul**

Pour le calcul des efforts dans la structure, nous prenons en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Tableau IV.2 : les différentes combinaisons selon le Fascicule 61

Action prépondérante	Combinaisons
ELU	$1,35G + 1,6(Q_t + AL)$
	$1,35G + 1,6(Q_t + B_c)$
	$1,35(G + M_{c120})$
	$1,35(G + D_{240})$
ELS	$G + 1,2(Q_t + AL)$
	$G + 1,2(Q_t + B_c)$
	$G + D_{240}$
	$G + M_{c120}$

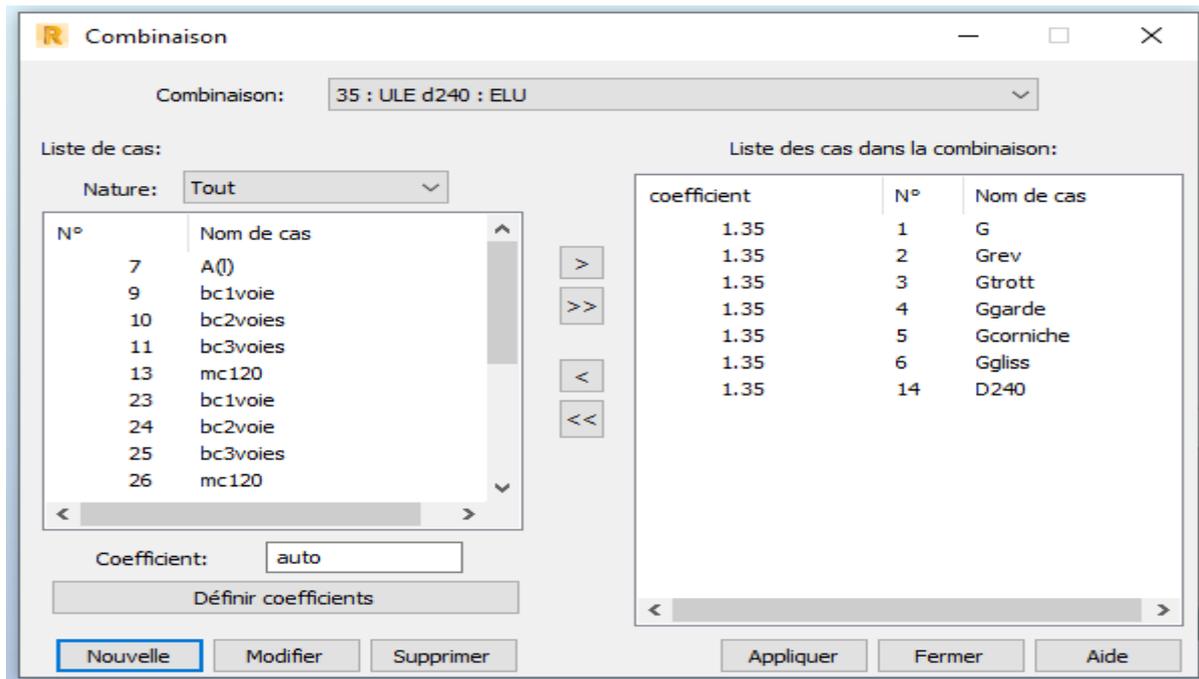


Figure IV.19 : les combinaisons de charges

➤ 10ème étape

Lancement du calcul

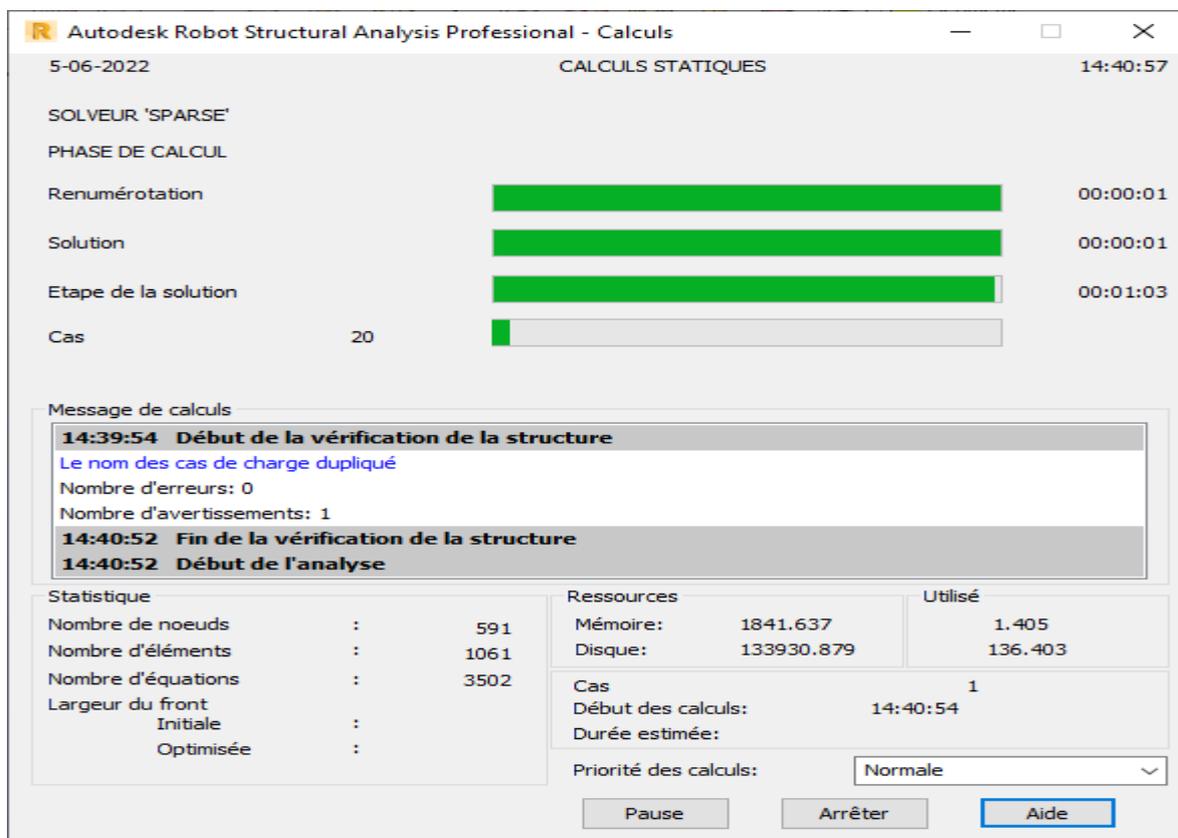


Figure IV .20 : Lancement du calcul

### IV.2.3 Effort interne dans les poutres

#### IV.2.3.1 Moment fléchissant

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné à l'ELU par la combinaison la plus défavorable  $1,35 \times G + 1,35 \times D_{240}$

$M_{max} = 567,37 \text{ t. m}$  à l'ELU

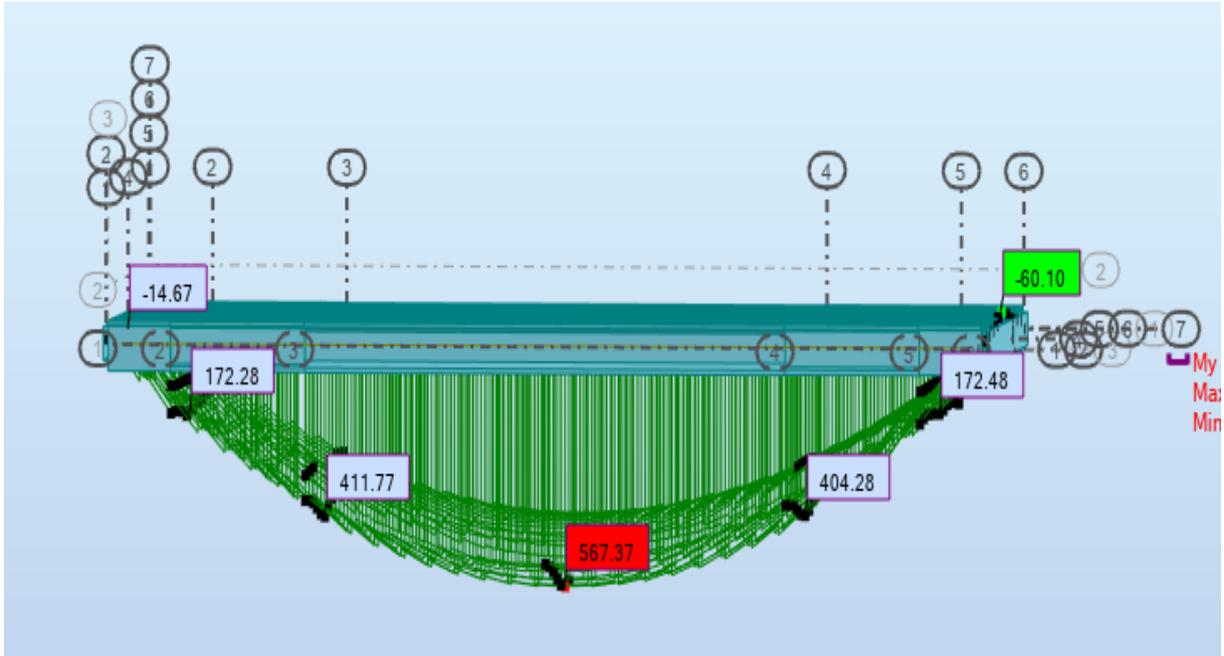


Figure IV.21 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$M_{max} = 420,28 \text{ t. m}$  à l'ELS

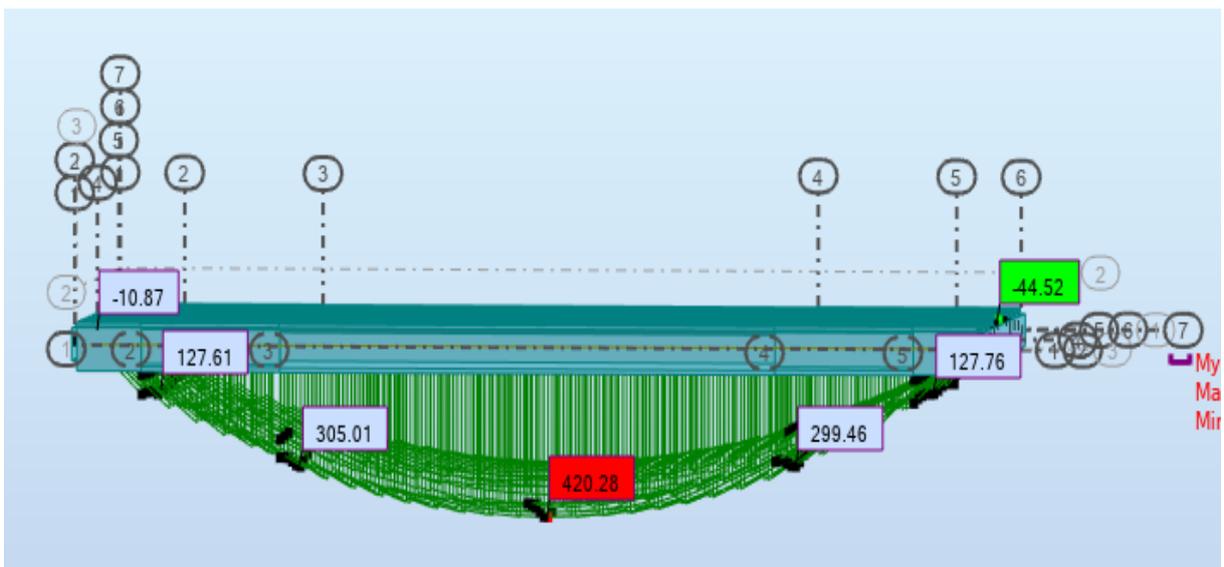


Figure IV.22 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

### IV.2.3.2 Effort tranchant

L'effort tranchant maximum est donné à l'ELS par la combinaison la plus défavorable (G + D240) à l'ELU et (1,35G+1,35D240) aux niveaux des appuis.

$T_{max} = 124,93 \text{ t}$  à l'ELU

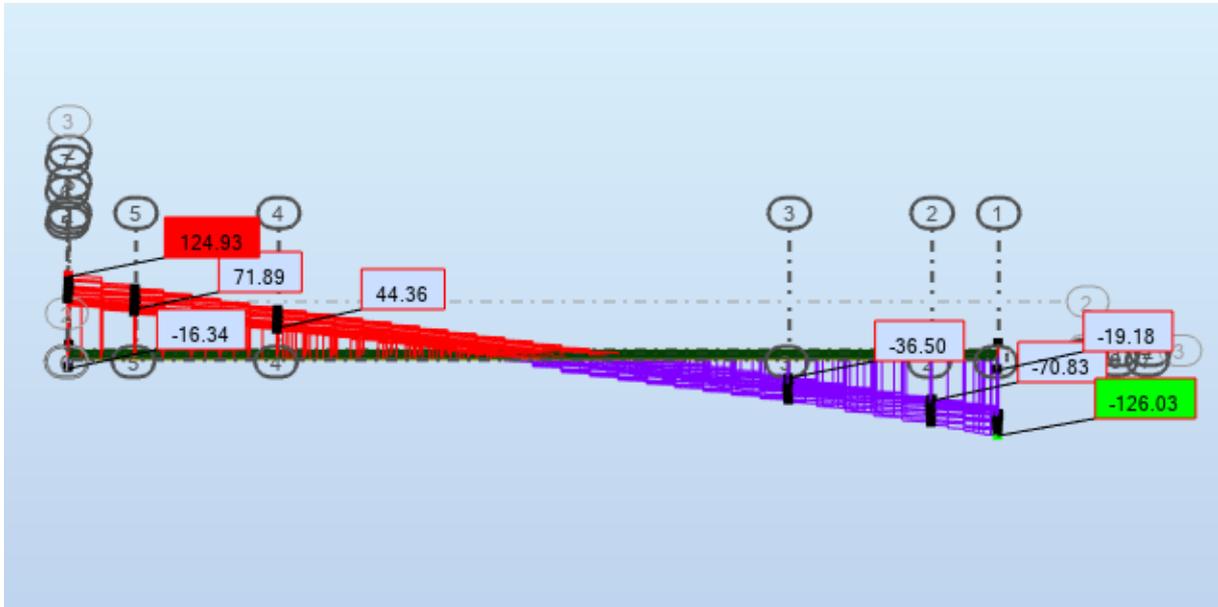


Figure IV.23 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$T_{max} = 92,54 \text{ t}$  à l'ELS

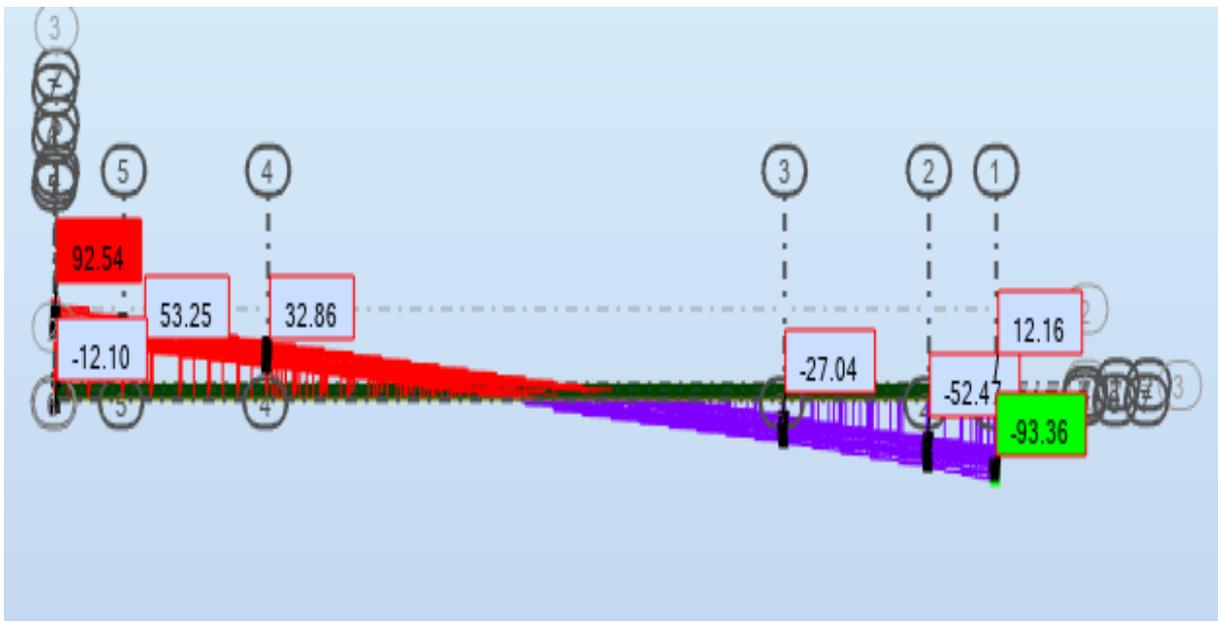


Figure IV.24 : Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

### IV.3 Etude du platelage

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivantes :

- Flexion transversale
- Flexion longitudinale
  - a. **Méthode numérique (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019)**

- Sélection du tablier à étudier
- On lance le calcul de l'élément panneau (Dalle en béton armé)

#### b. Les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium

#### Les résultats cartographiques

##### ✓ Flexion longitudinale

Autour de (YY)

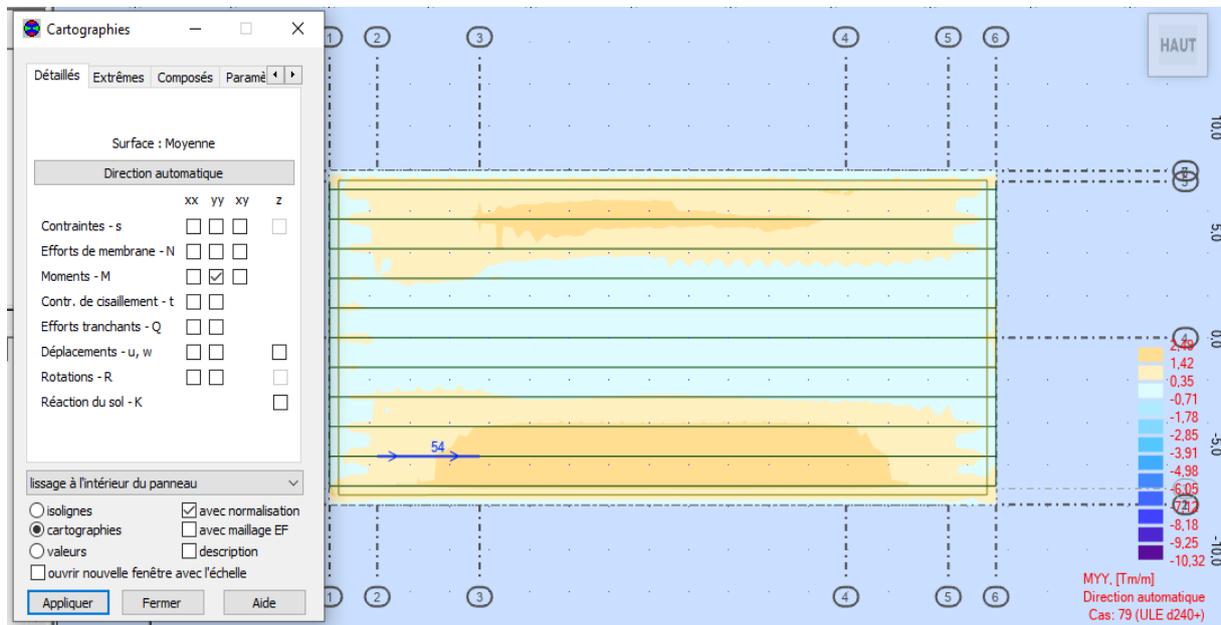


Figure IV.25 : Flexion longitudinale dans la dalle

✓ **Flexion transversale**

Autour de (XX)

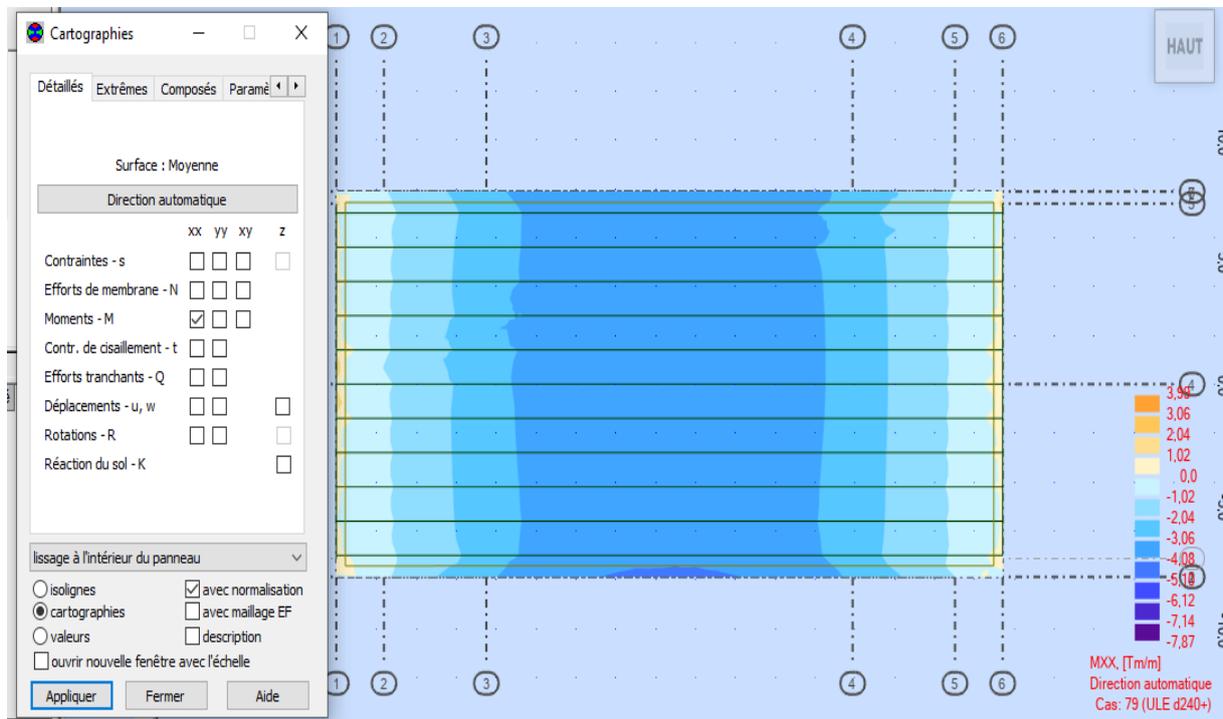


Figure IV .26 : Flexion transversale dans la dalle

### IV.4 Ferrailage de la dalle

La dalle sera calculée en flexion simple, la fissuration est considérée comme très préjudiciable

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{33.4} = 0,0419 < 0,4$$

❖ La dalle travaille dans un seul sens.

**NB :** les valeurs des efforts, moments et efforts tranchants sont déterminées à partir des calculs déjà effectués sur le logiciel ROBOT AUTODESK.

#### IV.4.1 Sens longitudinal

- **En travée**

Armatures inférieures E.L.U :  $M_{yy} = 2,49 \text{ t.m}$

$C = 3 \text{ cm}$  dans la face inférieure (d'après le BAEL 91)

$b = 100 \text{ cm}$  (Pour un mètre linéaire)

D'après l'article E.5.4.1.1 du BAEL 99 qui préconise de calculer la section d'armatures pour une paroi fléchie reposant sur deux appuis comme suit :

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \frac{F_e}{\gamma_s}}$$

$$z = 0.2(L + 2h) \Rightarrow \text{si } 0,5 \leq \frac{h}{L} \leq 1$$

$$z = 0.6L \Rightarrow \text{si } h > L$$

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{1,4} = 0,714$$

$$z = 0.2(1,4 + 2 \times 1) = 0,68 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{2,49 \times 10^4 \times 10^2}{0,68 \times 10^2 \times \frac{500 \times 10^2}{1,15}} = 0,842 \text{ Cm}^2$$

On prend 5HA8 avec  $S = 2,51 \text{ Cm}^2$

- **Aux appuis**

Armatures supérieurs E.L.U :  $M_{yy} = -10,32 \text{ t.m}$

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot \frac{F_e}{\gamma_s}}$$

$$A_u = \frac{10,32 \times 10^4 \times 10^2}{0,68 \times 10^2 \times \frac{500 \times 10^2}{1,15}} = 3,49 \text{ Cm}^2$$

On prend 7HA10 avec  $S = 5,50 \text{ Cm}^2$

#### IV.4.2 Sens transversal

- **En travée**

Armatures inférieures E.L.U :  $M_{xx} = 3,37 \text{ t/m}$

$$A_u = \frac{3,37 \times 10^4 \times 10^2}{0,68 \times 10^2 \times \frac{500 \times 10^2}{1,15}} = 1,139 \text{ Cm}^2$$

- **Valeur minimale des armatures : Condition de non-fragilité (CNF)**

$12 \leq h_d = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{x_{app}} = 3,49 \geq A_{minx} = \frac{1}{2} \rho_0 (3 - \rho) b \cdot h_d = \frac{1}{2} 0,6 \times 10^{-3} (3 - 0,0419) \times 100 \times 25 = 2,218 \text{ Cm}^2 \Rightarrow \text{vérifie} \\ A_{x_{trv}} = 0,842 \text{ Cm}^2 \geq A_{minx} = \frac{1}{2} 0,6 \times 10^{-3} (3 - 0,0419) \times 100 \times 25 = 2,218 \text{ Cm}^2 \Rightarrow \text{non vérifie} \\ A_{y_{trv}} = 1,139 \text{ Cm}^2 \geq \rho_0 \times b \times h_d = 0,6 \times 10^{-3} \times 100 \times 25 = 1,5 \text{ Cm}^2 \Rightarrow \text{non vérifie} \end{array} \right.$$

Comme les conditions ne sont pas vérifiées, la section de ferrailage adoptée serait supérieure à la section minimale préconisée par le règlement

$$\text{Avec : } A_y = 1,5 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{3} = \frac{2,218}{3} = 0,739 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Section de ferrailage**

$$A_{x \text{ appuis}} \Rightarrow 4\text{HA14} \Rightarrow S = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \text{ travée}} \Rightarrow 4\text{HA16} \Rightarrow S = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ travée}} \Rightarrow 4\text{HA12} \Rightarrow S = 4,52 \text{ cm}^2$$

**IV.4.3 Disposition des armatures dans le hourdis**

**Diamètre minimal des armatures**

$\phi \geq 6$  mm Fissuration préjudiciable

$\phi \geq 8$  mm Fissuration très préjudiciable

❖ Dans notre cas :  $\phi \geq 8$  mm Fissuration très préjudiciable

**a. Espacement maximal des armatures**

Tableau IV.3 : Espacement des armatures

Types de fissures	Préjudiciable	Très préjudiciable
Espacement max	Inf ( $2 \times h_d$ ; 25 cm)	Inf ( $1,5 \times h_d$ ; 20 cm)

$$e_{\max} = \text{Inf} (2 \times h_d ; 25 \text{ cm}) = \text{inf} (2 \times 25 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$e_{\max} = 25 \text{ cm}$$

**b. Condition relative au poinçonnement**

$$h_d = 25 \text{ cm} \geq \frac{Q_u}{0,04 \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

$Q_u$ : Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU

$$Q_u = \gamma_{Q1} \times 1 \times P = 1,5 \times 1 \times 12,903 = 19,3545 \text{ t}$$

$P = 12,903 \text{ t/ml}$  pour  $D_{240}$

$\gamma_{Q1} = 1,5$  À l'ELU pour le système  $D_{240}$

$\delta = 1$  : Coefficient de majoration dynamique pour le système  $D_{240}$

$U_c$  : Périmètre du rectangle de répartition

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (1,5 + 1) = 6$$

u, v : Dimension du rectangle de répartition

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour la résistance du béton = 1,5 en général

$$h_d = 25 \text{ cm} \geq \frac{Q_u}{0,045 \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{19.3545}{0,045 \times 6 \times \frac{35}{1,5}} = 18,19 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c. Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T}{b_d \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

T : Valeur de l'effort tranchant à l'ELU

D : Hauteur utile du hourdis

$b_d$  : 1 ml du hourdis

$$\tau_u = \frac{18,19 \times 10^{-2}}{1 \times 2,5} = 0,0727 \leq 0,07 \times \frac{35}{1,5} = 1,633 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

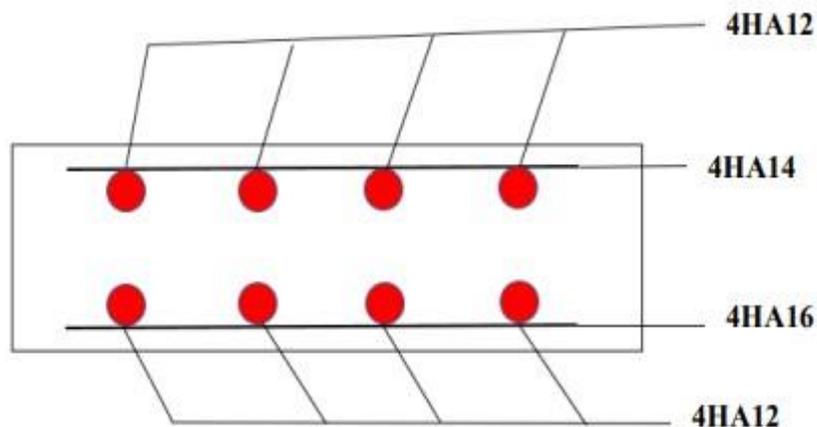


Figure IV.27 : Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal

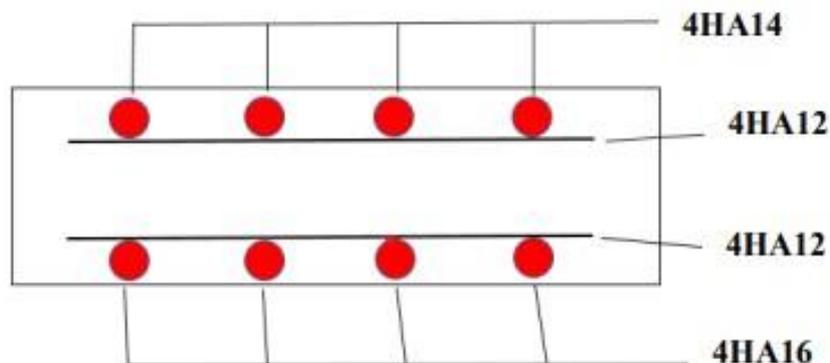


Figure IV.28 : Ferrailage de la dalle dans le sens transversal

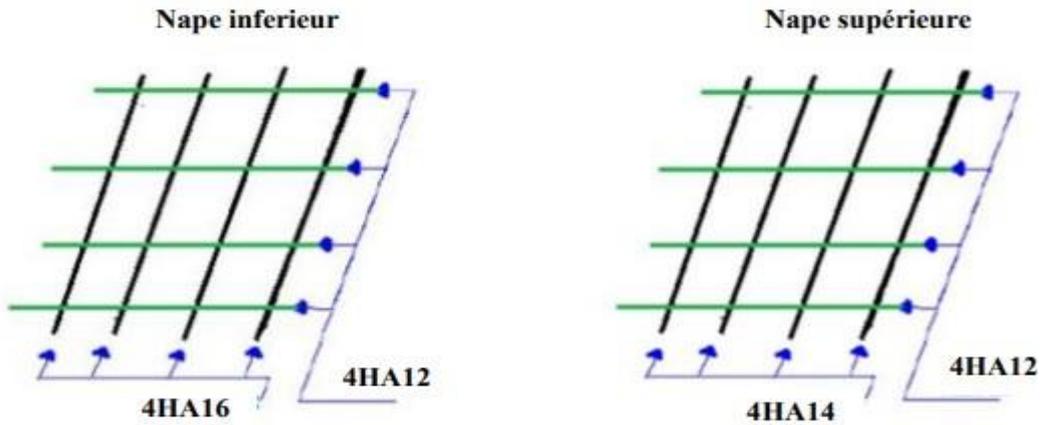


Figure IV.29 : Vue en plan du ferrailage de la dalle

### IV.5 Ferrailage de l'entretoise

Soit à calculé une section rectangulaire de 0,40 m de largeur et de 1m de longueur, soumis à la flexion simple.

Acier F<sub>c</sub>E500

Béton f<sub>c28</sub>=35 MPa

γ<sub>b</sub>=1.5 (situation durable)

f<sub>c28</sub> = 35 MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

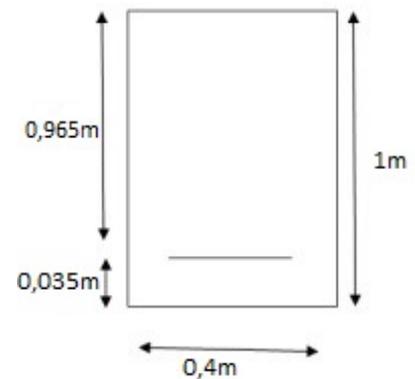


Figure IV.30 : Ferrailage longitudinal

#### IV.5.1 Ferrailage longitudinale

ELU

$$M_{tu} = 12,82 \text{ t.m}$$

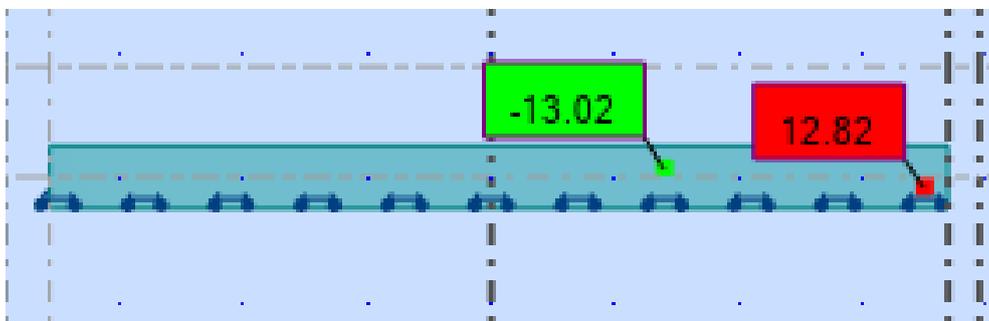


Figure IV.31 : valeur de Mt max à L'ELU

$$\mu_b = \frac{Mtu}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{12.82 \times 10^4}{40 \times 100^2 \times 19.83} = 0,01616$$

$\mu_b = 0,01616 \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  Donc la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,01616 \rightarrow \beta = 0.824$$

$$A_u = \frac{Mtu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,82 \times 10^4}{0,824 \times 100 \times 435} = 2,647 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

### ELS

$$M_{ts} = 9,49 \text{ t.m}$$

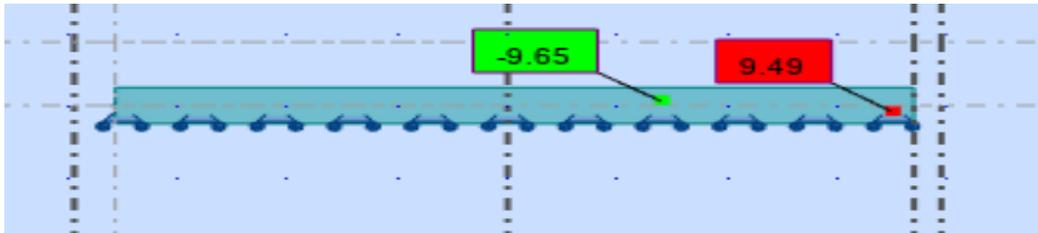


Figure IV.32 : valeur de Mt max à L'ELS

Les fissurations sont préjudiciables, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times F_{t28}} \right\}$$

avec :  $\eta = 1,6$  pour H.A : Fissuration préjudiciable.

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 500}{3}; 110\sqrt{1,6 \times 2,7} \right\} = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2,647}{40 \times 100} = 0,0661 \quad \left( \begin{matrix} \beta_1 = 0,955 \\ k_1 = 0,010 \end{matrix} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{Mts}{\beta \times d \times A_u} = \frac{9.49 \times 10^4}{0,955 \times 100 \times 2,647} = 375,412 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow 375,412 \text{ MPa} > 228,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

❖ Il faudra refaire le ferrailage de la section à l'E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M_{ts}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{9.49 \times 10^4}{40 \times 100^2 \times 228,63} = 0,00103 \left( \begin{matrix} \beta^1=0,945 \\ k_1=89 \end{matrix} \right)$$

$$A_s = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_s} = \frac{9.49 \times 10^4}{0,945 \times 100 \times 228,63} = 4,39 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = K^{-1} \times \bar{\sigma}_s = \frac{1}{89} \times 228,63 = 2,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Pour les armatures tendues**

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = \text{Max} (2,647 ; 4,39) \Rightarrow A = 4,39 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12

2 HA10

- **Vérification de la condition de non fragilité de béton (CNF)**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,7}{500} \times 40 \times 100 = 4,968 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### IV.5.2 Effort tranchant

- **Contrainte tangentielle**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\tau_u = \frac{12,82 \times 10^3}{40 \times 100} = 3,205 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{35}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc le cisaillement est négligeable.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_u = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,7 = 4,05 \text{ MPa}$$

Avec :  $\Psi=1,5$  pour les aciers H.A

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum \mu} = \frac{12,82 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 879,2} = 0,162 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sum \mu$  Le périmètre des aciers

$$\tau_s \leq \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.}$$

**Ferraillage transversale**

➤ **Le diamètre des armatures transversales (BAEL91/ A.7.2.12)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 2,85 ; 1,2 ; 1 ; 4 \}$$

Soit :  $\phi_t = 1 \text{ cm}$

➤ **La section des armatures transversales**

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4H10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **L'espace minimal entre les cadres**

Selon le (BAEL91/A.5.1.22), L'espace minimal entre les cadres est :

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 90 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t = 40 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

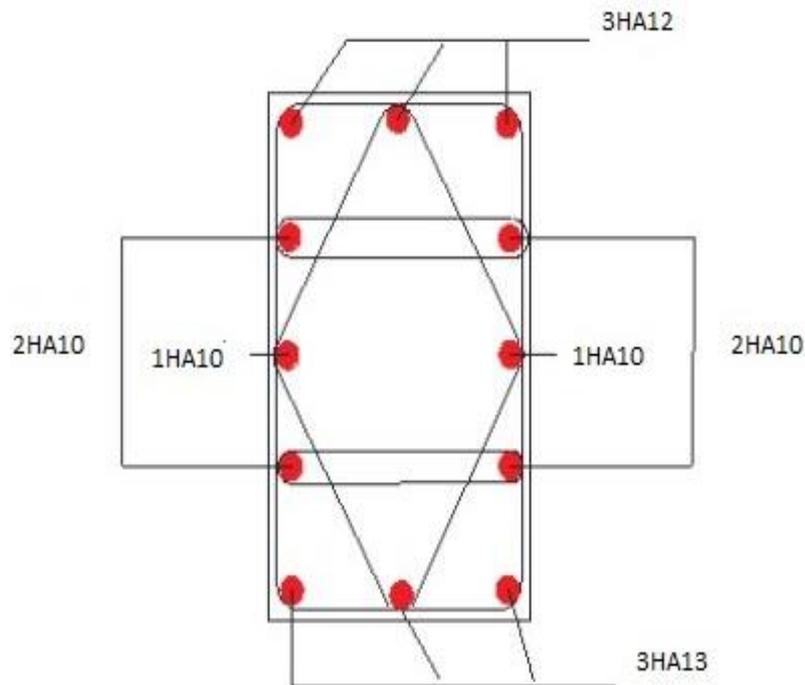


Figure IV.33 : Plan de ferraillage de l'entretoise

Chapitre V :  
Etude de la précontrainte

## V.1 La précontrainte

La précontrainte sous toutes ses formes existe depuis longtemps. Elle est naturelle dans les arcs, voûtes, ou provoquée comme les cercles de tonneau, les roues de bicyclette, les roues de chariot, le pneu et la chambre à air,...etc.

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire avant la mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges éventuelles. Dans le cas du béton, la précontrainte est une compression de la zone qui va subir une traction sous charges extérieure ; donc c'est une pré-compression de façon que l'effet différentiel de la précontrainte et des charges ne laissera plus subsister que des zones comprimées.

### V.1.1 Règlement

En Algérie, la conception et le calcul des structures en béton précontraint se font selon les recommandations de l'Euro code 2 (Norme ENV 1992-1) et les règles de BPEL. Ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

### V.1.2 Modes de la précontrainte

Deux modes sont possibles pour la mise en œuvre de la précontrainte :

- Précontrainte par pré tension.
- Précontrainte par post tension.

Dans ces termes, les préfixes « post » et « pré » décrivent le moment d'application de la force dans l'acier par rapport à la mise en place du béton.

### V.1.3 Précontrainte par post tension

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures actives (câbles ou torons) mises en tension après coulage et durcissement du béton. Ce dernier doit avoir une résistance mécanique à la compression suffisante, pour lui permettre de supporter les efforts de précontrainte auxquels il sera soumis.

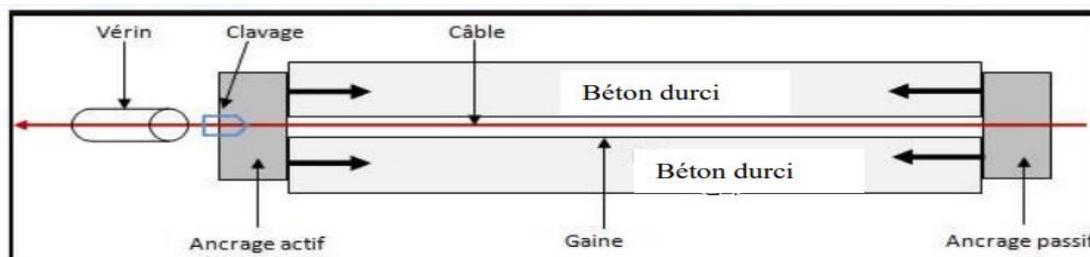


Figure V.1 : procédé de la précontrainte par post-tension

**Remarque :** la mise en tension des câbles dans ce procédé de précontrainte peut se faire dans deux sens en tendant les câbles à leurs deux extrémités (Procédé : actif – actif) ou dans un seul sens (Procédé : actif – passif).

## V.2 Programme de mise en tension des câbles

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier. L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de  $0,9 f_{c28}$  min

### V.2.1 Montage de la précontrainte

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose des gaines.
- Montage des ancrages.
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des torons sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

## V.3 Dimensionnement de la précontrainte

Selon chapitre IV la poutre la plus sollicitée est P6 (section médiane), et l'étude de la précontrainte se fera pour cette poutre.

La valeur minimale de la précontrainte est donnée par l'expression suivante :

$$P_{\min} = \sup(P_I; P_{II})$$

Avec :  $P_I$  : Précontrainte minimale en section sous critique.

$P_{II}$  : Précontrainte minimale en section sur critique.

à l'E.L.U :

- sous G+D240

$$M_{\max} = 567.39 \text{ t.m}$$

- sous G :

$$M_{\min} = 275.52 \text{ t.m}$$

$$\Delta m = M_{\max} - M_{\min} = 567.39 - 275.52 = 291.87 \text{ t.m}$$

Tableau V.1 : Caractéristiques de la section nette.

	IG (cm <sup>4</sup> )	V' (cm)	V (cm)	H (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)
Poutre avec hourdis	40033936.9	82.82	67.18	150	8250	0,56

### V.3.1 Les contraintes limites : La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -ft_{28} = -2.7 \text{ MPa (dans la section d'enrobage)}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1,5ft_{28} = 4.05 \text{ MPa (hors de la section d'enrobage)}$$

- **En section sous critique**

$$PI = \frac{\Delta m}{\rho \cdot h} + \frac{B}{H} (V \cdot \sigma_t + V' \cdot \sigma_{ts})$$

$$PI = \frac{291.87 \times 10^3}{0.56 \times 150} + \frac{4852.6}{150} \times (67.48 \times (-2.7 \times 10^{-1}) + 82.52 \times 4.05) = 1809.32 \text{ KN}$$

- **En section sur critique**

d: enrobage des armatures

$$d = h - 0.9h = 15 \text{ cm}$$

$$PII = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d} = \frac{291.87 \times 10^3 + 0.56 \times 4852.6 \times 85.52 \times (-3 \times 10^{-1})}{0.56 \times 67.48 + 85.52 - 15}$$

$$PII = 4236.2 \text{ KN}$$

PI < PII : 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 PI n'est plus suffisant.

$$P_{\min} = \max(PI; PII)$$

$$P_{\min} = 4236,2 \text{ KN}$$

L'excentricité  $e$  :

$$e_0 = -(V' - d') = -82.82 - 15 = -97.82 \text{ cm}$$

### V.3.2 Calcul de nombre de câbles

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle. On suppose une perte de précontrainte de 32%

$$P_{\min} = P_0 \times 0.68 \rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{4236,2}{0.68} = 6229.7 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est déterminé comme suit :

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

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15M de type FREYSSINET TENSA M 3000.

- Diamètre normal du câble : 12.9cm
- Section d'un toron : 15 mm<sup>2</sup>
- Diamètre extérieur de la gaine : 80mm
- Section nominale du câble :  $A_p = 150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$
- $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$  ;  $f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 195000 \text{ MPa}$

$$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}) = \min(1488; 1476)$$

$$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$$

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

Le nombre de câbles est de :  $n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{5842,7}{2656.8} = 2,20$  ; on prend :  **$n = 3$  câbles 12T15M**

$$P_{\min} = n \times P_{01} = 3 \times 2656.8 = 7970.4 \text{ KN}$$

### V.3.3 Vérification des sections

$$\frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \geq \overline{\sigma_{ci}}$$

$$\frac{P}{S} + \frac{P.e_0.V}{I} + \frac{M_{\max}.V}{I} \geq \overline{\sigma}_{cs}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{P.e_0.V'}{I} - \frac{M_{\max}.V'}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti}$$

- $\overline{\sigma}_{ci}$  et  $\overline{\sigma}_{cs}$  : Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inférieure et supérieure
- $\overline{\sigma}_{ts}$  et  $\overline{\sigma}_{ti}$  : Contraintes admissibles de traction respectivement sur la fibre supérieure et inférieure

### V.3.4 Vérification des contraintes à la mise en tension

Contrainte limite :

- En compression :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} = 0.6 \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} = 0.6 \frac{14}{4.76+0.83 \times 14} \times 35 = 17.95 \text{ MPa}$$

- En traction :

$$\overline{\sigma}_{ts} \text{ : traction} \quad \overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.39 = -3.58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{ti} \text{ : compression:} \quad \overline{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.39 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} = 0.6 + 0.06 \times 29.91 = 2.39 \text{ MPa}$$

$$f_{c14} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 35 = 29.91 \text{ MPa}$$

$$P = 0.94 \times P_{\min} = 0.94 \times 6229.7 = 5855.91 \text{ KN}$$

### V.3.5 Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} - \frac{P.e_0.V}{I} + \frac{M_{\min}.V}{I} \geq (\overline{\sigma}_{ts} = -3.58 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{ts} = \frac{5855.91}{4852.6} - \frac{5855.91 \times -97.82 \times 67.48}{40033936.9} + \frac{196.61 \times 10^3 \times 67.48}{40033936.9} = 5.47 \text{ MPa}$$

5.47 MPa > -3.58 MPa → condition vérifiée

Lors de la mise en tension la poutre est soumise seulement à propre poids :  $q_{\text{poutre}} = 1.47 \text{ t/m}$

$$\text{Donc : } M_{\min} = Mg = \frac{q.l^2}{8} = \frac{1.47 \times 33.4^2}{8} = 196.61 \text{ t.m}$$

### V.3.6 Vérification des contraintes en fibre inférieure

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{5855.91}{4852.6} + \frac{5855.91 \times -97.82 \times 67.48}{40033936.9} - \frac{196.61 \times 10^3 \times 82.82}{40033936.9} = -1.9$$

-1.9MPa < 17.95MPa → condition vérifiée

**N.B :** les trois câbles ne peuvent pas se loger à l'about alors, on positionne deux câbles à l'about de la poutre et le troisième à son extrados

**Conclusion :** on opte deux familles de câbles 12T15, dont deux câbles sont posés à l'about et le troisième à l'extrados.

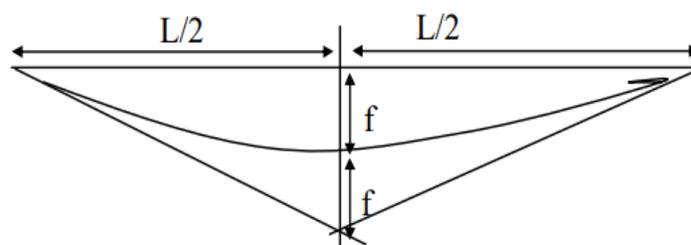
## V.4 Trace du câble

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier un demi porté. La force de précontrainte est excentrée pour créer un moment  $M_p$  qui s'oppose à celui des charges permanentes et d'exploitation vers la section médiane ; puis le moment va en diminuant jusqu'au s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

### V.4.1 Disposition des câbles

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- L'inclinaison  $I(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.
- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré



**Disposition du câble**

Figure V.2 : Disposition du câble

### V.4.2 Principe de positionnement des câbles

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

- Les câbles de la 1ère famille sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1ère famille est compris entre 8° et 14°.

E : point du début de relevage.

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

EG : tronçon parabolique d'équation :  $y = a.x^2$

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  $Y = A.X^2$

$$f'(dc) = 2.a.dc = \text{tg}\alpha \rightarrow \alpha = \frac{\text{tg}\alpha}{2dc}$$

$$GF = a.dc^2 = t - d' - GC.\sin\alpha.$$

$$A = G.C.\cos\alpha \rightarrow GC = \frac{A}{\cos\alpha} \rightarrow GC.\sin\alpha = A.\text{tg}\alpha$$

$$\rightarrow a.dc^2 = t - d' - A.\text{tg}\alpha \leftrightarrow \frac{\text{tg}\alpha}{2dc}.dc^2 = t - d' - A.\text{tg}\alpha$$

$$\rightarrow dc = \frac{2}{\text{tg}\alpha}(t - d' - A.\text{tg}\alpha)$$

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

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

### V.4.3 Application

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.

- Les ancrages des câbles seront disposés verticalement.
- La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 2678KN
- l'enrobage minimale égale :  $c=\emptyset$  cm

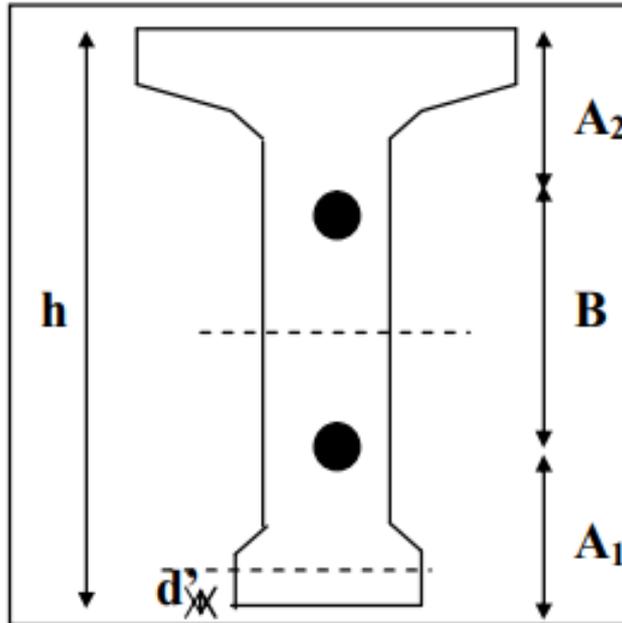


Figure V.3 : trace des câbles 1et2 sortant de l'about

$$: Y = AX^2 + BX + C$$

$$Y' = 2AX + B$$

$$Y'' = 2A$$

$$Y_g = 0.844\text{m}$$

On fixe :  $B = 0.6\text{m}$

$$Y_g = \frac{(A_1 + 0.6 + A_1)}{2} = 0.844 \text{ m}$$

$$A_1 = 0.544\text{m}$$

$$A_2 = 1.5 - (0.544 + 0.844) = 0.356\text{m}$$

En remplaçant  $A_1$  dans l'équation (2) on a :  $-\frac{16.7B_1}{2+B_1(16.7)} = -0.384B_1 = 0.046$

➤ **Tracé du câble n° 1:**

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$1) X = 0 \rightarrow Y_1 = C_1 = 0.844 - 0.30 = 0.544\text{m}$$

$$2) X = 16.7 \rightarrow Y_1 = 0.16 = A_1(16.7)^2 + B_1(16.7) + 0.544$$

$$3) X = 16.7 \rightarrow Y_1' = 2A_1(16.7) + B_1 = 0 \rightarrow A_1 = -B_1/16.7 \times 2$$

En remplaçant  $A_1$  dans l'équation (2) on a :  $-\frac{16.7B_1}{2+B_1(16.7)} = -0.384 \rightarrow B_1 = 0.046; A_1 = 1.38 \times 10^3$ . Donc :  $Y_1 = 1.38 \times 10^3 X^2 - 0.046X + 0.544$

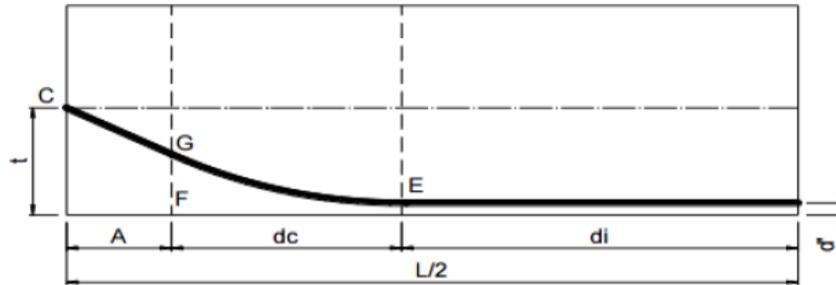


Figure V.4 : trace du câble 1

Les abscisses et les angles en tous points des câbles sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ **Trace du câble n° 1 :**

Tableau V.2 : positionnement du câble 1

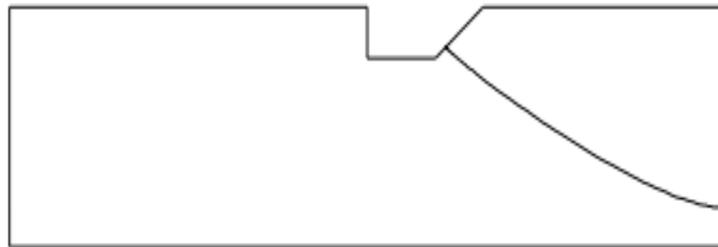
$X_i$	$Y_i$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha^\circ$	$\cos\alpha$
0	0.544	-0.047	-2.692	-0.90
0.5	0.521	-0.0455	-2.612	-0.86
2	0.457	-0.0413	-2.370	-0.72
4	0.382	-0.0357	-2.047	-0.46
6	0.317	-0.030	-1.723	-0.15
8	0.264	-0.0244	-1.400	0.17
8.35	0.256	-0.0234	-1.344	0.23
10	0.222	-0.0188	-1.077	0.47
12	0.190	-0.0131	-0.754	0.73
14	0.120	-0.00752	-0.431	0.91
16	0.120	-0.00188	-0.108	0.99
16.7	0.120	9.4E - 05	0.005	1.00

➤ Trace du câble n° 2 :

Tableau V.3 : positionnement du câble 2

$X_i$	$Y_i$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha^\circ$	$\cos\alpha$
0	1.144	-0.117	-6.749	0.89
0.5	1.085	-0.114	-6.547	0.97
2	0.922	-0.103	-5.941	0.94
4	0.729	-0.089	-5.132	0.41
6	0.563	-0.075	-4.324	-0.38
8	0.427	-0.061	-3.515	-0.93
8.35	0.406	-0.058	-3.374	-0.97
10	0.3183	-0.047	-2.707	-0.91
12	0.237	-0.033	-1.898	-0.32
14	0.185	-0.019	-1.090	0.46
16	0.161	-0.0049	-0.281	0.96
16.7	0.160	3.5E - 05	0.002	1.00

➤ Trace du câble n°3 sortant de l'extrados :



DISPOSITION DU CABLE  
N°3

Figure V.5 : Disposition de l'extrados

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de  $\angle = 25^\circ$  (standard), le câble présente une partie courbe parabolique de 20,4m et une autre intermédiaire rectiligne d'une longueur de 2m.

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$1) X = 0 \rightarrow Y_3 = C_3 = 1.5 - 0.16 = 1.34\text{m}$$

2)  $X = 10.7 \rightarrow Y_3 = 0.16 = A_3(10.7^2) + B_3(10.7) + 1.34$

3)  $X = 10.7 \rightarrow Y_3' = 2A_3(10.7) + B_3 = 0 \rightarrow A_3 = -\frac{B_3}{10.7 \times 2}$

4)  $10.7 < X < 11.7 \rightarrow Y_3$ : constant

En remplaçant  $A_3$  dans l'équation (2) on a :

$$\frac{-10.7 \cdot B_3}{2+B_3(10.7)} = -1.18 \rightarrow B_3 = -0.22 \text{ d'où : } A_3 = 10.30 \cdot 10^{-3}$$

$$Y_3 = 10.30 \cdot 10^{-3} \cdot X^2 - 0.22X + 1.34$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : positionnement du câble 3

$X_i$	$Y_i$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha^\circ$	$\cos\alpha$
0	1.34	-0.22	-12.605	1.00
1	1.129	-0.217	-12.486	1.00
2	0.940	-0.215	-12.367	0.98
4	0.622	-0.211	-12.129	0.91
6	0.387	-0.207	-11.891	0.78
8	0.234	-0.203	-11.654	0.61
9	0.189	-0.201	-11.535	0.51
9.2	0.182	-0.200	-11.511	0.49
10.7	0.159	-0.197	-11.332	0.33
11.7	0.169	-0.195	-11.213	0.22

La trajectoire des trois câbles de précontrainte est visualisée dans le schéma suivant :

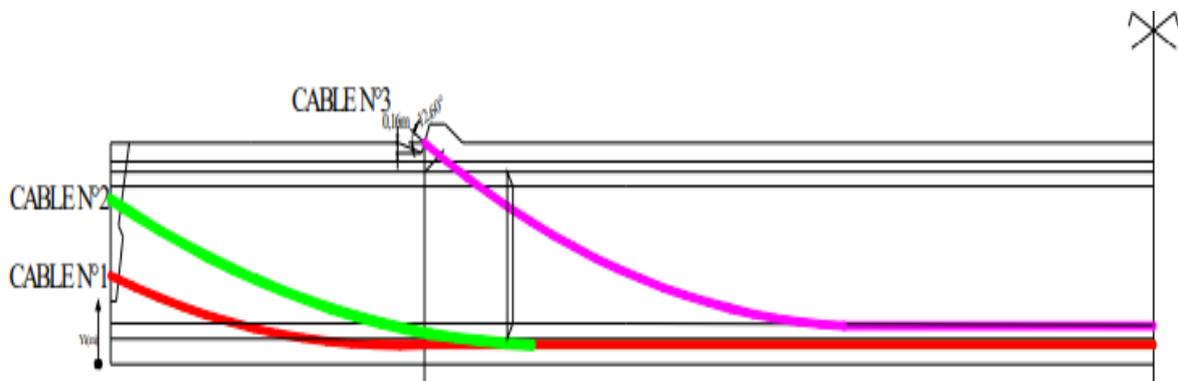


Figure V.6 : la vue en plan du câblage

#### V.4.4 Vérification des précontraintes :

Vérification des contraintes à la section  $X = 5\text{m}$  pour les trois câbles

Tableau V.5 : verification des contraintes

N°de cable	$Y_i(\text{cm})$	$e(\text{cm})$	$\alpha^\circ$	$\cos\alpha$
1	34.85	-77.72	3.98	0.997
2	64.29	-48.28	7.32	0.991
3	134	21.43	15.00	0.9659

### V.5 L'ouvrage à vide

#### V.5.1 Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$M = F \times (e_1 \cos\alpha_1 + e_2 \cos\alpha_2 + e_3 \cos\alpha_3) \text{ Avec } F = 180.15\text{t}$$

$$M = -188.49 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M \times V}{I} = \frac{-188.49 \times 0.67}{0.24} = -526.2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M \times V'}{I} = \frac{188.49 \times 0.82}{0.24} = 644 \text{ t/m}^2$$

#### V.5.2 Contraintes dues à la précontrainte

$$N = F \times (\cos\alpha_1 + \cos\alpha_2 + \cos\alpha_3) = 532.14$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{B_n} = \frac{532.14}{0.98} = 543 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{B_n} = \frac{532.14}{0.98} = 543 \text{ t/m}^2$$

#### V.5.3 Contraintes dues au poids propre de la poutre

$$M_{\text{min}} = 275.52 \text{ t.m (L'ouvrage à vide)}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{MV}{I} = \frac{275.52 \times 0.67}{0.24} = 769.16 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{MV'}{I} = \frac{275.52 \times -0.828}{0.24} = -950.5 \text{ t/m}^2$$

### V.5.4 Contrainte totale

$$\sigma_{\text{sup}} = (-526.2 + 543 + 769.16)10^{-1} = 78.59 < 210 \text{ bars} : \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (644 + 543 - 950.5)10^{-1} = 23.65 < 210 \text{ bars} : \text{Condition vérifiée}$$

## V.6 L'ouvrage en service

### V.6.1 Contraintes dues au moment du précontraint

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2 + e_3 \cos \alpha_3) \text{ Avec } F = 180.15 \text{ t}$$

$$M = -188.49 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M \times V}{I} = \frac{-188.49 \times 0.67}{0.24} = -526.2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M \times V'}{I} = \frac{-188.49 \times -0.82}{0.24} = 644 \text{ t/m}^2$$

### V.6.2 Contraintes dues à la précontrainte

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2 + \cos \alpha_3) = 532.14$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{B_n} = \frac{532.14}{0.98} = 543 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{B_n} = \frac{532.14}{0.98} = 543 \text{ t/m}^2$$

### V.6.3 Contraintes dues au poids propre de la poutre

$$M_{\text{max}} = 567.39 \text{ t.m l'ouvrage en service}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{MV}{I} = \frac{567.39 \times 0.67}{0.24} = 1583.96 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{MV'}{I} = \frac{567.39 \times -0.828}{0.24} = -1957.49 \text{ t/m}^2$$

### V.6.4 Contrainte totale

$$\sigma_{\text{sup}} = (-526.2 + 543 + 1583.96) \times 10^{-1} = 160.17 < 175 \text{ bars} : \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (644 + 543 - 1957.49) \times 10^{-1} = -77.049 < 210 \text{ bars} : \text{Condition vérifiée}$$

## V.7 Caractéristiques géométriques des sections

### V.7.1 à X = 0.L

#### a. Section sans hourdis

Tableau V.6 : caractéristiques géométriques de la section à 0.L

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )
Section brute	7852		69234666,33	643244
Gaine	103.06	84.40	8	8698,26
Section nette	7459.4		62311199.7	591784.48

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = 78.68\text{cm}$$

$$V = H - V' = 67.18\text{cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 37814768.25 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{37814768.25}{4852.6 \times 67.48 \times 82.82} = 0.41 = 41\%$$

#### b. Section avec hourdis

Tableau V.7 : caractéristiques géométriques de la section avec hourdis

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )
Section brute	10427		69368780.91	1061681.5
Gaine	103.06	84.40	737554.88	8698,26
Section nette	9905.65		62431902.82	976746.98

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = 98.60$$

$$V = H - V' = 76.4$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 33880269.63$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = 45\%$$

**V.7.2 à X = 0.25L**

**a. Section sans hourdis**

Tableau V.8 : caractéristiques géométriques de la poutre à 0,25L

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )
Section brute	6427		569888	65571712,53
Gaine	154,51	47,93	3481,3668	176943,1626
Section nette	6105.65		524296.96	60325975.53

**b. Section avec hourdis**

Tableau V.9 : caractéristiques géométriques de la poutre à 0,25L avec hourdis

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )
Section brute	9002		60460090.11	988325.5
Gaine	154,51	47,93	176943,1626	3481,3668
Section nette	8551.9		54414081.1	909259.46

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = 106.32$$

$$V = H - V' = 68.68$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 42260665.52$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = 0.67$$

**V.7.3 à: X = 0.5L**

**a. Section sans hourdis**

**Tableau V.10 : caractéristiques géométriques de la poutre à 0,5L**

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )
Section brute	5108		81468547,16	<b>436859,4</b>
Gaine	154,51	16	40188,15 3	3481,3668
Section nette	4852.6		73321692.44	401910.64

**b. Section avec hourdis**

**Tableau V.11 : caractéristiques géométriques de la poutre à 0,5L avec hourdis**

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )
Section brute	7683		855296.9	149598755.5
Gaine	154,51	16	40188,15 3	3481,3668
Section nette	7298.85		786872.228	137630854.1

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = 107.80$$

$$V = H - V' = 67.2$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 52812905.78$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = 0.99$$

## V.8 Calcul des pertes

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

### a. Les pertes instantanées

Il s'agit des pertes qui se produisent à la mise en tension des câbles ; Par abus de langage, on classe également dans les pertes instantanées l'ensemble des pertes qui se produisent « à court terme » durant le processus de construction de l'ouvrage

- Pertes dues au frottement
- Pertes dues au recul à l'ancrage
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

### b. Les pertes différées

On appelle pertes différées les pertes qui se développent dans le temps

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage
- Pertes dues à la relaxation des aciers

## V.8.1 Pertes instantanées

### V.8.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

Au moment de la mise en tension du câble, ce dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble. La tension à n'importe quel point d'abscisse  $x$ , après la mise en tension est :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec:

$\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine  $\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$

$f$  : Coefficient de frottement angulaire.  $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$

$\alpha$  : L'angle de relevage du câble en rad.

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

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Tableau V.12 : pertes dues au frottement

section	N° cable	x(m)	$\alpha$ (rad)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_{f\text{moy}}$ (MPa)
0.25l	1	8.355	0.047	36.69	45.74
	2	8.383	0.117	54.79	
	3	3.407	0.22	66.95	66.95
0.5l	1	16.705	0.047	60.53	69.54
	2	16.738	0.1178	78.55	
	3	11.785	0.22	90.36	90.36

NB : au point x=0 les pertes dues au frottement sont nuls.

### V.8.1.2 Pertes dues au recul à l'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 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 1

La tension a l'origine :  $\sigma_{p0} = \sigma_a = 1476\text{MPa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \varphi x) \text{ avec : } \alpha = 0 (\text{Tronçon rectiligne})$$

$$\sigma_a = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2.10^{-3} \times 0) = 1476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1476(1 - 0.18 \times 0.047 - 2.10^{-3} \times 8.355) = 1438.84\text{MPa}$$

$$\sigma_c = 1476(1 - 0.18 \times 0.047 - 2.10^{-3} \times 16.705) = 1414.19\text{MPa}$$

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

**Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1438.84) \times 8.355 \times 0.5 = 155.23 \text{MPa. m}$$

$$S_2 = (1438.84 - 1414.19) \times 16.705 \times 0.5 = 205.88 \text{MPa. m}$$

$$S_{\text{total}} = 2 \times \sum S_i = 2 \times (155.23 + 205.88) = 722.2 \text{MPa. m}$$

$g. E_p = 1140 > S \rightarrow$  il se produit une chute de tension

$$g. E_p = S + \Delta \sigma_m \times AC \rightarrow \Delta \sigma_m = \frac{1140 - 722.2}{16,705} = 25,01 \text{MPa}$$

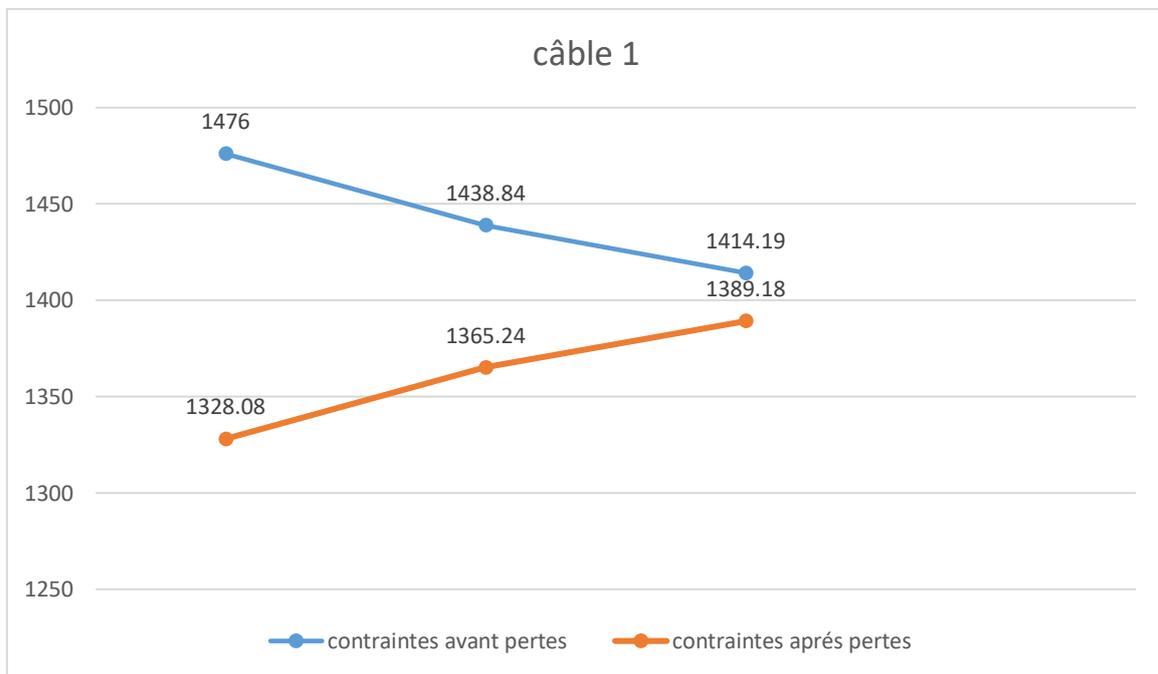


Figure V.7 : diagramme de chute de tension avant et après blocage -câble 1-

❖ **Câble N°2**

La tension a l'origine :  $\sigma_{p0} = 1476 \text{MPa}$

$$\sigma_a = 1476(1 - 0.18 \times 0 - 2.10^{-3} \times 0) = 1476 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1476(1 - 0.18 \times 0.117 - 2.10^{-3} \times 8.383) = 1420.35 \text{MPa}$$

$$\sigma_c = 1476(1 - 0.18 \times 0.1178 - 2.10^{-3} \times 16.705) = 1395.41 \text{MPa}$$

**Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1420,35) \times 8.383 \times 0.5 = 233.25 \text{MPa. m}$$

$$S_2 = (1420.35 - 1395.41) \times 16.705 \times 0.5 = 208.311 \text{MPa. m}$$

$$S_{\text{total}} = 2 \times \sum S_i = 2 \times (233,25 + 208,311) = 883,122 \text{MPa. m}$$

g. Ep = 1140 > 883,122 = S → il se produit une chute de tension

$$g. Ep = S + \Delta \sigma_m \times AC \rightarrow \Delta \sigma_m = \frac{1140 - 883,122}{16,705} = 15,37 \text{MPa}$$

❖ **Câble N°3**

La tension a l'origine :  $\sigma_{p0} = 1476 \text{MPa}$

$$\sigma_a = 1476(1 - 0,18 \times 0 - 2 \cdot 10^{-3} \times 0) = 1476 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1476(1 - 0,18 \times 0,22 - 2 \cdot 10^{-3} \times 3,407) = 1407,5 \text{MPa}$$

$$\sigma_c = 1476(1 - 0,18 \times 0,22 - 2 \cdot 10^{-3} \times 11,785) = 1382,86 \text{MPa}$$

**Calcul des aires**

$$S_1 = (1476 - 1407,5) \times 3,407 \times 0,5 = 116,68 \text{MPa. m}$$

$$S_2 = (1407,5 - 1382,86) \times 11,785 \times 0,5 = 150,25 \text{MPa. m}$$

$$S_{\text{total}} = 2 \times \sum S_i = 2 \times (116,68 + 150,25) = 533,86 \text{MPa. m}$$

g. Ep = 1140 > S = 533,86 → il se produit une chute de tension

$$g. Ep = S + \Delta \sigma_m \times AC \rightarrow \Delta \sigma_m = \frac{1140 - 533,86}{11,785} = 51,43 \text{MPa}$$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs calculées :

**Tableau V.13 : calcul des aires**

CABLES	S1	S2	$S_{\text{total}} = 2S_i$	$\Delta \sigma_m$
1	155,23	205,88	722,2	25,01
2	233,25	208,311	883,122	15,37
3	116,68	150,25	533,86	51,43

Tableau V.14 : La Tension des câbles

Section	$\sigma_A$	$\sigma_{A'}$	$\sigma_B$	$\sigma_{B'}$	$\sigma_C$	$\sigma_{C'}$
Câble 1	1476	1328,08	1438,84	1365,24	1414,19	1389,18
Câble 2	1476	1299,45	1420,35	1355,1	1395,41	1380,04
Câble 3	1476	1238,29	1407,5	1306,79	1382,86	1331,43

Tableau V.15 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage

Section / Distance	0m	8,35m	16,7m
Câble 1	221,23	75	25,01
Câble 2	186,19	74,89	25,01
Valeur moyenne	203,71	149,89	25,01
Câble 3	237,71	100,71	51,43

### V.8.1.3 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 deux phases :

- La première famille sera tendue au 14<sup>ème</sup> jour (n =2 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28<sup>ème</sup> jour (n = 1 câble).

#### a. La 1<sup>ère</sup> famille de câbles

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanée 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

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

$$\sigma_{bn} = \frac{M_g \cdot e_p}{I_g} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_g}\right)$$

$e_p$ : Excentricité du câble équivalent à la section considérée

$\sigma_{pi}(x)$  : Contrainte normale dans le câble après toutes pertes

n : Nombre de câble par familles

$E_p$ : Module d'élasticité longitudinale de câble

$I_g$ : Inertie de la poutre seule

$M_g(x)$ : Moment du au poids propre de la poutre seule +amorce a l'abscisse(x), après développement la formule précédente s'écrit sous forme :

$$\Delta_{\sigma_{pi}}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_g} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{po} - \Delta \sigma_{\varphi}(x) - \Delta \sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_g}\right)$$

### Exemple de calcul

Section d'about

$$B = 7852 \text{ cm}^2$$

$$f_{c14} = 29,91$$

$$E_{bi14} = 11000 \sqrt[3]{29,91} = 34147,24 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

$$e_p = 1,14$$

$$I_g = 16539449,37 \text{ cm}^4$$


---

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{MPa}$$

$$M_g = \frac{q \cdot x}{2} \times L - \frac{q \cdot x^2}{2} ; \text{ pour } x=0 \rightarrow M_g = 0 \text{N.m}$$

$$q = 1.3875 + 0.0154 = 1.4029 \text{t/ml}$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0) = 0 + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 34147,24} \times \frac{2.1800.(1476-0-203,71)}{7852 \times 100} \cdot \left(1 + \frac{7852 \times -1.14^2}{16539449,37}\right) = 10,821 \text{MPa}$$

**Tableau V.16 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).**

Section	0,00L	0,25L	0,5L
$\Delta\sigma_{pi}$	10,821	13,76	19,17

### b. La 2<sup>ème</sup> famille de câbles

La mise en tension de la 2ème famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

La perte subie par chaque câble de la 1ère famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :  $\Delta\sigma_{pi}$ : Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2ème famille

Exemple :

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_g} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma\varphi(x) - \Delta\sigma g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_g}\right)$$

Caractéristique géométrique de la section :

$$B = 5108, I_g = 44106343,68, e_p = 0,169$$

$$\Delta\sigma_{pi}(0) = \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 34147,24} \cdot \frac{195 \cdot -0,169}{44106343,68} + \frac{1,9 \times 10^5}{3 \times 34147,24} \times \frac{1800 \cdot (1476 - 19,17 - 100,71)}{7852 \times 100} \cdot \left(1 + \frac{7852 \times -0,169^2}{44106343,68}\right) =$$

$$63,78 \text{MPa}$$

**Tableau V.17 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (2emefamille).**

Section	0,00L	0,25L	0,5L
$\Delta\sigma_{pi}$	0	58,13	63,78

Les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans les tableaux ci-dessous

Tableau V.18 : Pertes instantanées totales à différentes sections (MPa).

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câble 1	232,05	125,45	104,71
Câble 2	186,19	129,68	91,96
Câble 3	237,71	231,44	205,57
Valeurs moyenne des 2 câbles	209,12	127,56	98,335
Valeurs moyenne des 3 câbles	223,425	359	151,95

Tableau V.19 : Tension Initiale probable

Section	0,00L	0,25L	0,5L
Câble 1	1243,95	1350,55	1371,29
Câble 2	1289,81	1346,32	1384,04
Câble 3	/	1244,56	1270,43
Valeurs moyenne des 2 câbles	1266,88	1348,43	1377,66
Valeurs moyenne des 3 câbles	/	1296,5	1324,04

### V.8.2 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.

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 :

$$\Delta\sigma_r = (\varepsilon_r \cdot (1 - r(t_0))) \cdot E_p \quad \text{Avec :} \quad r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{rayon de section}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{perimètre de la section}}$$

t : âge de béton lors de la mise en tension des câbles en (jours)

$\varepsilon_r$ : le retrait final du beton tel que :  $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$  (Nord Algérien). § « B.P.E.L 91Art2.1.51»

**a. Section d'about**

$$r_m = \frac{7852}{376} = 20,88\text{cm}$$

**b. Section intermédiaire**

$$r_m = \frac{6427}{500} = 12,85\text{cm}$$

**c. Section médiane**

$$r_m = \frac{5108}{515,7} = 9,90\text{cm}$$

**V.8.2.1 Perte dans les câbles de la première famille**

**Section d'about**

$$r(14_j) = \frac{14}{14+9 \times 20,88} = 0,069$$

Donc :  $\Delta\sigma_r = (3 \times 10^{-4} \cdot (1 - 0,069)) \cdot 1,9 \times 10^5 = 53,06 \text{ MPa}$

**Section médiane**

$$r(14_j) = \frac{14}{14+9 \times 9,90} = 0,135$$

$\Delta\sigma_r = (3 \times 10^{-4} \cdot (1 - 0,135)) \cdot 1,9 \times 10^5 = 49,30\text{MPa}$

**V.8.2.2 Perte dans le câble de la deuxième famille**

$$r(28_j) = \frac{28}{28+9 \times 12,85} = 0,194$$

$\Delta\sigma_r = (3 \times 10^{-4} \cdot (1 - 0,194)) \cdot 1,9 \times 10^5 = 45,94\text{MPa}$

**Tableau V.20 : perte due au retrait de béton**

	0,00L	0,25L	0,5L
1 <sup>ere</sup> famille (14 jours)	53,06	47,31	49,30
2 <sup>eme</sup> famille (28 jours)	/	45,94	43,37

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à ( $x = 0.5L$ ) est égale à :

$$\Delta\sigma_{\text{rmoy}} = \frac{49,30 \times 2 + 43,37}{3} = 47,32\text{MPa}$$

### V.8.2.3 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 de 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 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 :

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

$\rho_{1000}$  : Relaxation des aciers à 1000 heure en pourcentage.  $\rho_{1000} = 2.5 \%$

$\mu_0 = 0.43$  Pour les aciers T.B.R (très basse relaxation).

$\sigma_{pi}(x)$  : Tension initiale probable après toutes les pertes instantanées.

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

$\sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$

- **Exemple de calcul (section d'about)**

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left( \frac{1266,88}{1860} - 0,43 \right) \times 1266,88 = 47,72\text{MPa}$$

Tableau V.21 : pertes due à la relaxation des aciers (famille 1)

cable de la 1 <sup>ere</sup> famille	Section	0,00L	0,25L	0,5L
	Abscisse(m)	0,00	8,35	16,7
	$\sigma_{pi}(x)$ MPa	1266,88	1348,43	1377,66
	$\Delta\sigma(x)$ MPa	47,72	59,66	64,20

Tableau V.22 : perte due à la relaxation des aciers (famille 2)

cable de la 2 <sup>eme</sup> famille	Section	0,00L	0,25L	0,5L
	$\sigma_{pi}(x)$ MPa	/	1244,56	1270,43
	$\Delta\sigma(x)$ MPa	/	44,63	48,21

#### V.8.2.4 Pertes due aux fluage : d’après l’article : §B.P.E.L 91 Art.3.3.22

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n’est pas constante dans le temps, même si l’on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage. Cette contrainte  $\sigma(t)$  varie à cause

- des différentes phases de construction qui se traduisent par l’application de nouvelles charges permanentes.
- des pertes différées de toute nature qui entraînent une évolution progressive de la tension dans les câbles.

Le B.P.E.L propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \times \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots(I)$$

Avec :

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_M$  : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2. \sigma_b. \frac{E_p}{E_{ij}} \text{ Avec :}$$

$\sigma_b(x)$ : Contrainte normale du béton

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

p : effort de précontrainte

e(x) : excentricité du câble de précontrainte

M : Moment due au poids et aux surcharges

$$\sigma_b(x) = \frac{5842,7}{5108} + \frac{5842,7.(-0,256^2)}{16539449,37} - \frac{567,39.(-0,256)}{16539449,37} = 1,14\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2. \sigma_b. \frac{E_p}{E_{bij}} = 2 \times 1,14 \times \frac{1,9. 10^5}{34147,24} = 12,68\text{MPa}$$

### V.8.2.5 Perte dans les câbles

#### ➤ La 1<sup>ère</sup> famille

A titre d'exemple : la perte a la section médiane  $x=0,5L$  :

$$\sigma_m(0.5L) = \frac{Mg \times e_p}{I_G} + n \times A_p \times \frac{\sigma_{pi}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times e_p^2}{I_G}\right).$$

$$Mg(0.5L) = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,402 \times 16,7^2}{8} = 48,87\text{t.m}$$

$$B=5108\text{cm}^2 \quad ; I_G=44106343,68\text{cm}^2 \quad ; \sigma_{pi}=1324,04\text{MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_m(0.5L) &= \frac{48,87 \times 25,6 \times 10^4}{44106343,68} + 2 \times 1800 \times \frac{1324,04}{5108 \times 100} \times \left(1 + \frac{5108 \times 25,6^2}{44106343,68}\right) \\ &= 10,31\text{MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_m(0.5L) = 10,31\text{MPa}$$

$$\sigma_m(0.25L) = 9,355\text{MPa}$$

$$\sigma_m(0L) = 6,22\text{MPa}$$


---

➤ **La 2<sup>ème</sup> famille**

Section médiane

$$\begin{aligned}\sigma_m(0.5L) &= \frac{48,87 \times 16,9 \times 10^4}{44106343,68} + 1 \times 1800 \times \frac{1324,04}{5108 \times 100} \times \left(1 + \frac{5108 \times 16,9^2}{44106343,68}\right) \\ &= 5 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\sigma_m(0.25L) = 4,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m(0.L) = 0$$

D'après le BPEL 91, [art3.3.24)] la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_p.$$

$$\Delta\sigma_d(0,5l) = 87,08 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_{b(0,5L)} = \frac{M_g \cdot e_p}{I_g} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_g}\right)$$

$\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$ : Tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule(I) devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl}(0,5l) = \left[ 2\sigma_m - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_g}\right) \right] \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{fl}(0,5l) &= \left[ 2 \times 10,31 - 2 \times 1800 \times \frac{87,08}{5108 \cdot 10^2} \cdot \left(1 + \frac{5108 \times 23,4^2}{44106343,68}\right) \right] \frac{1,9 \cdot 10^5}{34147,2} \\ &= 111,54 \text{ MPa}\end{aligned}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections, les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau V.23 : perte par fluage dans les deux familles

1 <sup>ere</sup> famille	Section	0L	0,25L	0,5L	2 <sup>eme</sup> famille	Section	0L	0,25L	0,5L
	$\Delta_{\sigma d}(x)$	94,11	162,20	214,34		$\Delta_{\sigma d}(x)$	//	128,38	200
	$M_g(\text{MPa})$	//	8,78	48,87		$M_g(\text{MPa})$	//	6	24
	$\sigma_{pi}(x)$	1266,88	1348,43	1377,66		$\sigma_{pi}(x)$	//	1244,56	1270,43
	$\sigma_m(x)$	6,22	9,355	10,31		$\sigma_m(x)$	//	4,19	5
	$\Delta_{\sigma fl}(x)$	46,8	77,7	128,54		$\Delta_{\sigma fl}(x)$	//	45,25	111,54

### V.8.2.6 Pertes différées totales et tension finale probable

Tableau V.24 : pertes différées totales

1 <sup>ere</sup> famille	Section	0L	0,25L	0,5L	2 <sup>eme</sup> famille	Section	0L	0,25L	0,5L
	$\Delta_{\sigma r}(\text{MPa})$	53,06	47,31	49,30		$\Delta_{\sigma r}(\text{MPa})$	//	45,94	43,37
	$\Delta_{\sigma p}(\text{MPa})$	47,72	59,66	64,20		$\Delta_{\sigma p}(\text{MPa})$	//	44,63	48,21
	$\Delta_{\sigma fl}(x)$	46,8	77,7	128,54,		$\Delta_{\sigma fl}(x)$	//	45,25	111,54
$\Delta_{\sigma d}(\text{MPa})$	139,62	175,13	242,60	$\Delta_{\sigma d}(\text{MPa})$	//	128,38	195,08		

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta_{\sigma \text{diff}} = \frac{N1 \cdot \Delta_{\sigma \text{diff}1} + N2 \cdot \Delta_{\sigma \text{diff}2}}{N1 + N2}$$

Avec :

N1 : nombre de câble de la première famille

N2 : nombre de câble de la deuxième famille

$\Delta_{\sigma_{diff}}$ :Moyenne des pertes différées dans les différentes sections

Tableau V.25 : moyenne des pertes différées dans les différentes sections

Section	0. L	0,25L	0,5L
$\Delta_{\sigma_{diff}}$ (MPa)	93,08	159,54	226,76

$$\sigma_{p_{\infty}} = \sigma_{p_i}(x) - \Delta_{\sigma_{diff}}(x)$$

$$\text{pourcentage de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p_{\infty}}}{\sigma_{p0}}$$

Tableau V.26 : Pertes différées totales et tension finale probable

Section	0. L	0,25L	0,5L
$\sigma_{p_{moy}}$ (MPa)	1266,88	1296,50	1324,04
$\Delta_{\sigma_{diff}}$	93,08	159,54	226,76
$\sigma_{p_{\infty}}$	1173,8	1136,96	1097,28
P. Perte (%)	7,34	12,30	17,26
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

## Conclusion

Les pertes totales varient entre 7 et 17 % de la contrainte initiale, sachant que la valeur prise lors du calcul est de 32%, on conclut que la précontrainte a été bien dimensionnée et elle répond aux exigences de l'ouvrage.

Chapitres VI :  
Etude des appui

## **VI Etude des appuis**

### **VI.1 Etude de la pile**

#### **Introduction**

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont ; la conception des piles est en fonction de plusieurs paramètres :

- La nature et le mode de construction du tablier
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

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 partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

#### **VI.1.1 Choix du type de pile**

On peut classer les piles en deux familles : les piles de types voiles et les piles de type portique. Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté à la solution d'une pile portique pour les raisons suivantes :

Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis à la semelle, et d'éviter l'implantation d'un obstacle dans le cours d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

#### **VI.1.2 Etude de la pile :**

On commence tout d'abord à dimensionner la pile en se basant sur le document SETRA.

##### **a. Chevêtre**

Longueur = 15,5 m

Largeur = 3,6 m

Hauteur = 2m

##### **b. Fûts**

Diamètre :  $\varnothing = 2,6 m$

Hauteur :  $H = 15,20m$

**c. Semelle**

Longueur :  $L = 15,6m$

Largeur :  $l = 9,6m$

Epaisseur :  $e = 2,2m$

Béton de propreté =  $10cm$

**VI.1.3 Etude du chevêtre**

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux fûts des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation, d'où il sera soumis à la flexion simple.

**VI.1.3.1 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

$$P_c = \gamma_b \cdot V = 2,5 \times 15,5 \times 3,6 \times 2 = 279t$$

$$P_c = 18 t/ml$$

Efforts dus au poids propre du tablier

$$P_g = \frac{P_g}{n} = \frac{1057,57}{11} = 96,14 t/ml$$

$P_g$ : Poids total du tablier

n : nombre de poutres

Efforts dus à la surcharge D240

$$Q_{d240} = 12,903 t/ml$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 0,723)}{2} \times 9,3 \times 12,9 = 206,7t$$

$$p_{D240/poutre} = \frac{R_{D240}}{n} \times K_\alpha = \frac{206,7}{11} \times 1,34 = 25,17 t/poutre$$

Calcul de sollicitations aux états limites :

Tableau VI.1 : Sollicitations aux états limites

		Poids (KN)
Poids du tablier		10575,7
Poids du chevêtre		2790
La surcharge $D_{240}$		205,56
Aux états limites		
ELU	$P_u = 1,35 \times (10575,7 + 205,56)$	14616,99
	$G_u = 1,35 \times 2790$	3766,5
ELS	$P_{sur} = (10575,7 + 205,56)$	10827,4
	$P_{ch} = 2790$	2790

**b. Modélisation du chevêtre**

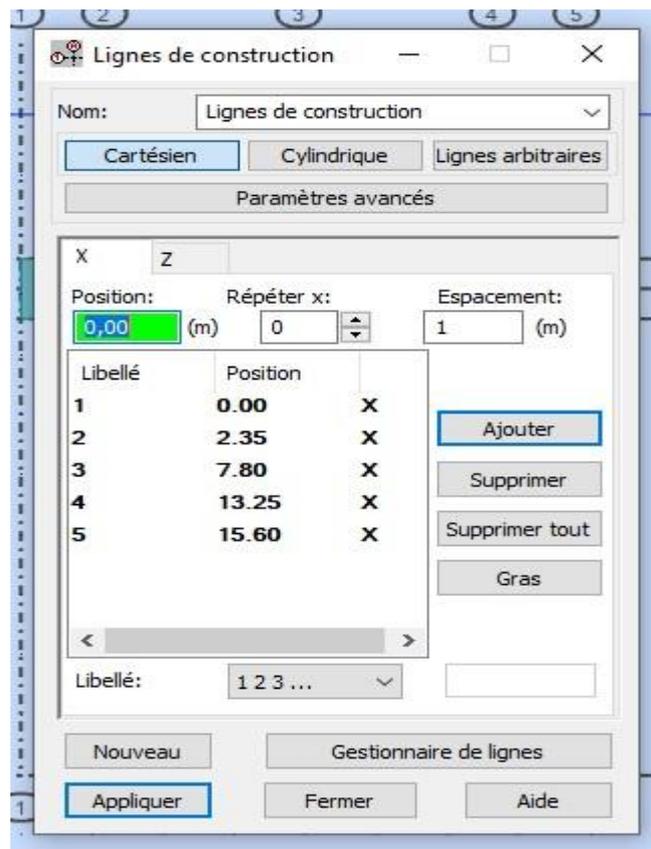


Figure VI.1 : lignes de construction

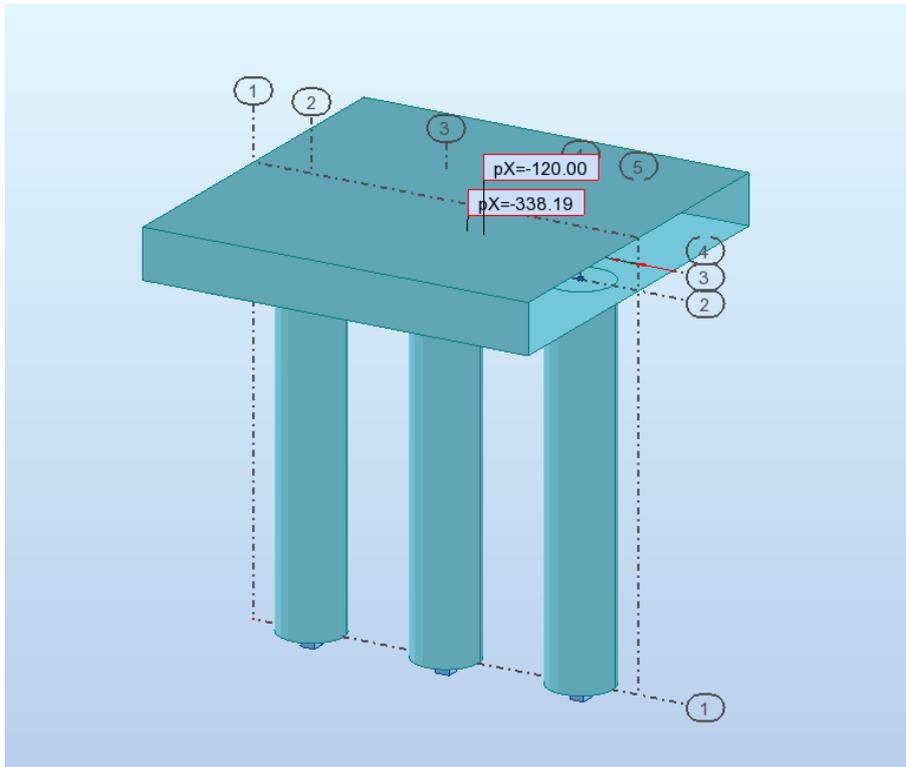


Figure VI.2 : modélisation piles et chevêtre

**c. Les efforts internes :**

D'après le résultat de calcul numérique, le moment maximum est donné à l'ELU par la combinaison Suivante : 1,35 G + 1,60D240.

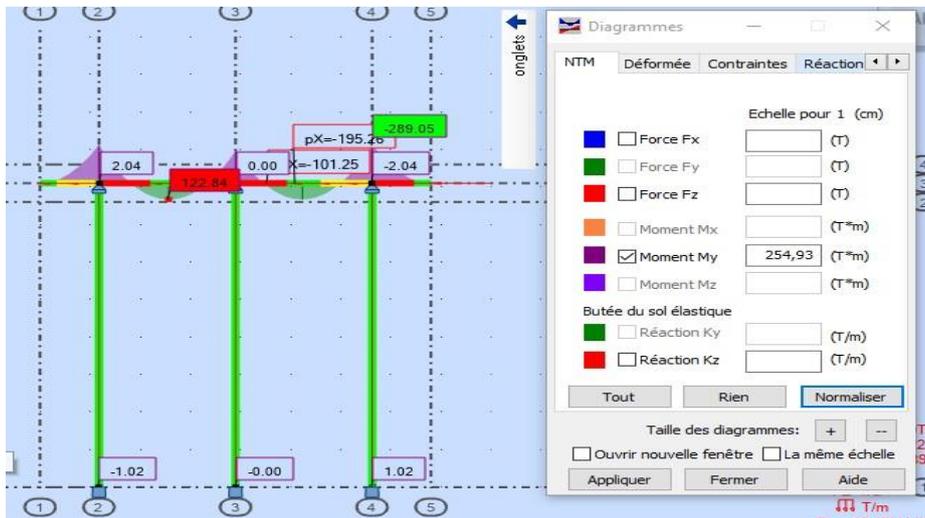


Figure VI.3 : Moment max à mi- travée et aux appuis

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1,35G + 1.35 Bc 3vc à l'ELU.

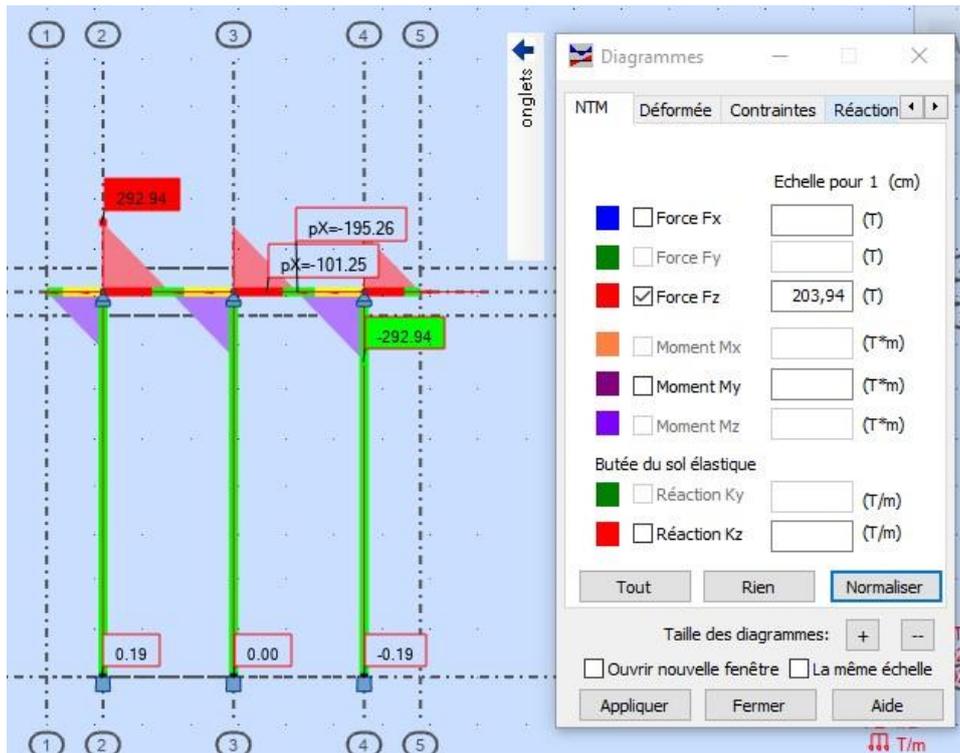


Figure VI.4 : L'effort tranchant max à mi- travée et aux appuis

Expressions des résultats

Tableau VI.2 : les efforts internes aux états limites

	ELU		ELS	
	Aux appuis	A mi- travée	Aux appuis	A mi- travée
Moment (T.m)	289,05	122,84	214,11	90,99
Effort (T)	292,94	0	216,99	0

### VI.1.3.2 Ferrailage du chevron à la flexion

$$f_{c28}=35\text{MPa} ; F_e E = 500\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 21\text{MPa} ; \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_{bu} = 19,83 ; \sigma_s = 435\text{MPa}$$

$$h = 2\text{m} ; d = 1,8\text{m} ; b = 3,6\text{m}$$

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles de BPEL91.

Section d'armature supérieure :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,89}{3,6 \times 1,8^2 \times 19,83} = 0,012 < 0,39$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}}{0,8} = 0,015$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,8 \times (1 - 0,4 \times 0,015) = 1,789m$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{2,89}{1,789 \times 435} = 37,13cm^2$$

Tableau VI.3 : section d'armature longitudinale du chevêtre

ELU			ELS		
	$M_{app}$	$M_{tr}$		$M_{app}$	$M_{tr}$
$M_u(MN.m)$	2,89	1,228	$M(MN.m)$	2,141	0,909
$\mu$	0,012	0,0053	$\mu$	0,00925	0,0039
$\alpha$	0,015	0,0064	$\alpha$	0,0116	0,00488
$z(m)$	1,789	1,795	$z(m)$	1,791	1,796
$A_s(cm^2)$	37,13	15,72	$A_s(cm^2)$	27,48	11,6

**a. Condition de non-fragilité**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 3,6 \times 1,8 \times \frac{2,7}{500} = 80,41cm^2$$

**b. Conclusion**

On opte :

- En travée :  $A_s = 80,41cm^2$  soit 10T32
- Aux appuis :  $A_s = 37,13cm^2$  soit 8T25

**c. Effort tranchant**

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} \text{ Avec : } \tau_\mu : \text{contrainte tangentielle dans le beton}$$

$V_u$ : effort tranchant maximum à l'appui a l'ELU

$$\bar{\tau} = \min[0,1 \times f_{c28}; 4MPa] = \min[3,5; 4] = 3,5$$

$$\tau_\mu = \frac{2,92}{3,6 \times 1,8} = 0,45 < 3,5 \rightarrow C.V$$

Armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $St = 15cm$ .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28} \cdot k)}{0,9f_e} \cdot \gamma_s \cdot b_0$$

Avec :  $k=1$  pas de reprise de bétonnage  $A_{t1} \geq 5,71 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimum

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_0} = \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) \rightarrow A_t = 0,4 \text{ cm}^2$$

Justification de la bielle de béton :

$$\tau_\mu < \frac{f_{c28}}{6} = 5,83 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

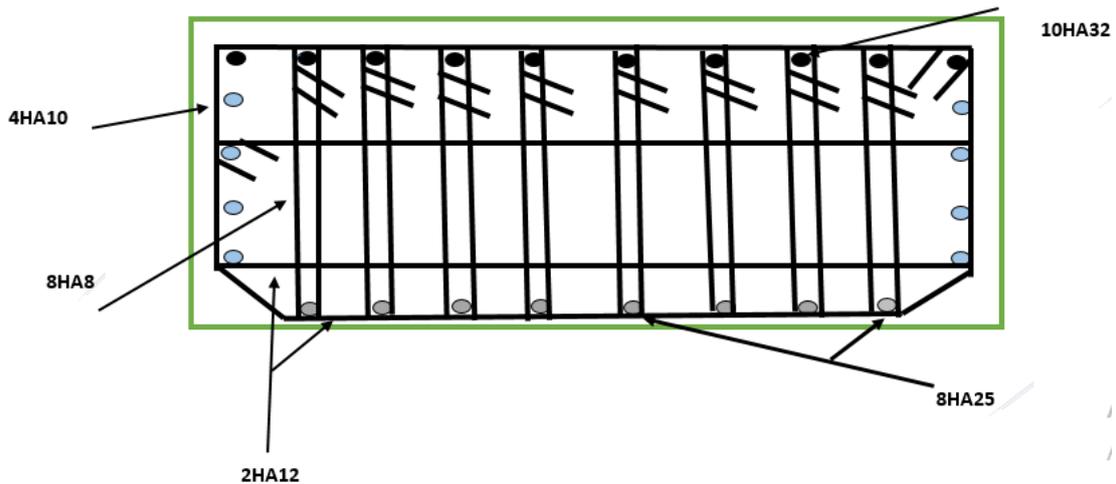


Figure VI.5 : ferrailage du chevêtre

### VI.1.3.3 Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion

L'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie engendre une torsion de plus le comportement des poutres à section pleine est similaire à celui des poutres tubulaires, ceci dit que la poutre centrale ne participe pas à la résistance vis à vis la torsion.

Selon l'article 7.6.3 de (BAEL 99) On adoptera une épaisseur fictive de la paroi  $b_0$  tel que :

$$b_0 = \frac{D}{6} = \frac{2}{6} = 0,333 \text{ m}$$

Avec

D : Diamètre du plus grand cercle dans la section du chevêtre

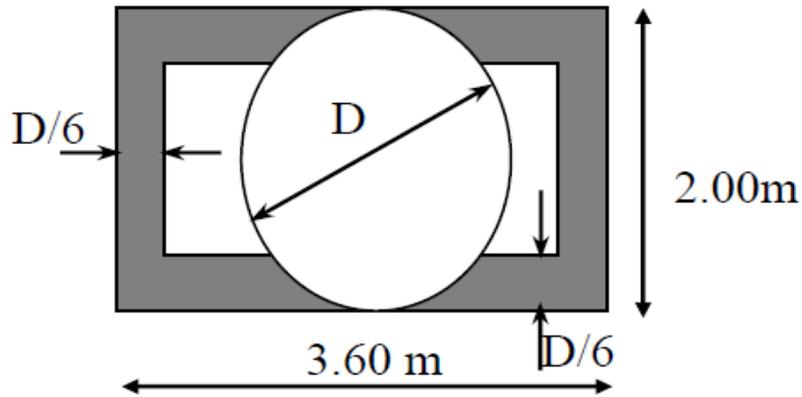


Figure VI.6 : section de torsion

Pour la justification du chevêtre à la torsion on notera que lors du chargement D240, on aura le cas le plus défavorable.

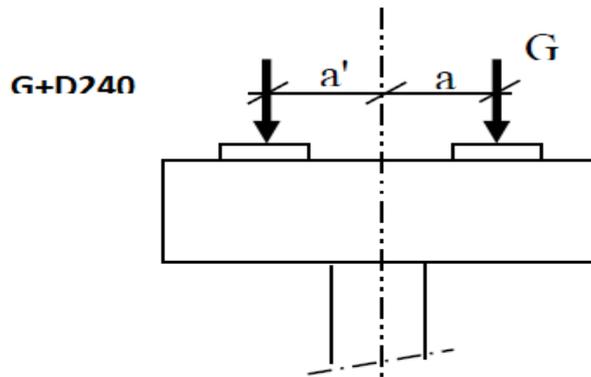


Figure VI.7 : application des charges sur le chevêtre

**a. Calcul du moment de torsion**

$$M_{tu} = 1,35 \times [(R_G + R_{D240})a - R_G \times a]$$

Dans notre cas le  $R_G = 0$  ou :  $a = 0,88$

$$M_{tu} = 1,35R_{D240} \times a = 1,35 \times 206,7 \times 0,88 = 245,55t.m = 2,455MN.m$$

**1<sup>er</sup> cas:**

On considère que le chevêtre est une poutre encastree à ses deux extrémités ; on devra déterminer les moments d'encastrement  $M_A$  et  $M_B$ .

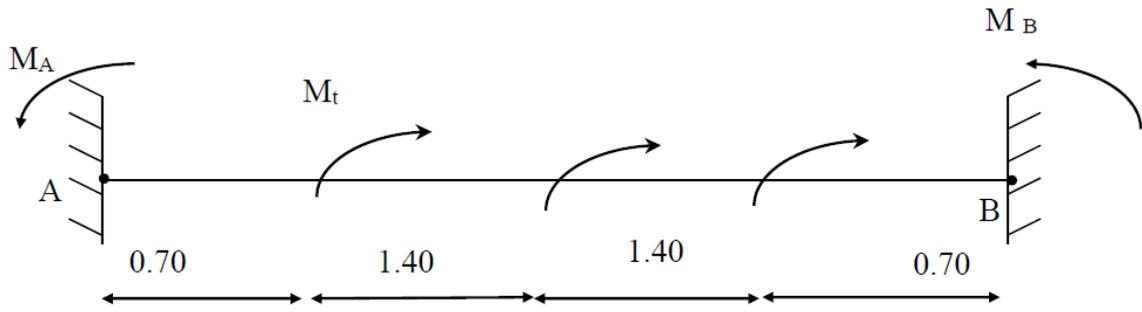


Figure VI.8 : chevêtre sous forme d'une poutre encastree

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A + M_B - 3M_t = 0 \dots\dots\dots (1) \\ \alpha_{AB} = \alpha_{AC} + \alpha_{CD} + \alpha_{DE} + \alpha_{EB} = 0 \dots\dots\dots (2) \\ \frac{M_A \cdot l_1}{G \cdot I_0} + \frac{(M_A - M_t) \cdot l_2}{G \cdot I_0} + \frac{(M_A - 2M_t) \cdot l_3}{G \cdot I_0} + \frac{(M_A - 3M_t) \cdot l_4}{G \cdot I_0} = 0 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right\}$$

En faisant légalité entre (1) et (2) on trouve :

$$M_A = 44,43 \text{ t.m}$$

$$M_B = 44,34 \text{ t.m}$$

**2<sup>eme</sup> cas:**

Le chevêtre est considéré comme une poutre encastree à l'une des deux extrémités et libre à l'autre (poutre console).

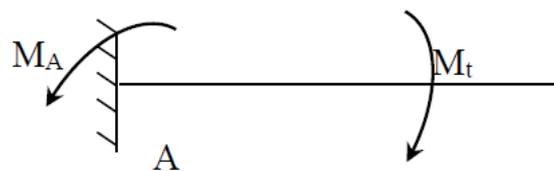


Figure VI.9 : chevêtre sous forme d'une poutre console

**b. Justification du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_\mu(V_u) + \tau_\mu(M_t) < \bar{\tau}_\mu \quad ; \text{ avec :}$$

$$\tau_\mu(V_u) = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{292,94}{0,333 \times 1,8} = 4,8872 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu(M_t) = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad \text{avec : } \Omega = (b - b_0) \cdot (h - b_0) = 5,44 \text{ m}^2$$

- Poutre bi-encasté

$$\tau_{\mu}(M_t) = \frac{0,44}{2 \times 5,44 \times 0,333} = 0,121 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\mu} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_{\mu}(M_t) + \bar{\tau}_{\mu} = 2,621 \text{MPa} < 2,7 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- Poutre console

$$\tau_{\mu}(M_t) = \frac{0,122}{2 \times 5,44 \times 0,333} = 0,0336$$

$$\tau_{\mu}(M_t) + \bar{\tau}_{\mu} = 2,533 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

### c. Armatures de torsion

- Longitudinalement

$$A_L = \frac{M_{tu} \cdot U}{2\Omega} \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} = 10,19 \text{cm}^2$$

U: périmètre du contour d'aire

$$U = 11,2 \text{m}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 500 \text{MPa}$$

$$A_L \geq 10,19 \text{cm}^2 \text{ soit } 8T16 \text{ avec un espacement } e = 20 \text{cm}$$

- Transversalement

$$A_{t2} \geq \frac{M_t \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{122,84 \times 10^4 \times 0,2 \times 1,15 \times 10^{-6}}{2 \times 5,44 \times 500} = 0,52 \text{cm}^2$$

$$A_t = 0,52 + 5,71 = 6,23 \text{cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ cadres HA12 et } 7 \text{ étriers HA8}$$

## VI.1.4 Etude des fûts

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts provenant du tablier et du chevêtre vers les fondations, ils seront considérés comme des consoles encastées à leur base. Le calcul se fera en flexion composée.

### VI.1.4.1 Evaluation des efforts

- Charges permanentes

Poids propre (tablier, chevêtre)

$$N_p = \frac{1336,57}{3} = 445,52t$$

Poids propre du fut

$$N_f = 2,5 \times \left( \frac{3,14 \times 2,6^2}{4} \times 15,20 \right) \times 3 = 605t$$

Poids total

$$N_G = N_p + N_f = 1050,52t$$

Tableau VI.4 : évaluation des efforts

Désignation		N(t)	H(t)	Bras de levier(m)	M (t.m)
Chevêtre		279	/	16,2	4519,8
Fûts		605	/	7,6	4598
Tablier		352,52	/	17,51	6173,62
Surcharge D240		68,52	/	17,51	1200
Frinage Bc		30	30	/	/
Séisme horizontal	Tablier	/	211,51	/	/
	Chevêtre	/	55,8		
	Futs	/	121		

Effet du séisme horizontal :  $\xi_h = \mp 0,2 \text{ m/s}^2$

$$\begin{cases} H_{tab} = 0,2 \times 1057,57 = 211,51t \\ H_{che} = 0,2 \times 279 = 55,8t \\ H_{fu} = 0,2 \times 605 = 121t \end{cases}$$

Tableau VI.5 : les combinaisons ELU et ELS

	Condition normale	Condition sismique
ELU	1.35G+KQ	G + F <sub>séisme</sub>
ELS	G + KQ	

$$ELU : \begin{cases} K = 1.35 \text{ (pour D240)} \\ K = 1.6 \text{ (pour les autres charges)} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} K = 1 \text{ (D240)} \\ K = 1.2 \text{ (autres charges)} \end{cases}$$

Dans le cas le plus défavorable :

$$N = 1,35 \times 1050,52 + 1,35 \times 68,52 = 1510,71t$$

$$M = 289,05t.m$$

### VI.1.4.2 Vérification vis-à-vis le flambement

On doit vérifier que :  $\lambda < \bar{\lambda}$

Avec :  $\lambda = \frac{l_f}{I}$  ; tel que :

$\lambda$  : Élançement de la pièce

$l_f$  : Longueur de flambement = 0,707  $l_0$  (pour console)

$I$  : rayon de giration =  $\frac{\phi}{4}$

$$\lambda = \frac{4l_f}{\phi} = \frac{4 \times 0,707 \times 15,27}{2,6} = 16,61$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ \min \left( \frac{50}{\frac{67 \cdot e_0}{h}} ; 100 \right) \right\} = 50$$

D ou :

$$\bar{\lambda} = 50 > \lambda = 16,61 \text{ vérifiée}$$

### VI.1.4.3 Calcul d'une section circulaire en flexion composée

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il faut le ferrailer à la flexion composée ; les abaques de RENE WALTHER nous donnent le ferrailage d'une section circulaire en calculant le couple (M, N) et l'on obtient la valeur de W.

$$n = \frac{N}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w} \text{ Avec } R : \text{ rayon}$$

$$m = \frac{M}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta w}$$

$$\beta w = fc28 = 35 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{15,10}{3,14 \times 1300^2 \times 35} = 0,0325$$

$$m = \frac{2,89}{3,14 \times 1300^2 \times 35} = 0,0155$$

$$\frac{h'}{D} = 0,04 \rightarrow h' = 0,04D = 0,104$$

On tire de l'abaque la valeur de W

$$W=0,02$$

$$As = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot fc28 \cdot w}{fe} = \frac{3,14 \times 1300^2 \times 35 \times 0,02}{500} = 74,29 \text{ cm}^2$$

On prend : 16HA25

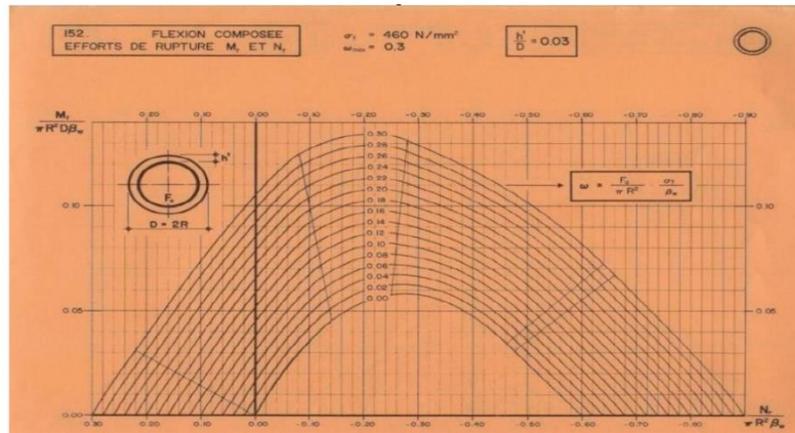


Figure VI.10 : abaque de WALTHER

**a. Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \times \pi \times R^2 = 53,06 \text{ cm}^2 < 74,29 \text{ C.V}$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{min}) = 74,29 \text{ cm}^2$$

**b. Transversalement**

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée

$$2R = b_0 \sqrt{2} \rightarrow b_0 = 1,838 \text{ m}$$

Pour le cas normal

- Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}; \quad V_u = \frac{H_{max}}{3} = \frac{50,034}{3} = 16,68 \text{ t}$$

$$\tau_\mu = \frac{16,69 \times 10^{-2}}{1,838 \times 1,654} = 0,55 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

- Pourcentage des aciers

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} : \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times b_0}{0,9 \times f_e} (\tau_\mu - 0,3 \cdot K f_{t28})$$

$$A_t \geq \frac{0,2 \times 1,838}{0,9 \times 500} (0,55) = 4,49 \text{ cm}^2$$

On prend T16 avec un espacement de 20 cm

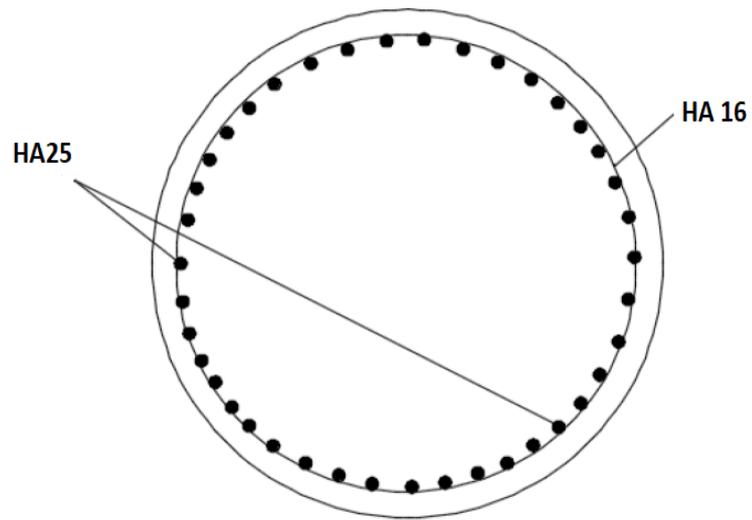


Figure VI.11 : ferrailage de fûts

### VI.8.2.6 Etude de la culée

La culée est un appui de rive, elle assure la continuité de la chaussée, c'est-à-dire la continuité entre la chaussée de la route et celle du pont, elle assure aussi le soutènement des terres.

Les éléments constituant la culée ont un rôle bien précis ; il convient alors de les étudier séparément. Soit l'étude du :

- Mur garde grève
- La dalle de transition
- Le corbeau
- Le mur en retour
- Le mur frontal

### VI.2.1 Pré dimensionnement de la culée

Le pré dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants ».

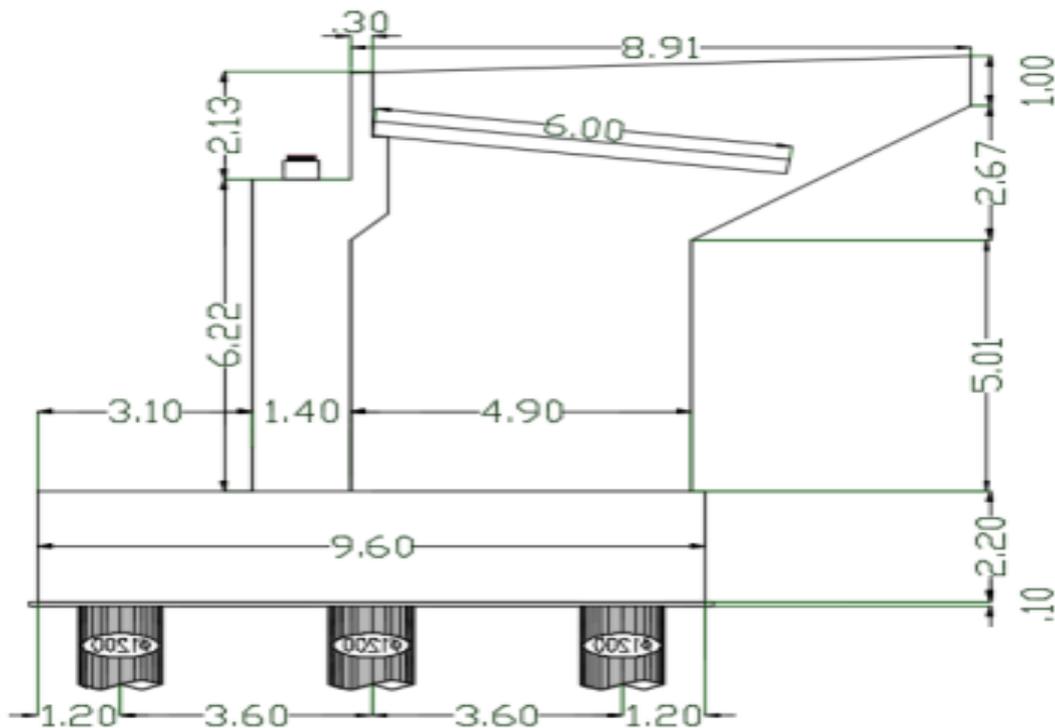


Figure VI12 : coupe transversale au niveau de la culée

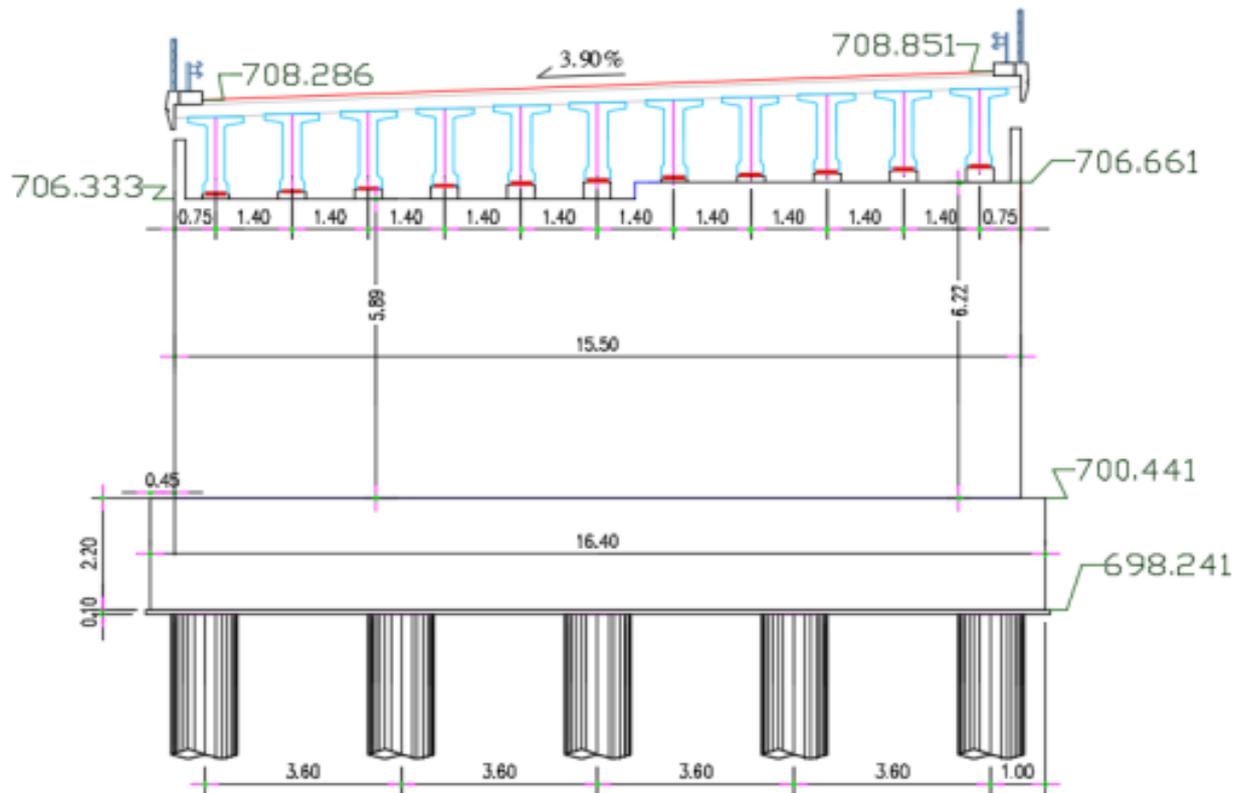


Figure VI.13 : Coupe longitudinale de la culée

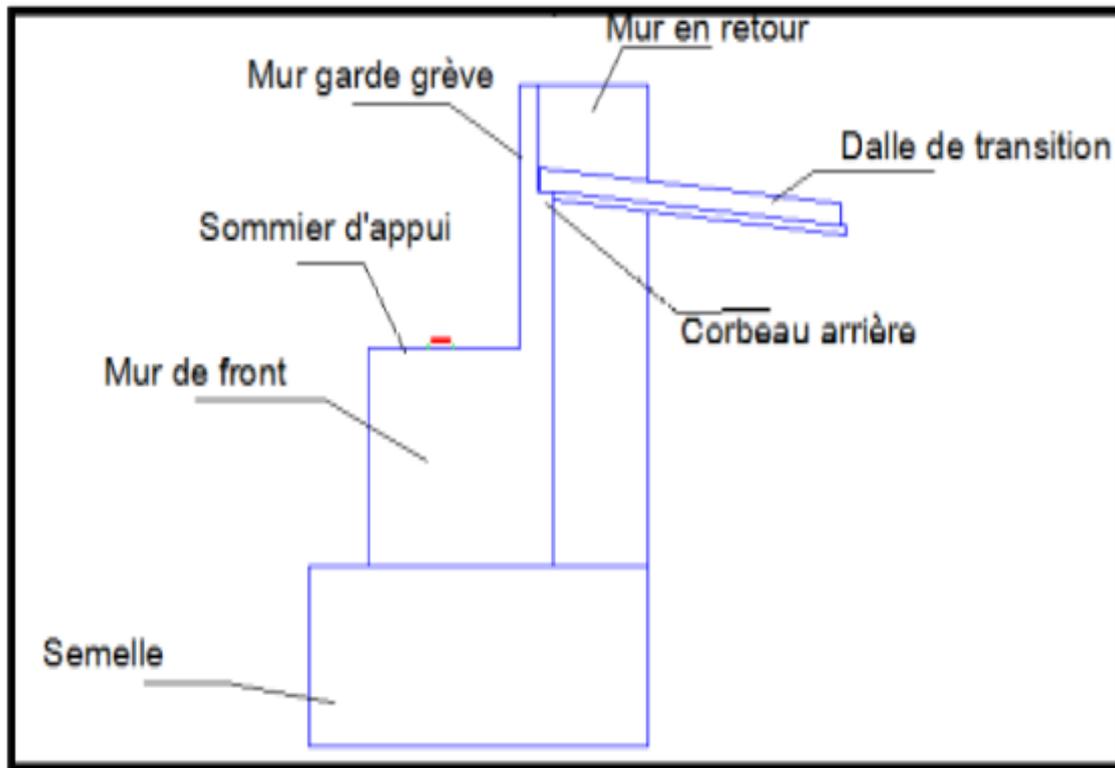


Figure VI.14 : les éléments d'une culée

**a. Mur garde grève**

- La hauteur du mur garde grève  $h = 2,13$  m
- L'épaisseur du mur  $e = 0,30$  m
- La longueur du mur garde grève  $L = 15,50$  m

**b. Dalle de transition**

- La longueur de la dalle  $L = \min(6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 0.6H)) = \min(6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 0.6 \times 10.67))$   
 $L = 6\text{m}$
- L'épaisseur de la dalle de transition  $e = 0,40$  m
- La largeur de la dalle =  $15,50$  m

**c. La semelle**

- L'épaisseur de la semelle  $e = 2,20$  m
- La longueur de la semelle  $L = 16,40$  m
- La largeur de la semelle =  $9,60$  m

**d. Mur en retour**

- L'épaisseur de mur en retour  $e = 0,60$  m
- La longueur de mur en retour  $L = 8,91$  m
- La hauteur de mur en retour  $h = 8,46$  m

**e. Le mur de front**

- L'épaisseur de mur frontal  $e = 1,4$  m
- La longueur de mur frontal  $L = 15,50$  m
- La hauteur de mur frontal  $h = 6,22$  m

**f. Le corbeau**

- La largeur de corbeau = longueur du mur garde grève - 2(épaisseurs du mur en retour)

$$L = 15,50 - (2 \times 0,6) = 14,30 \text{ m}$$

Il a une forme de trapèze ayant une grande base de  $2,0614$  m, une petite base de  $1,511$  m et une hauteur de  $0,55$  m

## VI.2.2 Détermination des différents cas de charge

### VI.2.2.1 Les efforts dus aux différentes charges

Tableau VI.6 : Les efforts et les moments dus aux différentes charges

Désignation	N(t)	H (t)	Z(m)	Mr (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)
Poids propre de tablier	1057,57				
Mur garde grève	24,76		0,85		21,046
Mur en retour	113,06		6,905		780,67
Mur de front	337,43		3,11		1096,64
Semelle	865,92		4,8		4156,416
Corbeau	29,47		0,98		28,88
Dalle de transition	24,76		3,15		77,992
Terre					
Poussée de terre		34,86	3,150	109,809	
Poids des terres	540,349		2,783	1503,972	
Freinage					
Freinage sue le tablier B <sub>c</sub>		15	6,68	100,2	
Totale	2993,319	49,86		1713,781	6161.644

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<sub>s</sub>** : est le moment qui engendre la rotation qui résiste au mouvement dans le cas de renversement (le moment stabilisant)

**Mr** : le moment qui engendre le renversement du mur (le moment renversant)

### VI.2.2.2 Vérification de la stabilité

➤ Tiers central (poinçonnement)

$$e = \frac{M}{N} = \left| \frac{\sum M_s - \sum M_r}{N} \right| = \frac{6161,644 - 1713,781}{2993,319} = 1,485 \text{ m}$$

$$e = 1,57 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{9,60}{6} = 1,6 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au glissement**

$$\frac{H}{N} = \frac{49,86}{2993,319} = 0,0166 < 0,4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au renversement**

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} = \frac{6161,644}{1713,781} = 3,59 > 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### VI.2.3 Etude des éléments de la culée

#### VI.2.3.1 La dalle de transition

Qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers.

##### a. Evaluation des efforts

➤ **Charges permanentes**

- Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 2,5 \times 0,30 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
- Poids du remblai :  $g_2 = 2 \times 1 \times 0,85 = 1,7 \text{ t/ml}$
- Poids propre du revêtement :  $g_3 = 2,2 \times 1 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/ml}$
- Poids total:  $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 0,75 + 1,7 + 0,176 = 2,626 \text{ t/ml}$

➤ **Surcharges**

- Surcharge répartie :  $q = 1 \text{ t/ml}$
- Surcharge : l'effet le plus défavorable sera produit par le convoi Bt sur une bande de 1m.

(SETRA) article 3.3

On suppose que :

$$\begin{cases} P_1 = 2 \times p \\ P_2 = 1,2 \times p \end{cases} \Rightarrow p = 5 \text{ t/m}$$

Avec :  $p = 8 \text{ t}$  (la charge d'un essieu de B)

$$\text{D'où } \begin{cases} P_1 = 10 \text{ t/m} \\ P_2 = 6 \text{ t/m} \end{cases}$$

La section dangereuse ainsi que l'effort maximal sous  $P_1$  et  $P_2$  seront déterminés par le théorème de Barré.

➤ **Détermination de la section critique**

$$R = \sum P_i = 16 \text{ t/ml}$$

- $XR = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i} = \frac{(10 \times 0) + (6 \times 1,35)}{16} = 0,506 \text{ m}$

Le cas le plus défavorable :

$P_1 = P_K = 10 \text{ t/m} \Rightarrow X_S = 2,05 \text{ m}$  De l'appui gauche.

$$\sum P_i g \leq \frac{R \times X_S}{L} \leq \sum P_g + P_K$$

$$0 \leq \frac{17,6 \times 2,05}{5} = 7,216 \leq 10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul du moment**

$$M_{max} = \frac{R \times X_S^2}{L} - \sum P_g \times d_i = \frac{17,6 \times 2,05^2}{5} - 0 = 14,7928 \text{ t.m/ml}$$

- Sous charge permanente

$$M_g = \frac{g \times l}{2} \times X_S - \frac{g \times X_S^2}{2} = 393,51 \text{ (t.m/ml)}$$

- Sous charge de remblai

$$M_q = \frac{q \times l}{2} \times X_S - \frac{q \times X_S^2}{2} = 3,0237 \text{ (t.m/ml)}$$

**Tableau VI.7 : Les efforts et les moments dus aux différentes charges**

	Charge (t/ml)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charge permanente g	130,14	393,51	325,35
Surcharge q	1	3,0237	2,5
Système Bt	17,6	53,218	44

Combinaison des efforts

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,6Q \\ \text{ELS : } G + 1,2Q \end{cases}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8 : Valeur de M et T à l'ELS et l'ELU**

Efforts	M (t.m/ml)	T (t/ml)
ELU	203,849	169,874
ELS	151,26	126,05

**b. Ferrailage de la dalle de transition**

➤ **Ferrailage verticale**

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles de BAEL99.

$$M_u = 203,849 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = 151,26 \text{ t. m/ml}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0,360 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{203,84 \times 10^5}{100 \times 36^2 \times 19,95 \times 10^2} = 0,0788 < 0,39$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0788}}{0,8} = 0,102$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,102) = 0,345 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{203,84 \times 10^5}{34,5 \times 435 \times 10^2} = 13,58 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de transition, nous prenons :

$$A_s = 13,58 \text{ cm}^2 \text{ (pour la nappe supérieure)}$$

$$A_s' = 10,07 \text{ cm}^2 \text{ (Pour la nappe inférieure)}$$

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend 6HA16 ( $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$ ) pour la nappe inférieure et 8HA16 ( $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$ ) pour la nappe supérieure avec un espacement 15 cm

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{min}}{b \times b} = 0,23 \times \frac{F_{tj}}{F_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 2,22 \times 100 \times 36}{500} = 3,676 \text{ cm}^2 < A_s \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{13,58}{3} = 4,52 \text{ cm}^2$$

On prend :  $6,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}14$ , avec un espacement de 15 cm

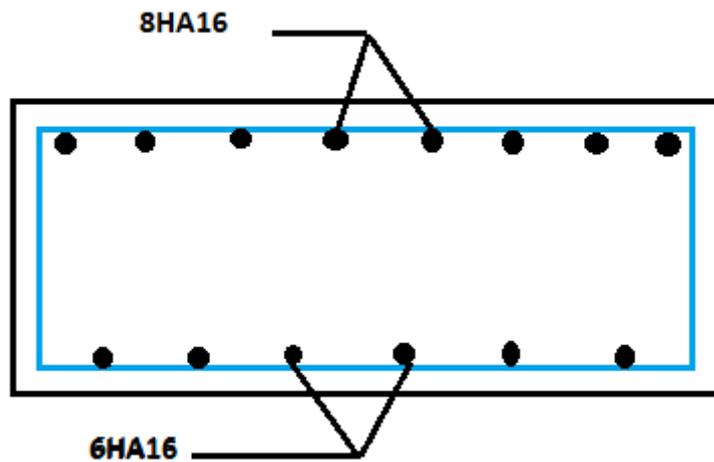


Figure VI.15 : ferrailage de la dalle de transition

### VI.2.3.2 Mure garde grève

#### a. Evaluation des efforts

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier.

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

Le mur garde grève est supposé encastré à la base

#### ➤ Poussée de terres

$$M_t = \frac{p \times h}{3} = \frac{1}{6} \times k_a \times \gamma_r \times h^3 \times l$$

$$\text{Avec : } p = \frac{1}{2} \times k_a \times \gamma_r \times h^2 \times l$$

$$k_a = 0,3333$$

$\gamma_r = 2 \text{ t/m}^3$  Poids volumique des terres

$h = 2,13 \text{ m}$  : Hauteur du mur garde grève

$$l = 1 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{1}{6} \times 0,3333 \times 2 \times 2,13^3 \times 1 = 1,073 \text{ t.m}$$

$$M_{tu} = 1.35 \times 1,073 = 1,448 \text{ t.m}$$

$$M_{ts} = 1 \times 1,073 = 1,073 \text{ t.m}$$

➤ **Poussée des charges locales**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m × 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$MP = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2H} \int_0^H \frac{H - x}{0.25 + x} \times dx \dots \dots \dots (I)$$

Avec :  $K = K_a \times \delta \times d \times bc$

$bc = 1,1$  (Coefficient de pondération du système Bc)

$d = 1 \text{ m}$

$\delta$  : Coefficient de pondération ( $\delta = 1,6$  à L'E.L. U,  $\delta = 1,2$  à L'E.L. S)

à L'ELU :  $K = 0,3333 \times 1,6 \times 1 \times 1,1 = 0,5866$

à L'ELS ;  $K = 0,3333 \times 1,2 \times 1 \times 1,1 = 0,44$

D'parés l'équation (I) :

$$MP = \frac{12 \cdot K}{0.75 + 2H} [2,13 \ln(0.25 + x) - x]_0^{2,13}$$

à L'ELU :  $M_p = 4,53 \text{ t.m}$

à L'ELS :  $M_p = 3,40 \text{ t.m}$

➤ **Force de freinage**

On considère un essieu lourd au contact du mur garde grève, et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arrière. Donc le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6.H}{0.25 + 2.H} \times \delta = 2,83 \delta$$

Avec

à L'ELU :  $M_f = 4,52 \text{ t.m}$

à L'ELS :  $M_f = 3,396 \text{ t.m}$

Le moment total à l'encastrement :

$$M_U = 1.35M_t + 1.6(M_p + M_f) = 1.35 \times 1,448 + 1.6 ( 4,53 + 4,52) = 16,434 \text{ t.m/ml}$$

$$M_s = M_t + 1.2(M_p + M_f) = 1,073 + 1.2 ( 3,40 + 3,396 ) = 9,228 \text{ t.m/ml}$$

### b. Ferrailage

#### ➤ Ferrailage vertical

Le moment maximal :  $M_{ELU} = 16,434 \text{ t. m}$

Enrobage = 5cm

h = 30 cm

b= 100 cm

Dimension (0.30 x 1m<sup>2</sup>)

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$d = 0.9h = 0.9 \times 0,30 = 0,270 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,434 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 18,47 \times 10^2} = 0,122 < 0,39$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,122}}{0,8} = 0,163$$

$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,163) = 0,252 \text{ m}$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{16,434 \times 10^6}{25.2 \times 435 \times 10^2} = 14.99 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 20 pour 15,71 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 14 cm

➤ **Condition de non fragilité**

$$\frac{A_{min}}{b \times d} = 0,23 \times \frac{F_{tj}}{F_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 2,82 \times 100 \times 27}{500} = 3,502 \text{ cm}^2 < A_s \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Le ferrailage horizontal**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{14,99}{3} = 4,99 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 5HA12 (5,65cm<sup>2</sup>/ml), avec un espacement de 15 cm

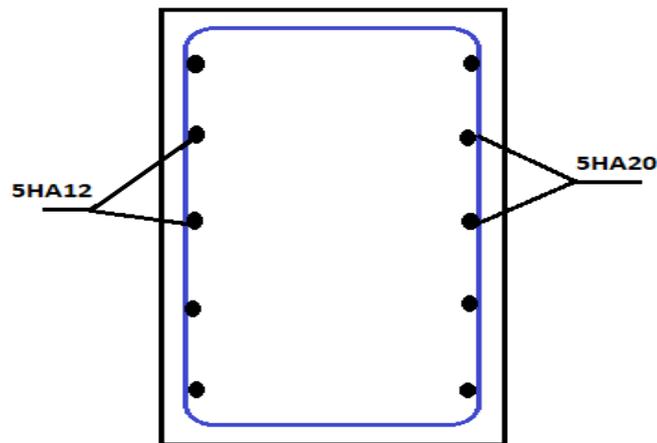


Figure VI.16: ferrailage de mur garde-grève

### VI.2.3.3 Le mur en retour

#### a. Evaluation des efforts

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

➤ **Efforts horizontaux**

- Poussée des terres :  $P_t = \frac{1}{2} [0,3333 \times 2 \times 8,46^2 \times 1] = 23,85 \text{ t/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai :  $P_{sr} = 1 \times 8,46 \times 0,3333 = 2,81 \text{ t/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) :  $P_{sc} = 2 \times 1 = 2 \text{ t}$

➤ **Les moments**

- Poussée des terres :  $M_t = 23,85 \times \frac{1}{3} \times 8,46 = 67,25 \text{ t.m/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{sr} = 2,81 \times \frac{1}{3} \times (8,46) = 7,92 \text{ t.m/ml}$

- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 2 \times 8.46 = 16,92 \text{ t.m/ml}$

➤ **Les combinaisons**

à l'ELU

$$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 1.35(67,25) + 1.6(7,92 + 16,92) = 130,53 \text{ t.m/ml}$$

à l'ELS

$$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{sr} + P_{sr}) = 67,25 + 1.2(7,92 + 16,92) = 97,058 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Efforts verticaux**

- Poids propre du mur :  $P_G = 1 \times 0.6 \times 8.46 \times 2.5 = 12,69 \text{ t}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 4 \times 1 = 4 \text{ t}$
- Poids propre de la superstructure :  $P_{su} = 0.3333 \text{ t/ml}$

➤ **Les moments**

- Poids propre du mur :  $M_G = 12,69 \times 8,46 = 107,357 \text{ t.m}$
- Poids propre de la superstructure :  $M_{su} = 0.3333 \times 0.5 = 0,1665 \text{ t.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 4 \times 8,91 = 35,64 \text{ t.m}$

➤ **Les combinaisons**

à l'ELU

$$M_{ELU}(1.35(M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc}) = 1.35(107,357 + 0.1665) + 1.6 \times 35,64 = 202,18 \text{ t.m}$$

à l'ELS

$$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = (107,357 + 0.1665) + 1.2 \times 35,64 = 150,291 \text{ t.m}$$

**b. Ferrailage**

➤ **Ferrailage horizontal**

La section est soumise à la flexion simple

$$M_u = 130,53 \text{ t.m}$$

$$L' \text{enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0,60 = 0,540 \text{ m}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Acier : } f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s = 49,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour des 7HA32 (56,30 cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de 15cm

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_S > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0.23 \frac{2.1}{500} \times 100 \times 54 = 5,216 \text{ cm}^2 \text{ cv}$$

➤ **Ferraillage vertical**

Le ferraillage se fait en flexion simple

$$M_u = 202,18 \text{ t.m}$$

Enrobage = 5 cm

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0,360 \text{ m}$$

Béton = 27 MPa

Acier :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

$$A_s = 15,29 \text{ cm}^2$$

On opte pour des 8HA16 (16,08 cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de 15cm

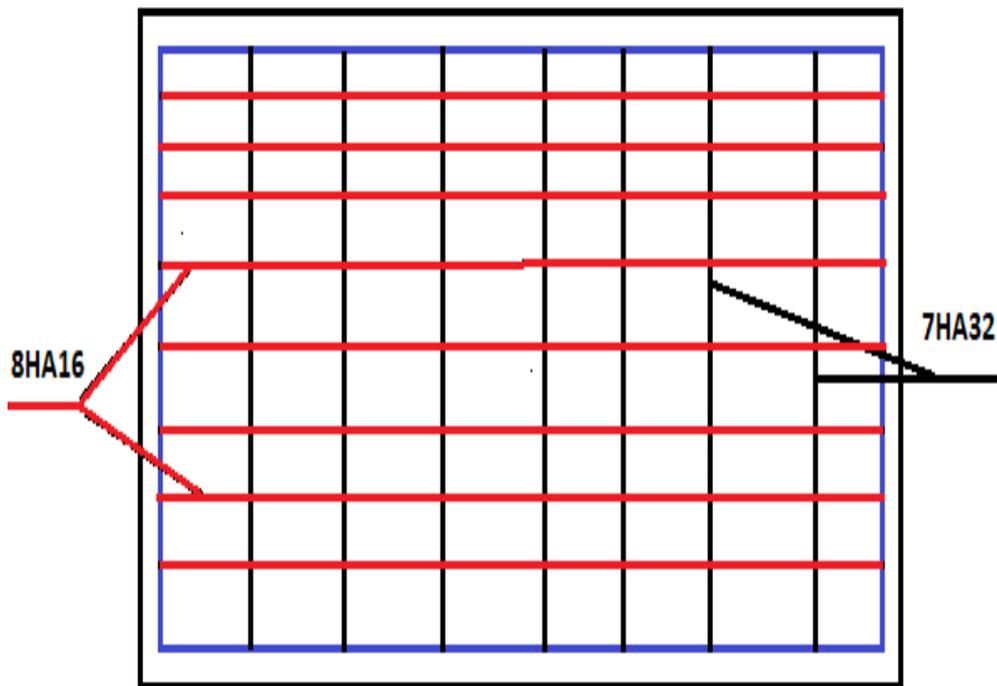


Figure VI.17 : Ferraillage de mur en retour (vue en plan)

**VI.2.3.4 Corbeau**

**a. Evaluation des charges et surcharges**

- Réaction due à la dalle de transition :  $R_1 = q \times \frac{l}{2} = 1 \text{ t/ml}$

- Réaction des poids des terres :  $R_2 = q \times \frac{l}{2} = 2,6 \text{ t/ml}$
- Réaction due au revêtement :  $R_3 = q \times \frac{l}{2} = 0,18 \text{ t/ml}$
- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R_4 = q \times \frac{l}{2} = 0,976 \text{ t/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_5 = q \times \frac{l}{2} = 1,2 \text{ t/ml}$

❖ **Réactions**

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 1,35(1+2,6+0,18+0,976) + 1,6(1,2) = 7,34 \text{ t/ml}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = (1+2,6+0,18+0,976) + 1,2(1,2) = 6,196 \text{ t/ml}$$

❖ **Moments**

$$M_{ELU} = [1,35(1+2,6+0,18+0,976) + 1,6(1,2)] \times 0,125 = 1,042 \text{ t/ml}$$

$$M_{ELS} = [(1+2,6+0,18+0,976) + 1,2(1,2)] \times 0,125 = 0,774 \text{ t/ml}$$

**b. Ferrailage**

➤ **Ferrailage vertical**

Le ferrailage se fait en flexion simple

$$M_u = 1,042 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$H = 0,4 \text{ m}$$

$$A_s = 1,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \frac{2,22}{500} 100 \times 36 = 3,676 \text{ cm}^2 > A_s = 1,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{Donc on prend : } A_s = 3,676 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 (5,65 cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de 20 cm

➤ **Ferrailage horizontal**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{3,676}{3} = 1,22 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 ( $3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 20 cm

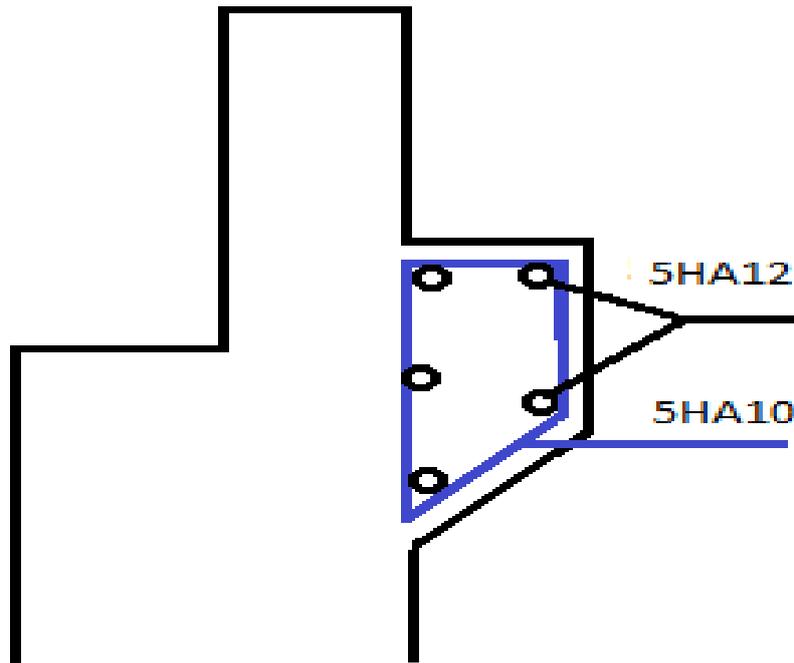


Figure VI.18 : ferrailage de corbeau

### VI.2.3.5 Le mur de front

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

#### Forces verticales

- Réaction du tablier dû à la charge permanente
- Réaction de la surcharge D240
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève
- Leur poids propre

#### Forces horizontales

- Poussée des terres
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau VI.9 : Valeurs des sollicitations

Désignation	$\varepsilon_H$	P(t)	$\varepsilon_H \cdot P(t)$	$(1 \pm \varepsilon_v) \cdot P$
Poids de Tablier	CN	1057,57	0	890
	CS H + V <sup>+</sup>		267	970,1
Mur garde grève	CN	24,76	0	24,76
	CS H + V <sup>+</sup>		7,428	26,988
Mur de front	CN	337,43	0	337,43
	CS H + V <sup>+</sup>		101,229	367,798
Mur en retour	CN	113,06	0	113,06
	CS H + V <sup>+</sup>		33,918	123,235
Poids de la dalle de transition	CN	24,76	0	24,76
	CS H + V <sup>+</sup>		7,428	26,988
Corbeau	CN	29,47	0	29,47
	CS H + V <sup>+</sup>		8,847	32,122
Freinage	CN	30	30	/
	CS H + V <sup>+</sup>		0	/
Poussé des terres		/	261.42	/
			333.571	/
Total	/	/	291,42	1419,48
	/	/	759,421	1547,222

Avec

- $\varepsilon_H = A = 0,3$  : coefficient sismique horizontale (RPOA2008, ARTICLE 2.8)
- ✓ Notre région d'étude est classée en zone sismique II-b
- ✓ Pont 1ère groupe

Tableau VI.10 : Coefficient d'accélération de zone (A)

Groupe	Zone sismique de pont			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	2,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

- $\epsilon_v=0,3 \times \epsilon_H = 0,09$  : coefficient sismique verticale (RPOA2008, ARTICLE 2.8)

**a. Sollicitation à la base de voile**

❖ **Condition normale**

Effort normal :  $\sum(1 + \epsilon_v) \times P = 1419,48 \text{ t}$

**ELS:**  $N = \frac{\sum(1 + \epsilon_v).P}{b} = \frac{1419,48}{15,5} = 91,579 \text{ t/ml}$

**ELU :**  $N = 1,35 \times 91,576 = 123,63 \text{ t/ml}$

Moment :  $M = \sum M_S - \sum M_R$

$M = \sum M_S - \sum M_R = 3128,055 - 919,849 = 2208,309 \text{ t.m}$

**ELS:**  $M = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{b} = \frac{2208,309}{15,50} = 142,471 \text{ t.m/ml}$

**ELU :**  $M = 1,35 \times 142,471 = 192,335 \text{ t.m/ml}$

❖ **Condition sismique**

Effort normal :  $\sum(1 + \epsilon_v) \times P = 1547,222 \text{ t}$

**ELS:**  $N = \frac{\sum(1 + \epsilon_v).P}{b} = \frac{1547,222}{15,5} = 99,820 \text{ t/ml}$

**ELU :**  $N = 1,35 \times 99,820 = 134,757 \text{ t/ml}$

Moment :  $M = \sum M_S - \sum M_R$

$M = \sum M_S - \sum M_R = 3409,576 - 3047,145 = 629,431 \text{ t.m}$

$$\text{ELS: } M = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{b} = \frac{629,431}{15,50} = 40,608 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELU : } M = 1,35 \times 40,608 = 54,821 \text{ t.m/ml}$$

Tableau VI.11 : Sollicitation à la base de voile

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
<b>N (t)</b>	123,63	134,757	91,579	99,820
<b>M (t.m)</b>	192,335	54,821	142,471	40,608

### b. Ferrailages de mur frontal

#### ❖ Ferrailage vertical

La section est soumise à la flexion composée.

$$N_U = 134,757 \text{ t}$$

$$M_U = 192,335 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 1,4 = 1,26 \text{ m}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6,55 \text{ cm}^2$$

#### ❖ La condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 100 \times 126}{500} = 12,171 \text{ cm}^2 > A_s = 6,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On prend :  $A_s = 12,171 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7\text{HA}16 (14,07 \text{ cm}^2/\text{ml})$  avec un espacement de 15 c

#### ❖ Le ferrailage horizontal : (Armatures de répartition)

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{12,171}{4} = 3,04 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA12 (5,65 cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de 15 cm

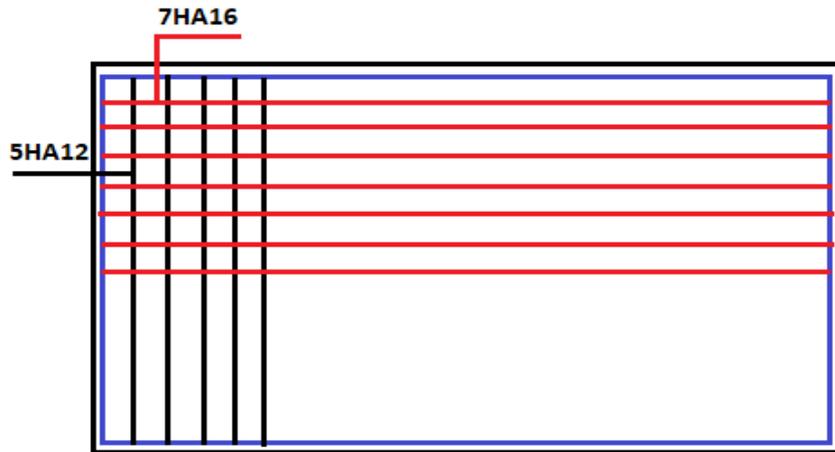


Figure VI.19 : Ferrailage du mur de front

### VI.2.3.6 Etude de la semelle

#### a. Côté gauche

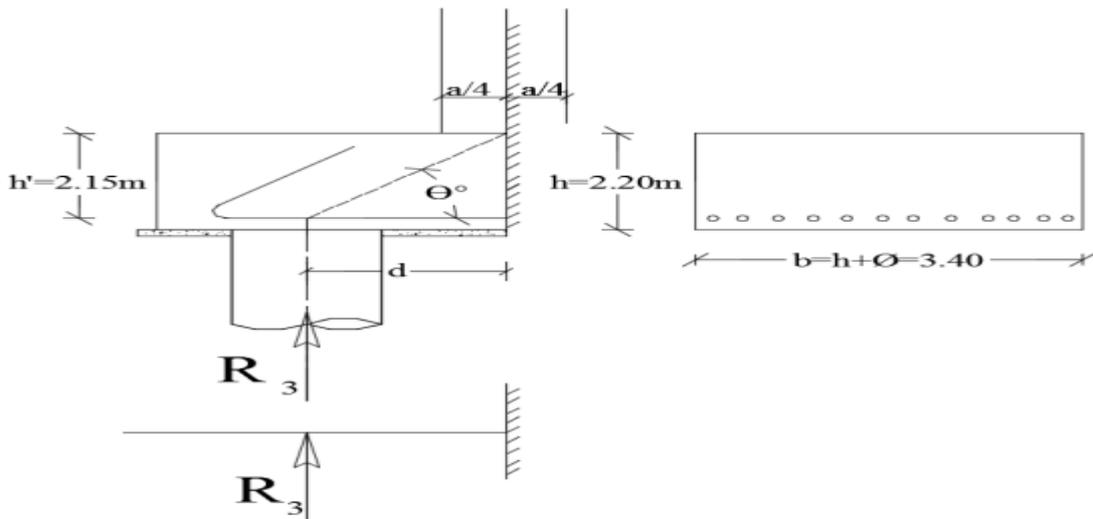


Figure VI.20 : la section gauche de la semelle

#### ❖ Evaluation des efforts

$$\theta = \arctg \frac{h'}{d} = \arctg \frac{2,15}{2,2} = 43,69^{\circ}$$

$40^{\circ} < \theta = 43,69^{\circ} < 50^{\circ} \Rightarrow$  La méthode des moments est applicable

$$M = R_{\max} \times d$$

Les armatures seront disposées sur une bande de  $b = h + \phi = 3.60$

- **Armatures transversales inférieures**

$$M = R_{\max} \times d$$

On utilise la méthode des moments

Le ferrailage sera fait en flexion simple pour une section de ( $b_0 \times h$ )

$$h = 2,2 \text{ m} ; b_0 = h + D = 2,2 + 1,2 = 3,40 \text{ m}$$

**Tableau VI.12 : Valeur de M dans les conditions (normale, sismique)**

<b>Désignation Condition</b>	<b><math>R_{\max}(t)</math></b>	<b><math>X_i</math></b>	<b>M (t.m)</b>
Condition normale	268.4	2,25	603.9
Condition sismique	548.8	2,25	1234.8

❖ **Ferrailage**

$$b = 340,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 220,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

• **Moments appliqués**

à L'ELU :  $M_{\max} = 1234,80 \text{ t.m}$

à L'ELS :  $M_{\max} = 603,90 \text{ t.m}$

$$A_s = 204,70 \text{ cm}^2$$

**b. Coté droite**

❖ **Evaluation des efforts**

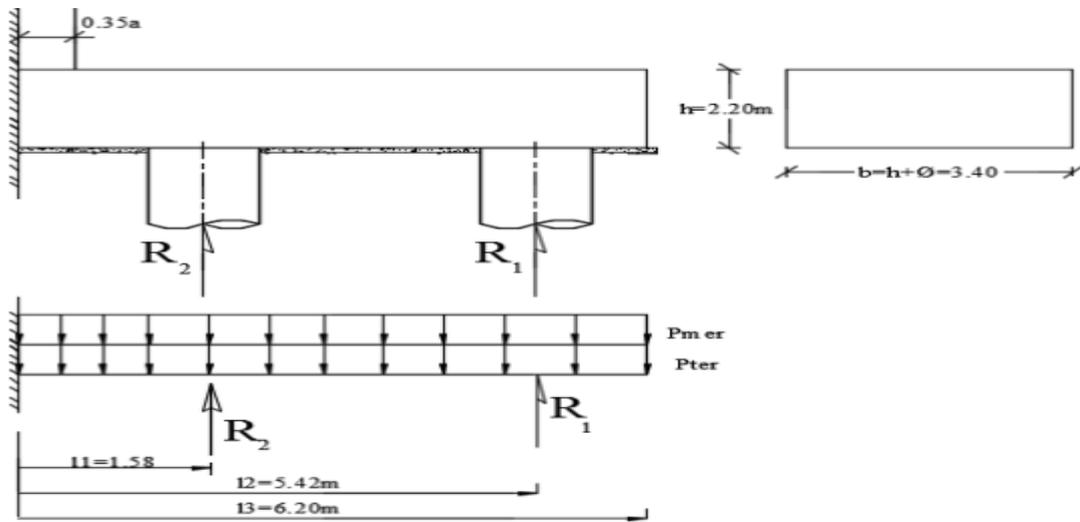


Figure VI.21 : la section droite de la semelle

Tableau VI.13 : Valeur de M dans les conditions (normale, sismique)

Désignation Condition	Rimax(t)	Xi	M (t.m)
Condition normale	312 ,5	0,65	150,475
	194 ,6	4,25	827,05
			977,52
Condition sismique	241,6	0,65	157,04
	-128	4,25	-544,42

❖ **Ferrailage**

$b = 340,0 \text{ (cm)}$

$h = 220,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_e = 500 \text{ MPa}$

- **Moments appliqués**

à L'ELU :  $M_{\max} = 977,52 \text{ t.m}$  à L'ELS :  $M_{\max} = 157,04 \text{ t.m}$

$A_s = 204,70 \text{ cm}^2$

**c. Armature de cisaillement**

Les armatures de cisaillement sont calculées pour  $\tau_{u \text{ min}} = 0,4 \text{ Mpa}$  selon l'article de 7.6.1.2 du RPOA

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} = 0,4 \Rightarrow A_t = \frac{S_t \times b_0 \times 0,4}{f_e} = 23,04 \text{ cm}^2$$

Cadres HA16 avec un espacement de 30 cm

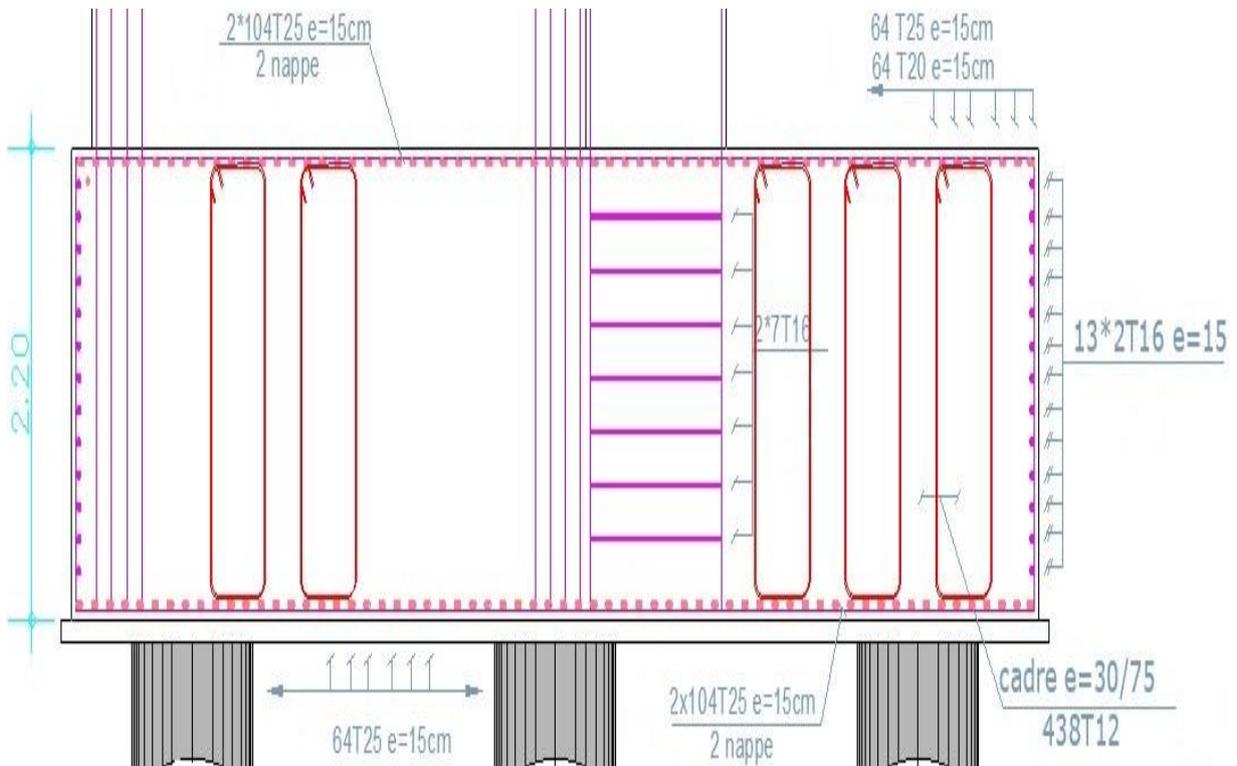


Figure VI.22 : ferrailage de la semelle (coupe transversale)

## Conclusion

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du BTP.

A la lumière de cette étude on retient que pour calculer un pont à poutre multiples en béton précontraint par post-tension, il faut passer par les deux étapes suivantes :

### **Etude de la superstructure**

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur, son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une économie optimale.

La répartition des efforts transversaux dus aux charges et surcharges déterminées par le logiciel de calcul Robot Millenium, nous a permis de déduire la poutre la plus sollicitée. A partir des sollicitations maximales nous avons pu dimensionné la précontrainte.

Le dimensionnement de la précontrainte a abouti à deux familles de câbles. La première est formée de deux câbles ancrés à l'about, la seconde d'un câble à l'extrados. On a utilisé 3 câbles 12T15M qui sont mis en tension par post-tension. L'estimation des pertes de tension prise initialement (32%) a été vérifiée puisque les pertes calculées n'atteignent pas les 32%.

### **Etude de l'infrastructure**

La deuxième étape présente l'étude des appuis de l'ouvrage où, nous avons évalué les efforts des charges et leurs combinaisons afin de déterminer le ferrailage sous les conditions les plus défavorables ; pour la culée grâce aux calculs effectués manuellement et pour la pile par le logiciel de calcul Robot Millenium.

On peut dire ici que la partie la plus délicate était celle qui concerne l'étude de la précontrainte et sa vérification correspondante.

A la fin de ce travail, on a pu acquérir une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément, dans le dimensionnement des ponts à poutres, mais notre formation reste toujours inachevée, nos lacunes devront se compléter avec la vie professionnelle.

# Bibliographie

## Règlements

- BAEL 91 mod.99
- BPEL 91 rév.99
- RPOA 2008
- RCPR
- Document SETRA (ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension)
- Fascicule 61 titre II
- Livre CALGARO tome I

## Cours

- Cours Résistance des poutres isostatiques en BP en flexion Post Tension, M  
KHELACHA
- Cours Béton Précontraint, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, M<sup>me</sup> GHANEM  
UMMTO
- Cours de Dimensionnement des Ponts 1, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, M<sup>me</sup>  
MILOUDI UMMTO.
- Cours Ouvrage en Béton, Master 1 Voies et Ouvrage d'Arts M<sup>me</sup> BELHOCINE  
UMMTO.

## Thèses et P.F.E

- Les différentes Thèses UMMTO et ENTP.

## Logiciels

- Robot Autodesk Structural Analyses Professional 2019 : Logiciel de calcul
- Microsoft office 2019.
- Microsoft Excel 2019
- AutoCAD 2019 : Logiciel de dessin.

