

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la

Recherche Scientifique



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Projet de fin d'étude

En vue d'obtention du Diplôme de master II en Génie-Civil

Option : Voies et ouvrages d'art

THEME

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



Proposé par : La direction des travaux publique de la wilaya de TIZI-OUZOU

Encadreur :

- Mr: ADJRAD AREZKI

Réalisé par :

- Mr. MEHTAL IDIR

- Melle. MEZIOUD SARAH

Remerciement

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nous tenons à remercier grandement Mr ADJRAD pour ses grandes disponibilités ses encouragements et ses précieux conseils tout au long de la rédaction de ce mémoire. Nous voudrions exprimer notre gratitude à Mr SAADOUDI de la Direction des Travaux Publics qui nous a proposé le projet pour l'hospitalité dont il a fait preuve envers nous.

Nous remercions également tout le personnel de UMMTO, particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail. Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement

Dédicace

Avant tout, je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie a :

Ma mère OURIDA et mon père RAMDANE; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

✚ *À ceux que j'aime et que j'adore :*

Mes frères : MOHAND ; HAMID; RABAH ; MEHANA ; ET SOFIANE

*Mes sœurs : MALIKA ; et surtout a celle qui ma toujours assister DJAMILA
Mes beaux frères : FARID et FARHAT*

Et mes belle sœur : NAIMA et LYNDA

*Aux petit ange de la famille : NABIL ; AKSEL ; KANZA. DIHIA ; DAMIA ;LYDIA
ET ANIRE.*

Mes cousins et mes cousines

✚ *À mon binôme SARAH*

✚ *À tous mes amis*

✚ *À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire et sur
tout LYES et KARIM*

✚ *Enfin, à tous ceux qui m'aiment*

✚ *À vous...*

MERCI

MEHTAL IDIR

Dédicace

Avant tout, je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie a :

Ma mère ALDJIA et mon très chers père CHABANE; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

✚ *À ceux que j'aime et que j'adore*

✚ *Mes frères*

*Mes sœurs : ZEDJIGA ; FATIHA ; CHACHAH ; NANA ;et MAMI
Mes beaux frères : DA YOUSSEF ; DA OUAMAR ; AZEDIN ; SADOUD ; et
surtout DJAFAR*

*Aux petits anges de la famille : AMINE ; DIDA ; WIWIZ ;IMAD ;RACHA
NANI ;MASSI ET mon petit chérie MOUMOUH*

Mes cousins et mes cousines

✚ *À mon binôme IDIR qui a fait preuves de patience dans Les moments de stress au
cours de se travail*

✚ *À Nabila ; Djidji ; Lilia ; Dalila..etc*

✚ *À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire et sur
tout LYES et ABDELKRIM*

✚ *Enfin, à tous ceux qui m'aiment*

✚ *À vous...*

MERCI

SARAH

Sommaire

Introduction

Chapitre I : généralités

I. Recueil bibliographique	2
I.1- Classification des ponts.....	2
I-1-1- Classification selon la voie portée	2
I-1-2- Classification selon la structure	3
I-1-3- Classification selon la nature	7
I-1-4- Classification selon la brèche franchie	7
I-1-5- Classification selon la travée.....	8
I.2- Les composantes essentielles d'un pont	8
I.3- Terminologie	8
I.3-1- Le tablier	8
I.3-2- Culée	8
I.3-3- Pile	9
I.3-4- Pile-culée	9
I.3-5- Entretoise	9
I.3-6- Le chevêtre	10
I.3-7- Travée	10
I.3-8- Arche.....	10
I.3-9- Portée	10
I.3-10- Les gabarits.....	10
I.3-11- La brèche :	10
I.3-12- ouvertures droite :	11
I.4. Les équipements d'un pont	11
I.4-1- Étanchéité	11
I.4-2- Joint de dilatation	11
I.4-3- Dispositifs de retenue pour les ponts	12
I.4-4- Les glissières	12
I.4-5- Les barrières	13
I.4-6- Les garde-corps	13
I.4-7- Les corniches	13
I.4-8- Appareils d'appui	14
I.4-9- Évacuation des eaux :	14

I.4-10- Autre équipements	15
II.Présentation et description de l'ouvrage	15
Introduction	15
II.1. Présentation de l'ouvrage.....	16
II.2. Les exigences fonctionnelles.....	17
II.2.1. Données relatives à la portée	18
II.3. Données relatives à l'obstacle à franchir	19
II.3.1. Les exigences naturelles	19
III.Choix du type de l'ouvrage	21
Introduction	21
III-1- Proposition des variantes	22
III.1.1.ponts à tablier mixte.....	22
III-1-2- Ponts en béton précontraint construits par encorbellement.....	23
III-1-3- Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension.....	23
III-2-Analyse multicritère	24
III.3.Conclusion.....	24
IV. Caractéristiques des matériaux.....	24
IV.1. Le béton.....	25
IV.2. La résistance à la compression et à la traction :.....	25
IV.3.Armatures	27
IV-3-1 Aciers passifs.....	27
IV-3-2 Aciers actifs	28
Chapitre II : pré dimensionnement	
Introduction	30
II.1- Dimensionnement des éléments du tablier	30
II.1.1 - Les poutres	30
II.1.2- L'hourdis	33
II.2 - Caractéristiques géométriques des poutres	33
II-2-1.Caractéristiques géométriques de la section brute	35
II-2-2.Caractéristiques géométriques de la section nette	37
Chapitre III : Calcul des charges et surcharges.	
Introduction :	38
III.1- Calcul des charges :	38

III.1.1- Les charges permanentes et les compléments des charges permanentes :	38
III.1.2. Les surcharges :	43
Chapitre IV : Répartition longitudinale des efforts	
Introduction :	51
IV.1- Calcul des moments fléchissant longitudinaux	51
IV.1-1- Moments engendrés par les charges permanentes G	51
IV.1-2- Moment engendré par la surcharge A(L)	52
IV.1.3- Moments engendrés par les surcharges sur trottoirs	52
IV.1.4- Moments engendrés par les surcharges «Bc »	52
IV.1-5- Les moments engendrés par les surcharges «Bt».....	61
IV.1-6- Moment engendré par les surcharges M_{c120}	63
IV.1-7 -Moment engendré par les surcharges D_{240}	64
IV.2- calcul des efforts tranchants	65
IV.2.1- Efforts tranchants engendrés par les charges permanentes.....	65
IV.2.2- Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l)	65
IV.2.3- Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs	66
IV.2.4- Les efforts tranchants engendrés par Bc	67
IV.2.5- Effort tranchants engendré par la surcharge Bt	68
IV.2-6- Efforts tranchants engendrés par la surcharge M_{c120}	68
IV.2-7- Efforts tranchants engendrés par la surcharge D_{240}	69
Chapitre V : Modélisation	
Introduction :	70
V-1 Présentation du logiciel robot :	70
V-2 Modèle de calcul :	70
V-2- 1 Les cas de charge considérés :	71
V-2-2 Les étapes de modélisation:	71
V-3 Effort interne dans les poutres	83
V-4 Etude du plâlage :	87
V-4-1- Méthode numérique (ROBOT MILLENIUM) :	87
V-4-2-Les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium :	88
V-4-3-Ferraillage :	89
V-5 Etude à la torsion :	102
V-5-1 Effet de la torsion :	102

V-5-2- Calcul des contraintes tangentielles de torsion :	104
Chapitre VI : Etude des entretoises d'about	
VI.1- Définition et rôle des entretoises	105
VI.2- Calcul des efforts internes (M et T) dans l'entretoise	106
VI-2-1-Charges permanentes :	106
VI-2-2-Surcharge Bc :	107
VI-2-3-Charge Bt :	109
VI-2-4-Système Mc 120:	110
VI-2-5-Surcharge D240 :	113
VI-3-Ferraillage de l'entretoise :	114
VI-3-1- Ferraillage longitudinale :	114
VI-3-2-Ferraillage transversales :	116
Chapitre VII : Etude de la précontrainte et des pertes de tension	
VII.1. Dimensionnement de la précontrainte	121
VII-1-1- Précontrainte minimale	121
VII.1.2 : Calcul du nombre de câbles	123
VII.1.3 : Vérification des sections	123
VII-2. Tracé du câble	125
VII-3. Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes	129
VI-3-1. Composante de la précontrainte à la section d'appui	130
VII-4. Fuseaux limites	132
VII-4-1. Fuseau limite de traction	132
VII-4-2.fuseau limite de compression	133
VII-5. Les pertes de précontrainte	134
VII-5-1. Les pertes instantanées	134
VII-5-2-Les pertes différées	144
Chapitre VIII : Calcul justificatif des poutres	
I. Justification des contraintes normales	149
I.1- Justification à L'ELS	149
I.1.1- Distance des armatures de précontrainte aux parements	149
I.1.2- Armatures de précontraintes (active)	150
I.1.3- Vérification des contraintes pour les différentes phases à mi-travée	152
I.2- Ferraillage passif longitudinal	152

I.2.1- Armatures de peau	152
I.2.2- Armatures longitudinal dans la zone tendue.....	152
I.2.3- Ferrailage passif transversal (Armature de talon)	153
I.3- Justification à l'E.L.U	153
I.3.1- Hypothèses de calculs	154
I.3.2- Passage du diagramme de déformations à celui des contraintes	154
I.4- Principe de la méthode de justification	156
I.4.1- Equations liées à l'hypothèse des sections planes	157
I.4.2- Equations donnant le comportement de l'acier	157
II. Justification des contraintes tangentielles.....	161
II.1- Justification des contraintes à l'E.L.S	161
II.1.1- Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant	161
II.1.2- Application au projet	162
II.2- Justification à l'E.L.U	164
II.2.1- Section d'armatures transversales minimales	164
II.2.2- Justification des armatures transversales	164
II.2.3- Justification du béton des bielles de compression de béton	166
II.2.4- Justification des armatures longitudinales.....	166
III. Etude de la zone d'about.....	166
Introduction	166
III .1- Zone d'appui simple d'about	167
III.1.1-La bielle d'about :	167
III.1.2- Justification de l'équilibre du coin inférieur	171
III.1.3- Justifications relatives à l'introduction des forces de précontrainte.....	172
III.1.4- Equilibre de la zone de 1 ^{ère} régularisation.....	173
III.1.5- Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation	175
III.1.6- Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure.....	176
Chapitre IX: Calcul des déformations.	
Introduction	184
IX.1. Calcul des flèches	184
IX.1.1.Flèche due au poids propre.....	184
IX.1.2. Flèche due aux surcharges.....	184
IX.1.3. Contre flèche	185

IX.2. Calcul des rotations	187
IX.2.1. Sous le poids propre	187
IX.2.2. Sous les surcharges	187
IX.2.3. Sous la précontrainte	187
IX.2.4. Rotation résultante	187
IX.3. Calcul des déplacements d'appui.....	187
IX.3.1. Déplacement due à la rotation.....	187
IX.3.2. Déplacement due au retrait :	187
IX.3.3. Déplacement due au fluage	188
IX.3.4. Déplacement due à la variation de la température	188
IX.3.5. Déplacement total	188
Chapitre X : Etude des équipements de pont	
I- Appareil d'appuis :	189
I-1 Introduction :	189
I-2 Le type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage :	189
I-3 Dimensionnement des appareils d'appuis :	190
I-3-1-Effort normal de compression :	190
I.4- Prescription réglementaire	194
II- Joint de chaussée	201
II-1 Définition :	201
II.2. Calcul du souffle des joints :	202
II-3- Dimensionnement des joints de chaussées :	203
Chapitre XI : Etude de la pile	
Introduction	204
XI.1- Pré dimensionnement de la pile :	204
XI-2- Etude du chevêtre :	205
XI.2-1- Evaluation des charges et surcharges :	205
XI.2.2- Calcul des sollicitations :	205
XI.2.3- Ferrailage de chevêtre à la flexion :	206
XI.3. Etude du fût :	211
XI.3.1. Evaluation des efforts :	211
XI. 3. 2. Calcul des sollicitations :	212
XI.3.3- Stabilité du fût au flambement :	213

XI.4- Etude de la semelle :	216
XI.4.1- Vérification des dimensions :	216
XI.4.2-Evaluation des efforts agissant sur la semelle :	216
XI.4.3- Ferrailage de la semelle :	218
XI.5- Etude et ferrailage des pieux :	221
XI.5.1- Actions sur les pieux :	221
XI.5.2- Effort horizontal maximum en tête du pieu :	222
XI.5.3- Calcul des moments par la formule de WARNER :	222
XI.5.4- Ferrailage des pieux :	223
XI.6- Vérification au flambement de la pile la plus élancée	226
<u>Chapitre XII : Etude de la culée</u>	
Introduction :	229
XII-1- Choix de la morphologie :	229
XII-2- Implantation de la culée :	230
XII-3- Pré-dimensionnement de la culée :	230
XII-3-1- Mur de garde grève :	231
XII-3-2- Le mur de front :	231
XII-3-3- Les murs en retour :	231
XII-3-4- Dalle de transition :	231
XII-3-5- La semelle :	232
X-3-6- Les corbeaux :	232
XII-4- Évaluation des efforts sollicitant la culée :	233
XII-4-1- Calcul du coefficient de poussée :	233
XII-4-2- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée +remblais).....	237

Liste des figures

Fig. I-1-Pont en maçonnerie	3
Fig. I-2-Pont en arc.....	3
Fig. I-3-Pont suspendus.....	4
Fig. I-4-Pont haubané	4
Fig. I-5-Pont a poutre	5
Fig. I-6-Poutre en béton armé.....	5
Fig. I-7-Poutre en béton précontraint	6
Fig. I-8-Poutre mixtes acier/béton.....	6
Fig. I-9-Pont a poutres métalliques.	7
Fig. I-10- différents éléments	9
Fig. I-11-Joint de dilatation	12
Fig I-12-garde-corps corniche.	14
Fig. I.13: Appareils d'appui frette	14
Fig. I.14: vue satellite de site.....	16
Fig. I .15. Situation de l'ouvrage	17
Fig. I.16 : Tracé en plan	18
Fig. I.17 : Profil en long	19
Fig. I. 18 : Profil en travers	19
Fig. I.19 : Rapport géotechnique.	20
Fig. I.20 : Diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELU	26
Fig I-21- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS.....	27
Fig. I.22: diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs à l'ELU.	28
Fig. I.23: diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs	29
<hr/>	
Fig. II.1 : Coupe transversale d'une poutre	30
Fig .II.2 : Notations utilisées	34
Fig. II. 3 : Caractéristiques géométriques de la poutre	34

Fig.III.1: Dimension de hourdis revenant aux poutres.....	38
Fig. III-2 : Coupe longitudinale de l'âme de la poutre.....	39
Fig. III-3 : Détails entretoise et amorce section d'about.....	40
Fig III-4 : Revêtement.....	41
Fig III-5 : La corniche.....	42
Fig III-6 : Gard corps.....	42
Fig III-7 : Glissière.....	42
Fig III.8: Disposition de système B _c	45
Fig III.9: Disposition de système B _t	47
Fig. III.10: caractéristique de système Mc120.....	48
Fig. III.11: caractéristiques de système D240.....	49

Fig. IV.1 : Répartition longitudinale de la charge permanente G.....	51
Fig IV.2 : Recherche du moment maximal.....	53
Fig IV.3 : Recherche du moment maximal.....	53
Fig.IV.4 : Ligne d'influence du moment sous P ₃	54
Fig IV.5 : Ligne d'influence du moment sous P ₄	55
Fig IV.6 : Chargement type sous un tandem (système Bt).....	61
Fig. IV.8: moment max. sous P2.....	62
Fig. IV.9: Position de Mc120.....	63
Fig. IV.10 : position de D240 sur la travée.....	64
Fig. IV.11 : Schéma statique d'une poutre.....	64
Fig IV.12 : Ligne d'influence de l'effort tranchant à 0,1L.....	65
Fig. IV.13: Position du système Bc donnant T max à 0,0L.....	66
Fig. IV.14: surcharge Bt.....	67
Fig. IV.15: surcharge Mc120.....	67
Fig. IV.16: surcharge D240.....	68

Fig.V-1 : vue du modèle du tablier en 3D.....	70
Fig V.2: Modélisation du tablier.....	73
Fig V.3 : Définition des appuis.....	74
Fig V.4 : chargement sous le poids du revêtement.....	75
Fig V.5: chargement sous le poids du garde corps.....	76

Fig V.6 : chargement sous le poids des glissières de sécurités.....	76
Fig V.7 : chargement sous le poids des corniches.....	77
Fig V.8 : chargement sous le poids des trottoirs.	77
Fig V.9 : chargement sous le poids des surcharges sur trottoir.	78
Fig V.10 : chargement sous le système A(l).....	78
Fig V.11 : chargement sous le système Bc.....	79
Fig V.12 : chargement sous le système Mc120.	80
Fig V.13: chargement sous le système D240.	80
Fig V.14: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	83
Fig V.15: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	83
Fig V-16: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	84
Fig V.17: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	84
Fig V.18: Diagramme du moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée.....	85
Fig V.19 : Diagramme de L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée :	85
Fig V.20: sollicitation de flexion de la dalle.	96
Fig V.21: Le ferrailage général de platelage (donné par le logiciel robot millenium).....	99
Fig V.22:Plan Ferrailage de lit supérieur	100
Figure V.23:Plan Ferrailage de lit inferieur	101
FigureV.24 : défilantes section de la poutre	103

Fig. VI.1 : Surface d'influence de l'entretoise d'about.	105
Fig. VI.2 Coupe transversale de l'entretoise d'about.	106
Fig. VI.3: Calcul de Moment fléchissant.....	107
Fig VI. 4 : Ligne d'influence du moment.....	108
Fig VI. 5 : Ligne d'influence de T.....	109
Fig VI.6 : Ligne d'influence de M.....	109
Fig VI. 7 : Ligne d'influence de T.....	110
Fig VI.8: Surface d'influence d'une chenille sur l'entretoise d'about.	111
Fig VI.9 : Ligne d'influence de M (Mc120).....	111
Fig VI.10: Ligne d'influence de T (Mc120).....	112
Fig VI.11 : Ligne d'influence de M (D240).....	113
Fig. VI.12: Ferrailage longitudinale	114
Fig. VI.13 : Plan de ferrailage de l'entretoise d'about	118
Fig. VI.14 : Coupe A-A de l'entretoise d'about.	118

Fig.VII.1 : Tracé d'un câble	125
Fig. VII.2 : disposition des câbles	126
Fig. VII.3: Tracé des câbles (1, 2,3,4).....	128
Fig. VII.4: composantes de la force de précontrainte.....	130
Fig. VII.5 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1	136
Fig. VII.6: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2	138
Fig. VII.7: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3	140
Fig. VII.8: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4	142
<hr/>	
FigVIII.1 : Détail du talon (section médiane).	149
FigVII.2 : Diagramme des contraintes de la phase IV.	152
Fig. VIII.3 : Détail du talon	153
Fig VIII.4 : Règle des trois pivots	154
Fig VII.5 : Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	154
Fig VIII.6 : Modèle de comportement du béton à l'ELU	155
Fig VIII.7 : Diagramme contraintes-déformation des torons	155
Fig VIII.8 : Diagramme contrainte déformation des aciers passifs.....	155
Fig VIII.9 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.....	156
Fig VIII.10 : Diagramme des contraintes à l'ELU.	157
Fig VIII-11: diagramme contrainte - déformation des aciers de précontrainte	159
Fig VIII-12 : inclinaison de la bielle unique du béton.....	168
Fig-VIII-13 La bielle	168
Fig-VIII-14 Interaction ancrage	171
Fig VIII-15: Equilibre du coin inférieur	172
Fig VIII-16: les 4 zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation	173
Fig VIII-17: Prisme symétrique	173
Fig VIII-18: Equilibre selon la RDM	175
Fig VIII-19 : Equilibre général.....	176
Fig VIII-20 : Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion.	176
Fig VIII-21 : Zone de 1 ^{ère} régularisation (prisme symétrique)	178
Fig VIII-22 : Composantes des efforts de précontraintes	179
Fig VIII-23 : Contraintes normales et tangentielles	180

Fig VIII-24: diagramme des efforts tranchants et efforts normaux.....	182
Fig VIII-25- Ferrailage de la zone d'about	183
Fig VIII-26- <i>Ferrailage de la zone d'about coupe A-A</i>	183
<hr/>	
Fig IX .1 : Diagramme des moments dans une poutre.	185
Fig IX.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte.....	186
<hr/>	
Fig X- 1 : Effet de l'effort normal.	190
Fig X. 2. 1er cas de torsion.....	192
Fig X 3. 2 ^{ème} cas de torsion.....	192
Fig X. 4 : Rotation d'extrémité du tablier sous chargement.....	197
Fig X-5 : Détail de l'appareil d'appui	199
Fig X.6 : Dimensions en plan du dé d'appui	199
Fig X.7 : Ferrailage du dé d'appui.	201
Fig X-8 : détail de joins de chaussé.....	201
<hr/>	
Fig. XI.1 : Dimensions de la pile.....	204
Fig. XI-2 : Section de torsion.	208
Fig XI.3 : Ferrailage du chevêtre.....	210
Fig XI.4 : Abaque de Walther.	213
Fig XI.5 : Ferrailage du fût.....	214
Fig XI.6- description de la semelle.....	216
Fig XI.7 Ferrailage de semelle –nappe inférieure	220
Fig XI.8 Ferrailage de semelle nappe supérieur	220
Fig XI.9 : Ferrailage du pieu.	224
Fig XI.10: Coupe longitudinale.....	226
<hr/>	
Fig XII-1 : Les éléments constitutifs d'une culée.	230
Fig XII-2 : Dalle de transition	232
Fig XII-3 : Les dimensions de la culée.....	233
<hr/>	

Liste des tableaux

Tab.II-1 : Inertie de la section d'about	35
Tab. II-2 : Inertie de la section médiane	35
Tab. II.3 : Inertie des poutres intermédiaires.....	36
Tab. II.4 : Inertie des poutres de rives avec hourdis.....	36
Tab II.5 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques.....	37
<hr/>	
Tab.III.1 : Récapitulation des permanentes.....	43
Tabl III.2 : Classe de pont	44
Tabl III.3 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge	44
Tabl III.4 : Coefficient b_c	45
Tab III.5 : Charge par essieu (système) B_c	46
Tabl III.6 : Charge par essieu (système) B_t	47
Tabl III.7 : Valeurs du coefficient dynamiques δ	50
<hr/>	
Tabl IV.1 : Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la charge permanente.	51
Tab IV.2 : Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la surcharge A(l).	52
Tab IV.3- Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la surcharge sur trottoir.....	52
Tab IV.4 : Détermination de la section dangereuse.....	53
Tab IV.5 : Lignes d'influence du moment sous P_3	54
Tab IV.6 : Lignes d'influence du moment sous P_4	55
Tab IV.7 : Recherche de la section dangereuse.....	56
Tab IV.8 : Lignes d'influences du moment sous P1	56
Tab IV.9 : Lignes d'influences du moment sous P_2	57
Tab IV.10 : recherche de la section dangereuse.	57
Tab IV.11 : Lignes d'influences du moment sous P_2	57
Tab IV.12: recherche de la section dangereuse S.....	58
Tab IV.13: Lignes d'influences du moment sous P_2	58
Tab IV.14: Lignes d'influences du moment sous P_2	58
Tab IV.15: recherche de la section dangereuse S.....	59
Tab IV.16 : Lignes d'influences du moment sous P_3	59
Tab IV.17: recherche de la section dangereuse S.....	59

Tab IV.18 : Lignes d'influences du moment sous P_2 .	60
Tab IV.19 : Lignes d'influences du moment sous P_2 .	60
Tab IV.20 : Moments de la surcharge dans les différentes sections.	60
Tab IV.21 : Moments max sous P_1 .	62
Tab IV.22 : Moments max sous P_2 .	62
Tab IV.23 : Moments des surcharges Bt dans les différentes sections.	63
Tab IV.24 : Moments des surcharges Mc_{120} dans les différentes sections.	64
Tab IV.25 : Moments des surcharges D_{240} dans les différentes sections.	64
Tab IV.26: efforts tranchants dans les différentes sections sous la charge permanente G.	65
Tab IV.27: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge A (L).	66
Tab IV.28 : Efforts tranchants dans les différentes sections engendrées parla surcharge sur les trottoirs.	66
Tabl IV.29: lignes d'influence due à la surcharge BC à 0,0 L	67
Tabl. IV.30: efforts tranchants dus à la surcharge BC dans les différentes sections	67
Tab IV.31: Effort tranchants engendré par la surcharge Bt.	68
Tab IV.32: Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120 :	68
Tab IV.33: Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240 :	69
Tab IV.34: Récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre.	70

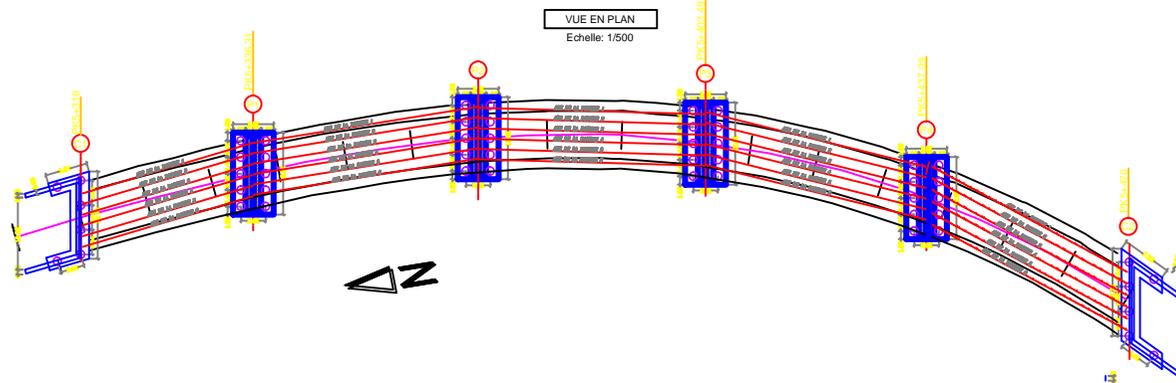
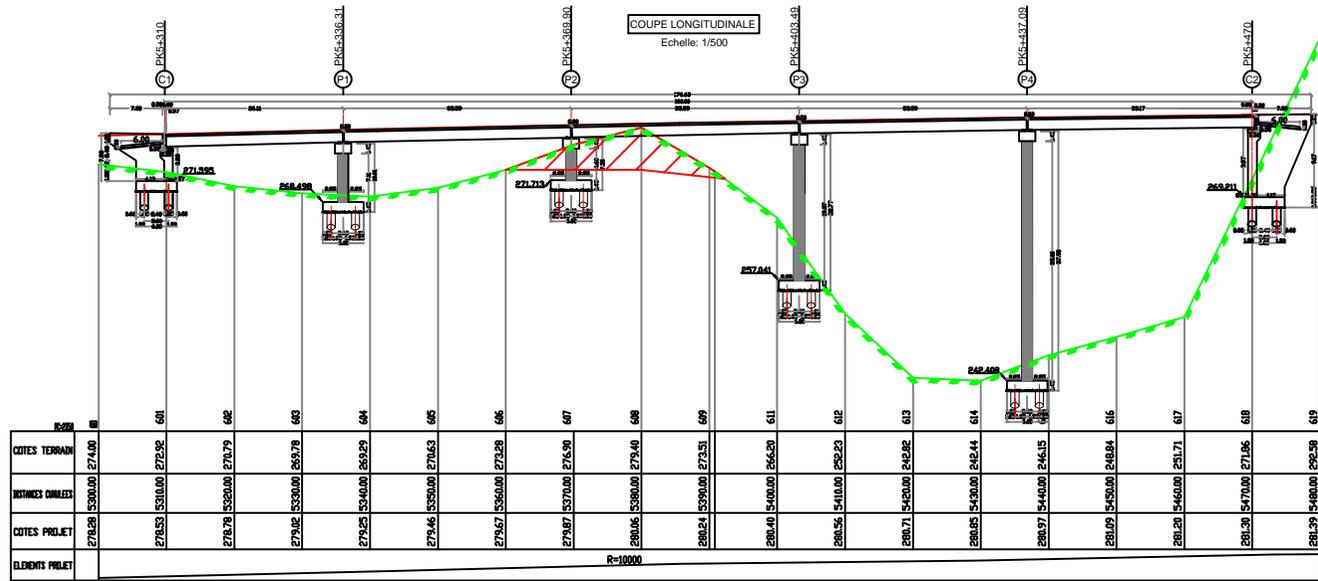
Tab V-1 : valeurs des charges considérées.	71
Tab V.2 : Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.	81
Tab V.3 : Efforts internes maximum dans les poutres.	85
Tab.V-4 : calcul de l'inertie de torsion τ .	103
Tab V-5 : moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.	104

Tab VI.1 : Moment et effort tranchant	114
Tab VI.2: Combinaison des efforts internes	114
Tab VI.3: Moment et effort tranchant après combinaison.	114

Tab VII.1 : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire)	121
Tab VII.2 : paramètre de calcul des câbles.	127
Tab VII.3: Récapitulatif des longueurs des câbles	129
Tab VII.4: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)	130
Tab VII.5: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis	131

Tab VII.6 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis.....	131
Tab VII.7 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections	132
Tab VII.8 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis).....	133
Tab VII.9: Caractéristiques du fuseau limite de compression.....	133
Tab VII.10: Perte par frottement.	134
Tabl VII.11. Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.....	142
Tab VII.12. Valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton	144
Tab VII.13: Pertes instantané totales à différentes sections (MPa).....	144
Tab.VII.14: la tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections.....	144
Tab VII-15 : Valeurs des pertes dues au retrait d béton	145
Tab VII.16 : Pertes par relaxation dans les câbles.....	146
Tab.VII.17: pertes par fluage dans les câbles.....	147
Tab.VII.18: pertes différées totales des différentes sections.....	147
Tab.VII.19: pourcentage des pertes.....	148
<hr/>	
Tab VIII.1 : Valeurs limites des contraintes dans le béton.....	149
Tab VIII.2 : Valeurs de f_{cj} et f_{tj}	150
Tab VIII.3: Caractéristiques géométriques de section nette.....	150
Tab. VIII.4 : Les différentes phases de construction.....	150
Tab VIII.5 : Contraintes dans les différentes phases.....	152
Tab VIII.6 : Caractéristiques géométriques de la section nette à l'appui.....	162
Tab VIII.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	163
Tab VIII-8 : Calcule de l'angle d'inclinaison.....	170
Tab .VIII.9 : Calcul de la section d'armature A_t	172
TabVIII-10 : calcul de l'effort tranchant.....	181
<hr/>	
Tab IX.1 : Valeurs de σ_{pm} dans les différentes sections.....	185
Tab IX.2 : Valeurs des moments aux différentes sections	185
<hr/>	
Tabl X.1 : Dimensionnement des joints de chaussées.....	203
Tabl X.1 : Dimensionnement des joints de chaussées.....	203
<hr/>	
Tab XI.1 : Valeurs des charges et surcharges eux états limites.....	205

Tab XI.2 : Evaluation des efforts.	206
Tab XI.3 : efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre.....	206
Tab XI-4 : récapitulatif des efforts sollicitant un fût.....	212
Tab XI.5 : Combinaison des efforts.	212
Tab XI-6 : donnant les différents efforts agissants à la base de la semelle.....	217
Tab XI.7 : Récapitulatif des combinaisons d'action.....	217
Tab XI-6 : récapitulatif des efforts sollicitant un fût.	227
<hr/>	
Tab XII-1 : Implantation de la culée.	230
Tab XII-2 : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.	234
Tab XII-3 : Calcul des moments et des efforts globaux.....	237
Tab XII-4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.....	237



Introduction générale

Le développement économique d'un pays se réalise en réunissant plusieurs paramètres dont l'on trouve l'infrastructure de transport comme l'un des paramètres les plus déterminants car elle assure la liaison entre différents pôles économique.

Vu que l'Algérie a connue une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette hausse a engendrée une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies et des ponts.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usager, l'on distingue d'une part les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et d'autre part les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

Ce mémoire de fin d'étude, consiste à faire la conception et l'étude d'un pont sur la **RN25** entre **Tizi Ouzou** et **Draa El Mizane** au **(PK5+310 au PK5+470)**

Où nous allons traiter les étapes principales de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définis et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour la dimensionner et l'étudier d'une manière profonde.

Chapitre I :

Généralités

I. Recueil bibliographique

Définition

D'une façon générale, un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou autre voie de circulation. Selon sa fonction l'on distingue :

a- *Pont route*, **b-** *Pont rail*, **c-** *Pont canal*.

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage.

I.1- Classification des ponts

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue, cantilever), l'importance de l'ouvrage (courant, non-courant) ou selon des critères propres ou familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts a haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

I-1-1- Classification selon la voie portée

La fonction d'un pont est liée à la voie de communication portée :

1. Pont routier

Désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers désignent un ouvrage portant une autoroute.

2. Pont-rail ou pont ferroviaire

Désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.

3. Passerelle

Désigne un ouvrage portant une voie pour les piétons.

4. Pont aqueduc

Désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau, par contre un **oléoduc** ou un **gazoduc** désigne explicitement la canalisation et non l'ouvrage qui le supporte.

5. Pont-canal

Désigne un ouvrage portant un canal.

6. Eco duc

Est un passage construit ou réservé dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétale, fongiques, etc... de traverser des obstacles construits par l'homme ou résultant de ses nativités.

I-1-2- Classification selon la structure

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts voûtés, les ponts à poutre, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

1- Ponts voûtés

Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits en pierre pendant plus de 1500 ans, ce qui leur a valu la dénomination usuelle de ponts en maçonnerie. Puis le béton armé a supplanté la pierre mais bientôt les ponts métalliques, autorisant de plus grande portées, ont supplanté les ponts voûtés qui sont restés cantonnés aux portées faibles. Le métal est également utilisé pour certains types voûtés.



Fig. I-1-Pont en maçonnerie.

2- Pont en arc

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparurent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche es franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écartier les points d'appui. Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).



Fig. I-2-Pont en arc.

3- Pont suspendus

Les ponts suspendus se présentent sous forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs. Ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages excepté pour les ouvrages dits <<auto ancrés>> où les câbles sont armés sur le tablier.



Fig. I-3-Pont suspendus.

4- Ponts haubanés

Les ponts à haubans se présentent sous forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, en câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction.

Les ponts à haubans sont principalement différenciés selon leur nombre de pylônes uniques et les ponts à travées haubanées multiples.



Fig. I-4-Pont haubané

5- Ponts à poutres

Les ponts à poutre désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droite. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutre. Il existe quatre formes de poutre : les poutres à âmes pleines, les poutres caissons, les poutres treillis et les poutres bow-strings. Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois, plus des matériaux composites tels que la fibre de carbone.



Fig. I-5-Pont a poutre

6- Ponts à poutres en béton armé

Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarisiées transversalement par des voiles en béton armé formant les entretoises.

La couverture (hourdis) est une dalle en béton armé qui joue le rôle de membrure supérieure de liaison des poutres. Selon les dimensions respectives et modes de liaison de ses deux éléments, on distingue trois types de tablier de ponts en béton armé : les tabliers à hourdis nervuré, les tabliers tubulaires (il existe un hourdis inférieur en plus du hourdis supérieur, on peut aussi parler de caisson) et les tabliers en dalle pleine (il n'y a pas de poutre). Ces ponts sont coulés en place. Beaucoup de ponts modérés franchissant des routes et autoroutes sont de ce type.

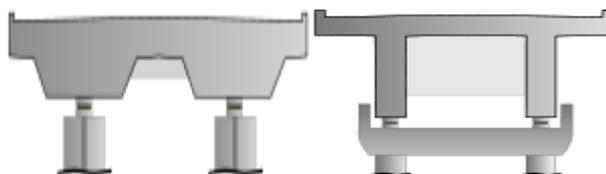


Fig. I-6-Poutre en béton armé.

7- Ponts à poutre en béton précontraint

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m. La panoplie des solutions comporte :

- Les dalles nervurées, qui ne peuvent être construites que sur cintre, et dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètres.

- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 mètres.

- Le pont caisson mis en place par poussage unilatéral ou bilatéral (portée principale usuelle comprise entre 35 et 65 m).

- Les ponts caissons construits en encorbellement, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m, mais dont le domaine d'emploi s'étend jusqu'à 200 m de portée principale.

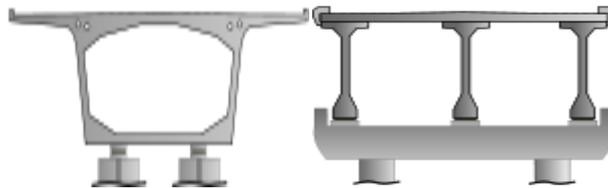


Fig. I-7-Poutre en béton précontraint

8- Ponts à poutre mixte acier/béton

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ses matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier.

Ses éléments présentent une solidarisation en eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique. Ils connaissent un fort développement depuis les années 80 avec notamment les ponts bipoutres mixtes qui sont une solution relativement économique pour des portées comprises entre 35 et 80 m. Les ponts à poutre caisson seront choisis lorsqu'un grand élancement est requis ou lorsque l'ouvrage présente une courbure très prononcée.



Fig. I-8-Poutre mixtes acier/béton.

9- Ponts métalliques

Les ponts métalliques peuvent être positionnés sous la chaussée ou de part et d'autre de celle-ci. Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée. Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures, étaient très utilisées au XIXe siècle ou pour les ponts rails. Elles ne sont aujourd'hui utilisées que lorsque les contraintes constructives ne permettent pas de mettre en place des poutres sous chaussées. Les poutres bow-strings ne doivent pas être confondues avec les poutres en treillis de hauteur variable. Extérieurement elles y ressemblent, mais il s'agit bien d'arc dont la poutre inférieure de liaison sert de tirant.

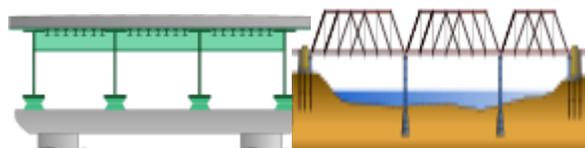


Fig. I-9-Pont à poutres métalliques.

I-1-3- Classification selon la nature

1- Ponts fixes

Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe.

2- Ponts mobiles

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité.

3- Ponts provisoires

Utilisé lors d'ouvrages temporaires

4- Ponts habités

Un pont habité est un pont qui, outre sa fonction de support à une voie de communication, peut assurer certaines fonctions liées à la ville, comme l'habitat ou l'exercice d'activités.

I-1-4- Classification selon la brèche franchie

1- Viaduc

Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux, plus que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir.

La terminologie de "pont" et de ses "viaducs d'accès" est souvent utilisée. La distinction absolue entre les deux termes n'est toutefois pas clairement définie.

2- Ponceau ou dalot

Pont de petites dimensions (quelque mètre) ;

3- Aqueduc

Ouvrage dans l'ouverture ne dépasse pas deux mètres (2m) et qui sert à l'écoulement d'eau au travers d'un massif de terre.

I.1-5- Classification selon la travée**1- Pont a travées indépendantes (isostatiques)**

Le pont comportant une succession de superstructures simplement appuyées. Cette disposition sera par exemple adoptée dans le cas de terrain de fondation susceptible d'engendrer des tassements différentiels assez importants et ou difficilement contrôlables.

2- Pont a travées continues

Le pont à travée dont la superstructure ne présente pas de discontinuité à l'aplomb des piles, à noter que l'appui fixe ne se situe pas nécessairement à une extrémité de l'ouvrage, cela dépend de la nature du terrain et de l'importance des sollicitations horizontales à prendre. Cet ouvrage est donc hyperstatique. Il implique notamment une parfaite connaissance de la nature des terrains de fondation.

3- Pont en cantilever

Le pont comporte des articulations en travées rendant l'ouvrage isostatique. Cette disposition peut présenter certains avantages tels que par exemple l'exécution située des parties latérales et pose des éléments préfabriqués dans la partie centrale dégagée de tout coffrage permettant le maintien d'une voie en service à cet endroit.

I.2- Les composantes essentielles d'un pont

Le pont se compose de deux parties principales :

- ▶ **Infrastructure** : elle comporte les piles, les culées, les semelles et pieux si sont nécessaire.
- ▶ **Superstructure** : elle comporte essentiellement de tablier.

I.3- Terminologie

Un pont comprend trois parties distinctes :

I.3-1- Le tablier

La structure sur laquelle se fait le déplacement a niveau ou avec une pente suffisamment faible pour être admissible par des piétons, des animaux ou des véhicules (automobiles, trains, avions, etc.) entre ses deux extrémités. Le tablier comprend une ou des travées qui sont des parties du pont comprises entre les piles ou entre une pile et une culée. Dans le cas des ponts suspendus et des ponts à haubans, le tablier est soutenu par des suspentes ou des haubans accrochés à des pylônes.

I.3-2- Culée

Massif d'appui à chaque extrémité du pont en plus de la charge verticale du tablier, la culée doit résister à des forces horizontales importantes : poussées des terres supportant la voie supérieure de part et d'autre du pont, poussées des voûtes dans le cas des ponts en arcs, efforts de freinage ou l'accélération.

I.3-3- Pile

Massif d'appuis situé entre deux travées voisines. La sollicitation horizontale des piles est moins forte que celle des culées. Elle peut cependant jouer un rôle important.

I.3-4- Pile-culée

Massif d'appui intermédiaire pouvant reprendre une sollicitation horizontale importante. Cette action peut provenir de l'inégalité des poussées de deux voûtes d'ouvertures différentes. On place généralement des piles-culées dans les viaducs possédant un grand nombre d'arches. Le but de cette disposition est double :

- Permettre l'exécution par phases, avec réutilisation des cintres, la poussée due au poids propre de la dernière voûte construite étant reprise par une pile-culée.
- Limiter les dégâts dans le cas où une arche se serait effondrée à la suite d'un accident (vice de construction, séisme, sabotage).

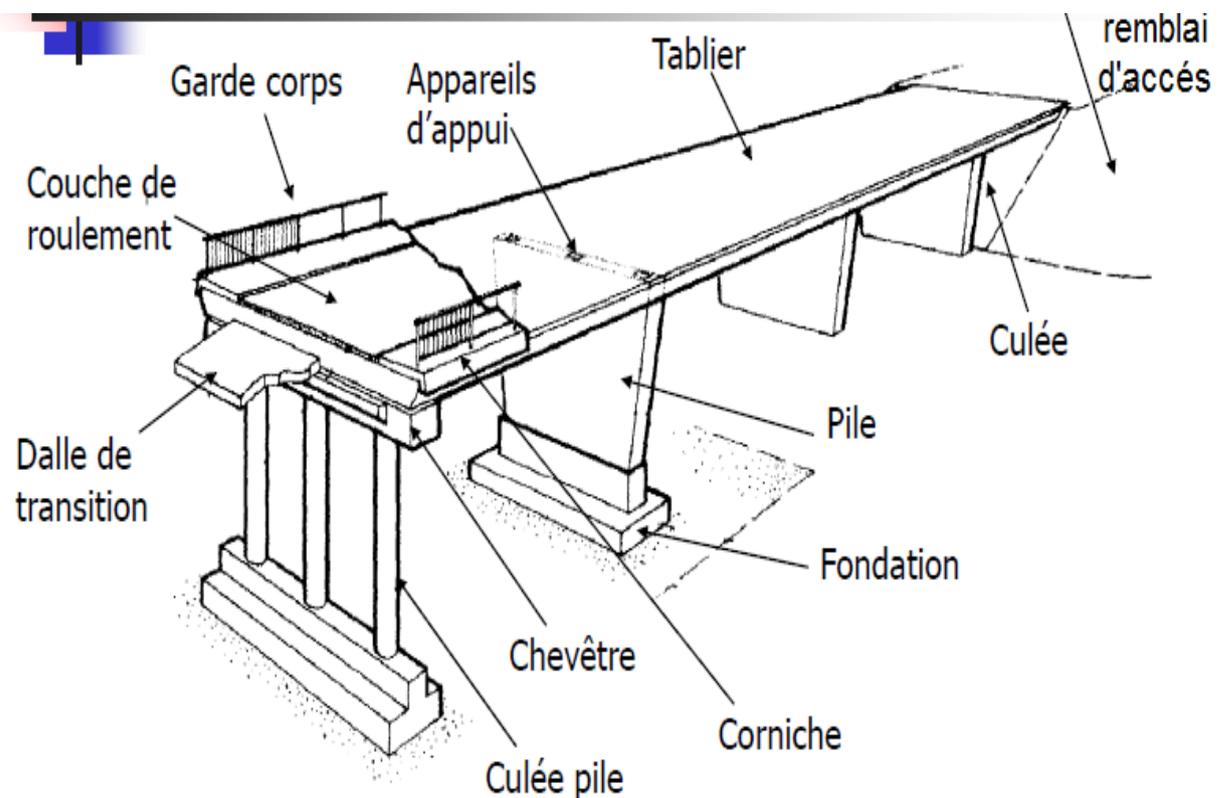


Fig. I-10- différents éléments

I.3-5- Entretoise

Une entretoise est une pièce rigide qui relie deux autres et les maintient dans un écartement fixe.

Ce type de pièce peut prendre des formes et des dimensions très différentes selon son utilisation. On utilise des entretoises dans de nombreux domaines : construction, menuiserie, mécanique, électronique, etc.

I.3-6- Le chevêtre

Le chevêtre d'un pont est la partie supérieure d'une pile, lorsque le tablier repose sur celle-ci par l'intermédiaire de un ou plusieurs appareils d'appui. Sa fonction est d'une part d'assurer la diffusion des efforts dans la pile et d'autre part de permettre la mise en place et le positionnement proprement dit des appareils d'appuis.

I.3-7- Travée

Partie d'un pont compris entre deux appuis successifs. Un pont peut donc avoir une ou plusieurs travées.

I.3-8- Arche

Travée d'un ouvrage voûté.

I.3-9- Portée

Distance entre axes des appareils d'appui d'une travée.

I.3-10- Les gabarits

On appelle gabarit la hauteur minimale à dégager au-dessus de la voie franchie, mesurée perpendiculairement à cette voie. En ce qui concerne les routes, les hauteurs minimales sont fixées par les textes normatifs qui, dans leur état actuel, prévoient

- **4.75m** pour les autoroutes de liaison et les autoroutes urbaines de statut national
- **7m** sur les routes nationales classées pour supporter les convois types de **classes C, D, E**
- **4.75m** sur les itinéraires de 3^e et 4^e classe
- **5.50m** sur les grands itinéraires de trafic international
- **4.30m** sur toutes les autres routes.

I.3-11- La brèche :

L'analyse des données conduit à définir la brèche à franchir.

Une brèche est la raison mémé de l'existence de l'ouvrage. Elle résulte de la topographie du site, de la ligne rouge du projet et des caractéristiques des obstacles à franchir, ce qui conduit à une longueur minimale de l'ouvrage.

Ces obstacles peuvent être issus :

- **De contrainte naturelle** : un cours d'eau, un thalweg, la présence d'un sol compressible impropre à la construction d'un remblai.
- **De contraintes fonctionnelle** : un gabarit de voie routière ou ferrée, une sur largeur de visibilité, les données liées au maintien d'une communication adaptée à la faune sauvage, ...
- **De contraintes d'environnement** (contrainte d'emprise, contraintes hydraulique,...), architecturales ou d'exploitation (dédoublage routier à terme,...).

I.3-12- ouvertures droite : ouverture mesurée perpendiculairement aux parements des appuis. C'est l'ouverture qui définit la largeur utile de la voie inférieure.

I.4. Les équipements d'un pont

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. C'est pourquoi, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions. Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussée, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, protection des talus par des perrés, etc.) tout en favorisant son bon fonctionnement (appareils d'appuis, joints de dilatation). Enfin, les corniches ont un rôle principalement esthétique et les écrans acoustiques éventuels améliorent le confort des riverains.

I.4-1- Étanchéité

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie...) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé. Pour cela, on recourt généralement à une chape d'étanchéité (représentant 2 à 3% du coût de l'ouvrage neuf), disposée sur la dalle de béton, ou à un complexe étanche sur les platelages métalliques (platelages orthotropes).

I.4-2- Joint de dilatation

Les joints de dilatation sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type.

- Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, dans le cas des structures en béton (retrait, fluage), et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.

- La longueur maximale de tablier contenu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900m.

- Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure. On limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues. En particulier, dans le cas des ponts à poutre précontraintes par poste-tension, les travées sont systématiquement attelées par groupes de trois ou quatre (continuité de la dalle de couverture), de sorte que les joints de chaussée ne sont disposés que tous.

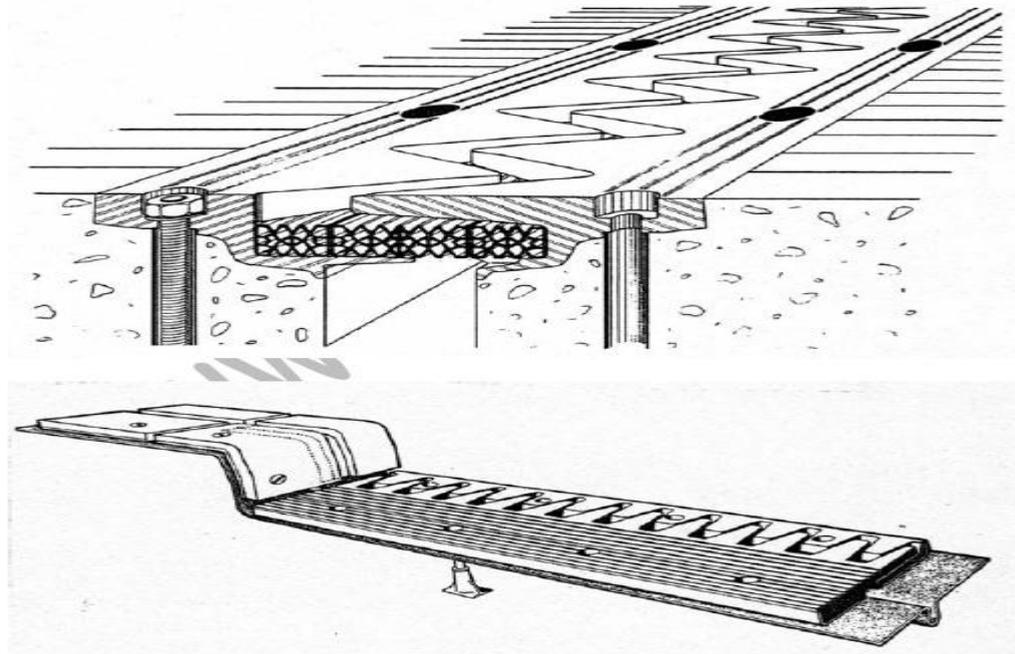


Fig. I-11-Joint de dilatation

I.4-3- Dispositifs de retenue pour les ponts

Les dispositifs de retenue sont les équipements, placés sur les bords latéraux des ponts, destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. On distingue, selon la fonction, les garde-du corps, les glissières et barrières, c'est au maître d'œuvre qu'il appartient de définir ces équipements en fonction des services que doit rendre le pont ; mais il convient de retenir des poids lourds, on adopte un système rigide qui est, certes très efficace mais aussi très <agressif> vis-à-vis des véhicules légers.

I.4-4- Les glissières

Il existe principalement deux types de glissières ; les glissières rigides et les glissières souples.

1- Les glissières rigides

De par leur forme profilée et leur hauteur limitée, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules en ne touchant pratiquement pas la carrosserie. Elles sont relativement esthétiques et résistantes. Mais leur efficacité est limitée aux seuls véhicules légers et leur rigidité les rend agressives au niveau des roues. C'est pourquoi leur emploi n'est autorisé qu'en milieu urbain où la vitesse de circulation est limitée à 60km/h.

2- Les glissières souples

C'est le modèle le plus couramment employé. La glissière souple standard comporte un élément de glissement, des dispositifs d'éclatement et des supports, normalement espacés de quatre mètres (4m), et fixés au tablier par l'intermédiaire de platines en acier boulonnées sur des contre-platines scellées dans le béton au moyen d'ancrage. Si ce mode de fixation ne peut être mis en œuvre, la glissière est attachée à une longrine en béton armé, liée au tablier par un système bicross. Le principe de son fonctionnement est totalement différent de celui des glissières rigides basses : le véhicule en perte de contrôle est repris au niveau de sa carrosserie. En souple. Moyennant une assez forte déformation plastique de l'élément de glissement (formation d'une poche).

I.4-5- Les barrières

Les barrières sont classées en trois catégories : les barrières légères, les barrières normales et les barrières lourdes.

Les barrières légères doivent retenir un véhicule de 3.5t lancé à 80km/h sous incidence de 30° ;

Les barrières normales doivent retenir un véhicule de 12t lancé à 70km/h sous une incidence 20° et les barrières lourdes retenir un véhicule de 38t lancé à 70km/h sous une incidence de 20°

Dans la pratique, les barrières légères sont très peu employées car elles ne correspondent pas à un niveau de sécurité bien identifié. Par ailleurs, aucun modèle de barrière n'a actuellement satisfait aux normes d'agrément dans le niveau <barrière lourde> la plupart des barrières employées dans la pratique sont donc des barrières normales, mais certaines ont une capacité de retenue supérieure à celle correspondant à leur norme d'agrément.

I.4-6- Les garde-corps

En plus de leur fonction de retenue de piéton, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique (surtout au milieu urbain), c'est pourquoi, ils sont souvent dessinés et conçus par l'architecte associé à l'élaboration du projet. Leur conception doit respecter les prescriptions du R.C.P.R .

I.4-7- Les corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique : situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc <<la ligne>> de l'ouvrage. Une corniche mal dessinée, dont le tracé présente des irrégularités, se remarque très vite à l'œil nu.

En plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse. Enfin, lorsqu'il y a un garde-corps, ce dernier est plus souvent scellé dans la corniche.

Il existe essentiellement trois catégories de corniches :

- La corniche en béton coulée en place.
- Les corniches en béton préfabriquées.
- Les corniches métalliques.

Les corniches en béton coulée en place sont réservées aux petites ouvrages de rase campagne coulée en place. Elles sont plus économiques et plus légères que les corniches préfabriquées, mais leur aspect est généralement moins bon.



Figure I-12-garde-corps corniche.

I.4-8- Appareils d'appui

Les appareils d'appuis interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton). Les appareils d'appui se répartissent en trois familles principales.

- **Les appareils d'appui en acier** spécialement conçus pour certains grands ponts métallique, mais dont l'emploi est de plus en plus rare pour des raisons de coût et d'entretien.
- **Les appareils d'appui en caoutchouc fretté**, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et, parfois, pour les grands ponts) ; Les appareils d'appuis spéciaux ou à pot.

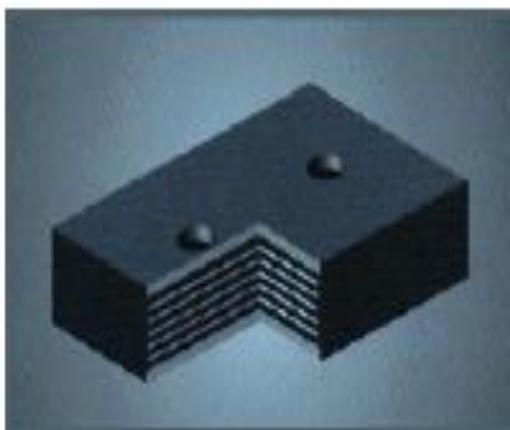


Fig. I.13: Appareils d'appui frette

I.4-9- Évacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus au moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous **20 m** environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plate-forme ferroviaire. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux.

I.4-10- Autre équipements

On citera tout particulièrement les dalles de transition. Elles ont pour but d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont, en cas de tassement de remblai. Ce sont des dalles en béton armé reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage, et par l'autre sur le remblai d'accès.

Font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts. Lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candi labres placés de préférence à l'extérieur u dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

II. Présentation et description de l'ouvrage

Introduction

L'aménagement du nouveau barrage de Tleta, entre **Tizi-Ouzou et Draa El Mizane**, impacte les infrastructures de l'axe routier nationale 25. L'une des conséquences majeures de ce nouveau barrage est la mise en place d'une déviation d'un tronçon sur 9 kilomètres car à terme 7 kilomètres de la route principale seront submergés par l'eau comme le montre la vue par satellite ci-dessous :

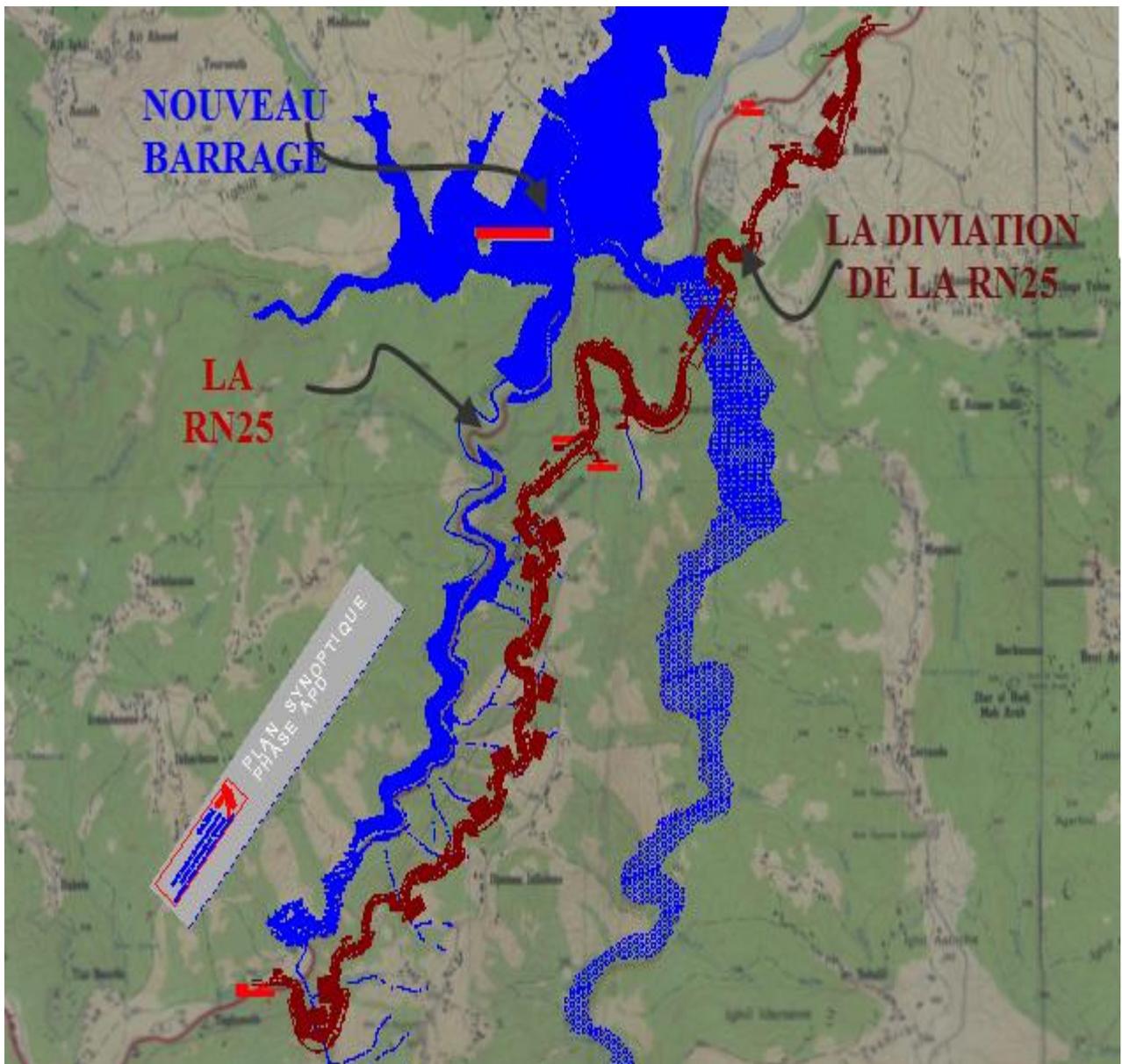


Fig. I.14: vue satellite de site

II.1. Présentation de l'ouvrage

Le présent projet a été proposé par le bureau d'étude de la **Direction des Travaux Publics de la Wilaya de Tizi-Ouzou**, l'objet de notre étude consiste à la conception et le dimensionnement d'un pont à poutres multiples en béton précontrainte qui rentre dans le cadre du projet de la **déviations et modernisation de la (RN25)** pour permettre de franchir un oued temporaire sur une longueur de **160 mètres**, qui est compris entre le **PK 5+310 et le PK5+470**.

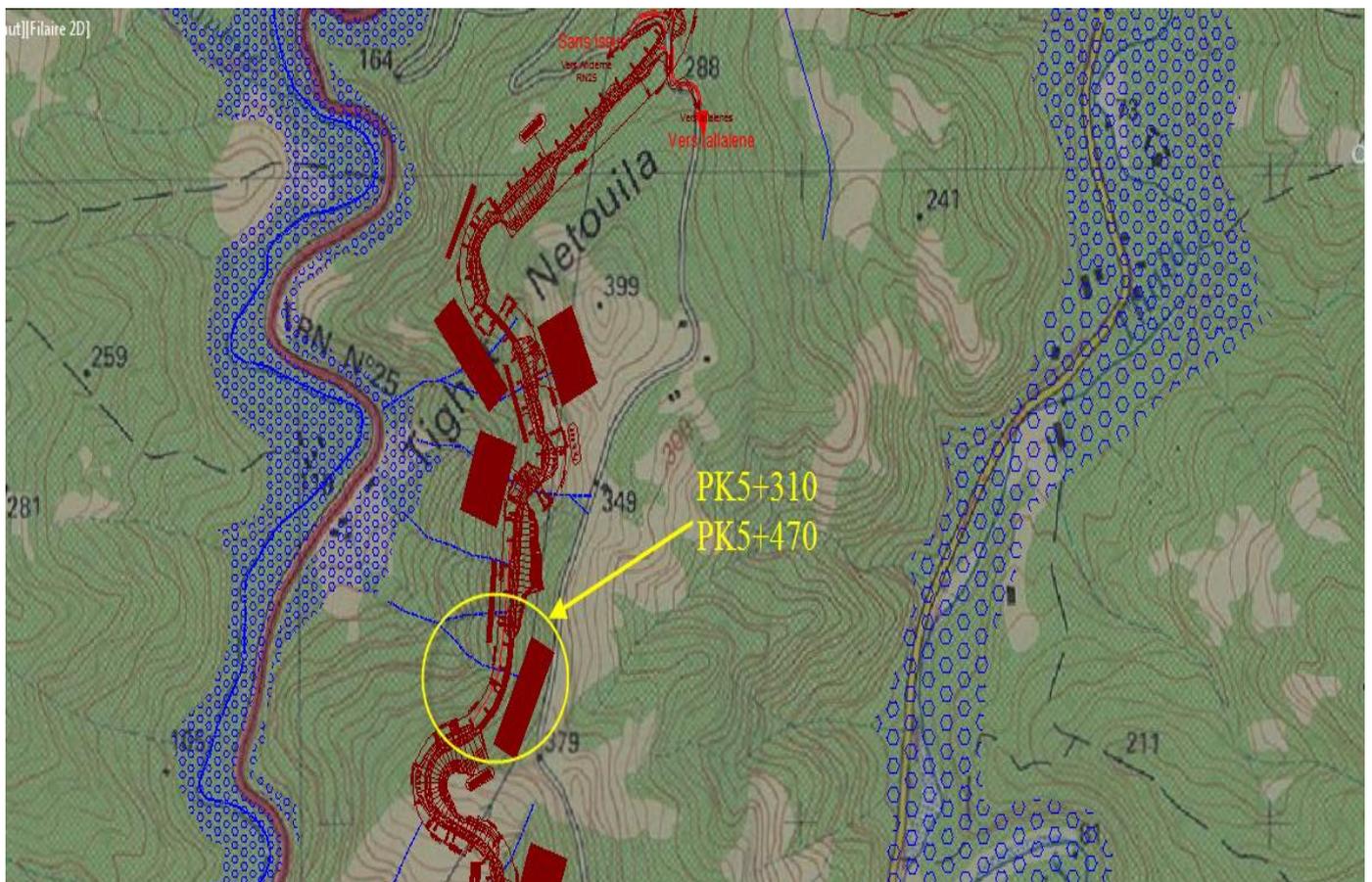


Fig. I .15. Situation de l'ouvrage.

II.2. Les exigences fonctionnelles

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

II.2.1. Données relatives à la portée

II.2.1.1 Tracé en plan

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

La structure géométrique de l'ouvrage présente un arc de longueur de 16 0m et de rayon 50 m.

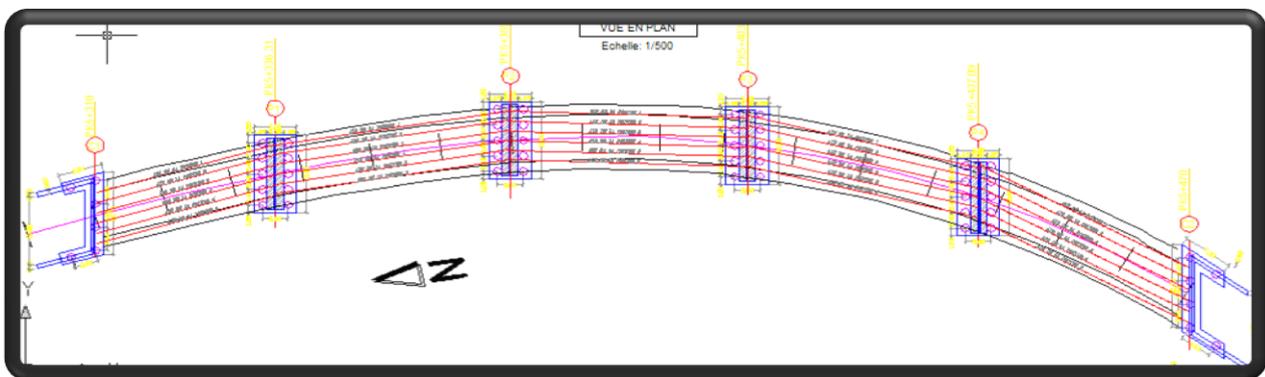


Fig. I.16 : Tracé en plan

II.2.1.2. Profil en long

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

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 2.67 %.

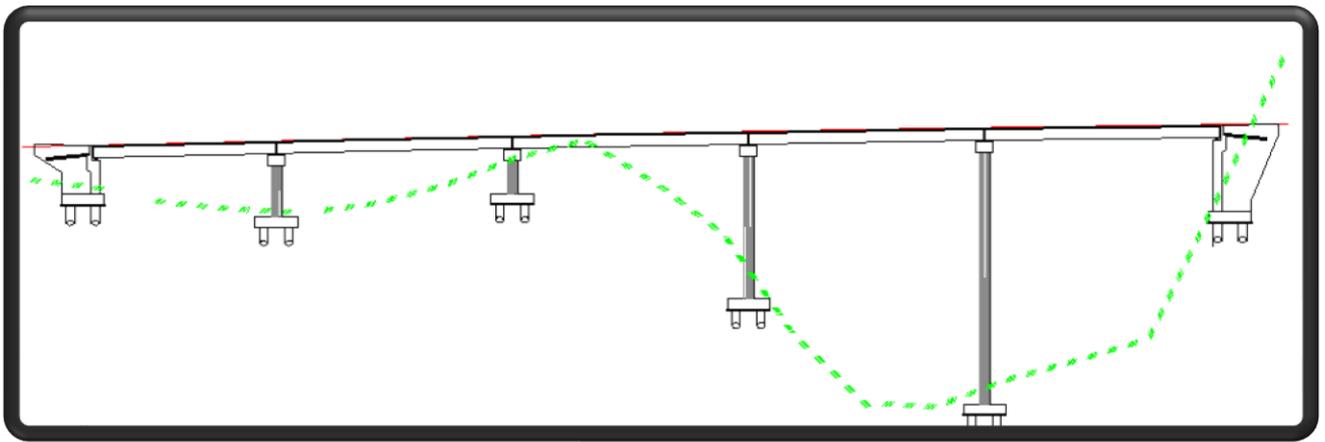


Fig. I.17 : Profil en long

II.2.1.3. Profil en travers

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

L'ouvrage comporte une chaussée à 2 voies de différent sens de circulation.

- Largeur rouables $L_r = 7\text{ m}$
- Largeur utilisée $L_t = 11\text{ m}$
- Largeur des trottoirs 2 m

Nombre de voies : $N = 2\text{ voies}$

Une pente transversale de 2.5% .

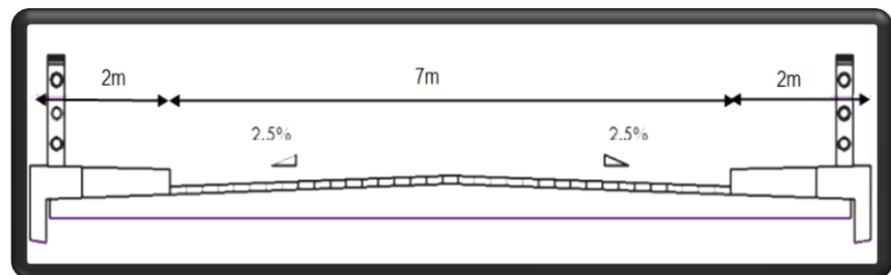


Fig. I.18 : Profil en travers

II.3. Données relatives à l'obstacle à franchir

L'ouvrage franchit un Talweg sur une longueur 220 mètres. Ce dernier se trouve au fond d'une dépression dont les deux berges présentent la hauteur de l'ouvrage par rapport au point bas de ce talweg, dont sa verticale est de 37,90 mètres.

II.3.1. Les exigences naturelles

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

II.3.1.1. Données géotechniques

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

Les informations essentielles sur la nature des terrains à savoir sont :

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

Ces essais, réalisés par le Laboratoire Central des Travaux Publics, ont permis de déterminer la nature du sol que l'ouvrage devra traverser.

Les résultats des sondages géotechniques sont comme illustré sur la figure :

• Essai pressiométrique

- Le module pressiométrique « E » définit le comportement Pseudo-élastique du sol, varie de 223,65bars à 2m jusqu'à 3168,68 bars à 10m de profondeur.
- La pression limite « PL » définit la résistance du sol à la rupture, varie de 15.52 bars à 2m jusqu'à 49.16 bars à 12m de profondeur.

Vue la nature des terrains et leurs caractéristiques géotechniques, il semble que le mode de fondation le mieux adapté serait un système de fondation profonde sur pieux forés dont l'ancrage se fera à 14m de profondeur.

II.3.1.2. Données topographiques

Il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer le mouvement des terres et choisir les emplacements adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

II.3.1.3. Données climatiques

- Le vent : Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titre II) (2KN/m²).
- La neige : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas

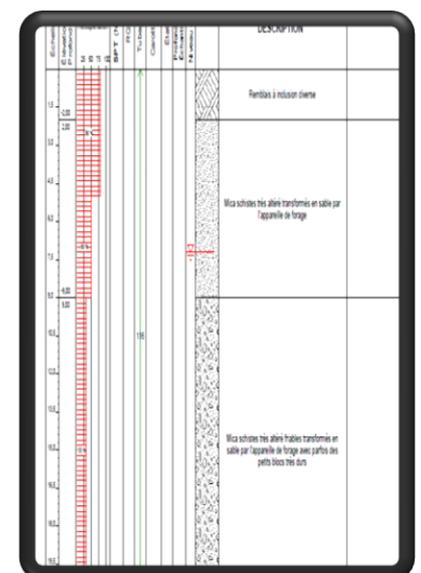


Fig. I.19 : Rapport géotechnique.

particuliers (ouvrage en phase de construction).

- La température : Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet sur les joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 12^{\circ}\text{C}$).

II.3.1.4. Données sismiques

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

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

- **Zone 0** : sismicité négligeable. ;
- **Zone I** : sismicité faible.
- **Zone IIb**: sismicité élevée ;
- **Zone III** : sismicité très élevée.

Notre ouvrage est classé en zone IIa.

Conclusion :

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

III. Choix du type de l'ouvrage

Introduction

Il est assez rare que la prise en considération des différentes contraintes naturelles et fonctionnelles de l'ouvrage conduise à une solution unique pour un franchissement donné. Il conviendra donc, la plupart du temps, d'envisager plusieurs solutions au niveau de l'étude préliminaire, avec une précision plus au moins grande selon leur degré de complexité, afin de comparer de façon aussi fiable que possible les plus adéquates d'entre elles.

L'objectif consiste donc à déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Pour cela il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et les types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement, à l'expérience et compétence de l'ingénieur.

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

- ▶ La nature du sol
- ▶ Le profil en long de la chaussée
- ▶ La position possible pour les appuis
- ▶ Le gabarit à respecter pour l'oued, le chemin agricole, la voie de circulation
- ▶ Les conditions sur site (d'exécution et d'accès à l'ouvrage)
- ▶ Le cout relié à sa construction et l'apparence de pont en relation avec son entourage
- ▶ Les délais de réalisation

III-1- Proposition des variantes

Quatre variantes sont envisagées et qui sont susceptibles de satisfaire les conditions imposées.

- ▶ **Variante N°1:** Ponte mixte
- ▶ **Variante N°2:** Ponts en béton précontraints construits par encorbellement
- ▶ **Variante N°3:** Pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension

III-1-1- Ponts à tablier mixte

❖ *Les avantages*

- La possibilité de franchir des grandes portées
- La rapidité d'exécution
- La précision dimensionnelle des structures
- La légèreté de tabliers (excellent rapport poids/performance de l'acier), donc la diminution du nombre des pieux
 - Des possibilités d'extension et de réparation des poutres

❖ *Les inconvénients*

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages
- Le coût est très élevé
- La résistance et la stabilité de la structure doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier
- Le risque du voilement et de déversement des poutres
- L'instabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées

- Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et l'acier (Gradient thermique)
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques

III-1-2- Ponts en béton précontraint construits par encorbellement

❖ *Les avantages*

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

❖ *Les inconvénients*

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

III-1-3- Pont à poutre multiples en béton précontraint par Post-tension

❖ *Les avantages*

- Bonne maîtrise de la préfabrication des poutres
- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique
- Le béton est toujours comprimé

❖ *Les inconvénients*

- La hauteur importante des poutres et leur poids augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente

III-2-Analyse multicritère

	Pont mixte	Pont voussoir	Pont a poutre en BP
Economie	-	-	+
Entretien	-	+	+
Esthétique	-	+	-
Exécution	/	-	+
délai	+	-	+
coût	-	-	+

Tab. I.1 : Evaluation des critères de choix d'un pont

(+) : Favorable / (-) : Peu favorable

III-3- Conclusion :

Après avoir analysé et comparé les trois variantes en tenant compte des aspects économiques, esthétiques et mode de réalisation, nous constatons que la variante susceptible de répondre le mieux à la problématique posée est la variante «**Pont à poutres multiples construit en béton précontraint par post-tension**».

Il y a lieu de signaler que le choix n'est fait qu'après avoir eu recours à des études approfondis et plus avancées pour chacune des variantes, que l'on a malheureusement pas pu faire par manque de temps.

IV. Caractéristiques des matériaux

L'objet fondamental d'un règlement est d'étudier les prescriptions qui permettent de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part sûre et d'autre part économique. La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé «état limite», état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonctions.

Etat limite ultime : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

Etat limite de service : Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

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

IV.1. Le béton

Le béton utilisé sera dosé à 400 kg/m³, d'un ciment CPA 325 pour les poutres et la dalle, et 350 kg/m³ pour le reste des éléments. Il sera défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, qui sera noté par le symbole « fc28 », donc :

$$\begin{cases} \mathbf{fc28 = 27\text{Mpa}}: \text{ pour les culées, les piles et les pieux} \\ \mathbf{fc28 = 35\text{Mpa}}: \text{ pour les poutre et la dalle.} \end{cases}$$

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

IV.2. La résistance à la compression et à la traction :

• La compression du béton à « j » jours, (j < 28 jours) est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

▪ La résistance du béton à la traction est donnée par la formule :

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

▪ Module de déformation longitudinale instantanée (t < 24h) :

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

▪ Module de déformation transversales « G » :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)}$$

Avec : ν coefficient de poisson : $\nu = \frac{\Delta t}{\Delta l} \frac{l}{T}$

$\nu = 0$ dans le cas du béton fissuré (ELU)

$\nu = 0.2$ dans le cas du béton non fissuré (ELS)

• Module de déformation diffère : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)

• Contrainte admissible de compression du béton

➤ AL'ELU :

Le diagramme contrainte (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton à l'ELU est schématisé ci-dessous. De manière générale l'on utilise le diagramme simplifié (idéalisé) dit « Parabole- Rectangle », et lorsqu'on a besoin d'une évaluation plus précise des déformations et à défaut de données expérimentales probantes, il est nécessaire d'adopter le diagramme réel.

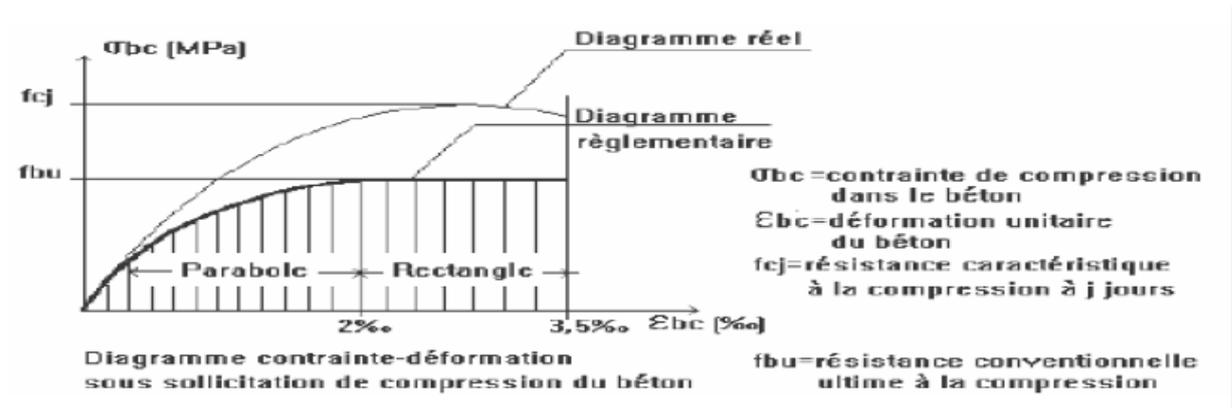


Fig. I.20 : Diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELU

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

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

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

$$\theta = \begin{cases} \theta = 1 & t > 24h \\ \theta = 0.9 & 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & t < 1h \end{cases}$$

➤ AL'ELS :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{En construction}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.5 f_{c28} \quad \text{En service}$$

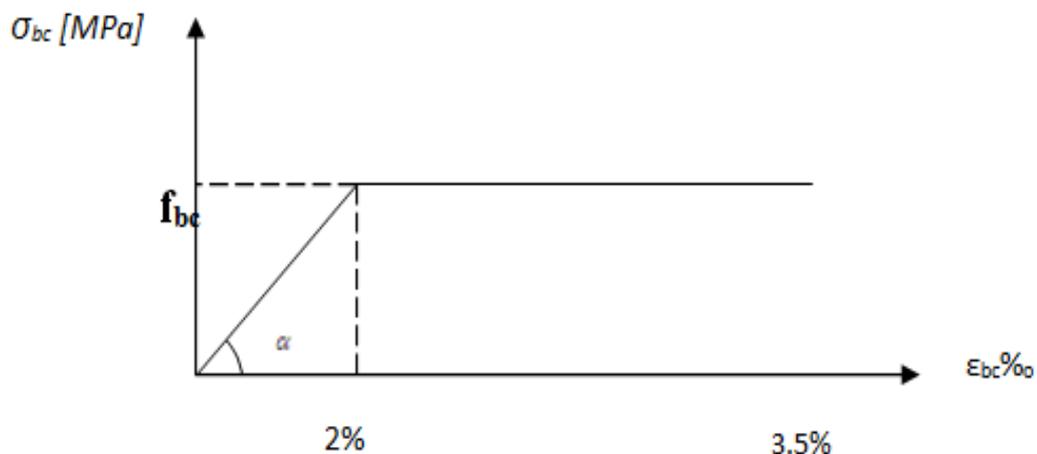


Fig I-21- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

IV.3.Armatures

IV-3-1 Aciers passifs

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures passives, elles sont identiques à celles utilisées dans le béton armé nécessaire pour :

- Reprendre les efforts tranchants
- Limiter les fissurations
- Servir d'aciers de montages et de peaux

Les armatures utilisées sont de nuance **FeE400** avec :

- Sa limite élastique égale à **400Mpa**
- Un module d'élasticité longitudinale **Es=200 000 MPa**
- **Contrainte limite**

ELU : la contrainte admissible à la compression est donnée par la formule qui suit :

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

Avec : γ_s : coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable ou transitoire.} \\ 1.2 & \text{En situation accidentelle.} \end{cases}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible : } \sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \\ \text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \\ \text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \end{array} \right\} \begin{array}{c} \text{Dans notre cas on a des fissurations} \\ \text{préjudiciables} \end{array}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration qui a pour valeur :

$\eta = 1,6$ → pour les aciers de haute adhérence

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

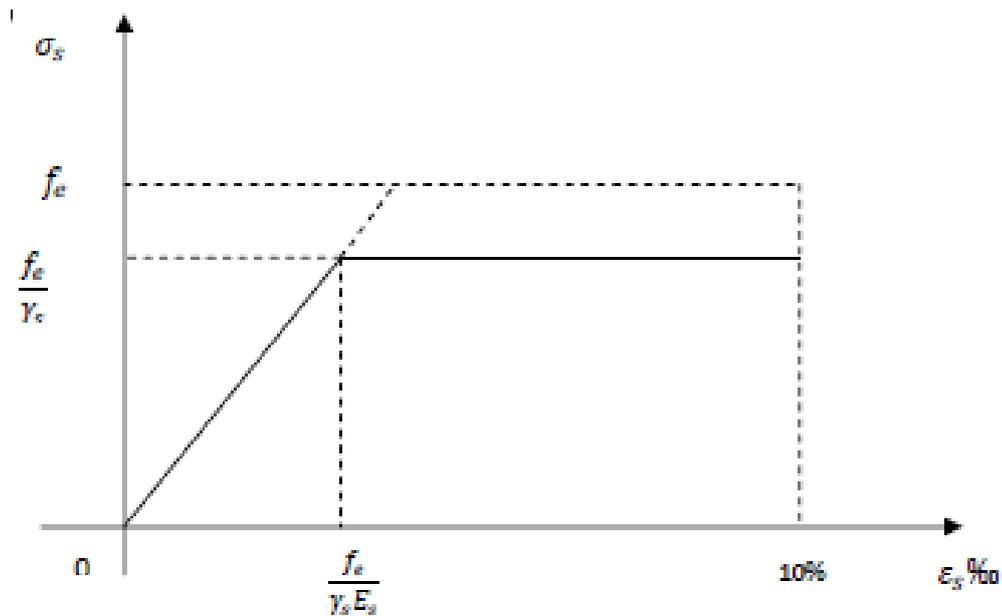


Fig. I.22: diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs à l'ELU.

IV.3-2 Aciers actifs

L'on utilise des câbles ayant les caractéristiques suivantes :

- Caractéristiques géométriques

Section normale de l'acier (câbles 7T15): $A_p = 973 \text{ mm}^2$.

Diamètre de la gaine : $\varnothing_{\text{ext}} = 67 \text{ mm}$

$$\varnothing_{\text{int}} = 60 \text{ mm}$$

- Caractéristiques mécaniques

Contrainte de rupture garantie : $F_{\text{prg}} = 1770 \text{ MPa}$

Contrainte limite élastique garantie : $F_{\text{peg}} = 1583 \text{ MPa}$

Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$

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

Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$

Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2,5 \%$

Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190 \text{ 000 MPa}$

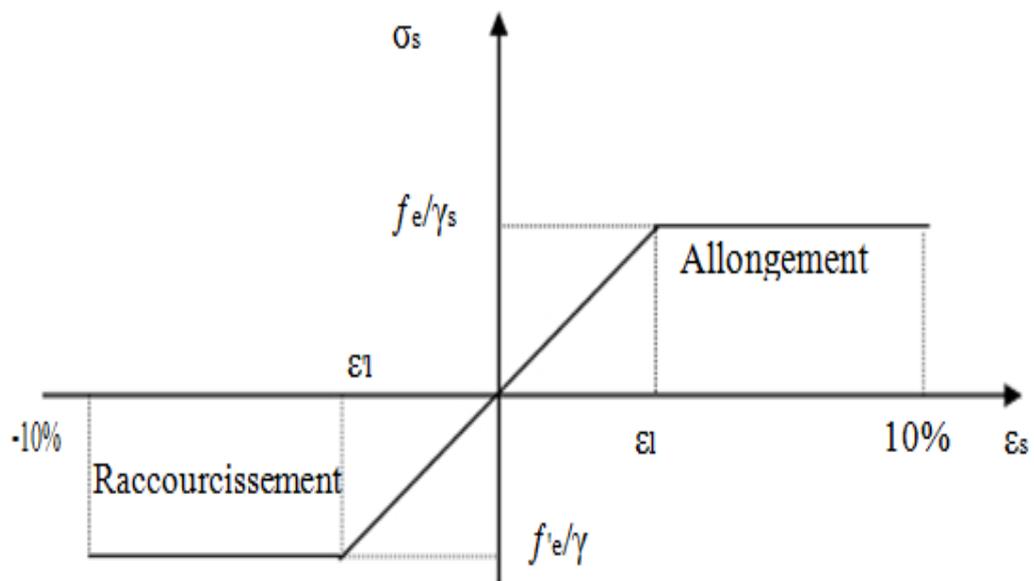


Fig. I.23: diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs

Chapitre II

Pré dimensionnement de la poutre

Introduction

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 25 et 50 mètres en précontraint par post tension.

Dans ce chapitre l'on va déterminer les éléments du tablier et aussi son accessoire (trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps).

II.1- Dimensionnement des éléments du tablier

II.1.1 - Les poutres

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième; ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de support un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

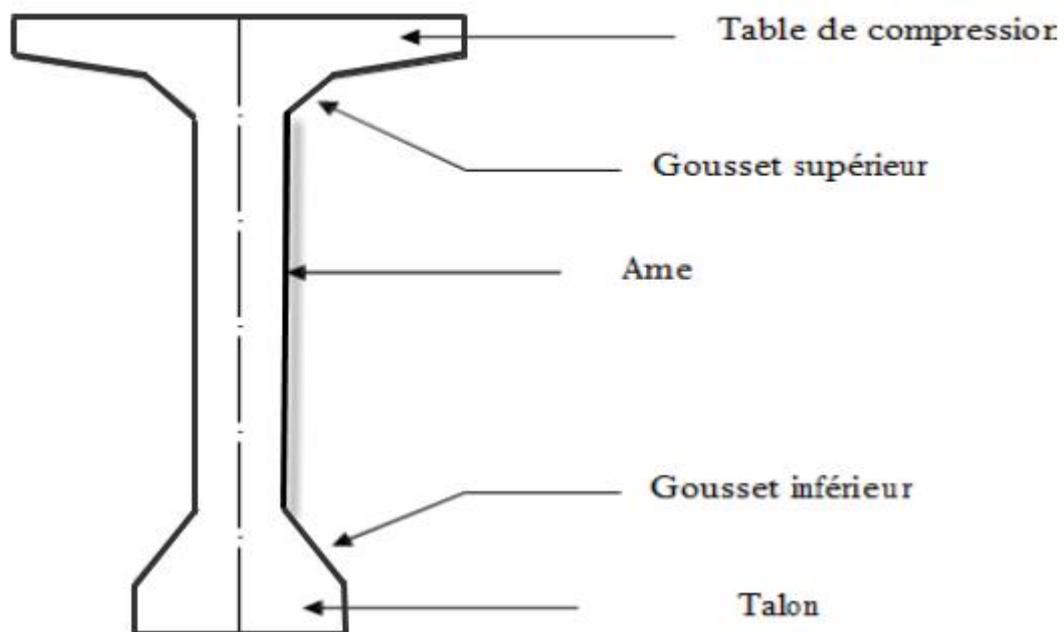


Fig. II.1 : Coupe transversale d'une poutre

a) Pré dimensionnement de la poutre

➤ L'espace entre axes des poutres (λ)

L'espace des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres légères et rapprochées ; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous l'avons envisagé, l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir entre 1,5 et 2,5 m d'espace entre les axes des poutres ; donc nous allons fixer l'espace.

$$\lambda = 1.8\text{m}$$

➤ **Nombre de poutres : (N)**

Le nombre de poutres est déterminé par : $N = (La / \lambda) + 1$

La : est la distance entre appuis de rive $\Rightarrow La = 9m$

L'espacement $\lambda = 1.8m$

$$N = (9 / 1.80) + 1$$

Donc le nombre de poutres \Rightarrow

$$\boxed{N = 6 \text{ poutres}}$$

➤ **Hauteur des poutres :**

La hauteur des poutres est un paramètre très important car si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, cela risque de présenter une trop grande prise au vent. Dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une hausse considérable des quantités d'acier de précontraint et même des sections de béton.

La hauteur d'une poutre de pont dont la portée est supérieure ou égale à 20 m ($L \geq 20m$) est donnée par la condition suivante :

$$\begin{cases} \frac{L}{20} - 0.2 \leq hp \leq \frac{L}{20} + 0.5 \\ \frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{15} \end{cases}$$

L : distance entre les axe des appuis de la travée.

$$\begin{cases} \frac{33.59}{20} - 0.2 \leq hp \leq \frac{33.59}{20} + 0.5 \\ \frac{33.59}{18} \leq hp \leq \frac{33.59}{15} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 1.4795 \leq hp \leq 2.179 \\ 1.866 \leq hp \leq 2.239 \end{cases} \Leftrightarrow hp = 2.00m$$

Donc on a : $L = 33.59m \Rightarrow$

$$\boxed{hp = 2.00m}$$

➤ **Largeur de la table de compression (b) :**

La table de compression reprend les forces de compressions.

$$0.6 hp \leq b \leq 0.7hp$$

Avec : $hp = 200 \text{ cm}$

$$\Leftrightarrow 1.20 \text{ m} \leq b \leq 1.40 \text{ m}$$

On prend :

$$\boxed{b = 130 \text{ cm}}$$

Remarque :

Des prés dalles sont nécessaires pour le coffrage du hourdis. L'on prévoit des goussets de (10 cm x 10 cm) qui jouent un rôle important :

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

➤ **Largeur du talon (Lt):**

Il constitue la partie inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontrainte. Ces dimensions dépendent du nombre que l'on doit disposer.

- Sa largeur « **bt** » est comprise entre **40** et **70 cm**. On prend

$$\boxed{bt = 55 \text{ cm.}}$$

- Sa hauteur « **ht** » est comprise entre **10** et **20 cm**, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives, On prend :

$$\boxed{ht = 15 \text{ cm}}$$

POUR LA SECTION MEDIANE :

➤ **Epaisseur de l'âme : « b_0 »**

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et doit permettre la bonne mise en place du béton. L'épaisseur de l'âme « b_0 » est donnée par la formule suivante :

$$b_0 > ht / 36 + \phi_g \text{ ext}$$

$\phi_g \text{ ext}$: Diamètre de la gaine avec $\phi_g \text{ ext} = 6.7 \text{ cm}$.

$$b_0 > 200 / 36 + 6.7 \quad \text{On prend :}$$

$$\boxed{b_0 = 25 \text{ cm}}$$

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

Elle doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon. Cette dernière doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2hg}{bt - b_0} \leq \frac{3}{2}$$

Avec :

hg : Hauteur du gousset.

bt = 55 cm.

ht = 15 cm.

$$\frac{bt - b_0}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{(bt - b_0)}{2} \Leftrightarrow 15 \leq hg \leq 22.5$$

$$\Rightarrow \boxed{hg = 20 \text{ cm}}$$

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2hg}{bt - b_0} = \frac{2 \times 20}{55 - 25} = 1.33 \leq \frac{3}{2}$$

POUR LA SECTION D'ABOUT :

➤ **Epaisseur de l'âme : « b_0 »**

L'épaisseur de l'âme est imposée par les plaques d'ancrages sur lesquelles s'appuie le socle de vérins lors de la mise en tension.

$$b_0 \geq a + 2n$$

a : largeur de la plaque d'ancrage ; **24 cm**

n : nombre de poutre ; **06 poutres.**

$$b_0 \geq 24 + 2 * 6 \Leftrightarrow b_0 \geq 36 \text{ cm}$$

On prend :

$$\boxed{b_0 = 40 \text{ cm.}}$$

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

Elle doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon cette pente doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2hg}{bt - b_0} \leq \frac{3}{2}$$

Avec :

hg : Hauteur du gousset.

bt = 55 cm.

ht = 15 cm.

$$\frac{bt - b_0}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{(bt - b_0)}{2} \Leftrightarrow 7.5 \leq hg \leq 11.25 \Rightarrow \boxed{hg = 10 \text{ cm}}$$

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2hg}{bt - b_0} = \frac{2 \times 10}{55 - 40} = 1.33 \leq \frac{3}{2}$$

II.1.2- L'hourdis:

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

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces derniers se présentent sous la forme de dallâtes en mortier de fibres ou en béton armé.

➤ **Epaisseur du hourdis:**

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires, il jouera donc un rôle d'entretoisement transversal et va servir comme une dalle de couverture dont l'épaisseur est :

$$h \geq \frac{\lambda}{15}$$

λ : Distance entre axe des poutres et égale à **1.8 m.**

$$h \geq \frac{180}{15} \Leftrightarrow h \geq 12 \text{ cm}$$

On prend :

$$\boxed{h = 20 \text{ cm}}$$

II.2 - Caractéristiques géométriques des poutres

Notation :

(Δ) : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section

Considérée par rapport à l'axe (Δ)

IΔ : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à (Δ)

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

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

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

S_Δ: Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

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

I₀: Montant d'inertie par rapport au centre de gravité

→ Pour une section triangulaire ⇒ $I_0 = bh^3/36$

→ Pour une section rectangulaire ⇒ $I_0 = bh^3/12$

h : Hauteur du rectangle ou du triangle considéré

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

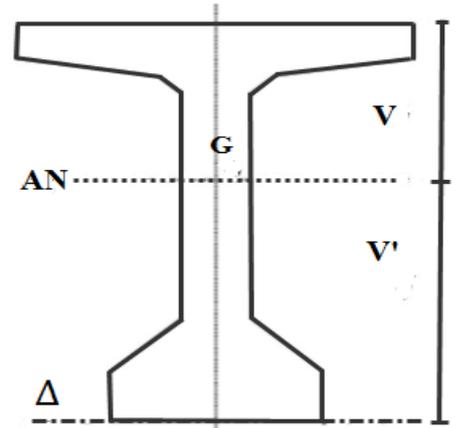


Fig .II.2 : Notations utilisées

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

R : Rayon de giration, avec : $r^2 = I_G/B$

ρ: Rendement géométrique de la section, avec : $\rho = I_G / B * V * V'$

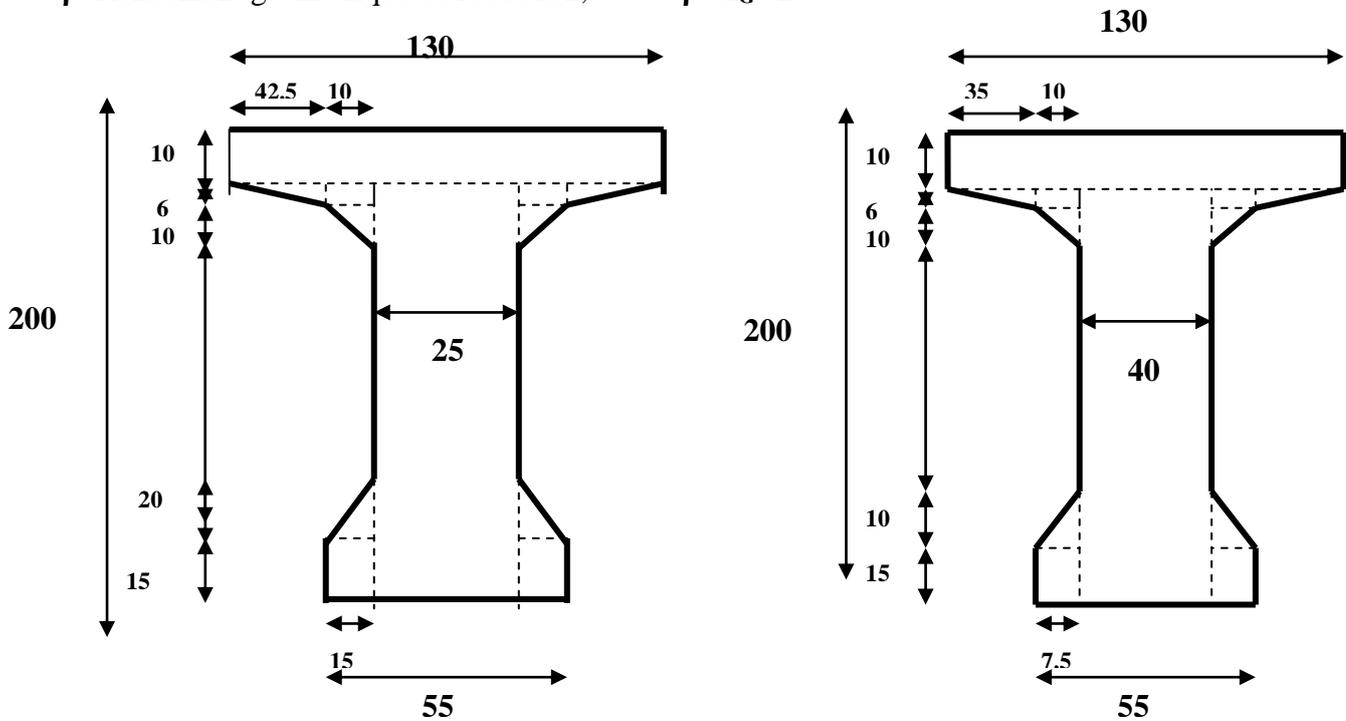
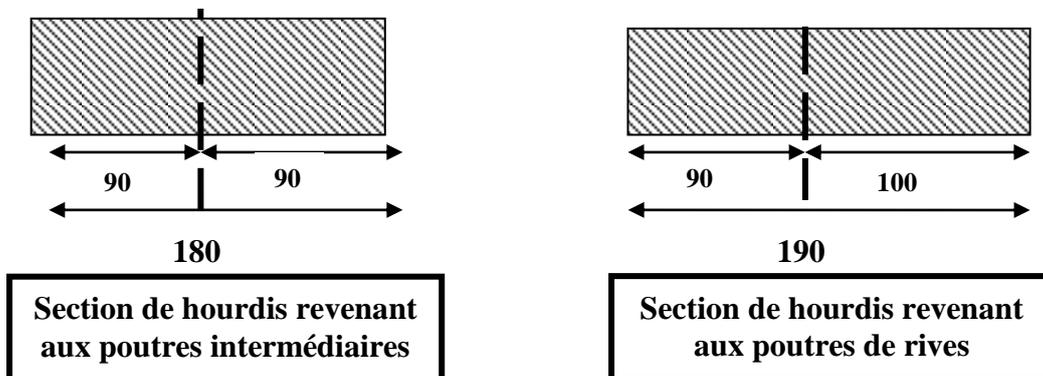


Fig. II. 3 : Caractéristiques géométriques de la poutre



II-2-1- Caractéristiques géométriques de la section brute

1) Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis

a) Section d'about

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _A =BxZ (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _A = I ₀ +BxZ ²
1	130x10	1300	195	253500	195.04	10833.33	49443333.33
2	2(35x6) /2	210	188	39480	188.01	420	7422660
	(6x10)x2	120	187	22440	187.02	360	4196640
4	2(10x10)/2	100	180.66	18066	180.69	555.55	3264359.11
5	190x40	7600	95	722000	126.67	22863333.33	91453333.33
6	2(10x7.5)/2	75	18.33	1374.75	18.63	416.66	25615.83
7	(7.5x15)x2	225	7.5	1687.5	10	4218.75	16875
	Total	9630	/	1058548.25	/	22880137.62	155822816.6

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
39465142.92	109.92	90.08	4098.14	41

Tab.II-1 : Inertie de la section d'about

b) Section médiane

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _A =BxZ (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _A = I ₀ +BxZ ²
1	130x10	1300	195	253500	195.04	10833.33	49443333.33
2	2(6x2,5) /2	255	188	47940	188.08	510	9013230
	(6x10)x2	120	187	22440	187.02	360	4196640
4	2(10x10)/2	100	180.66	18066	180.69	555.55	3264359.12
5	190x25	4750	95	451250	126.67	14289583.33	57158333.33
6	2(20x15)/2	300	21.66	6498	22.68	6666.66	147413.34
7	(15x15)x2	450	7.5	3375	10	8437.5	33750
Total		7275	/	803069	/	14316946.37	123257069.1

I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
34608296.76	110.387	89.613	4757.15	48

Tab. II-2 : Inertie de la section médiane

2) Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis

a) Poutre intermédiaire

	Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = BxZ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ = I ₀ +BxZ ²
Section médiane	Poutre	/	7275	/	803069	14316946.37	123257069.1
	Hourdis	20×180	3600	210	756000	120000	158880000
	Poutre+ Hourdis	/	10875	/	1559069	14436946.37	282137069.1
Section about	Poutre	/	9630	/	1058548.25	22880137.62	155822816.6
	Hourdis	20×180	3600	210	756000	120000	158880000
	Poutre+ Hourdis	/	13230	/	1814548.25	23000137.62	314702816.6

	I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
Section médiane	58624779.74	143.36	76.64	5390.78	49
Section d'about	65830152.08	137.15	82.85	4975.82	44

Tab. II.3 : Inertie des poutres intermédiaires.

b) Poutre de rives :

	Désignation	Dimensions	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = BxZ (cm ³)	I ₀ (cm ³ xcm)	I _Δ = I ₀ +BxZ ²
Section médiane	Poutre	/	7275	/	803069	14316946.37	123257069.1
	Hourdis	20×190	3800	210	798000	126666.66	167706666.7
	Poutre+ Hourdis	/	11075	/	1601069	14443613.03	290963735.8
Section about	Poutre	/	9630	/	1058548.25	22880137.62	155822816.6
	Hourdis	20×190	3800	210	798000	126666.66	167706666.7
	Poutre+ hourdis	/	13430	/	1856548.25	23006804.28	323529483.3

	I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ²	ρ (%)
Section médiane	59503515.24	144.567	75.433	5372.78	49.26
Section d'about	66882319.89	138.24	81.76	4980.07	44.06

Tab. II.4 : Inertie des poutres de rives avec hourdis.

II-2-2- Caractéristiques géométriques de la 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 :

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

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

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

	Poutre seul		Poutre+hourdis			
	De rive et intermédiaire		intermédiaire		De rive	
	médiane	D'about	médiane	D'about	médiane	D'about
B (cm²)	6911.25	9148.5	10331.25	12568.5	10521.25	12758.5
S_Δ (cm³)	738823.48	973864.39	1434343.48	1669384.39	1472983.48	1708024.39
I_Δ(m⁴)	110931362.2	140240534.9	253923362.2	283232534.9	261867362.2	291176535
I_G (cm⁴)	31949971.77	36571971.74	54785676.19	61500089.38	55648487.79	62517420.15
V` (cm)	106.90	106.45	138.83	132.82	140	133.87
V (cm)	93.1	93.55	81.17	87.18	80	86.13
r² (cm²)	4622.89	2997.6	5302.91	4893.19	5308.92	4900.06
ρ (%)	46	40	47	42	47	42

Tabl II.5 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques

Chapitre III:

Calcul des charges et surcharges

Introduction :

Dans ce chapitre on calculera les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse ; les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables pour cela on se rapporte au [Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II)].

➤ Les actions permanentes

- i. Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle, entretoises et amorces).
- ii. Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

➤ Les actions variables :

Les charges d'exploitation

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (Fascicule 61 titre II); ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon à satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.

III.1- Calcul des charges :

III.1.1- Les charges permanentes et les compléments des charges permanentes :

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

III.1.1.1- Les charges permanentes :

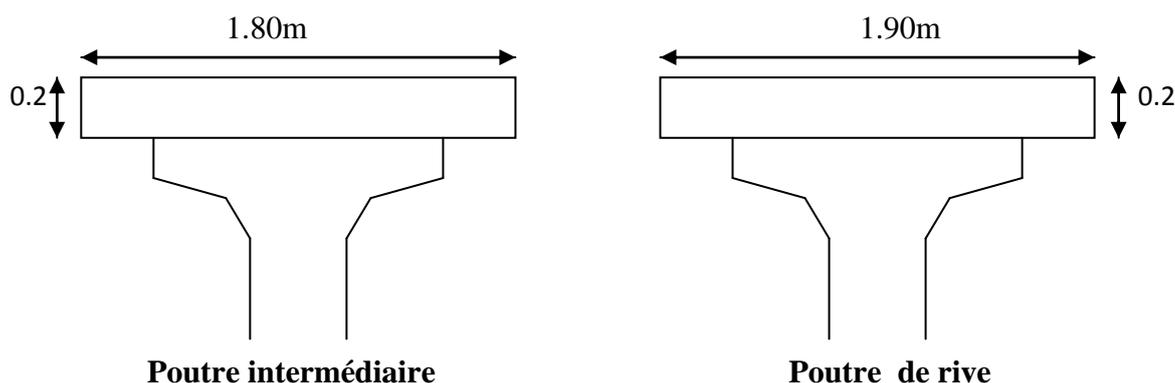


Fig.III.1: Dimension de hourdis revenant aux poutres.

a) Dalle :

Épaisseur de la dalle est de 20cm

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

$$P_i = 0.20 \times 1.8 \times 2.5 \times 1 = 0.90 \text{ t/ml}$$

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

$$P_r = 0.20 \times 1.90 \times 2.5 \times 1 = 0.95 \text{ t/ml}$$

Le poids propre de la dalle :

$$P_D = 4 \times 0.9 + 0.95 \times 2$$

$$P_D = 5.5 \text{ t/ml}$$

b) Poutre :

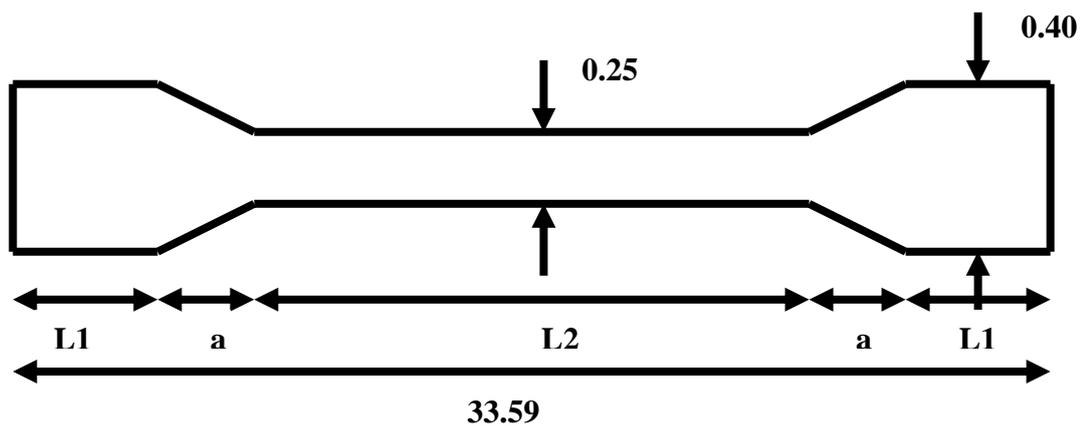


Fig. III-2 : Coupe longitudinale de l'âme de la poutre.

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

$S_1 = 9630 \text{ cm}^2$ Section d'about

$S_2 = 7275 \text{ cm}^2$ Section médiane

a : Demi-différence de l'âme

$$a = \frac{40 - 25}{2} = 7.5 \text{ cm} = 0.075 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{L}{4} = \frac{33.59}{4} = 8.4 \text{ m}$$

$$L_1 = 8.4 \text{ m}$$

$$L_2 = L - (2 \times L_1 + 2a) = 33.59 - (2 \times 8.4 + 2 \times 0.075)$$

$$L_2 = 16.64 \text{ m}$$

$$S_{eq} = \frac{1}{L} [2 \times (L_1 \times S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} \times a + L_2 \times S_2)]$$

$$S_{eq} = \frac{1}{33.59} [2 \times (8.4 \times 0.963 + \frac{0.963 + 0.7275}{2} \times 0.075 + 16.64 \times 0.7275)]$$

$$S_{eq} = 0.8458 \text{ m}^2$$

Le poids propre de la poutre :

$$P_p = \rho \times S_{eq}$$

$$P_p = 2.1145 \text{ t/ml}$$

$$P_p = 2.5 \times 0.8458$$

Le poids de toutes les poutres :

$$P_p = 6 \times 2.1145$$

$$P_p = 12.687 \text{ t/ml}$$

c) Poids propre des entretoises et des amorces (d'about) :

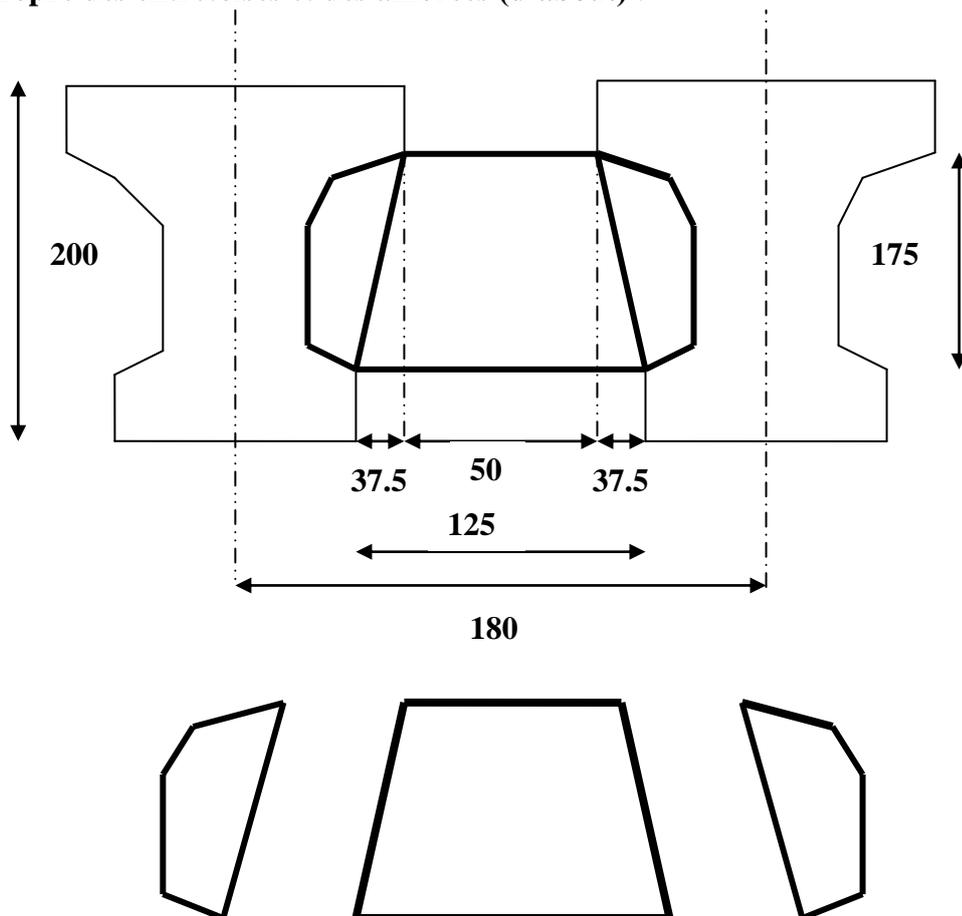


Fig. III-3 : Détails entretoise et amorce section d'about

c-1) Les entretoise :

$$S_e = \left(\frac{37.5}{2}\right) \times 2 + (50 \times 175) \rightarrow S_e = 15312.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{S_e = 1.53125 \text{ m}^2}$$

$$P_e = S_e \times e \times \rho_b \rightarrow P_e = 1.53125 \times 0.3 \times 2.5 \rightarrow \boxed{P_e = 1.15 \text{ t}}$$

Poids de l'entretoise revenant à :

$$\text{Poutre intermédiaire : } P_{ei} = \frac{1.15 \times 2}{33.59} \rightarrow \boxed{P_{ei} = 0.068 \text{ t/ml}}$$

$$\text{Poutre de rive : } P_{er} = \frac{1.15 \times 1}{33.59} \rightarrow \boxed{P_{er} = 0.034 \text{ t/ml}}$$

c-2) Les amorces :

$$S_a = (S_T - S_e) / 2$$

$$S_T = \left[\frac{35 \times 6}{2} + \frac{10 \times 10}{2} + (10 \times 35) + (45 \times 143) + \frac{7.5 \times 10}{2} + (10 \times 37.5) \right] \times 2 + (50 \times 175) = 23995 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \boxed{S_T = 2.3995 \text{ m}^2}$$

$$S_a = (2.3995 - 1.53125) / 2 \rightarrow \boxed{S_a = 0.434125 \text{ m}^2}$$

$$P_a = S_a \times e \times \rho_b \rightarrow P_a = 0.434125 \times 0.3 \times 2.5 \rightarrow \boxed{P_a = 0.3256 \text{ t}}$$

Poids des amorces revenant à :

$$\text{Poutre intermédiaire : } P_{ai} = \frac{0.3256 \times 2}{33.59} \rightarrow \boxed{P_{ai} = 0.01938 \text{ t/ml}}$$

$$\text{Poutre de rive : } P_{ar} = \frac{0.3256 \times 1}{33.59} \rightarrow \boxed{P_{ar} = 0.00969 \text{ t/ml}}$$

III-1-1-2 Les compléments des charges permanentes :

Ces charges sont appelées CCP, et concernent :

- La chaussée
- Les trottoirs (trottoir, la corniche, glissières de sécurité, Le garde corps).

a) Poids de la chaussée :

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 7cm d'épaisseur de densité de $2,2 \text{ t/m}^3$ et d'une chape d'étanchéité de 3 cm d'épaisseur, de densité de $2,2 \text{ t/m}^3$.

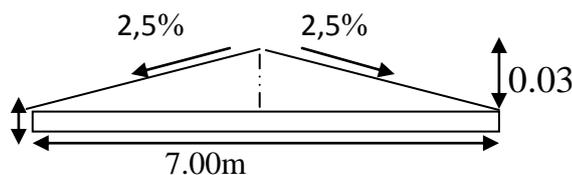


Fig III-4 : Revêtement.

► Poutre intermédiaires :

$P_c=2.2 \times 0.07 \times 1.8$ → **$P_c=0.2772$ t/ml** (Revêtement bitumineux)

$P_c=2.2 \times 0.03 \times 1.8$ → **$P_c=0.1188$ t/ml** (Chape d'étanchéité)

► Poutre de rive :

$P_c=2.2 \times 0.07 \times 1.9$ → **$P_c=0.2926$ t/ml** (Revêtement bitumineux)

$P_c=2.2 \times 0.03 \times 1.9$ → **$P_c=0.1254$ t/ml** (Chape d'étanchéité)

b) Poids du trottoir :

b-1) le trottoir

$P_t = 2 \times 0.2 \times 2.5 = 1$ t/ml. → **$P_t = 1$ t/ml**

b-2) Poids de la corniche :

$P_c=0.125$ t/ml

b-3) Le poids du garde corps :

$P_{\text{Garde-corps}} = 0.1$ t/ml.

b-4) Poids de la glissière :

$P_g=0.06$ t/ml.

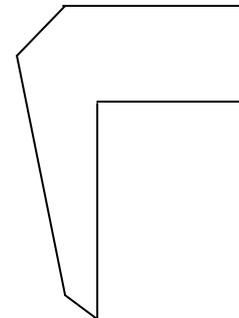


Fig III-5 : La corniche

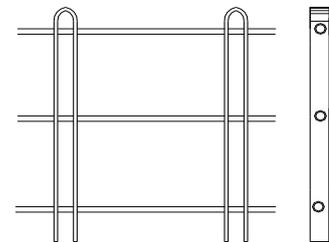


Fig III-6 : Gard corps

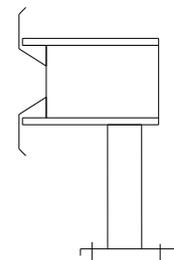


Fig III-7 : Glissière

Charges permanentes	Poutre de rive (t/ml)	Poutre intermédiaire(t/ml)
Poutre seul	2.1145	2.1145
hourdis	0.95	0.9
chaussée	0.418	0.396
trottoir	1.285	/
Entretoise et amorce	0.4369	0.08738
Total	4.81119	3.49788

Tab.III.1 : Récapitulation des permanentes.

Poids total du tablier :

Poids total = charges permanentes + charges permanentes complémentaire.

$$\text{Poids total} = (2 \times 4.81119) + (4 \times 3.49788)$$

Poids total=23.6139t/ml

$$G = 23.6139 \times 33.59 = 793.19t \longrightarrow \mathbf{G=793.19t.}$$

III.1.2. Les surcharge :

On distingue :

- ◆ La surcharge de type A(L).
- ◆ Système B.
- ◆ La surcharge militaire MC 120.
- ◆ La surcharge exceptionnelle convois D240 t.
- ◆ Les surcharges sur trottoir.

➤ **La largeur roulable (L_r) :**

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

➤ **La largeur chargeable (L_c) :**

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre projet on a :

$$L_r = 7 \text{ m} ; \quad L_c = 7 \text{ m}$$

➤ **Le nombre de voie :**

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable. N=2.

➤ Classe de ponts routes :

On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur rouable.

On a $L_r = 7m$ donc notre pont est classé dans la

1^{ère} classe.

Tab VI.2 : Classe de pont	
La classe	La largeur rouable
1	$L_r < 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

1) Système de charges A(L):

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

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

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

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33.59+12} = 1019,65\text{kg/m}^2$$

L : portée du pont= **33.59m**

$$A(L) = 1,0196 \text{ t/m}^2$$

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Tab III.3 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge				
Nombre de voies chargées	1	2	3	
Classe du pont	1	1	1	0,9
	2	12	0,9	0,9
	3	0,9	0,8	0,9

→ a₁=1

$$a_2 = v_0/v$$

Avec :

$v_0 = 3,5 \text{ m}$ (pont de 1^{ère} classe)
 v : largeur d'une voie

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

Donc : $A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) \rightarrow A(L) = 1 \times 1 \times 1.0196 \text{ t/m}^2$

$$A_l = 1.0196 \text{ t/m}^2$$

2) Système de charges B :

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

- Sous système B_c : ce compose de camions types (30t).
- Sous système B_r : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système B_t : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8t).

a) Sous système B_c :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (cf. Art.2.2) et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peu être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c, donné dans le tableau suivant.

Tab III.4 : Coefficient b _c					
Classe du pont	Nombre de fils considéré				
	1	2	3	4	≥5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	/	/	/
3	1,00	0,80	/	/	/

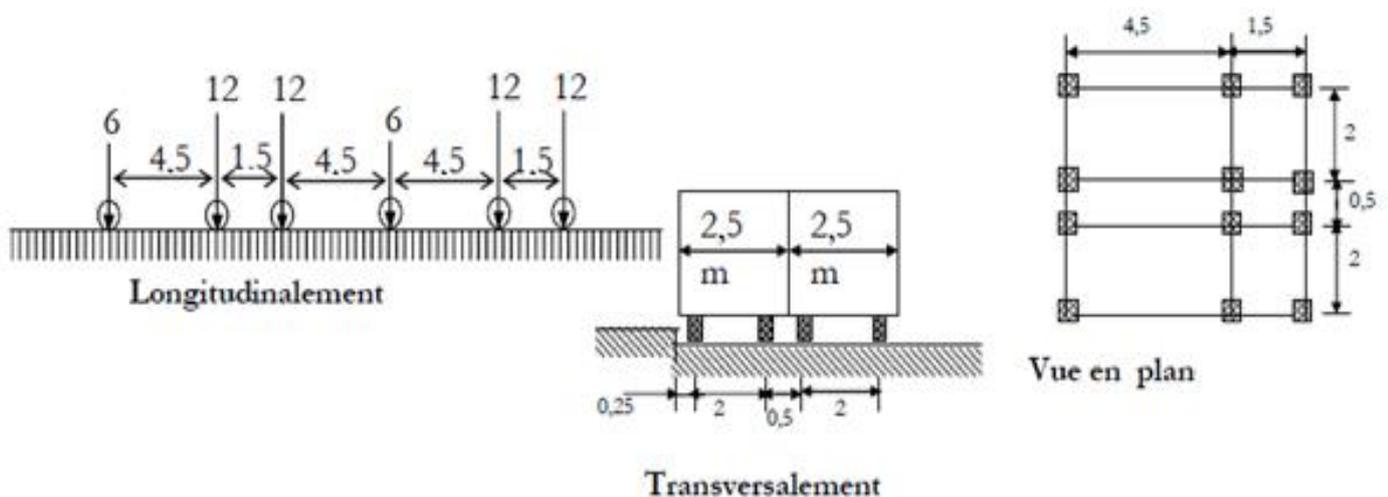


Figure III.8: Disposition de système B_c

Chaque camion port trois essieux a roues simple ayant une masse totale de **30t** donc Un essieu avant de **6t** deux essieux arrières de **12t**.

Calcul des coefficients dynamiques :

Les surcharges du système B_c sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

L = 33.59 m : portée de travée.

G : La charge permanente.

G = 793,19 t

S : Surcharge **B_c** maximale multipliée au préalable par **b_c**.

➤ Une voie chargée : **b_c = 1,2**

$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c : S = 2 \times 30 \times 1,2 = 72t$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{793,19}{72}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,59} = 1,065$$

$$\delta = 1,065$$

➤ Deux voies chargées: **b_c = 1,10**

$S = 30 \times 4 \times 1,10 = 132t$.

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{793,19}{132}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,59} = 1,076$$

$$\delta = 1,065$$

Tab III.5 : Charge par essieu (système) B_c

Désignation	L	b _c	G	S	δ	Charge par essieu(t)		
1 file	33.59	1,2	793,19	72	1,065	E.AV	1 x 6 x 1,20 x 1,065	7,668
						E.AR	1 x 12 x 1,20 x 1,065	15,336
2 files	33.59	1,1	793,19	132	1,076	E.AV	2 x 6 x 1,1 x 1,076	14,208
						E.AR	2 x 12 x 1,1 x 1,076	28,406

b) Sous Système B_t :

Un tandem du système B_t, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond à la caractéristique suivante.

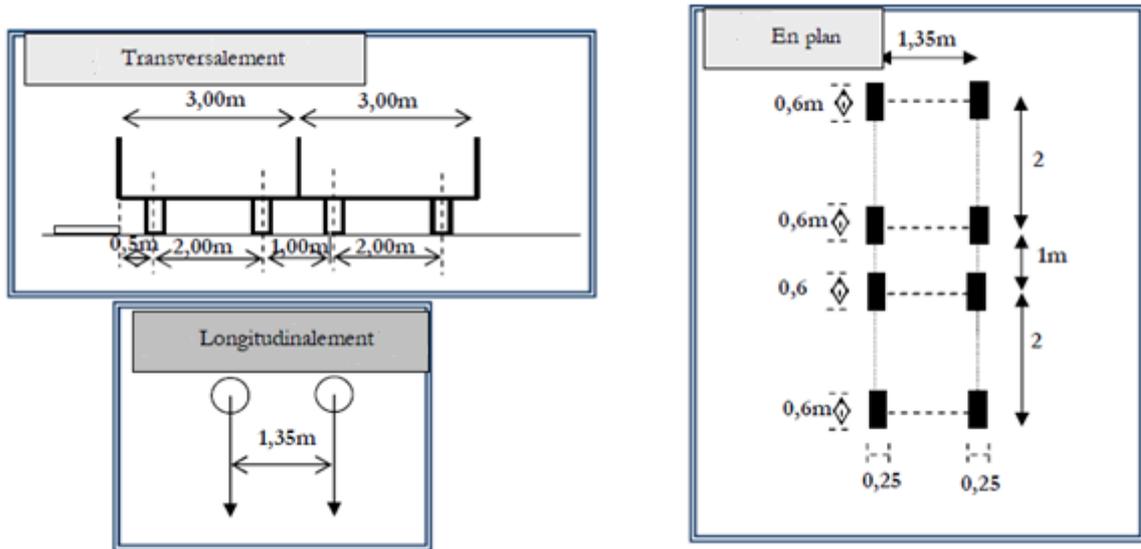


Figure III.9: Disposition de système B_t

Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t .
 Les charges du système B_t sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ .

Pont de 1^{er} classe $\rightarrow b_t=1$

➤ Une voie chargée $b_t=1$

$S_{B_t} = 32 \times 1 \times 1 \rightarrow S_{B_t} = 32t$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{793,19}{32}} + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,59} = 1,058$$

$\delta = 1,058$

➤ Deux voies chargées: $b_t = 1$

$S_{B_t} = 32 \times 2 \times 1 \rightarrow S_{B_t} = 64t$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{793,19}{64}} + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,59} = 1,064$$

$\delta = 1,064$

Tab III.6 : Charge par essieu (système) B_t					
Désignation	S	b_t	δ	Charge par essieu (t)	
1 file	32	1	1,058	16 x 1 x 1,058	16,928
2 files	64	1	1,064	16 x 2 x 1,064	34,432

c) Sous Système B_r :

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

$S = N_{camion} \times P ; N=1 ; S_{B_r} = 10 t ; \delta = 1,054$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{793,19}{10}} + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,59} = 1,054$$

$$\delta = 1,054$$

3) Système militaire M_{c120} :

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

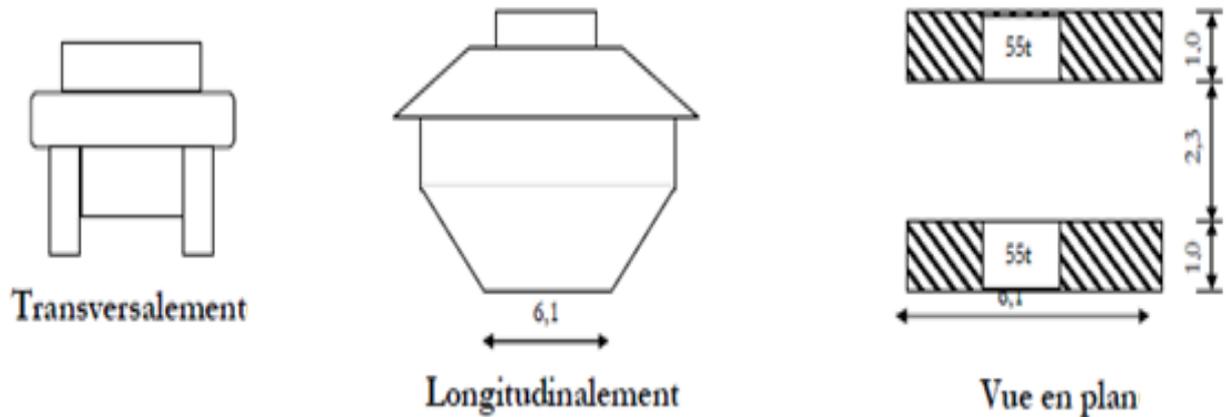


Fig. III.10: caractéristique de système M_{c120}

Masse totale de chenille 110t

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{793,19}{110}} + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,59} = 1,072$$

$$\delta = 1,072$$

$$P = 110 \times 1,072 = 117,92t$$

Soit par ml de chenille = 117,92/6,10

$$M_{c120} = 19,33 \text{ t/ml}$$

4) Charge exceptionnelle D_{240} :

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.

$$P = 240t$$

Soit :

$$p = \frac{P}{L} = \frac{240}{18,6} = 12,9 \text{ t/ml}$$

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

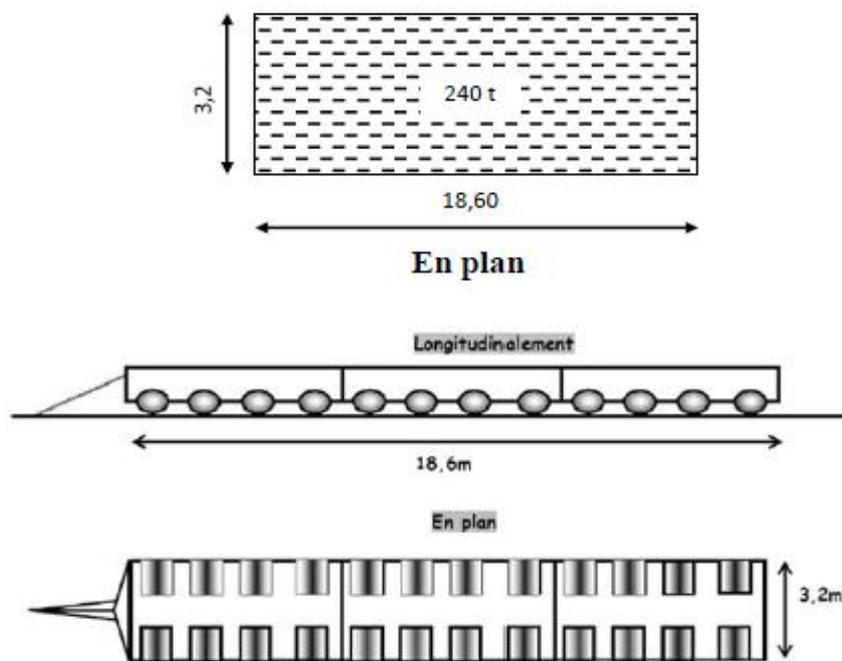


FIG. système D240



Fig. III.11: caractéristiques de système D240

5) Surcharge de trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2
 Largeur du trottoir est : **2m**

➤ Pour $1_{\text{trottoir chargé}}$

$P = 0,15 \times 2 = 0,3 \text{ t/ml} \rightarrow \mathbf{P = 0,3 \text{ t/ml}}$

➤ Pour $2_{\text{trottoir chargé}}$

$P = 0,3 \times 2 = 0,6 \text{ t/ml} \rightarrow$

$P = 0,6 \text{ t/ml}$
--

- Coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges sont majorés par un coefficient dynamique δ . Il est calculé comme suit :

$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{\tau}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$
--

Avec :

L : Longueur de l'élément en mètre.

P : Poids ou charge permanente.

S : Surcharge ou charge du système. S = Sup (Bc , Bt , Br).

Calcul de δ pour la poutre :

$$L = 33.59 \text{ m}$$

$$G = 793.19 \text{ t/ml}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{793,19}{132}} + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,59}$$

$$\delta = 1.076$$

Calcul de δ pour la dalle : on calcul « L1 » telle que :

$$L1 = \max (Lr ; e \text{ (entre axes des poutres de rives)}).$$

$$L1 = \max (7 ; 9) = 9 \text{ m}$$

$$L' = \min (L1 ; \text{portée de la travée}) = (9 ; 33.59) = 9 \text{ m}$$

Le poids total du tablier sans poutres :

$$P=367.03 \text{ t}$$

		"P" (t)	"S" (t)	"L" (m)	δ
Système B	Poutre	793.19	B max = Bc = 132	33.59	1.076
	Dalle	367.03	B max = Bc = 66	9	1.168
Système M	Poutre	793.19	Mc 120 = 110	33.59	1.072
	Dalle	367.03	Mc 120 = 110	9	1.184

Tab III.07 : Valeurs du coefficient dynamiques δ

Chapitre IV:

Répartition longitudinale des efforts

Introduction :

Le calcul se fait en utilisant la méthode de BARRE, qui consiste à déterminer les efforts internes (M, T) dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres.

Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans le chapitre précédent.

IV.1- Calcul des moments fléchissant longitudinaux :

IV.1-1- Moments engendrés par les charges permanentes G :

Poids propre de la poutre :

$$q=2.1145 \text{ t/ml}$$

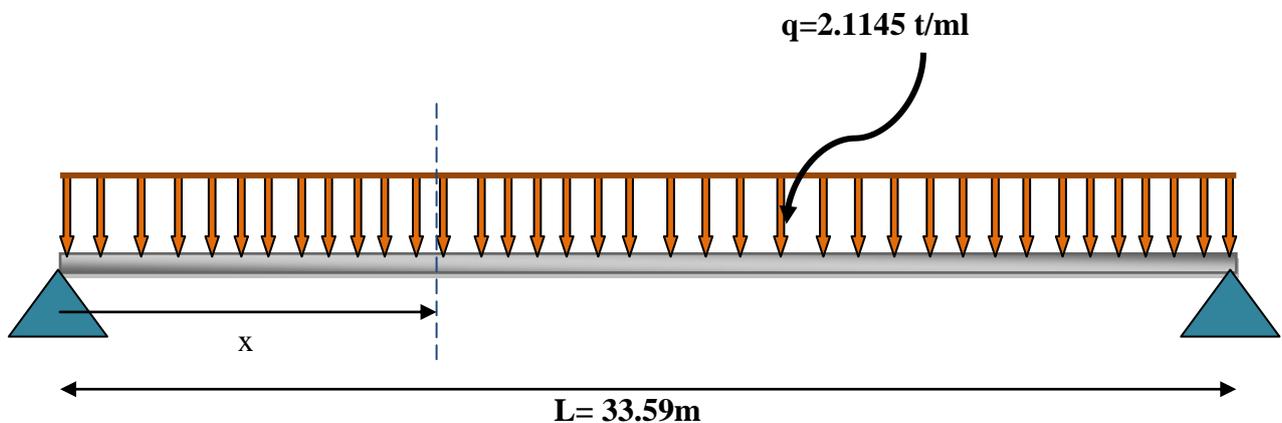


Fig. IV.1 : Répartition longitudinale de la charge permanente G.

La valeur du moment fléchissant d'une section située à une distance (x) est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = q \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right)$$

Les valeurs des moments fléchissant dans différentes sections sont illustrées dans le tableau suivant

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abscisse X(m)	0	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
Moment (t.m)	0	107.359	190.86	250.505	286.292	298.221

Tabl IV.1 : Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la charge permanente.

IV.1.2- Moment engendré par la surcharge A(L) :

Par la formule précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau qui suit :

	Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	Abscisse X(m)	0	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
Moment (t.m)	Une voie chargée	0	181.1884	322.1127	422.7729	483.169	503.3011
	Deux voies chargées	0	362.3768	644.2254	845.5458	966.338	1006.6022

Tab IV.2 : Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la surcharge A(I).

IV.1.3- Moments engendrés par les surcharges sur trottoirs :

Un seul trottoir : $q = 0.3t/ml$.

Deux trottoirs : $q = 0.6t/ml$.

Par la formule précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau qui suit :

	Section	0.00L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	Abscisse X(m)	0	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
Moment (t.m)	Un trottoir	0	15.2318	27.0789	35.541	40.6183	42.3108
	Deux trottoirs	0	30.4636	54.1578	71.0821	81.2367	84.6216

Tab IV.3- Valeurs des moments au droit des différentes sections sous la surcharge sur trottoir.

IV.1.4- Moments engendrés par les surcharges «Bc » :

On utilise le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse. Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale des charges du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre. Généralement ; le maximum absolu a lieu à l'endroit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante générale.

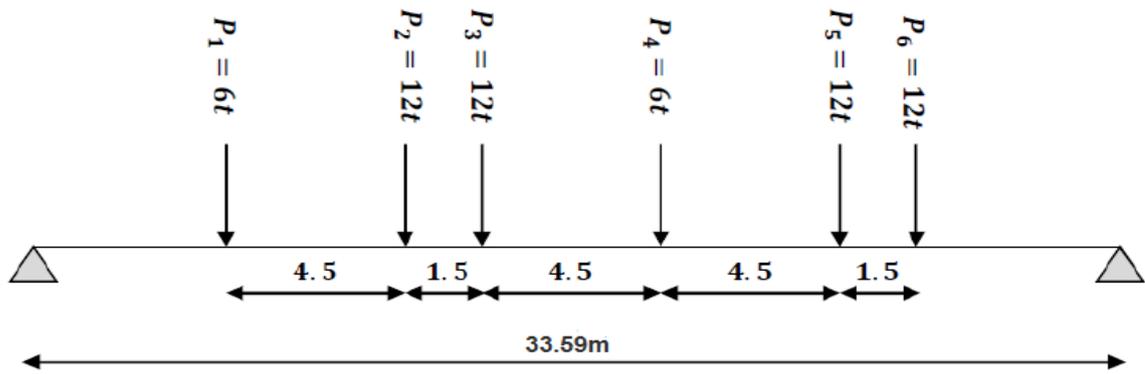


Figure IV.2 : Recherche du moment maximal.

Application de la Méthode de BARRE :

- Section dangereuse :

La charge au droit de la section doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k P_i$$

Charge	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
Valeur (t)	6	12	12	6	12	12
L'inégalité	0 ≤ 30 ≤ 6	6 ≤ 30 ≤ 18	18 ≤ 30 ≤ 30	30 ≤ 30 ≤ 36	36 ≤ 30 ≤ 48	48 ≤ 30 ≤ 60
Vérification	Non	Non	Oui	Oui	Non	Non

Tab IV.4 : Détermination de la section dangereuse.

La section dangereuse sera donnée soit par P₃ ou P₄ :

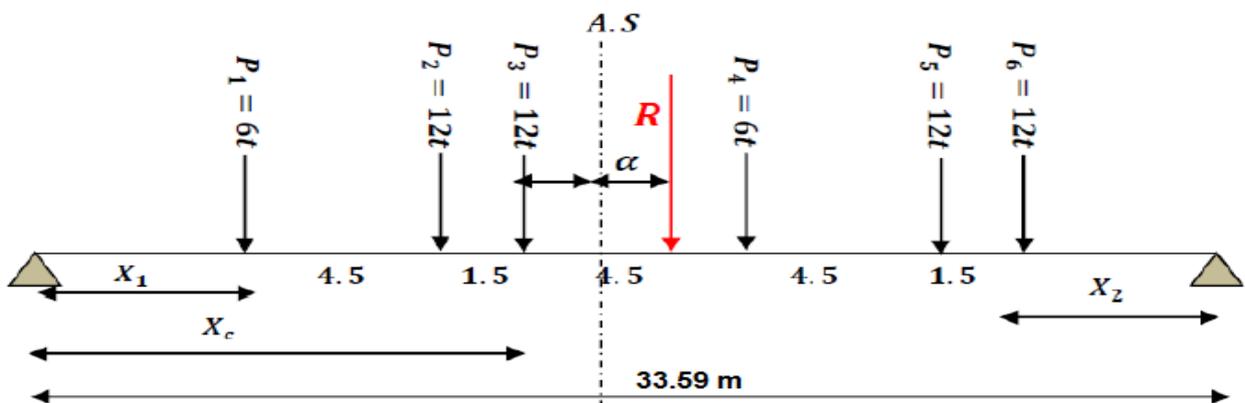


Figure IV.3 : Recherche du moment maximal.

$$\sum M/R = P_1 (6 + 2\alpha) + P_2 (1.5 + 2\alpha) + P_3 \times 2\alpha - P_4 (4.5 - 2\alpha) - P_5 (9 - 2\alpha) - P_6 (10.5 - 2\alpha) = 0$$

$$\alpha = 1.725m$$

$$X_1 = 16.795 - (4.5 + 1.5 + 1.725) = 9.07m \quad \longrightarrow \quad \boxed{x_1=9.07m}$$

$$X_2 = 33.59 - (9.07 + 4.5 + 1.5 + 4.5 + 4.5 + 1.5) = 8.02m \quad \longrightarrow \quad \boxed{x_1=8.02m}$$

• Moment sous P₃ :

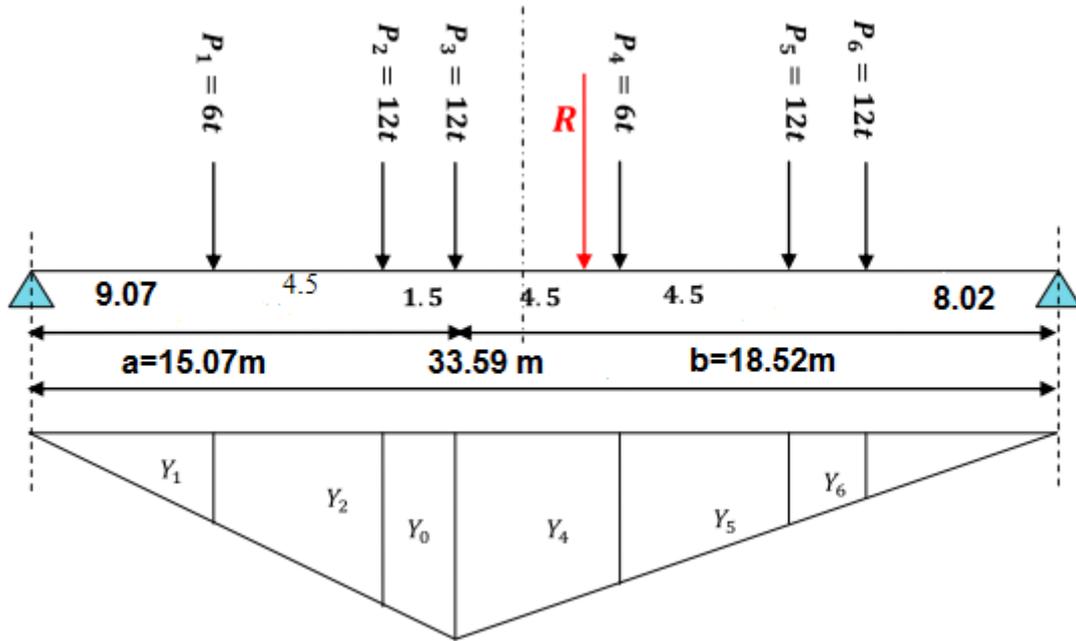


Fig.IV.4 : Ligne d'influence du moment sous P₃.

La valeur de Y₀ est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right) X = \left(\frac{33.59-15.07}{33.59}\right) 15.07 \quad \longrightarrow \quad \boxed{Y_0 = 8.308 m}$$

D'où :

$$0 \leq X \leq 15.07 m \quad \longrightarrow \quad Y_i = \left(\frac{Y_0}{a}\right) X_i = \left(\frac{8.308}{15.07}\right) X_i$$

$$15.07 \leq X \leq 33.59 m \quad \longrightarrow \quad Y_i = \left(\frac{Y_0}{b}\right) X_i = \left(\frac{8.308}{18.52}\right) X_i$$

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₀	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur	5	7.48	8.308	6.289	4.27	3.597

Tab IV.5 : Lignes d'influence du moment sous P₃.

Le moment max sous est donné par la formule suivante :

$$M_{Max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$M_{Max} = 6(5 + 6.289) + 12(7.48 + 8.307 + 4.27 + 3.597)$$

$$\boxed{M_{MAX} = 351.594 \text{ t.m}}$$

• Moment sous P₄ :

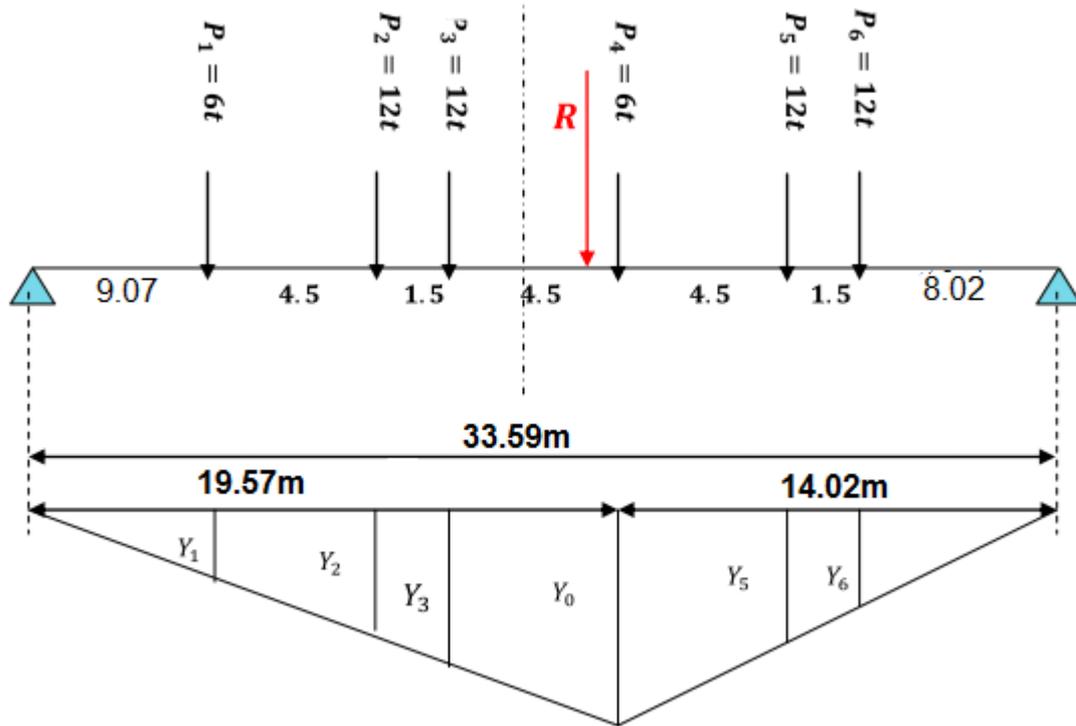


Figure IV.5 : Ligne d'influence du moment sous P_4 .

La valeur de est donnée par la formule :

$$Y_0 = \left(\frac{L-X}{L}\right)X = \left(\frac{33.59-19.57}{33.59}\right) 19.57 \quad \longleftrightarrow \quad \boxed{Y_0=8.168 \text{ m}}$$

D'où :

$$0 \leq X \leq 19.57 \text{ m} \quad \longrightarrow Y_i = \left(\frac{Y_0}{a}\right) X_i = \left(\frac{8.308}{19.57}\right) X_i$$

$$19.57 \leq X \leq 33.59 \text{ m} \quad \longrightarrow Y_i = \left(\frac{Y_0}{b}\right) X_i = \left(\frac{8.308}{14.02}\right) X_i$$

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₀	Y ₅	Y ₆
Valeur	3.785	5.663	6.289	8.168	5.546	4.672

Tab IV.6 : Lignes d'influence du moment sous P_4 .

Le moment max sous est donné par la formule suivante :

$$M_{Max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$M_{Max} = 6(3.785 + 8.168) + 12(5.663 + 6.289 + 5.546 + 4.672)$$

$$M_{Max} = 337.758 \text{ t.m}$$

Conclusion:

Le moment max $M_{Max} = 351.594 \text{ t.m}$ se produit sous la charge $P_3=12\text{t}$ au droit de la section (c) avec :

$$X_C = 15.07\text{m.}$$

Ce calcul est fait pour une seule voie, pour deux voies on aura :

$$M_{Max} = 703.188\text{t.m}$$

• Détermination des moments fléchissant dans les différentes sections :

Pour déterminer la section critique (C) qui correspond à la charge critique P qui engendre le moment fléchissant max au niveau de (C), cette charge doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\sum_{i=1}^{i=j} \frac{P_i}{a} \geq \sum_{i=j+1}^{i=n} \frac{P_i}{b} \quad ; \quad \sum_{i=1}^{i=j-1} \frac{P_i}{a} \leq \sum_{i=j}^{i=1} \frac{P_i}{b}$$

a) **X= 0.1L :**

$$\begin{cases} a= 3.359 \text{ m} \\ b= 30.231 \text{ m} \end{cases}$$

P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
Condition 1	$\frac{6}{3.359}$ $\geq \frac{54}{30.231}$	$\frac{18}{3.359}$ $\geq \frac{42}{30.231}$	$\frac{30}{3.359}$ $\geq \frac{30}{30.231}$	$\frac{36}{3.359}$ $\geq \frac{24}{30.231}$	$\frac{48}{3.359}$ $\geq \frac{12}{30.231}$	$\frac{60}{3.359}$ $\geq \frac{0}{30.231}$
Condition 2	$\frac{60}{3.359}$ $\geq \frac{0}{30.231}$	$\frac{6}{3.359}$ $\geq \frac{54}{30.231}$	$\frac{18}{3.359}$ $\geq \frac{42}{30.231}$	$\frac{30}{3.359}$ $\geq \frac{30}{30.231}$	$\frac{36}{3.359}$ $\geq \frac{24}{30.231}$	$\frac{48}{3.359}$ $\geq \frac{12}{30.231}$
Résultat	OUI	OUI	NON	NON	NON	NON

Tab IV.7 : Recherche de la section dangereuse.

D’après ce tableau on constate que c’est la charge P1 ou P2 qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0,1 L).

✓ **Calcul du moment sous P₁ à (X=0.1L):**

$$Y_0 = \left(\frac{L-X_C}{L}\right) X_C = \left(\frac{33.59-3.359}{33.59}\right) 3.359 \longrightarrow \boxed{Y_0=3.023\text{m}}$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y	Y ₀	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur de y	3.023	2.573	2.423	1.973	1.523	1.373

Tab IV.8 : Lignes d’influences du moment sous P1

Le moment Max est de :

$$M_{tMax(P_1)} = \sum_{i=1}^{i=6} P_i Y_i \implies \mathbf{M_{max}=124.68 \text{ t.m}}$$

$$M_{tMax(P_1)} = P_1 Y_0 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 + P_6 Y_6$$

✓ **Calcul du moment sous P₂ à (X=0.1L):**

$$Y_0 = \left(\frac{L-X_C}{L}\right) X_C = \left(\frac{33.59-3.359}{33.59}\right) 3.359 \implies \boxed{Y_0=3.023 \text{ m}}$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve

Y	Y ₁	Y ₀	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur de y	0.00	3.023	2.864	2.415	1.967	1.817

Tab IV.9 : Lignes d'influences du moment sous P₂.

Le moment Max est de :

$$M_{tMax(P_2)} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$M_{tMax(P_2)} = M_{tMax(P_2)} = P_1 Y_1 + P_2 Y_0 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 + P_6 Y_6$$

$$\implies \mathbf{Mmax= 130.54 t.m}$$

Donc: **Mmax = max (124.68 ; 130.54)= 130.54 t.m**

b) **X=0.2L :**

$$a= 6.718 \text{ m} ; b=26.872 \text{ m}$$

P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆
Condition 1	$\frac{6}{6.718}$ 54 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{18}{6.718}$ 42 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{30}{6.718}$ 30 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{36}{6.718}$ 24 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{48}{6.718}$ 12 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{60}{6.718}$ 0 $\geq \frac{26.872}{6.718}$
Condition 2	$\frac{0}{6.718}$ 60 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{6}{6.718}$ 54 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{18}{6.718}$ 42 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{30}{3.359}$ 30 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{36}{3.359}$ 24 $\geq \frac{26.872}{6.718}$	$\frac{48}{3.359}$ 12 $\geq \frac{26.872}{6.718}$
Résultat	NON	OUI	NON	NON	NON	NON

Tab IV.10 : recherche de la section dangereuse.

✓ Calcul du moment sous P₂ à (X=0.2L):

$$Y_0 = \left(\frac{L-X_C}{L}\right) X_C = \left(\frac{33.59-6.718}{33.59}\right) 6.718 \iff \mathbf{Y_0=5.374 \text{ m}}$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve

Y	Y ₁	Y ₀	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur de y	1.774	5.374	5.074	4.174	3.274	2.974

Tab IV.11 : Lignes d'influences du moment sous P₂.

Le moment Max est de :

$$M_{tMax(P_2)} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$M_{tMax(P_2)} = M_{tMax(P_2)} = P_1 Y_1 + P_2 Y_0 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 + P_6 Y_6$$

$$\implies \mathbf{Mmax= 236.04 t.m}$$

c) **X=0.3L :** a=10.077m b=23.513m

P	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Condition 01	$\frac{6}{10.077}$ 54 $< \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{18}{10.077}$ 42 $\geq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{30}{10.077}$ 30 $\geq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{36}{10.077}$ 24 $\geq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{48}{10.077}$ 12 $\geq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{60}{10.077}$ 0 $\geq \frac{23.513}{10.077}$
Condition 02	$\frac{0}{10.077}$ 60 $\leq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{6}{10.077}$ 54 $\leq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{18}{10.077}$ 42 $\leq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{30}{10.077}$ 30 $\geq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{36}{10.077}$ 24 $\geq \frac{23.513}{10.077}$	$\frac{48}{10.077}$ 12 $\geq \frac{23.513}{10.077}$
Résultat	NON	OUI	OUI	NON	NON	NON

Tab IV.12: recherche de la section dangereuse S

D'après ce tableau on constate que c'est la charge P₂ ou P₃ qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0,3 L).

- **Calcul du moment sous P₂ à (X= 0.3L) :**

$$Y_0 = \left(\frac{L - X_C}{L}\right) X_C = \left(\frac{33.59 - 10.077}{33.59}\right) 10.077 = 7.054m$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y	Y ₁	Y ₀	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur	3.903	7.054	6.604	5.046	3.904	3.454

Tab IV.13: Lignes d'influences du moment sous P₂.

Le moment Max est de : $M_{Max(P_2)} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$

$$M_{Max(P_2)} = P_1 Y_0 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 + P_6 Y_6$$

$$M_{Max(P_2)} = [6(3.903 + 5.046) + 12(7.054 + 6.604 + 3.454)] \implies M_{Max(P_2)} = 305.886t.m$$

- **Calcul du moment sous P₃ à (X= 0.3L) :**

$$Y_0 = \left(\frac{L - X_C}{L}\right) X_C = \left(\frac{33.59 - 10.077}{33.59}\right) 10.077 = 7.054m$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₀	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur de y	2.854	6.004	7.054	5.704	4.354	3.904

Tab IV.14: Lignes d'influences du moment sous P₂.

Le moment Max est de : $M_{tMax(P_1)} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$

$$M_{Max(P_3)} = P_1 Y_0 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 + P_6 Y_6$$

$$M_{Max(P_3)} = [6(2.854 + 5.704) + 12(6.004 + 7.054 + 4.354 + 3.904)]$$

$$\implies M_{Max(P_3)} = 307.14t.$$

Donc: $M_{max} = \max(305.886t ; 307.14t) \implies M_{max} = 307.14t.m$

c) $X=0.4L$: $a=13.436m$ $b=20.154m$

P	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Condition 01	$\frac{6}{13.436}$ $\frac{54}{20.154}$	$\frac{18}{13.436}$ $\frac{42}{20.154}$	$\frac{30}{13.436}$ $\frac{30}{20.154}$	$\frac{36}{13.436}$ $\frac{24}{20.154}$	$\frac{48}{13.436}$ $\frac{12}{20.154}$	$\frac{60}{13.436}$ $\frac{0}{20.154}$
	<	<	>	>	>	>
Condition 02	$\frac{0}{13.436}$ $\frac{60}{20.154}$	$\frac{6}{13.436}$ $\frac{54}{20.154}$	$\frac{18}{13.436}$ $\frac{42}{20.154}$	$\frac{30}{13.436}$ $\frac{30}{20.154}$	$\frac{36}{13.436}$ $\frac{24}{20.154}$	$\frac{48}{13.436}$ $\frac{12}{20.154}$
	<	<	<	>	>	>
Résultat	NON	NON	OUI	NON	NON	NON

Tab IV.15: recherche de la section dangereuse S

D'après ce tableau on constate que c'est la charge P3 qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0,4 L).

- Calcul du moment sous P3 à (X= 0.4L) :

$$Y_0 = \left(\frac{L - X_c}{L}\right) X_c = \left(\frac{33.59 - 13.436}{33.59}\right) 13.436 = 8.062m$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y	Y1	Y2	Y0	Y4	Y5	Y6
Valeur	4.462	7.162	8.062	6.262	4.462	3.862

Tab IV.16 : Lignes d'influences du moment sous P3.

Le moment Max est de : $M_{tMax(P3)} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$

$$M_{Max} = [6(4.462 + 6.262) + 12(7.162 + 8.062 + 4.462 + 3.862)]$$

$$\implies M_{max(P3)} = 346.92t.m$$

c) $X=0.5L$: $a=b=16.795m$

P	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Condition 01	$\frac{6}{16.795}$ $\frac{54}{16.795}$	$\frac{18}{16.795}$ $\frac{42}{16.795}$	$\frac{30}{16.795}$ $\frac{30}{16.795}$	$\frac{36}{16.795}$ $\frac{24}{16.795}$	$\frac{48}{16.795}$ $\frac{12}{16.795}$	$\frac{60}{16.795}$ $\frac{0}{16.795}$
	<	<	=	>	>	>
Condition 02	$\frac{0}{16.795}$ $\frac{60}{16.795}$	$\frac{6}{16.795}$ $\frac{54}{16.795}$	$\frac{18}{16.795}$ $\frac{42}{16.795}$	$\frac{30}{16.795}$ $\frac{30}{16.795}$	$\frac{36}{16.795}$ $\frac{24}{16.795}$	$\frac{48}{16.795}$ $\frac{12}{16.795}$
	<	<	<	=	>	>
Résultat	NON	NON	OUI	OUI	NON	NON

Tab IV.17: recherche de la section dangereuse S

D'après ce tableau on constate que c'est la charge P3 ou P4 qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0,5L).

- Calcul du moment sous P₃ à (X= 0.5L) :

$$Y_0 = \left(\frac{L - X_C}{L}\right) X_C = \left(\frac{33.59 - 16.795}{33.59}\right) 16.795 = 8.398m$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₀	Y ₄	Y ₅	Y ₆
Valeur	5.398	7.648	8.398	6.148	3.898	3.148

Tab IV.18 : Lignes d'influences du moment sous P₂.

Le moment Max est de : $M_{tMax(P_2)} = \sum_{i=1}^{i=6} P_i Y_i$

$$M_{Max(P_3)} = [6(5.398 + 6.148) + 12(7.648 + 8.398 + 3.898 + 3.148)]$$

$$\implies M_{\max(P_3)} = 346.38t.m$$

- Calcul du moment sous P₃ à (X= 0.5L) :

$$Y_0 = \left(\frac{L - X_C}{L}\right) X_C = \left(\frac{33.59 - 16.795}{33.59}\right) 16.795 = 8.398m$$

Avec la même méthode des triangles semblables, on trouve :

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₀	Y ₅	Y ₆
Valeur de y	3.148	5.148	6.148	8.398	6.148	5.398

Tab IV.19 : Lignes d'influences du moment sous P₂.

Le moment Max est de : $M_{tMax(P_1)} = \sum_{i=1}^{i=6} P_i Y_i$

$$M_{Max(P_3)} = [6(3.148 + 8.398) + 12(5.398 + 6.148 + 6.148 + 5.398)]$$

$$\implies M_{t\max(P_3)} = 346.38t.m$$

Donc: $M_{\max} = \max(346.38; 346.38) = 346.38t.m$

- Le moment fléchissant après majoration est donné comme suit :

$$M = \delta_P \times b_c \times M_{Max}$$

Avec : δ_P : coefficient dynamique de la poutre. $\delta_P = 1.065$

b_c : coefficient de pondération $b_c = 1.1$

Les résultats des moments sous différentes sections:

		L=33.59 m					
Section		0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
M (t.m)	Non corrigé	0.00	130.54	236.04	307.14	346.92	346.38
	b_c	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	δ	1.065	1.065	1.065	1.065	1.065	1.065
	01 convoi	0.00	152.927	276.52	359.81	406.41	405.78
	02 convois	0.00	305.84	553.04	719.62	812.82	811.56

Tab IV.20 : Moments de la surcharge dans les différentes sections.

IV.1-5- Les moments engendrés par les surcharges «Bt» :

Pour les ponts comportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Soit 4 files de 8t, la section dangereuse peut être obtenue sous P₁ ou P₂.

$$P_1 = P_2 = 8t \rightarrow R = \sum_{i=1}^2 P_i = 16t$$

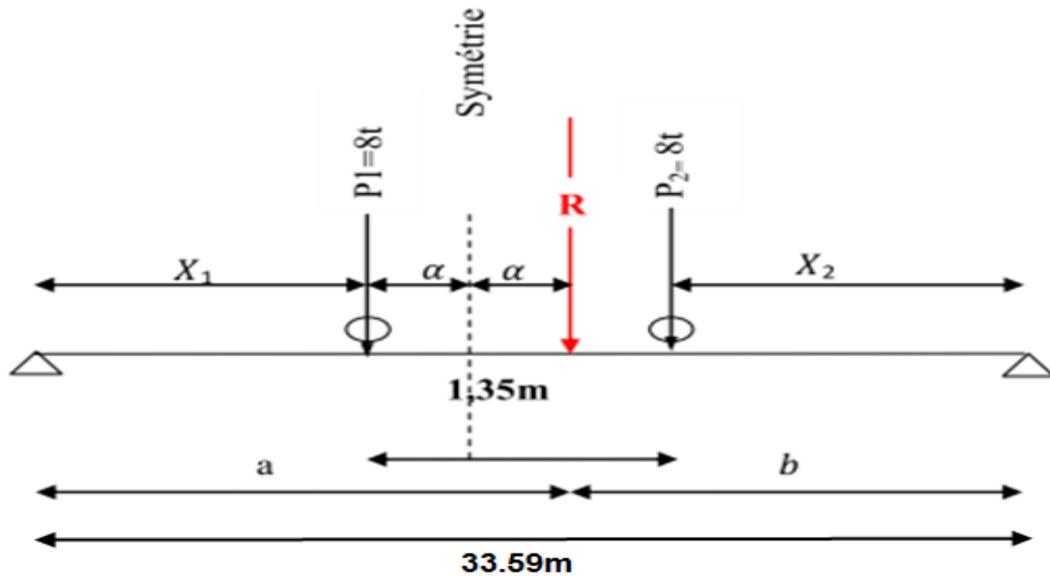


Figure IV.6 : Chargement type sous un tandem (système Bt).

La résultante $R = P_1 + P_2 = 16t$.

$$\sum M/P_1 = P_2 \times 1,35 = R \times 2 \alpha$$

$$2\alpha = \frac{P_2 \times 1,35}{R} \rightarrow \alpha = \frac{P_2 \times 1,35}{2 \times R} \rightarrow \alpha = \frac{8 \times 1,35}{2 \times 16} = 0,3375m$$

$$\alpha = 0,3375m$$

Calcul de X₁ et X₂ :

$$X_1 = \frac{33,59}{2} - \alpha = 16,795 - 0,3375 \rightarrow X_1 = 16,4575m$$

$$X_2 = 33,59 - (16,4575 + 1,35) \rightarrow X_2 = 15,7825m$$

$$a = \frac{33,59}{2} + \alpha = 17,1325 \rightarrow a = 17,1325m$$

$$b = 33,59 - 17,1325 \rightarrow b = 16,4575m$$

• Calcul du moment max sous P₁ :

$$Y_0 = \left(\frac{L - X_1}{L}\right) X_C = \left(\frac{33,59 - 16,4575}{33,59}\right) 16,795 = 8,394m$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i \quad ; \quad Y_2 = \frac{8,394}{17,1325} \times 15,7825 = 7,732m$$

$$M_{tMax(P_1)} = \sum_{i=1}^2 P_i Y_i$$

$$M_{tMax(P_1)} = 2 \times 8(8,394 + 7,732) = 258,016t.m$$

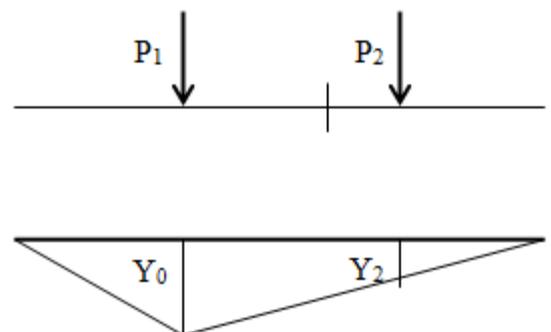


Fig. IV.7: moment max. sous P₁

Sous P1			
Y	Y ₀	Y ₂	M
valeur	8.394	7.732	258.016

Tab IV.21 : Moments max sous P₁

• Calcul du moment max. sous P2:

$$Y_0 = \left(\frac{33.59 - 17.8075}{33.59} \right) 17.8075 = 8.366m$$

$$Y_2 = \frac{8.366}{17.8075} 16.4575 = 7.731m$$

$$M_{tMax(P_2)} = \sum_{i=1}^{i=2} P_i Y_i = 2 \times 8(7.731 + 8.366) = 257.552t.m$$

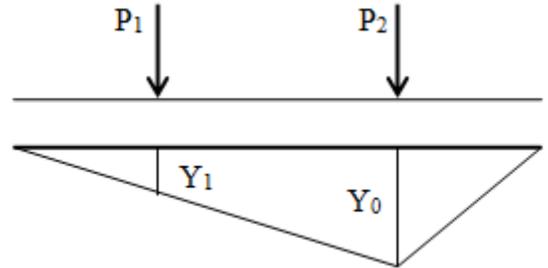


Fig. IV.8: moment max. sous P2

Sous P1			
Y	Y ₀	Y ₂	M
valeur	8.366	7.731	257.552

Tab IV.22 : Moments max sous P₂

Donc: $M_{max} = \max(258.016; 257.552) = 258.016t.m$

Le moment max. est engendré sous la charge P1 avec une valeur de **258.016t.m**

Pour un tandem, $M_{max} = 258.016t.m$

Pour deux tandem, $M_{max} = 2 \times 258.016 = 516,032 t.m$

Cette valeur sera en suite multiplié par un coefficient correcteur bt et le coefficient dynamique $\delta = 1,064$

Notre pont est de 1ere classe $\longrightarrow bt = 1,0$.

Pour un tandem, $M_{max} = 258.016 \times 1 \times 1,0604 = 274,529 t.m$

Pour deux tandem, $M_{max} = 516,032 \times 1 \times 1,0604 = 549.058 t.m$

De la même façon, on procèdera pour les autres sections de la travée.

Les valeurs du moment dans chacune sont :

M (t.m)	section	moment max					
		0.00L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	Non corrigé	0	94.576	167.648	219.232	249.36	257.919
	Bt	1	1	1	1	1	1
	δ	1,064		1,064	1,064	1,064	1,064
	01 tandem	0	100.628	178,377	233,262	265,312	274,418
	02 tandems	0	201,256	356,754	466,524	530,624	548,836

Tab IV.23 : Moments des surcharges Bt dans les différentes sections

IV.1-6- Moment engendré par les surcharges M_{c120} :

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules consécutifs doit avoir au moins 30,50 m.

De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.

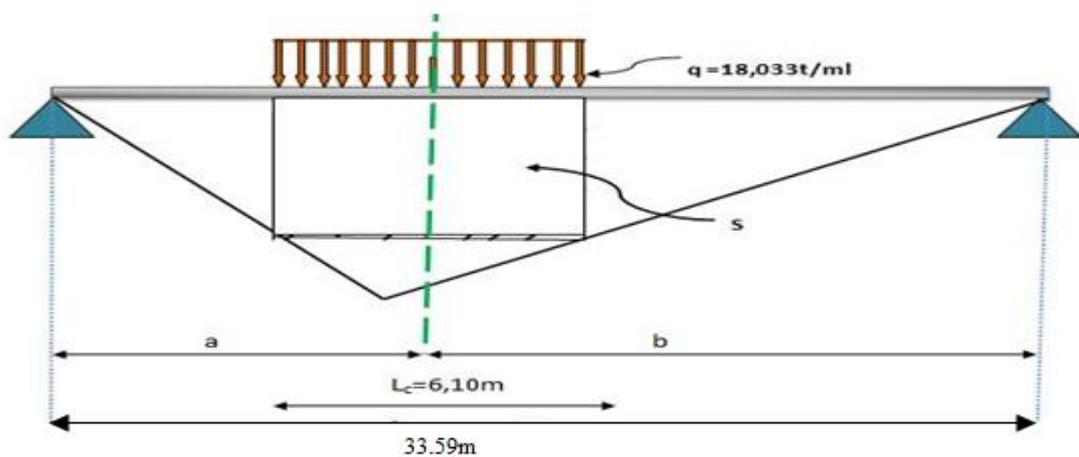


Fig. IV.9: Position de M_{c120}

Le convoi comporte 2 chenilles et représente une charge totale de 1100 KN = 110t.

Alors : $q = \frac{110}{6.1} = 18.033t/ml$

Exemple de calcul :

$$X=0.1L \begin{cases} a=3.359m \\ b= 30.231m \end{cases}$$

$$M_{Max} = q \times s$$

Avec : $s = \frac{ab}{L} L_c \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right) = \frac{3.359 \times 30.231}{33.59} \times 6.1 \left(1 - \frac{6.1}{2 \times 33.59}\right) = 16.76m^2$

De la même méthode, on calcule le moment max pour les autres sections:

	section	0.00L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	δ	1.072	1.072	1.072	1.072	1.072	1.072
Moment (t.m)	Non corrigé	0	302.23	537.51	705.48	806.265	839.859
	corrigé	0	323.99	576.210	756.275	864.316	900.32

Tab IV.24 : Moments des surcharges M_{c120} dans les différentes sections.

IV.1-7 -Moment engendré par les surcharges D 240 :

$$q = \frac{240}{18.6} = 12.903t/ml$$

$$M_{Max} = q \times s$$

$$s = \frac{a \times b}{L} \times L_c \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right)$$

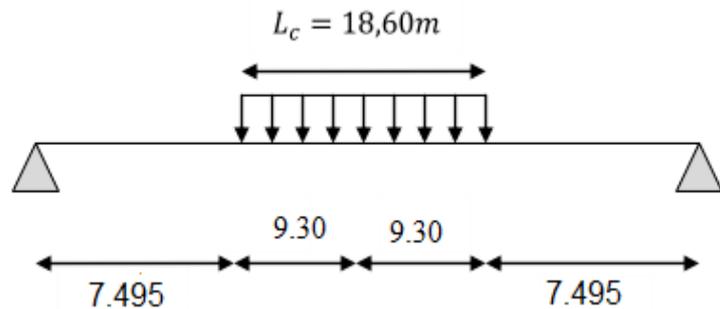


Fig. IV.10 : position de D_{240} sur la travée

On procède de la même manière que la surcharge pour déterminer les moments dans les différentes sections :

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Abscisse	0	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
M (t.m)	0	524.65	932.719	1224.194	1399.079	1457.374

Tableau IV.25 : Moments des surcharges D_{240} dans les différentes sections.

IV.2- calcul des efforts tranchants :

IV.2.1- Efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :

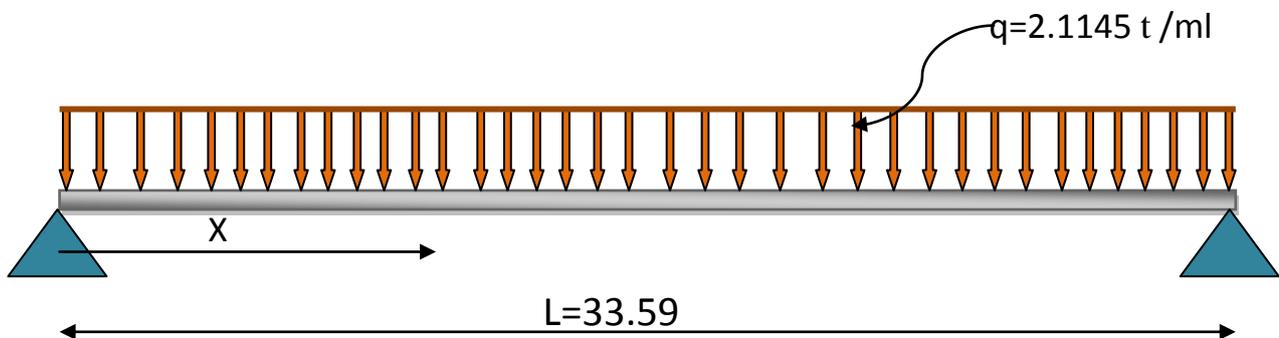


Fig. IV.11 : Schéma statique d'une poutre

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance X de l'appui gauche est donnée par l'expression suivante :

$$T(x) = q \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$T_{Max} = T(x = 0) = \frac{ql}{2} = \frac{2.1145(33.59)}{2} = 35.513t$$

Les valeurs de l'effort tranchant aux différentes sections sont données dans le tableau ci-après :

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X(m)	0.00	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
T(t)	35.513	28.410	21.307	14.205	7.102	0

Tab IV.26: efforts tranchants dans les différentes sections sous la charge permanente G.

IV.2.2- Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l) :

Nous utilisons les lignes d'influences, sachant que l'effort tranchant maximal est obtenu on chargeant la partie de la poutre située entre le point C et l'appui le plus éloigné.

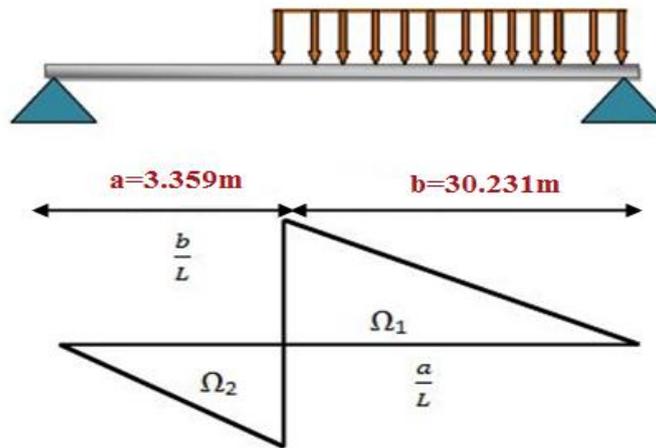


Fig IV.12 : Ligne d'influence de l'effort tranchant à 0,1L

$$T = q\Omega = q \frac{b^2}{2L}$$

Exemple de calcul : X=0.1L → a=3.359m
 → b= 30.231.8m

$$A = 1.0196t/ml$$

• **Pour une voie chargée :**

Avec : V=3.5m

$$q_a = Al \times V = 1.0196 \times 3.5 = 3.569 t/ml$$

$$T_{Max} = 3.569 \frac{30.23^2}{2(33.59)} = 48.549t.$$

• **Pour deux voies chargées :**

$$T_{Max} = 97.098t.$$

On procédera de la même manière pour le calcul de l'effort tranchant aux différentes sections et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
T(t)	X(m)	0.00	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
	q(t/ml)	3.569	3.569	3.569	3.569	3.569	3.569
	01voie	59.94	48.549	38.362	29.37	21.578	14.985
	02voies	117.396	97.098	76.724	58.74	43.156	29.97

Tab IV.27: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge A (L)

IV.2.3- Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs :

En suivant le même cheminement que la surcharge A(l), en appliquant la méthode des lignes d'influence :

- ✓ 1 trottoir chargé : q=0.3 t/ml.
- ✓ 2 trottoirs chargés : q=0.6t/ml.

$$T = \frac{q}{2L} (L - X)^2$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
T(t)	X(m)	0.0	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
	1 trottoir chargé	5.038	4.081	3.224	2.468	1.814	1.259
	2 trottoirs chargés	10.076	8.162	6.448	4.936	3.628	2.518

Tab IV.28 : Efforts tranchants dans les différentes sections engendrés par la surcharge sur les trottoirs.

IV.2.4- Les efforts tranchants engendrés par Bc :

On utilise la méthode des lignes d'influence et on calcule, comme exemple, l'effort tranchant à la section **X = 0.0L**

$$T = \sum_{i=1}^6 (P_i I_i) \quad \text{Avec : } I_i = \frac{b}{L}$$

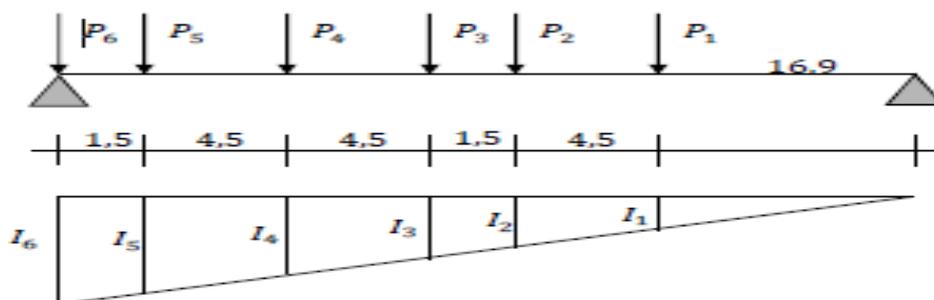


Fig. IV.13: Position du système Bc donnant T max à 0,0L

Exemple de calcul :

Section 0,0L : a = 0,00m ; b=33.59m

$$I_6 = \frac{b}{L} = \frac{33.59}{33.59} = 1$$

I	I ₆	I ₅	I ₄	I ₃	I ₂	I ₁
valeur	1	0.95	0.82	0.68	0.64	0.5

Tab IV.29: lignes d'influence due à la surcharge BC à 0,0 L

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X (m)	0	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
T (t) 1 convoi	47.16	41.16	35.16	29.16	23.16	17.22
T(t) 2 convois	94.32	82.32	70.32	58.32	46.32	34.44

Tabl. IV.30: efforts tranchants dus à la surcharge BC dans les différentes sections

IV.2.5- Effort tranchants engendré par la surcharge Bt :

De la même façon nous utilisons la méthode des lignes d'influences, pour calculer l'effort tranchant par la formule suivante :

$$T = \sum_{i=1}^6 (P_i I_i)$$

Exemple de calcul :

X = 0,1L:

$$a = 3,359m \quad b = 30,231m$$

$$I_1 = b/l = 0.9$$

$$I_2 = 0,859$$

$$T \text{ max} = 16 (0.9 + 0,859) = 28,14t$$

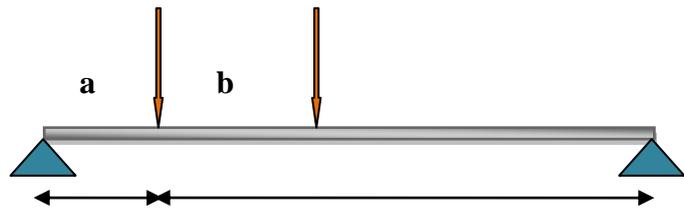


Fig. IV.14: surcharge Bt

T(t)	Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	X (m)	0	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
	1 tandems	31.34	28.14	24.94	21.74	18.54	15.34
	2 tandems	62.68	56.28	49.88	43.48	37.08	30.68

Tab. IV.31: Effort tranchants engendré par la surcharge Bt

IV.2-6- Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120:

En utilisant la méthode d'RDM :

Exemple X=0.00L

$$a = 0,0m \quad b = 33,59m$$

$$q = 110/6,1 = 18,033t/ml$$

$$\Sigma M/B = R_A.L - q \times 6,1(b - 6,1/2) = 0$$

$$R_A = T \text{ max} = 100.01t$$

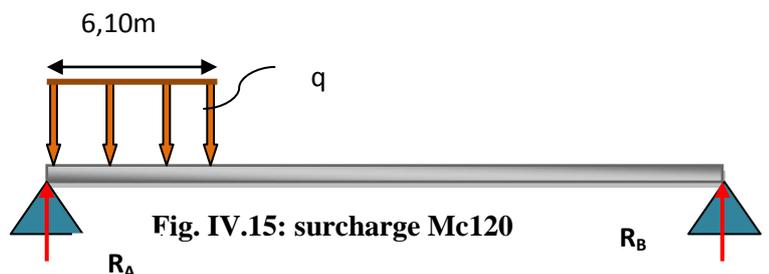


Fig. IV.15: surcharge Mc120

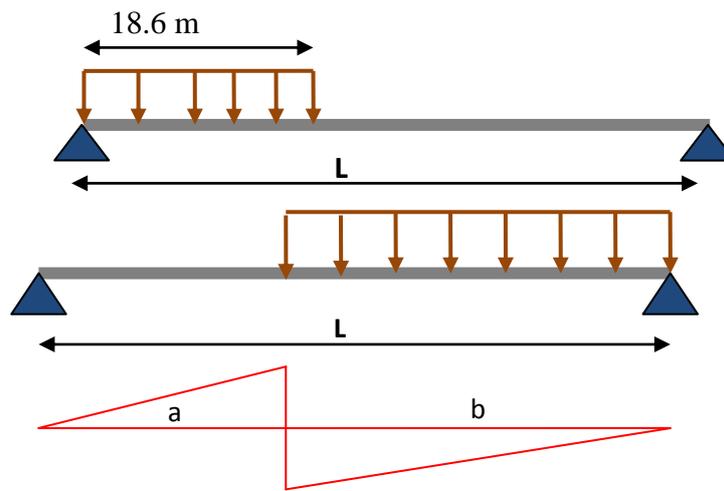
Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
a	0.00	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
T(t)	100.01	89.01	78.01	67.01	56.01	45.01

Tab. IV.32: Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120 :

IV.2-7- Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240:

Avec la méthode utilisée précédemment on calcule l'effort tranchant du à la surcharge D240 :



Exemple de calcul :

Fig. IV.16: surchargeD240

X = 0,0L :

$$\Sigma M/B = RA.L - q \times 18,6(b - 18,6/2) = 0$$

$$RA = T \text{ max} = 173,54t$$

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
a	0.00	3.359	6.718	10.077	13.436	16.795
T(t)	173.54	149.54	125.54	101.54	77.55	53.55

Tab. IV.33: Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240 :

Les résultats des moments et efforts tranchant dans les différentes sections sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Type de charge	N ^{br} de voies	effort	Sections					
			0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
G	/	M (t.m)	0	107.359	190.86	250.505	286.292	298.221
		T(t)	35.513	28.410	21.307	14.205	7.102	0
A(l)	1 voie	M (t.m)	0	181.1884	322.1127	422.7729	483.169	503.3011
		T(t)	59.94	48.549	38.362	29.37	21.578	14.985
	2voies	M (t.m)	0	362.3768	644.2254	845.5458	966.338	1006.602
		T(t)	117.396	97.098	76.724	58.74	43.156	29.97
trottoir	1trottoir	M (t.m)	0	15.2318	27.0789	35.541	40.6183	42.3108
		T(t)	5.038	4.081	3.224	2.468	1.814	1.259
	2 trottoirs	M (t.m)	0	30.4636	54.1578	71.0821	81.2367	84.6216
		T(t)	10.076	8.162	6.448	4.936	3.628	2.518
Bc	1convoi	M (t.m)	0.00	152.927	276.52	359.81	406.41	405.78
		T(t)	47.16	41.16	35.16	29.16	23.16	17.22
	2 convois	M (t.m)	0.00	305.84	553.04	719.62	812.82	811.56
		T(t)	94.32	82.32	70.32	58.32	46.32	34.44
Bt	1tendem	M (t.m)	0	100.628	178,377	233,262	265,312	274,418
		T(t)	31.34	28.14	24.94	21.74	18.54	15.34
	2tendems	M (t.m)	0	201,256	356,754	466,524	530,624	548,836
		T(t)	62.68	56.28	49.88	43.48	37.08	30.68
MC120	/	M (t.m)	0	323.99	576.210	756.275	864.316	900.32
		T(t)	100.01	89.01	78.01	67.01	56.01	45.01
D240	/	M (t.m)	0	524.65	932.719	1224.194	1399.079	1457.374
		T(t)	173.54	149.54	125.54	101.54	77.55	53.55

Tab. IV.34: Récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre

Chapitre IV:

Modélisation

Introduction :

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis ROBOT Millenium 2010.

V-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, Grillage de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

V-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 utilisé 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 05 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où on a modélisé qu'une seule, la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.

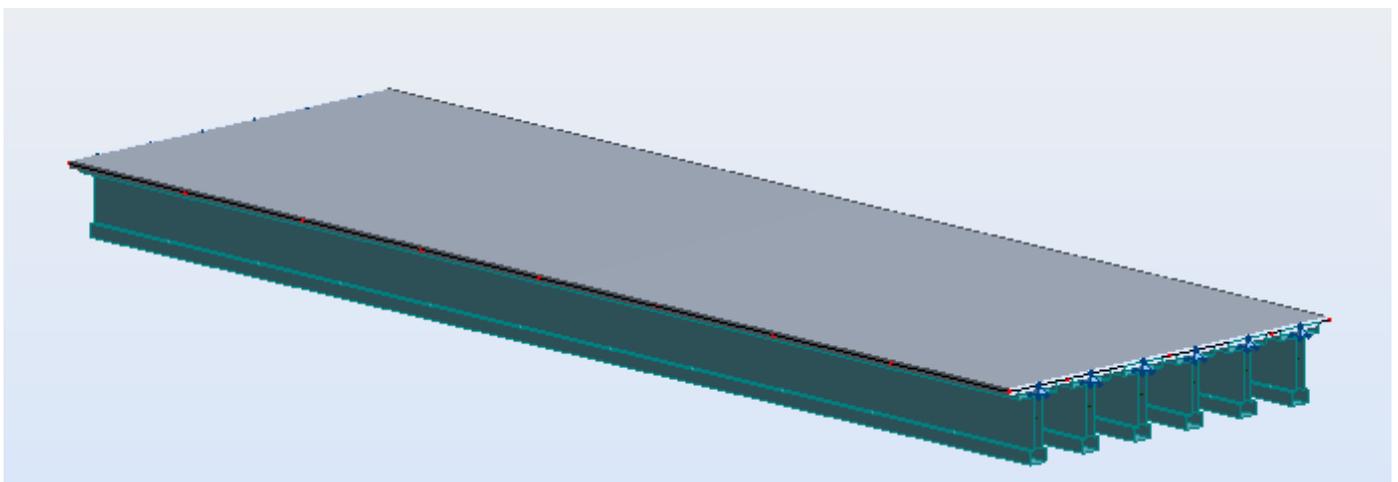


Fig.V-1 : vue du modèle du tablier en 3D

V-2- 1 Les cas de charge considérés :

Désignation		Valeur
Charges permanentes	Poids propre G	G : est pris automatiquement par le logiciel.
	Revêtement et étanchéité $G_{\text{revetement}}$	$G_{\text{revetement}} = 0.22 \text{ t/m}^2$
	Poids du trottoir G_{trottoir}	$G_{\text{trottoir}} = 0.5 \text{ t/ml}$
	Poids de la corniche	$G_{\text{corniche}} = 0.13 \text{ t/ml}$
	Poids du garde corps	$G_{\text{garde-corp}} = 0.1 \text{ t/ml}$
	Poids de la Glissières de sécurité	$G_{\text{glissière}} = 0.06 \text{ t/ml}$
Surcharges d'exploitation	Surcharge sur trottoirs Q_{Trot}	Charge uniforme de 0.15 t/m^2
	Surcharge A(I)	Charge uniforme de 1.02 t/m^2
	Système BC	Charge concentré 3t pour les essieux avant et 6t pour les essieux arrière
	MC120	Charge uniforme de 4.03 t/m^2
	D240	Charge uniforme de 4.03 t/m^2
	Température	$\Delta T = 30^\circ\text{c}$

Tableau V-1 : valeurs des charges considérées.

V-2-2 Les étapes de modélisation:

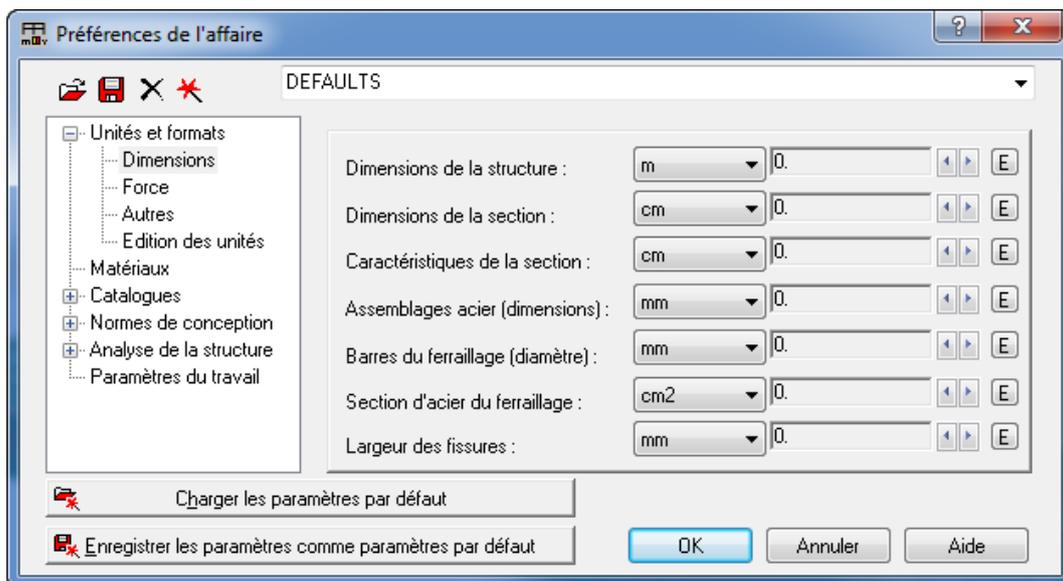
Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supporté par six appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau à 4 nœuds.

On a modélisé suivant les étapes ci-après :

✓ **1^{ère} étape :**

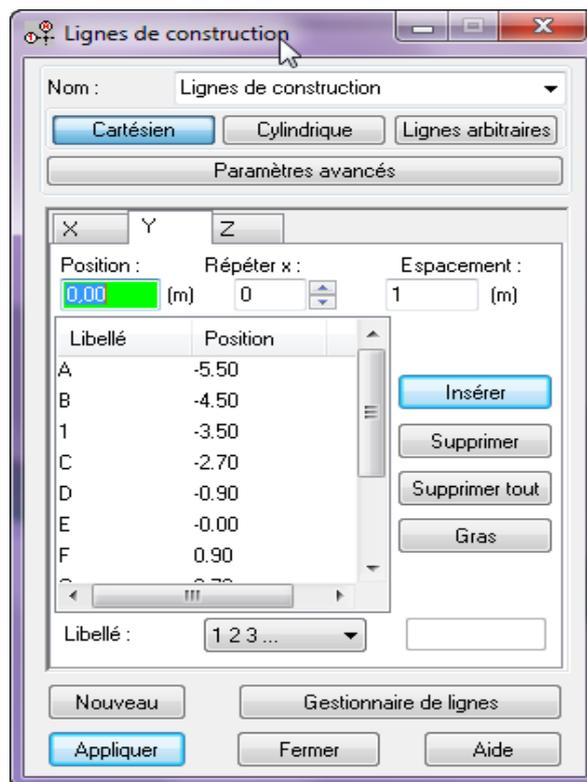
Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de l'affaire » :

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



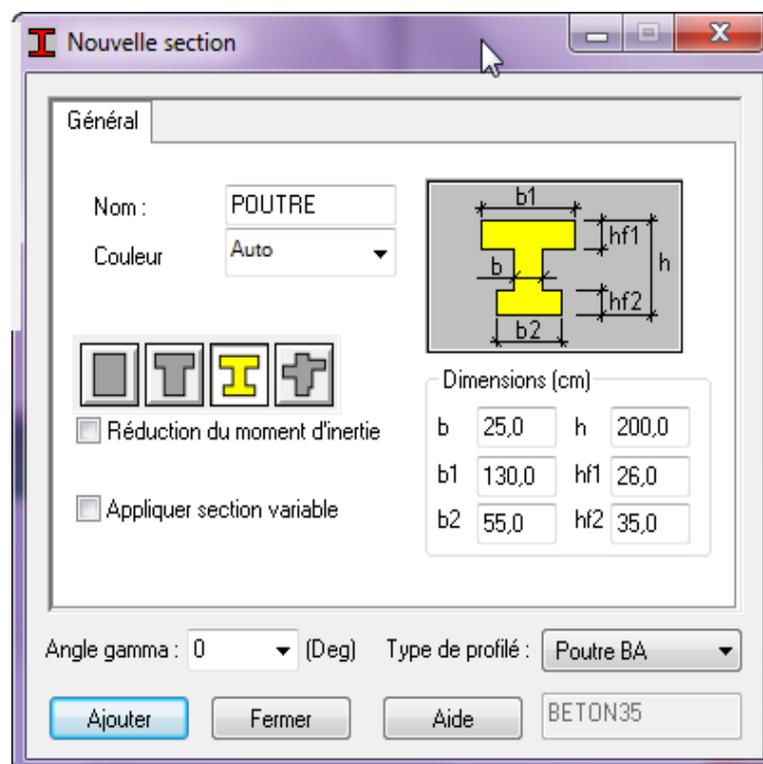
✓ 2^{ème} étape :

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



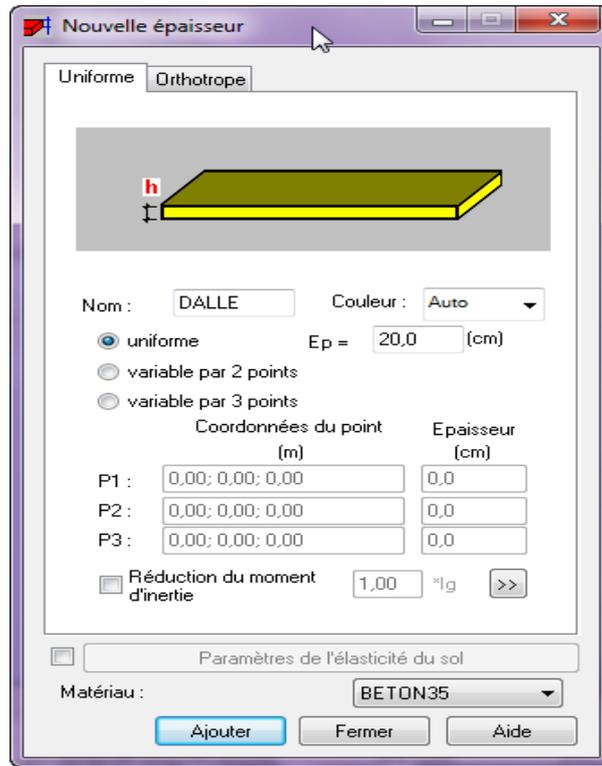
✓ 3^{ème} étape :

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.



✓ 4^{ème} étape :

La modélisation de la dalle.



✓ 5^{ème} étape :

Modélisation du

tablier :

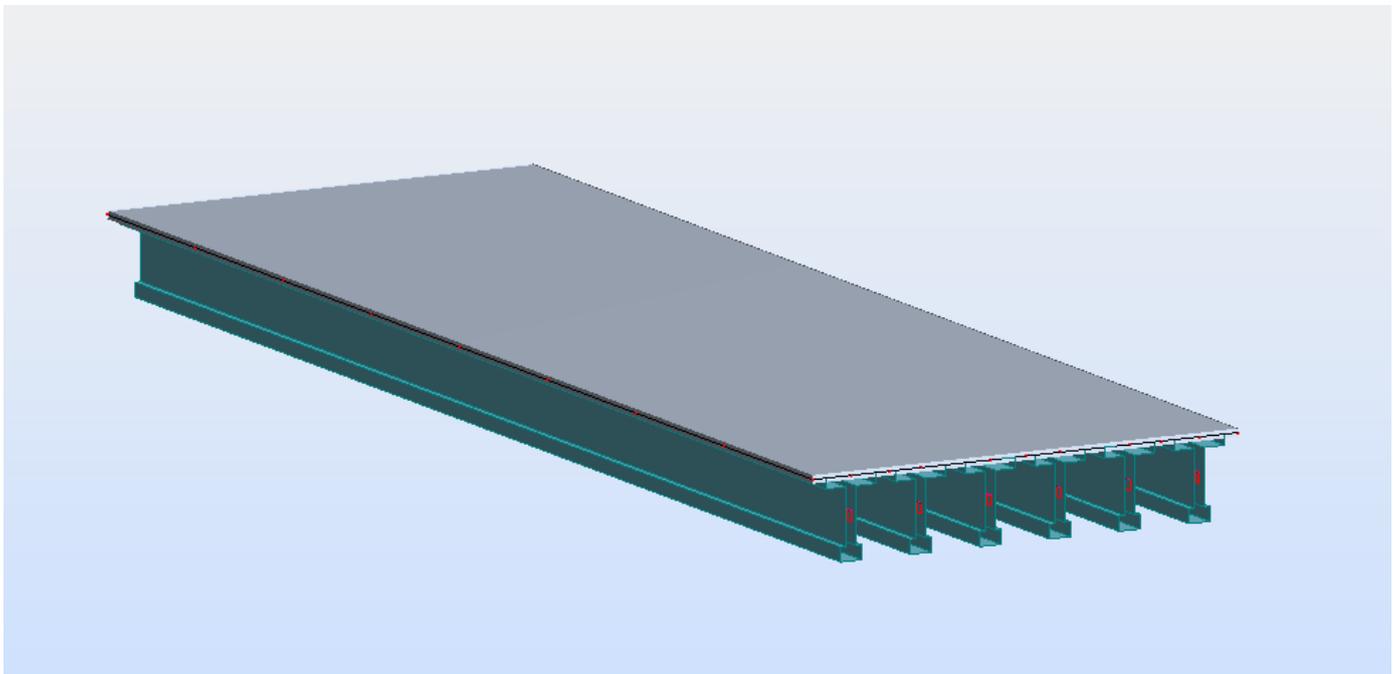


Fig V.2: Modélisation du tablier.

- Définition des appuis :

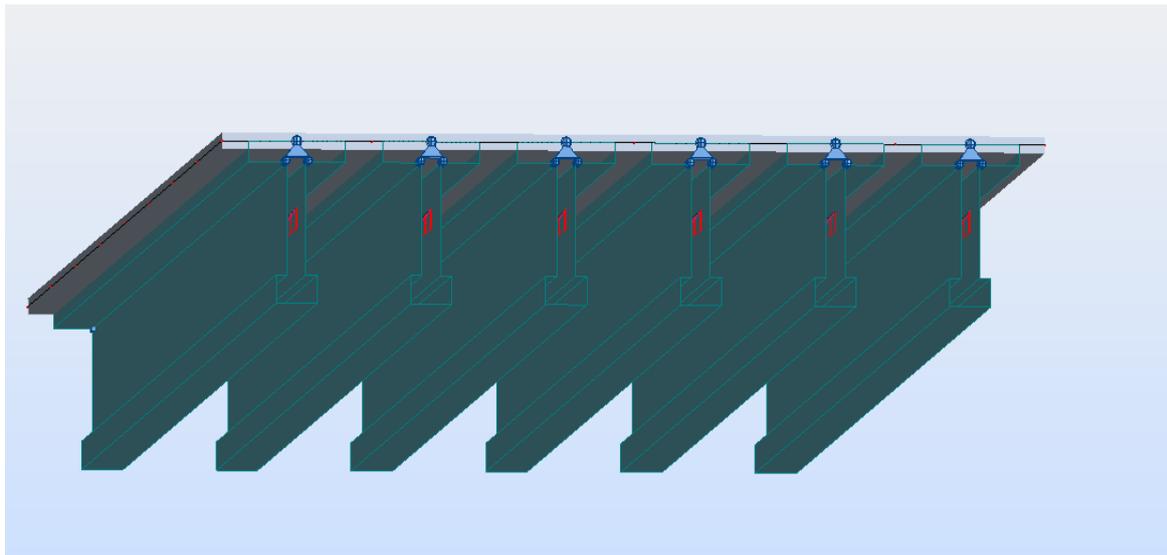
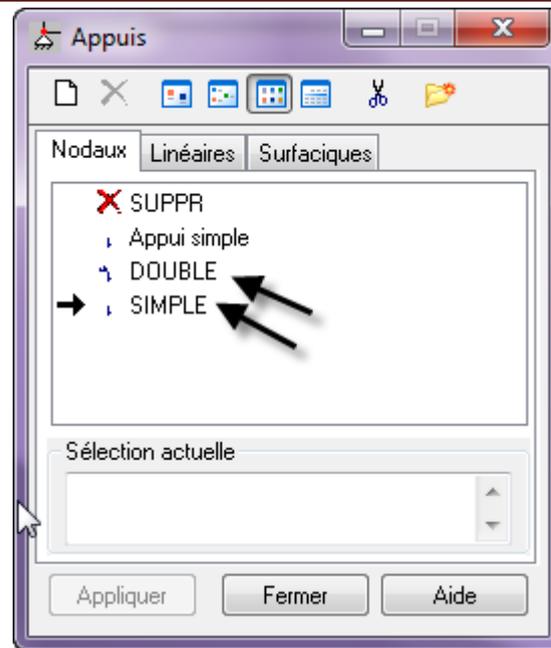
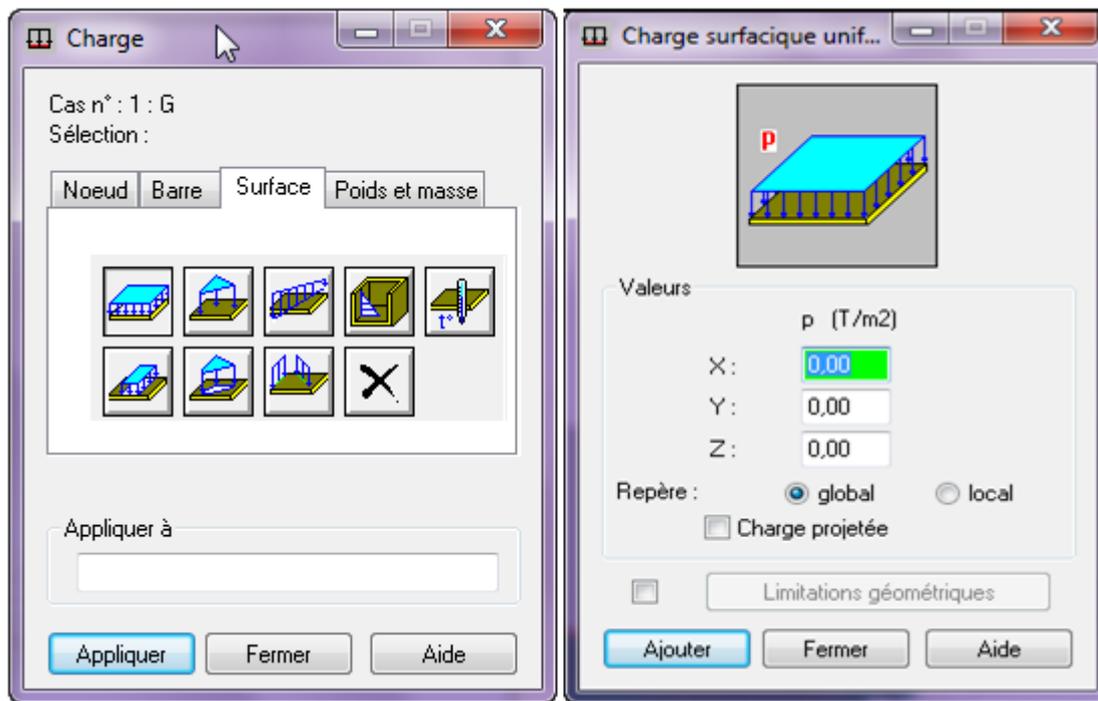


Fig V.3 : Définition des appuis.

✓ 6^{ème} étape :

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

- **Les charges permanentes : elles sont définies comme suit :**



- Poids propre du tablier : est généré automatiquement par le logiciel.

- **Revêtement :**

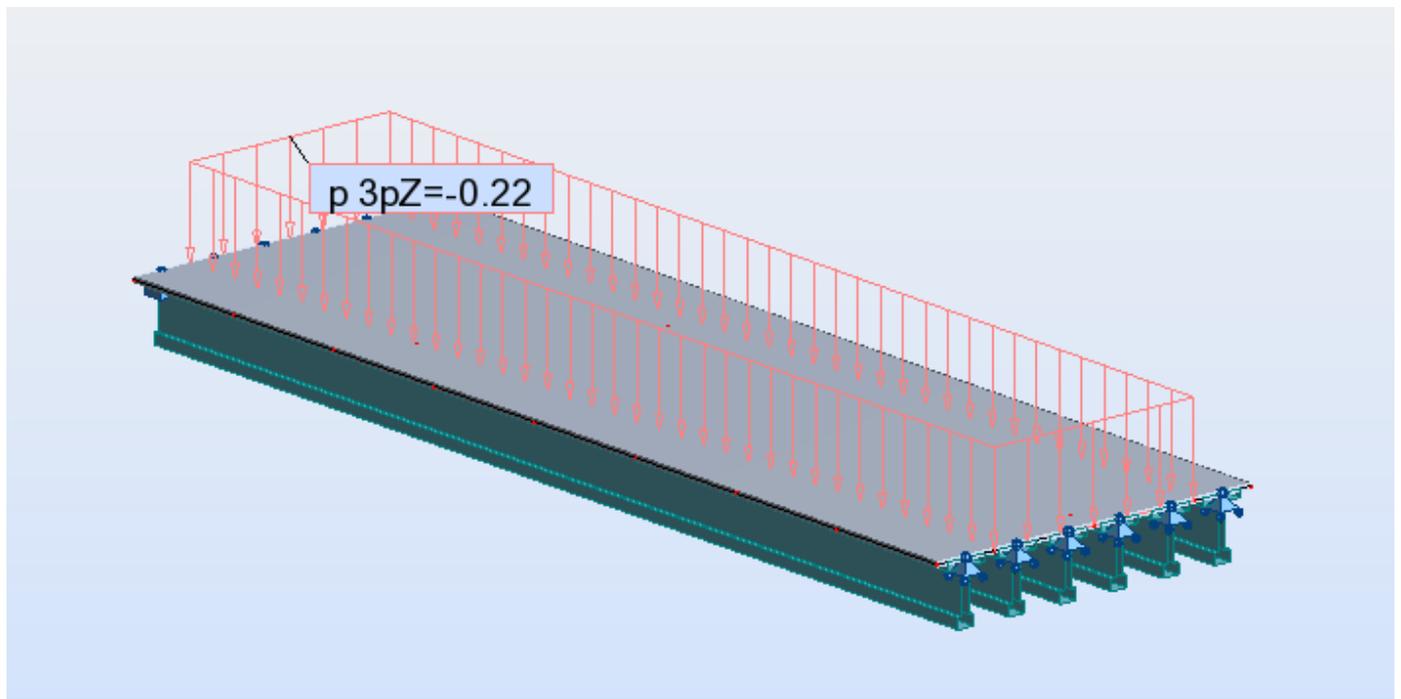


Fig V.4 : chargement sous le poids du revêtement.

- **Garde corps :**

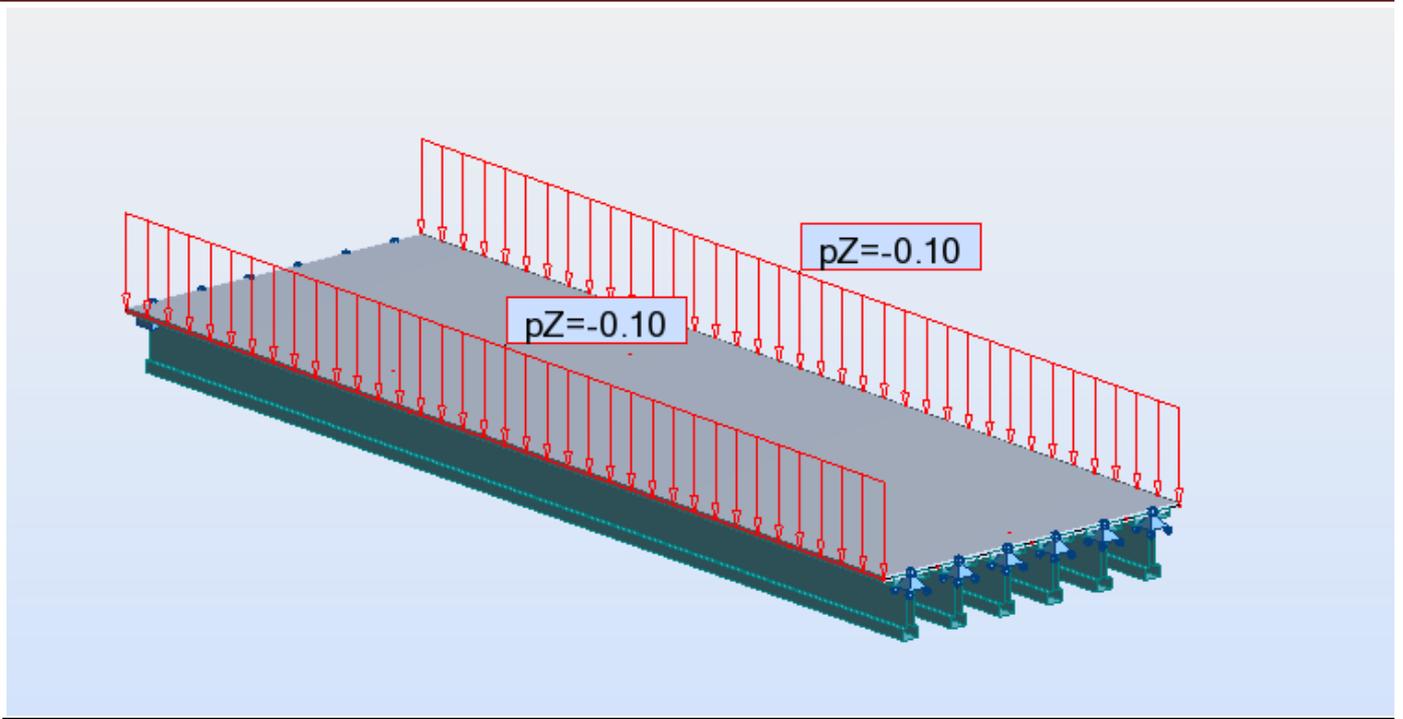


Fig V.5: chargement sous le poids du garde corps.

- glissières de sécurités :

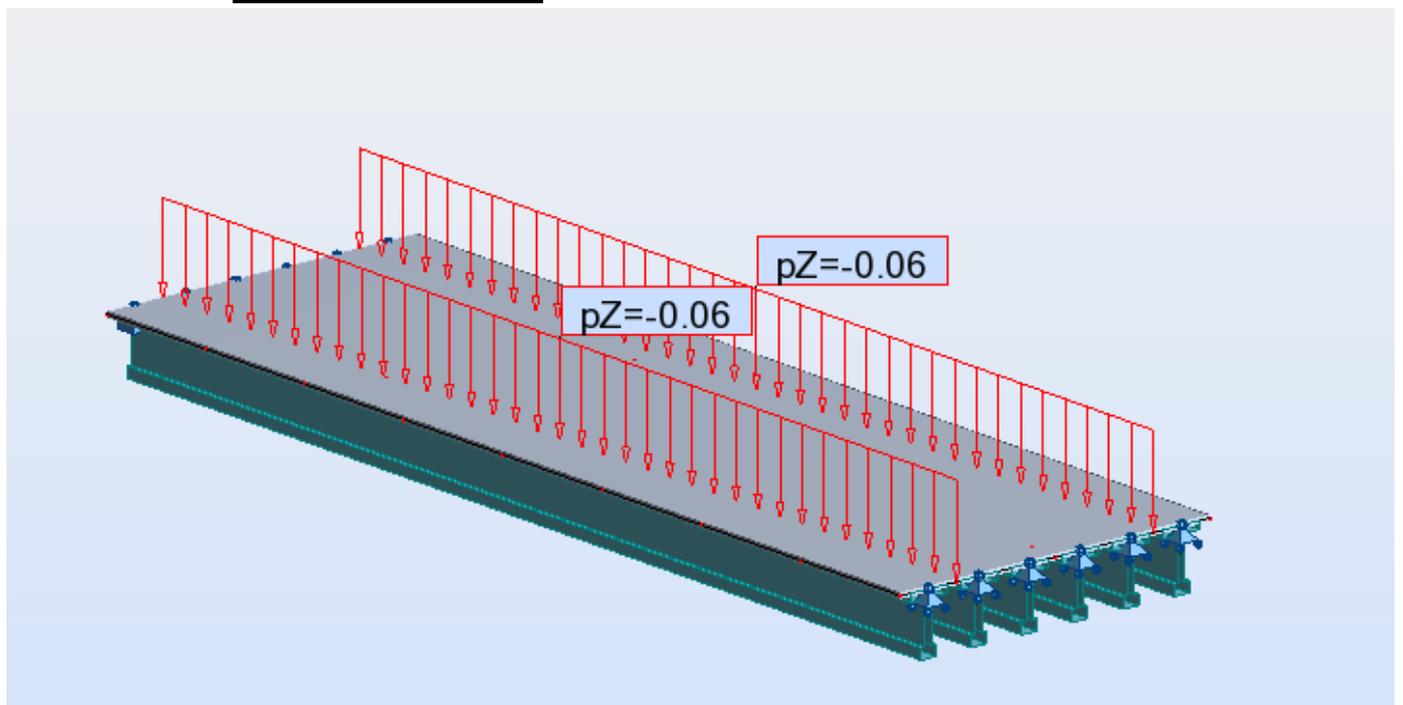


Fig V.6 : chargement sous le poids des glissières de sécurités.

- Corniches:

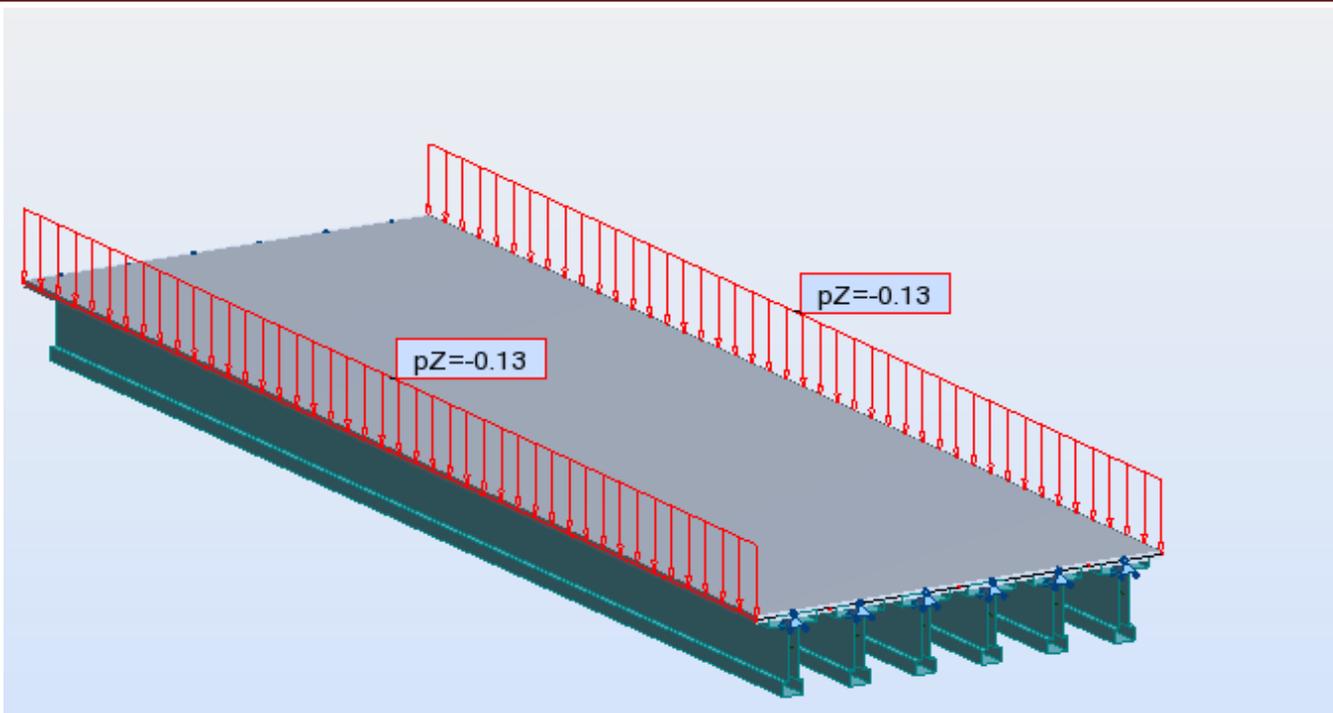


Fig V.7 : chargement sous le poids des corniches

- Trottoirs :

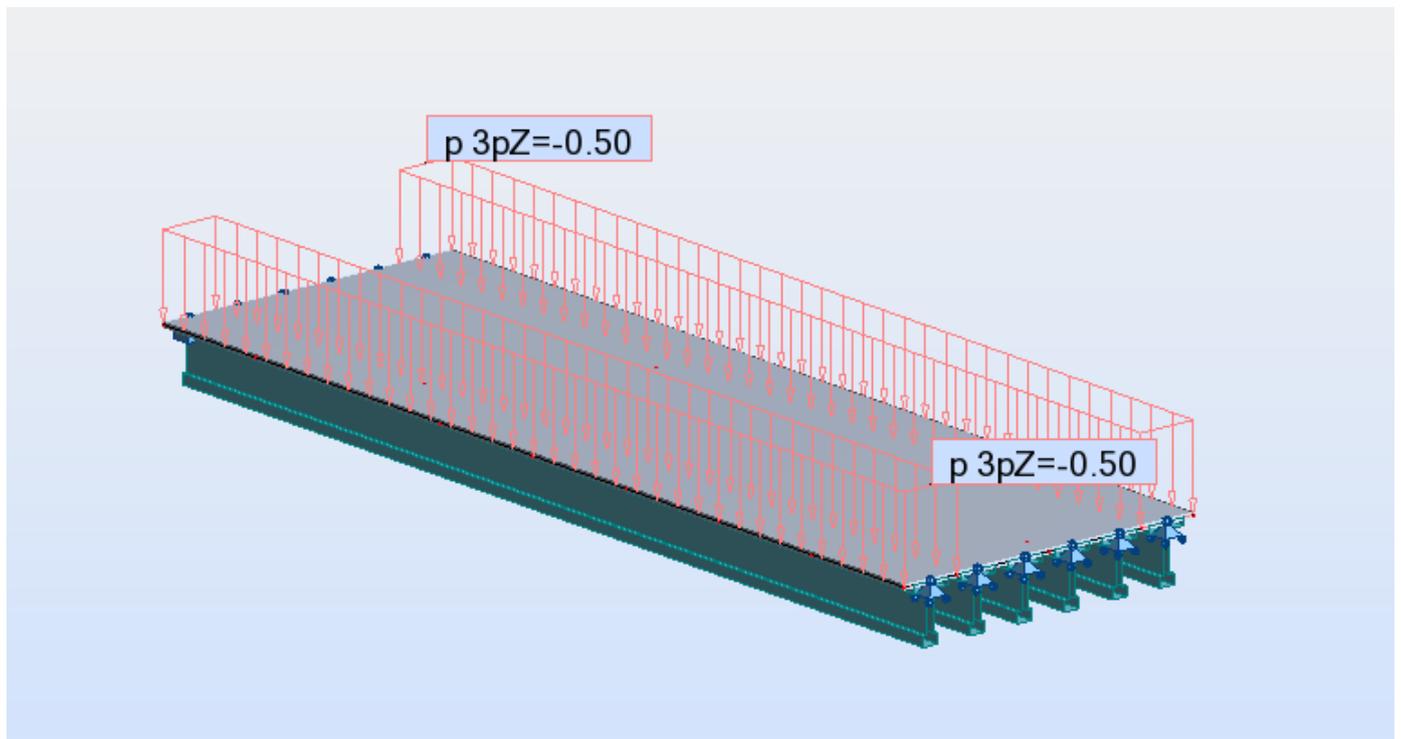


Fig V.8 : chargement sous le poids des trottoirs.

- Surcharge sur trottoir :

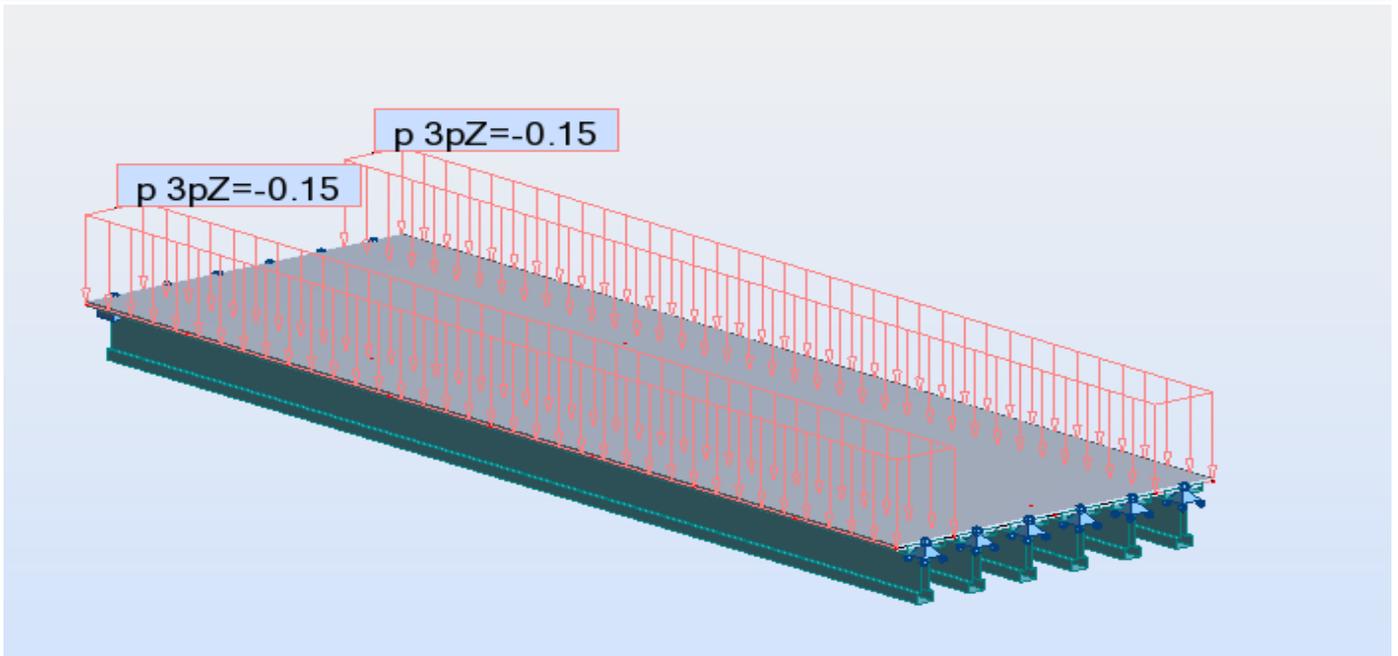


Fig V.9 : chargement sous le poids des surcharges sur trottoir.

- **Système de charges A(l) :**

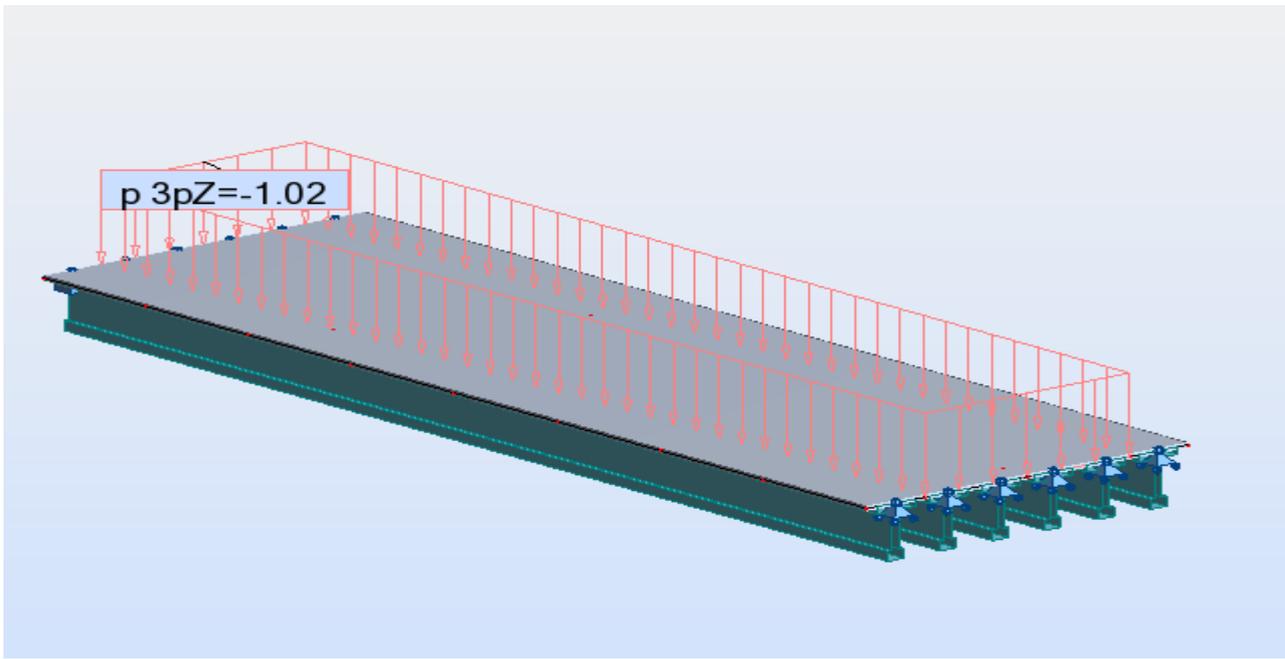
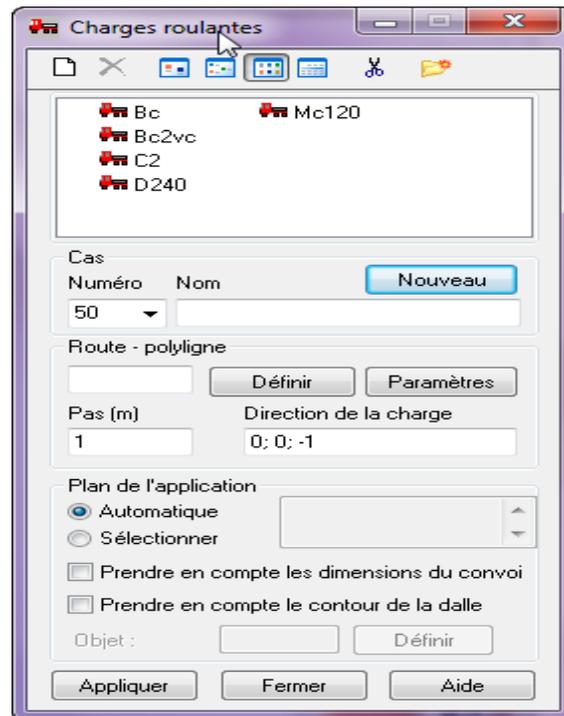


Fig V.10 : chargement sous le système A(l).

- **Les charges roulantes :** qui sont définie comme suit:



- **Système de charge Bc :**

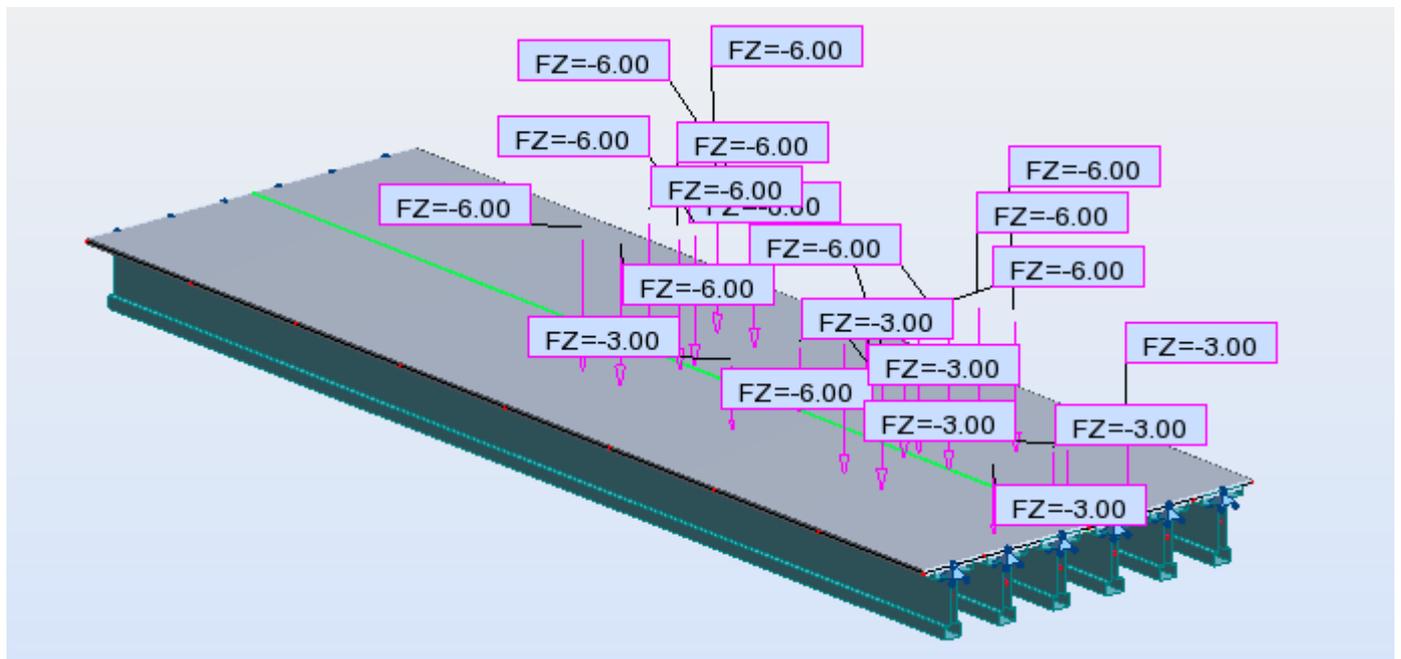


Fig V.11 : chargement sous le système Bc.

- **Système de charge Mc120 :**

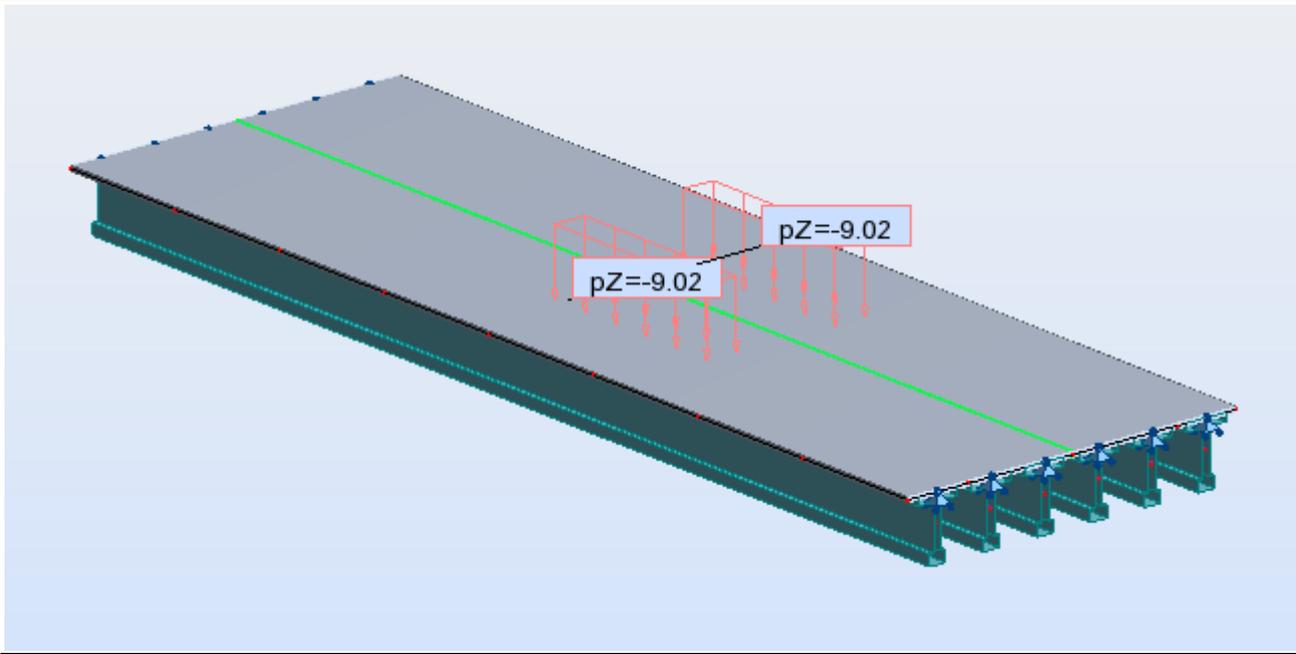


Fig V.12 : chargement sous le système Mc120.

- Système de charge D240 :

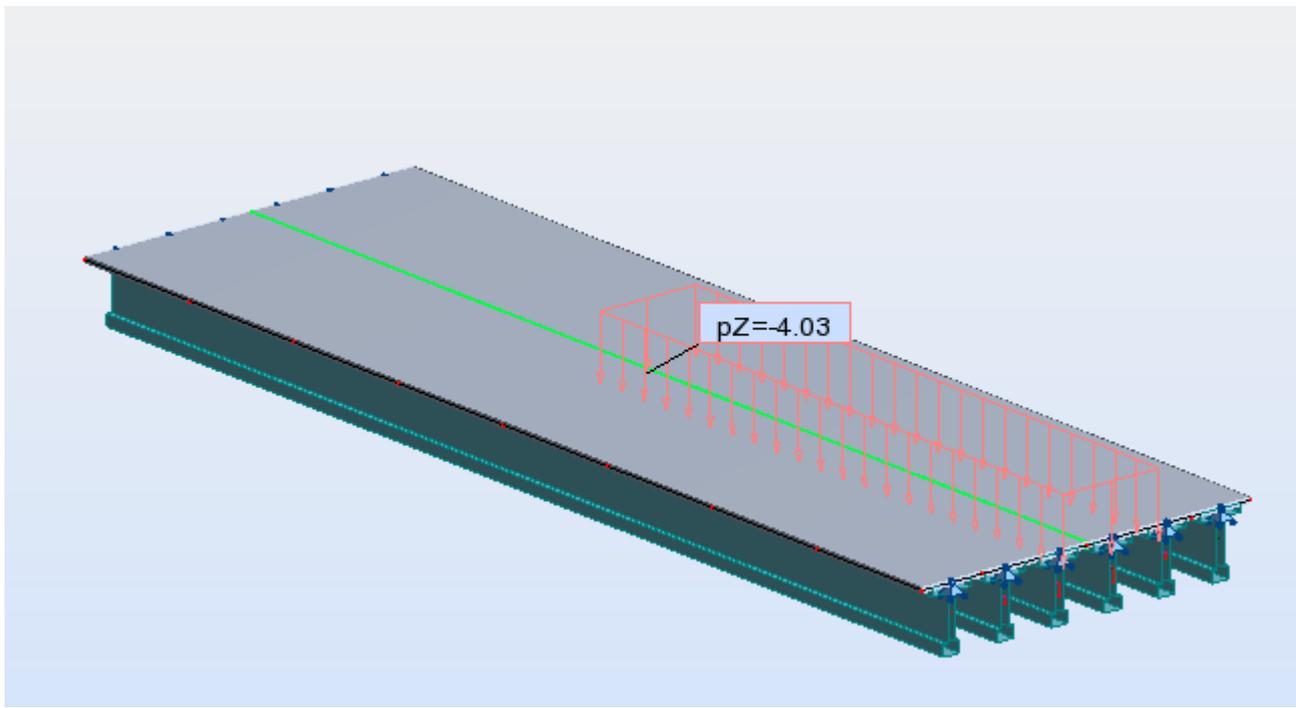


Fig V.13: chargement sous le système D240.

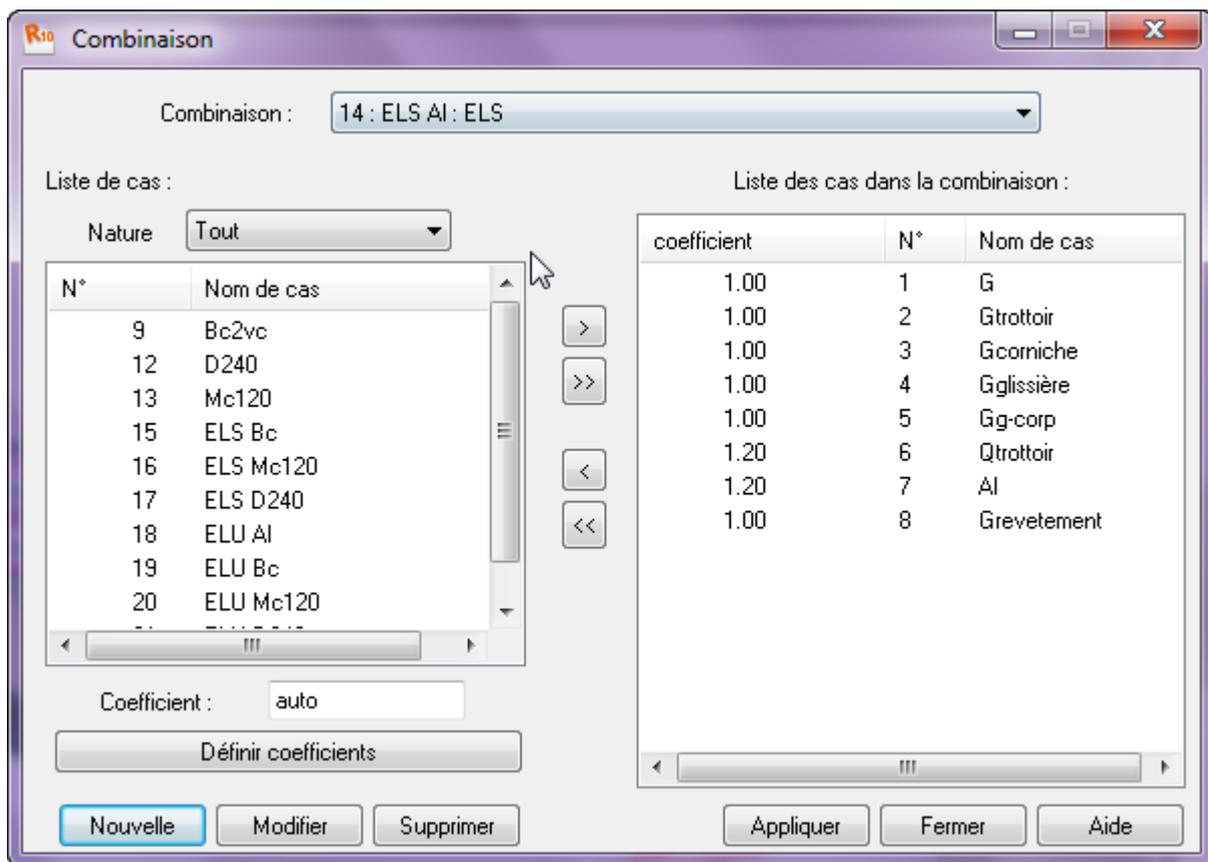
✓ 7^{ème} étape :

Définition des combinaisons d'actions et lancement du calcul :

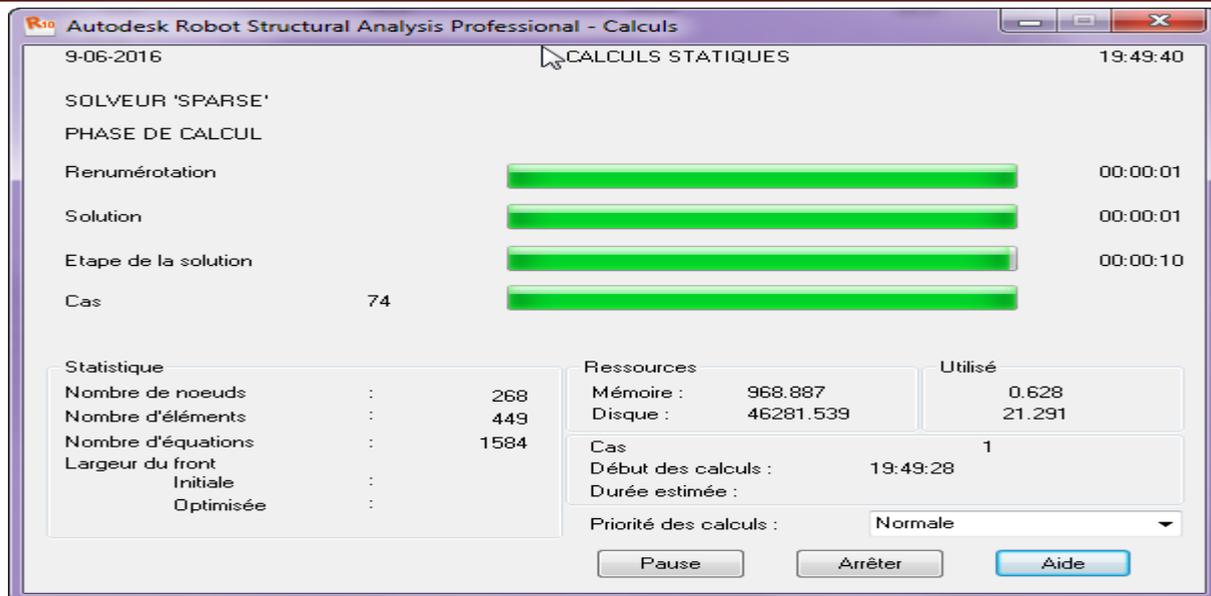
Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Action prépondérante	Combinaisons
A P'ELU	1.35G+1.6 (A(l) +Qt)
	1.35G+1.6 (Bc +Qt)
	1.35G+1.35 Mc120
	1.35G+1.35 D240
	1.35G+1.5V
A P'ELS	G+1.2 (A(l) +Qt)+0.5ΔT
	G+1.2 (Bc +Qt))+0.5ΔT
	G+Mc120)+0.5ΔT
	G+D240)+0.5ΔT
	G+V

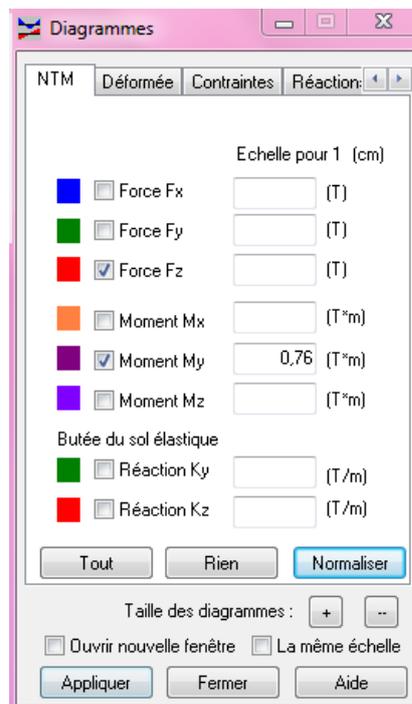
Tableau V.2 : Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.



✓ 8^{ème} étape : Lancement du calcul :



✓ 9^{ème} étape : Affichage des résultats :



V-3 Effort interne dans les poutres

a) Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1.35G+1.35 D240 à L'ELU G+(D240)+0.5ΔT à L'ELS

$M_{\max} = 806.89 \text{ t.m}$ à L'ELU

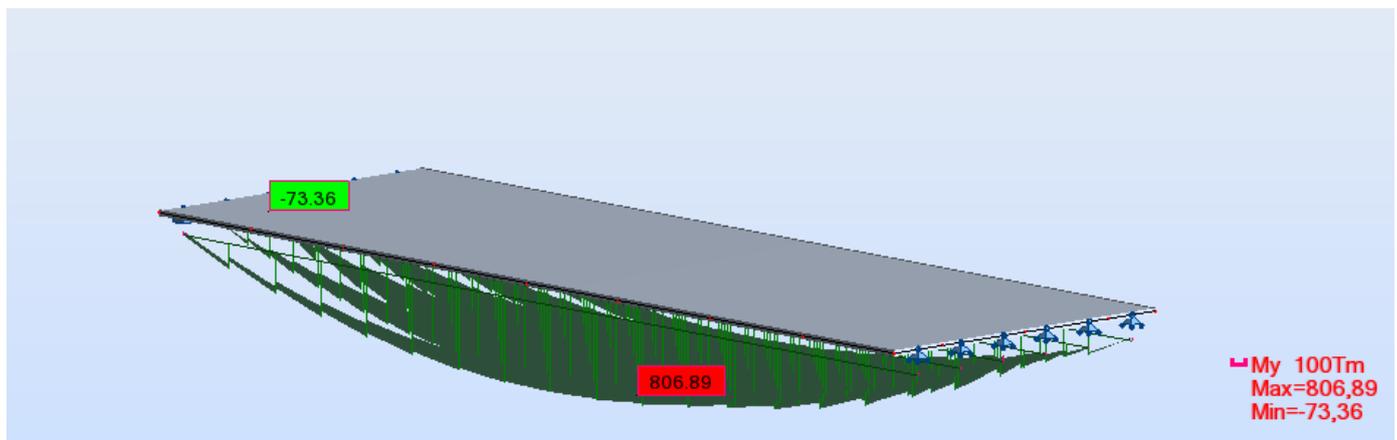


Fig V.14: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$M_{\max} = 597.69 \text{ t.m}$ à L'ELS

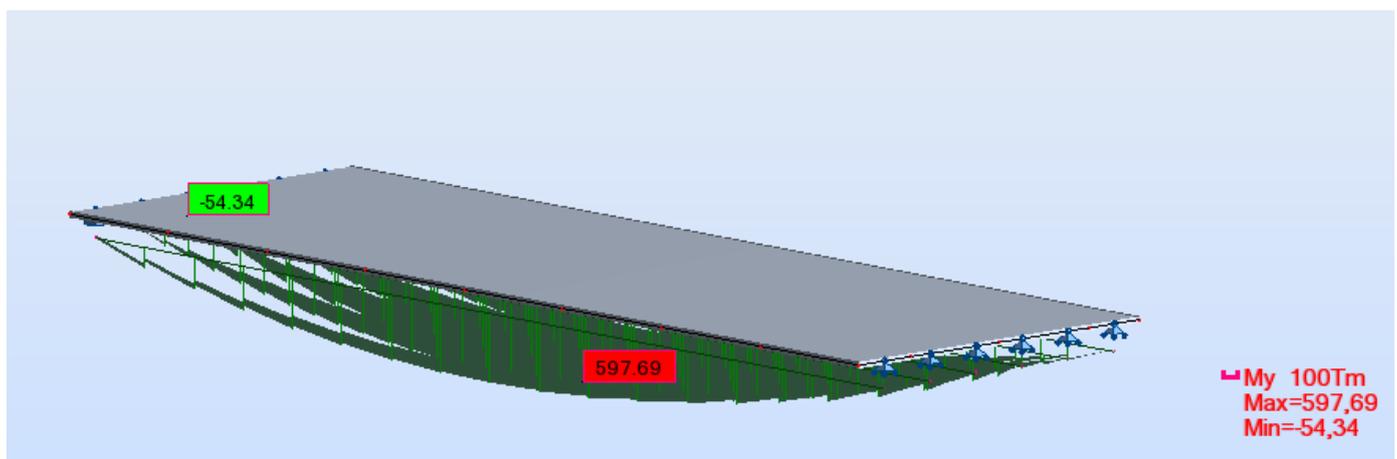


Fig V.15: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

b) Effort tranchant :

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1.35G+1.35 D240 à L'ELU G+(D240) +0.5ΔT à L'ELS aux niveaux des appuis.

$T_{\max} = 155.00 \text{ t}$ à l'ELU

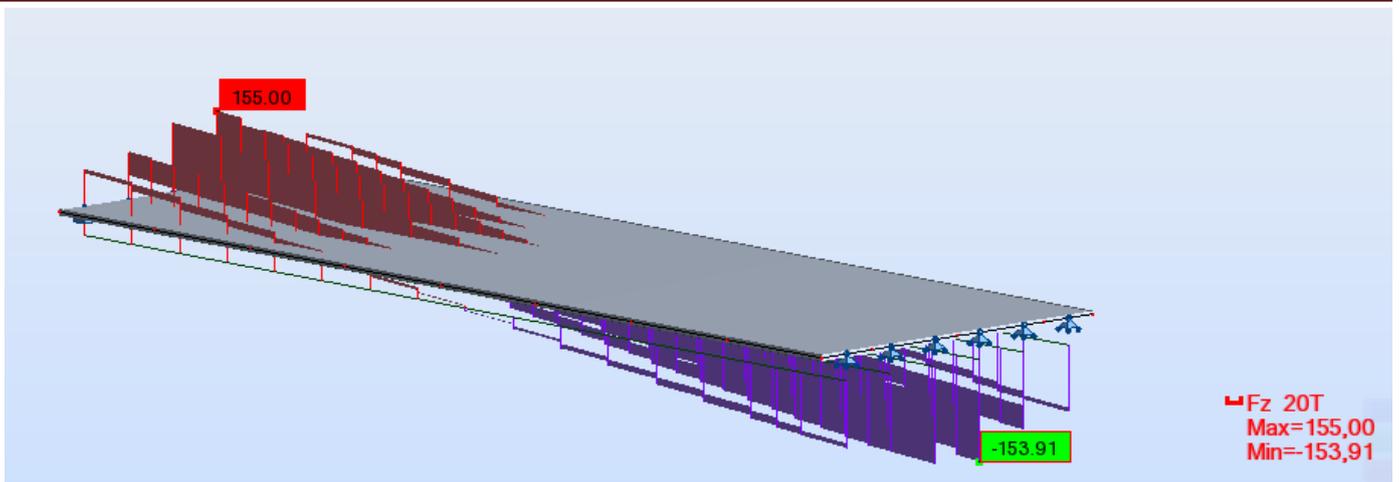


Fig V16: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$T_{\max} = 114,81t$ à l'ELU

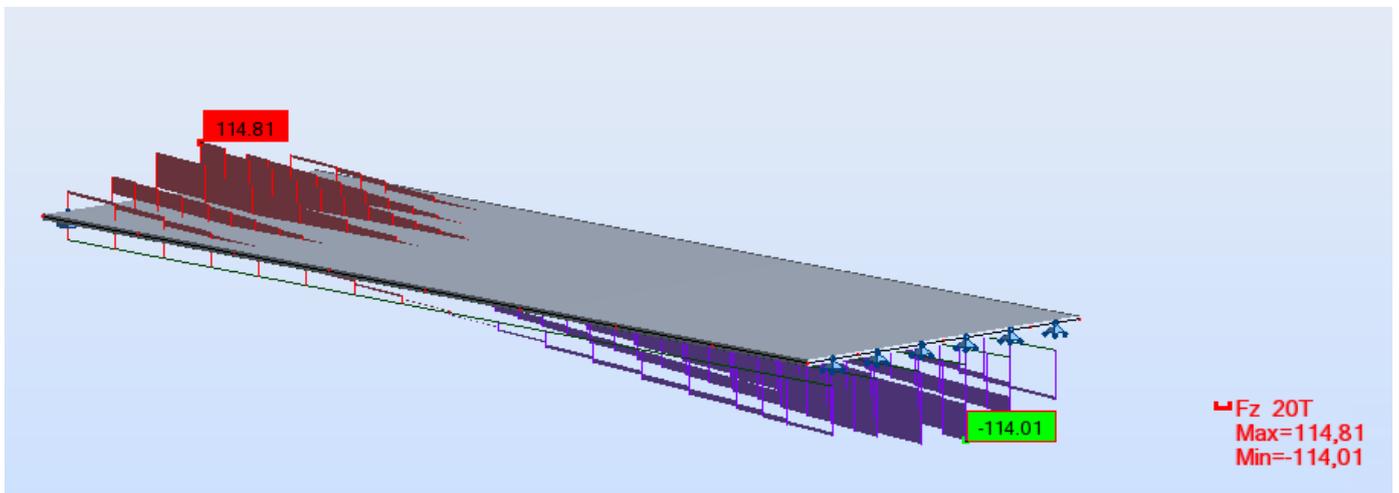


Fig V.17: diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

- Le moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée :

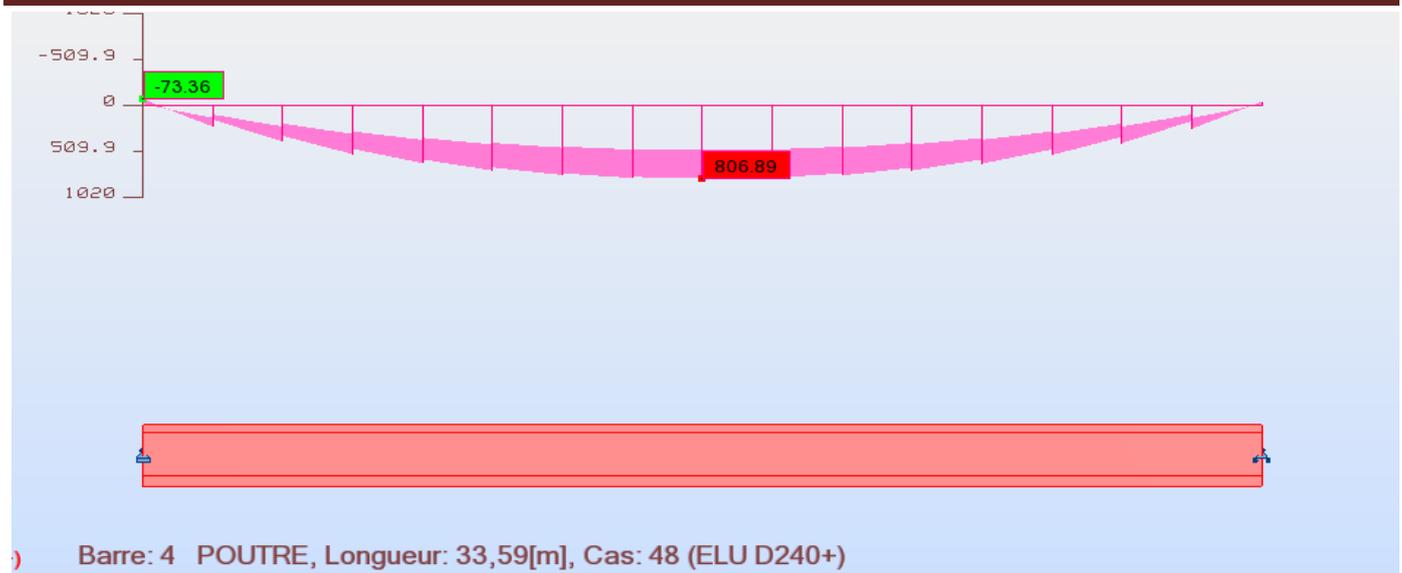


Fig V.18: Diagramme du moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée.

- L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée :

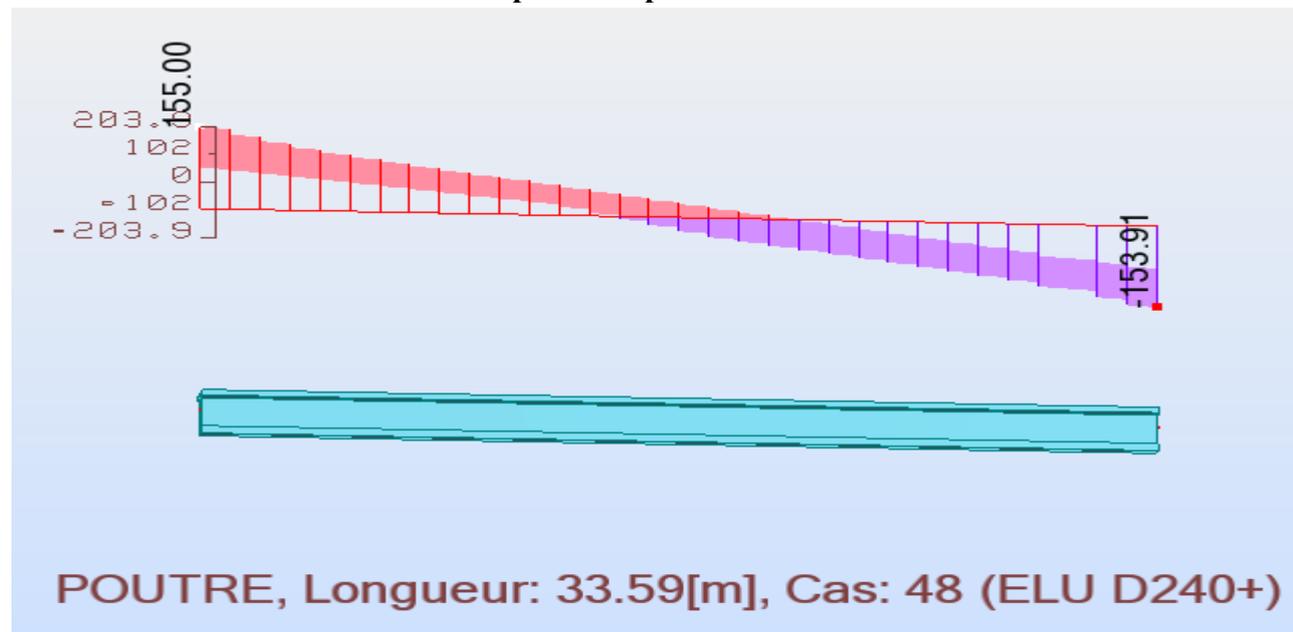


Fig V.19 : Diagramme de L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée :
D'où :

Les efforts maximum sont donnés par la combinaison : 1.35G+1.35D240

Etat	Effort interne	
	M (t.m)	T (t)
ELU	806.89	155.00
ELS	597.69	114.01

Tableau V.3 : Efforts internes maximum dans les poutres.



Images V.1 : Dalle de compression d'un pont

V-4 Etude du platelage :

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

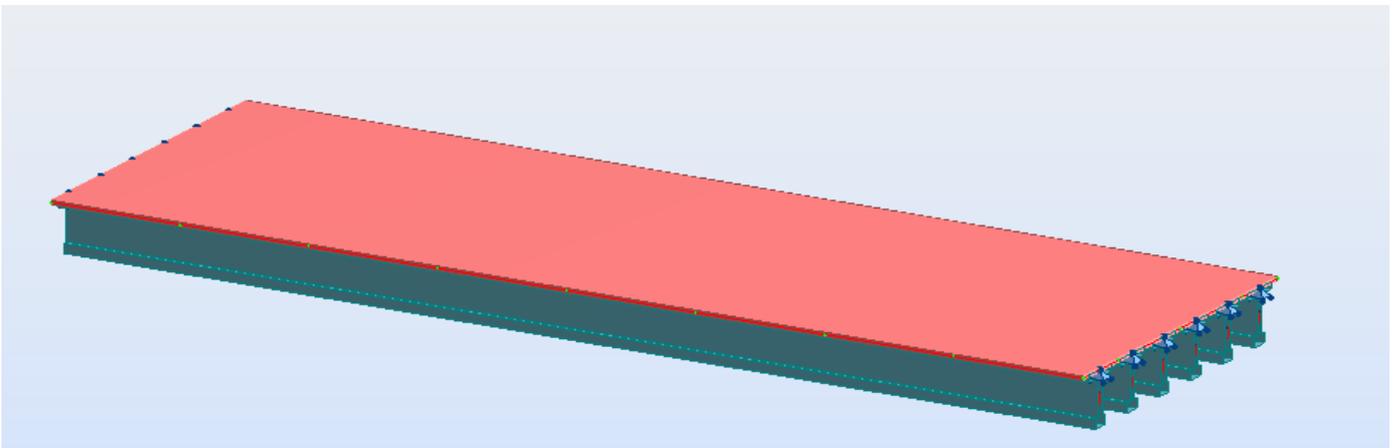
- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

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

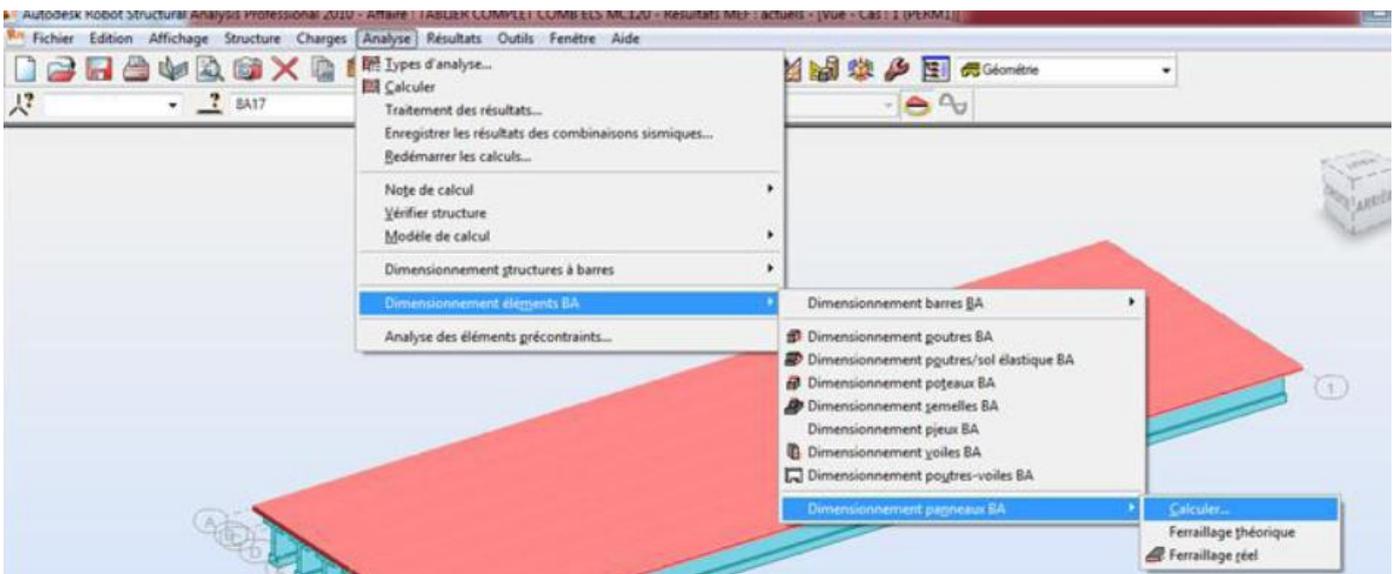
- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale

V-4-1- Méthode numérique (ROBOT MILLENIUM) :

1. sélection du tablier à étudier :



2. on lance le calcul de l'élément panneau (Dalle en béton armé) :

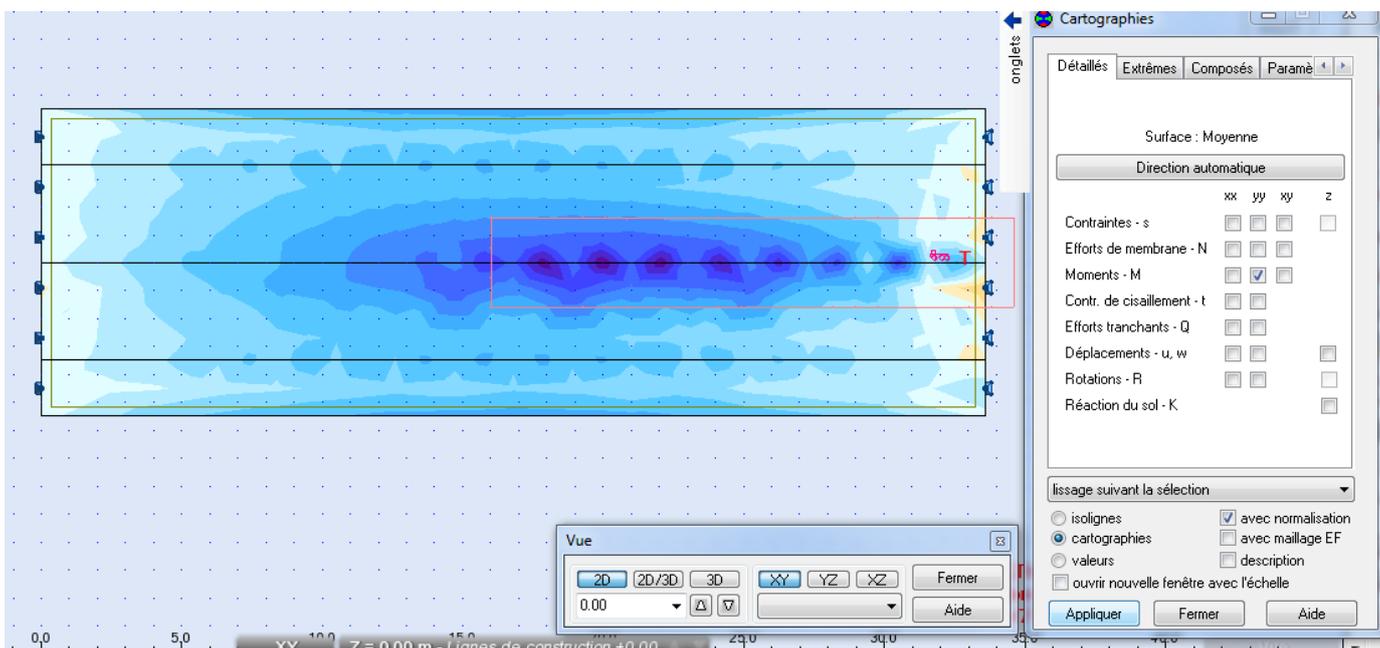


V-4-2- Les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium :

1. Les résultats cartographie :

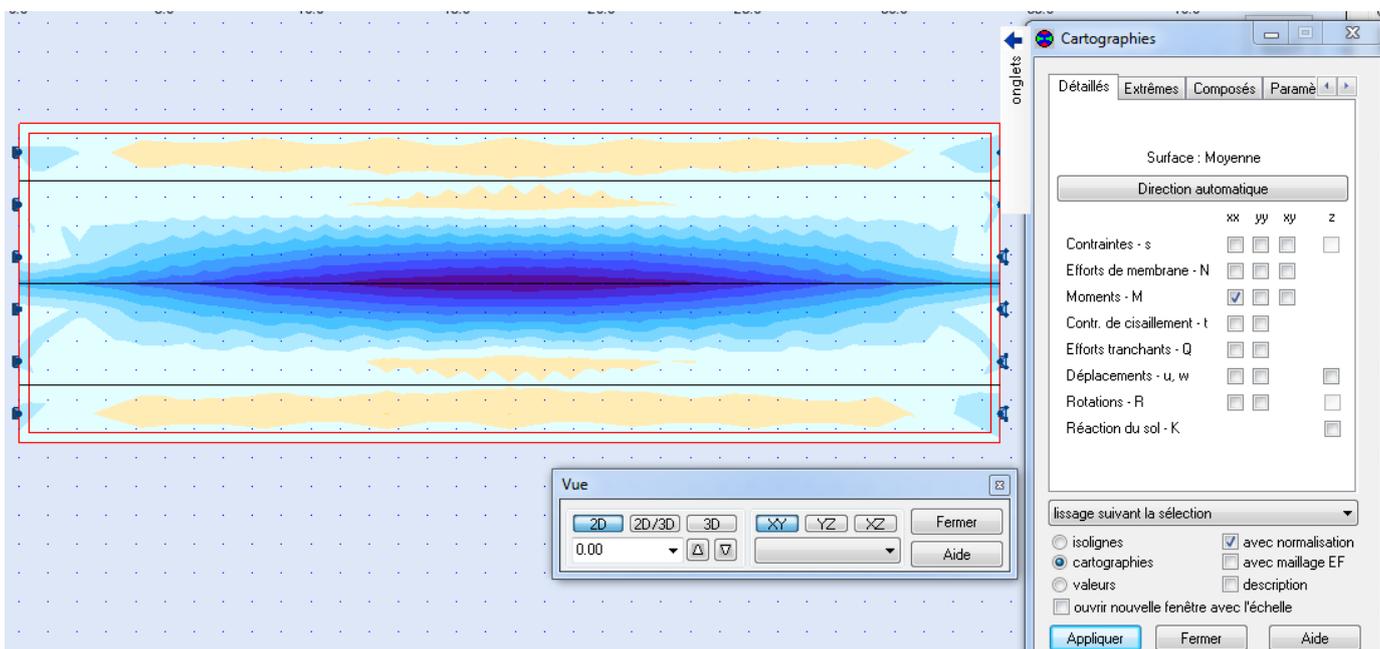
Flexion longitudinale :

Autour de (YY) :



Flexion transversale :

Autour de (XX) :



2- Résultats du moment fléchissant maximal :

A L'ELS

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MYX [Tm/m]
MAX	2.01	0.68	0.56
Panneau	8	8	8
Noeud	11	11	17
Cas	ELS D240/34	ELS D240/34	ELS D240/12
MIN	-4.97	-2.32	-0.48
Panneau	8	8	8
Noeud	175	137	27
Cas	ELS D240/9	ELS D240/8	ELS D240/11

A L'ELU

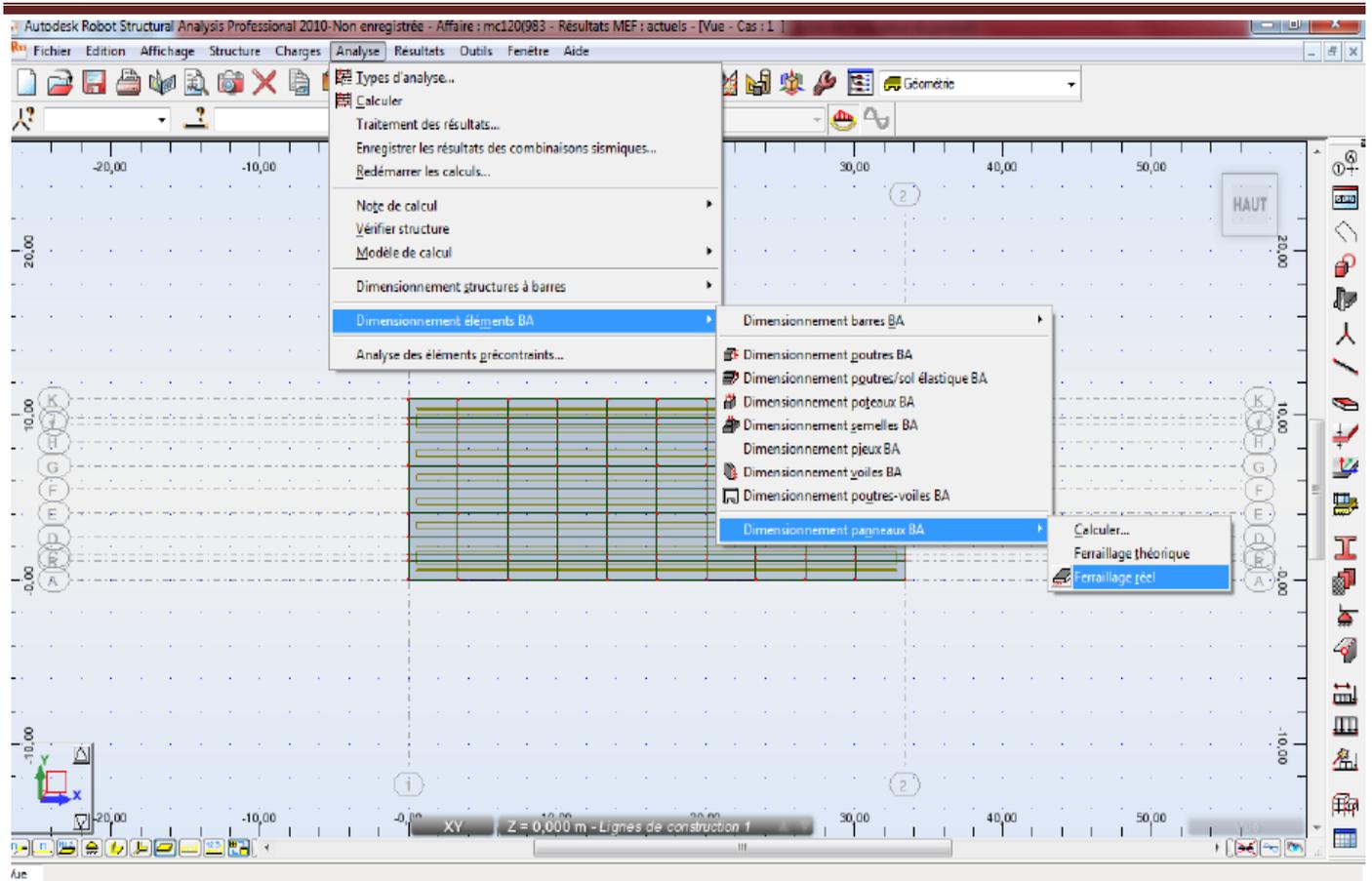
	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MYX [Tm/m]
MAX	2.71	0.92	0.75
Panneau	8	8	8
Noeud	11	11	17
Cas	ELU D240/34	ELU D240/34	ELU D240/12
MIN	-6.71	-3.13	-0.65
Panneau	8	8	8
Noeud	175	137	27
Cas	ELU D240/9	ELU D240/8	ELU D240/11

Les deux tableaux ci-dessus nous donnent les moments extremums de la combinaison la plus défavorable. D'après ces résultats, le ferrailage se fera à L'ELU.

V-4-3-Ferrailage :

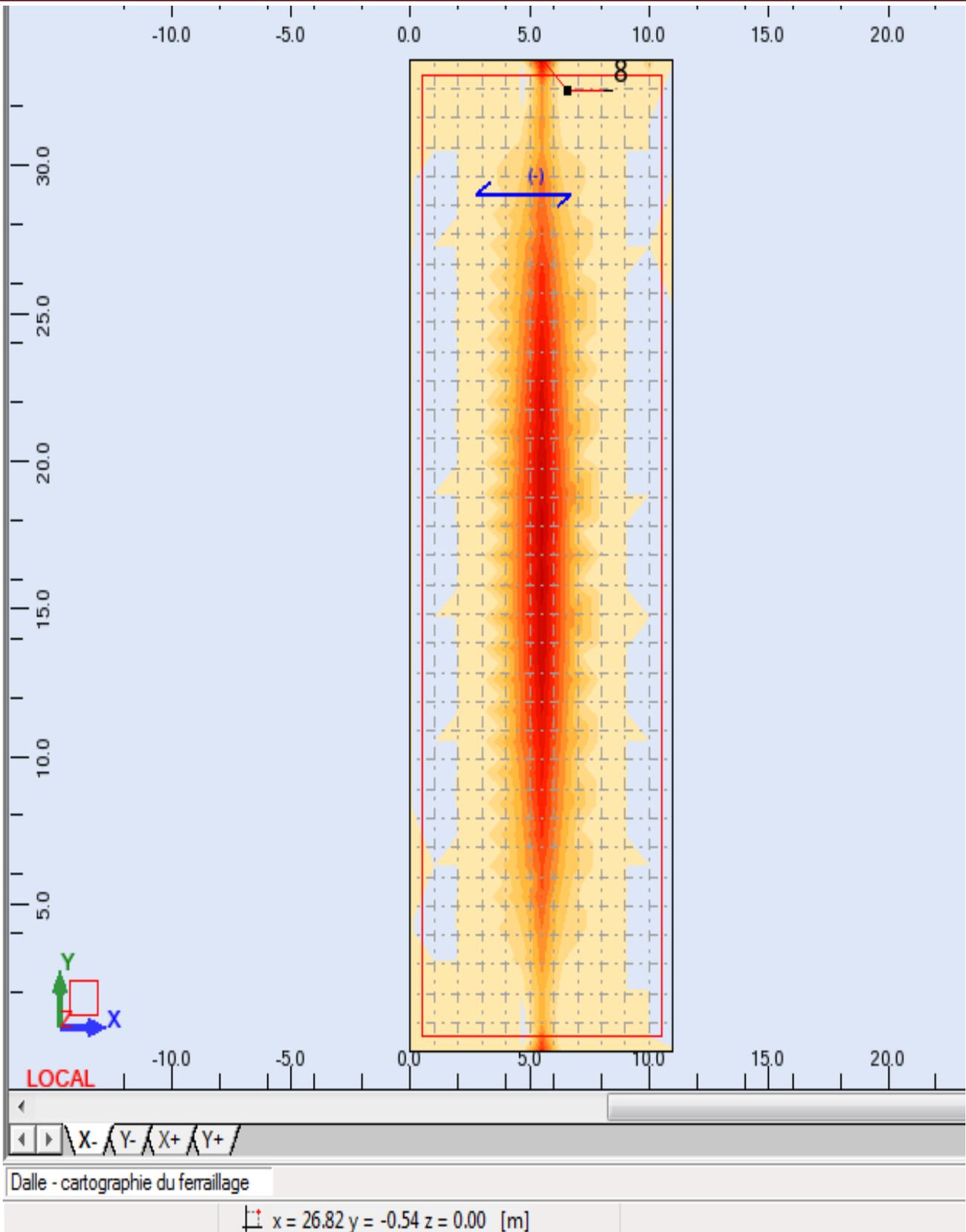
Le ferrailage de notre dalle en béton armé se fait de la manière suivante (avec le logiciel ROBOT) :

✓ 1^{er} étape :

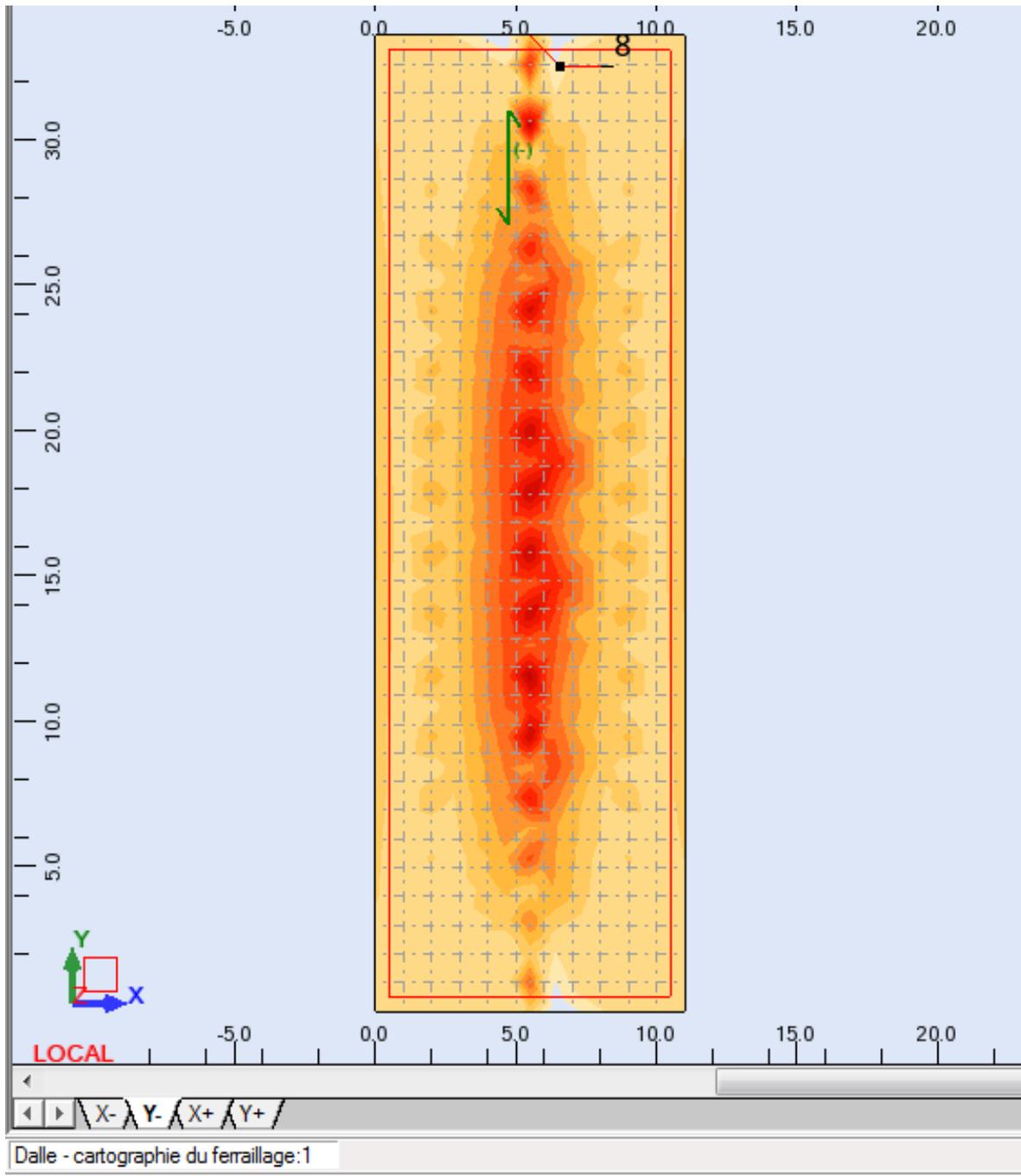


✓ **2ème étape** : résultats des sections d'armatures donnés par le ferrailage réel :

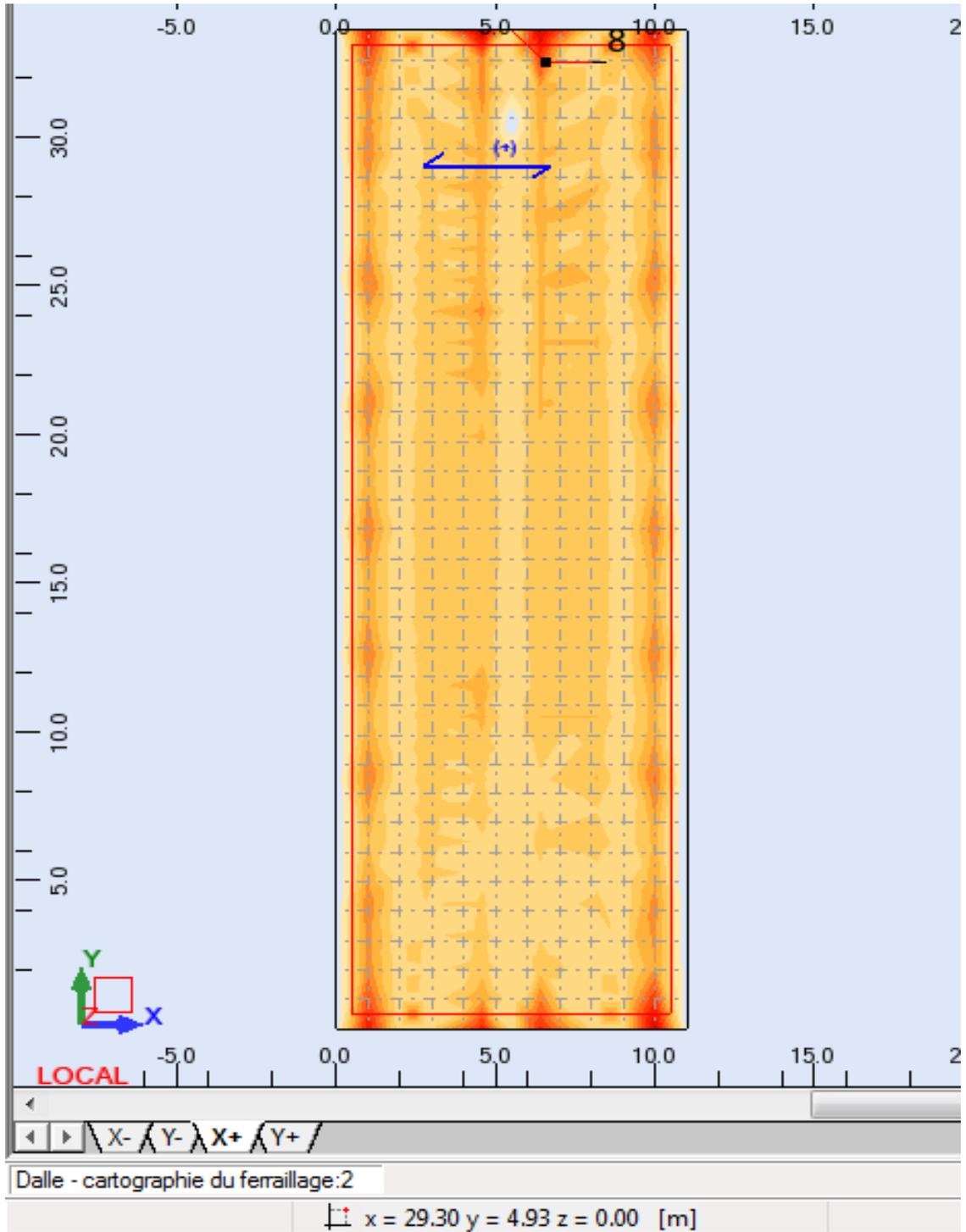
Dans le sens (X-) :



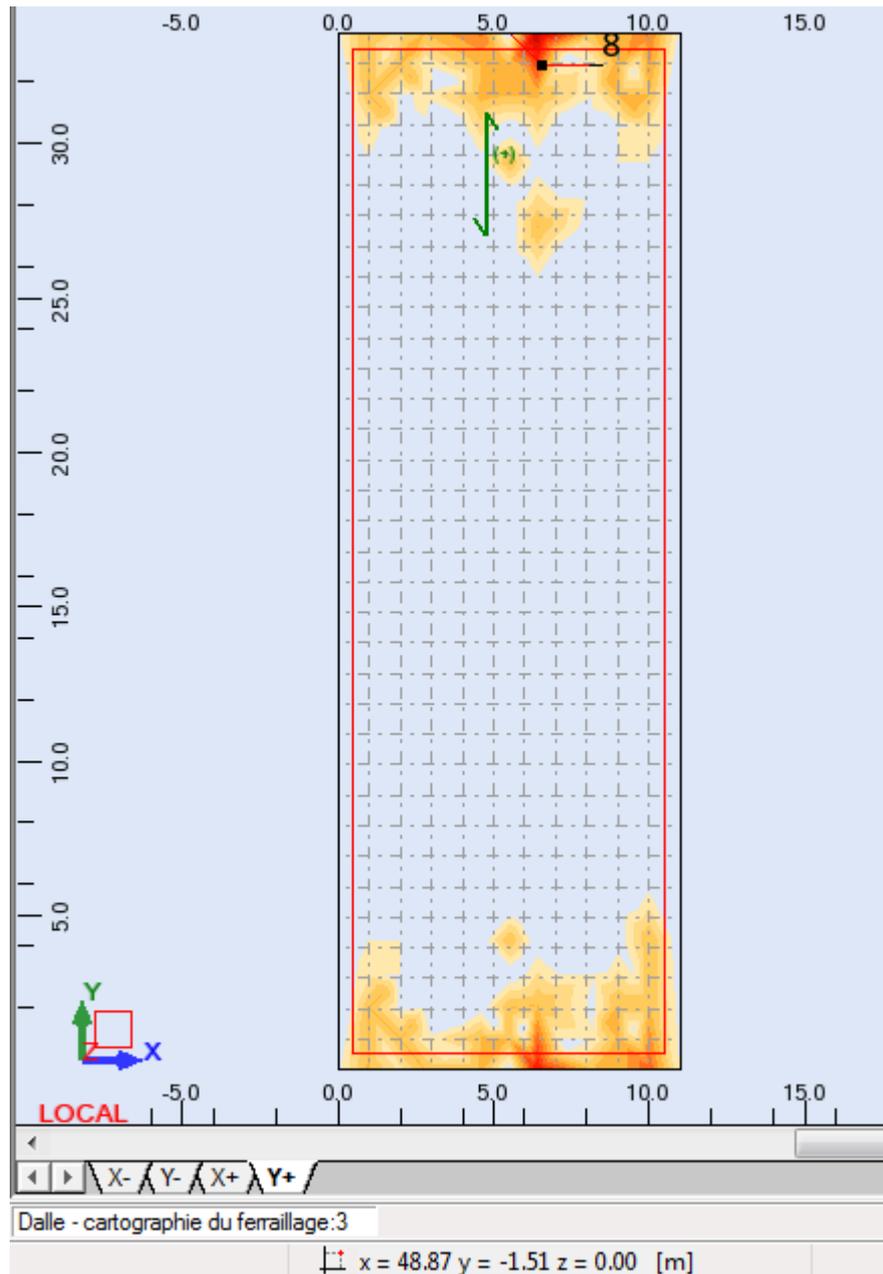
Dans le sens (Y-) :



Dans le sens (X+) :

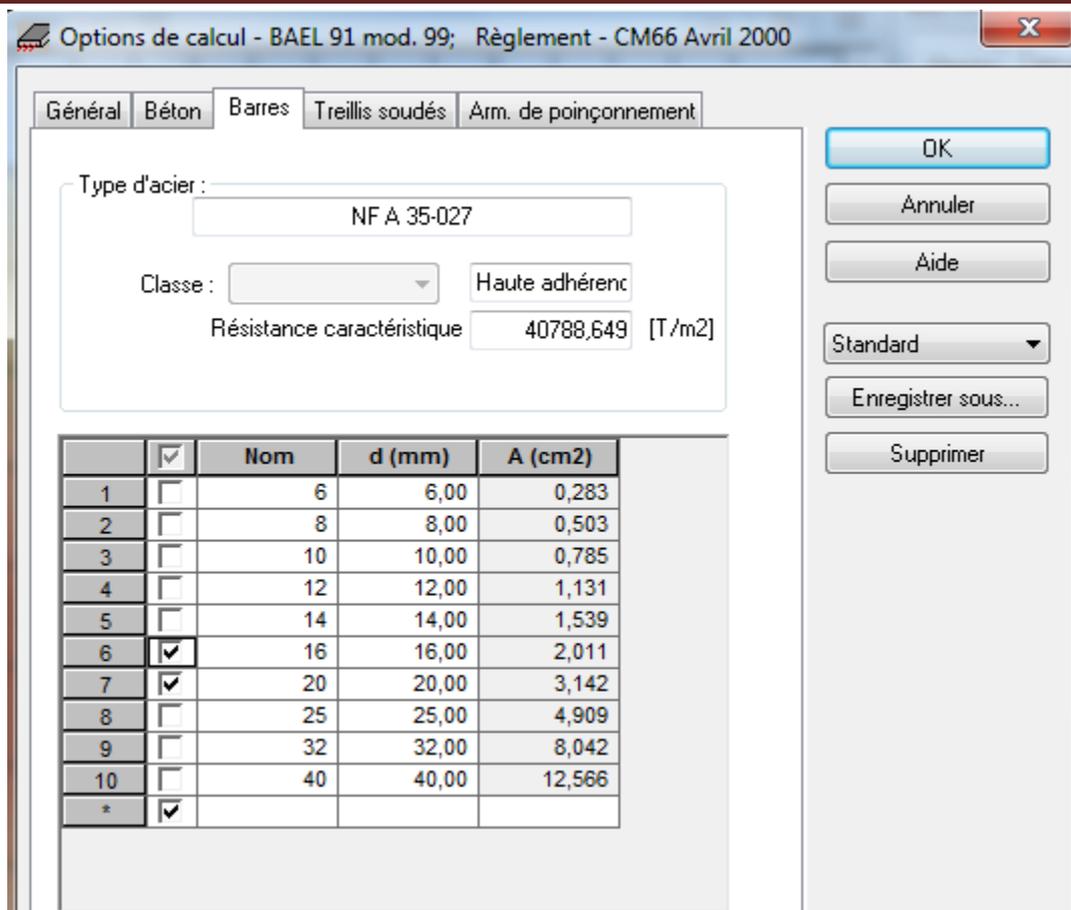


Dans le sens (y+) :

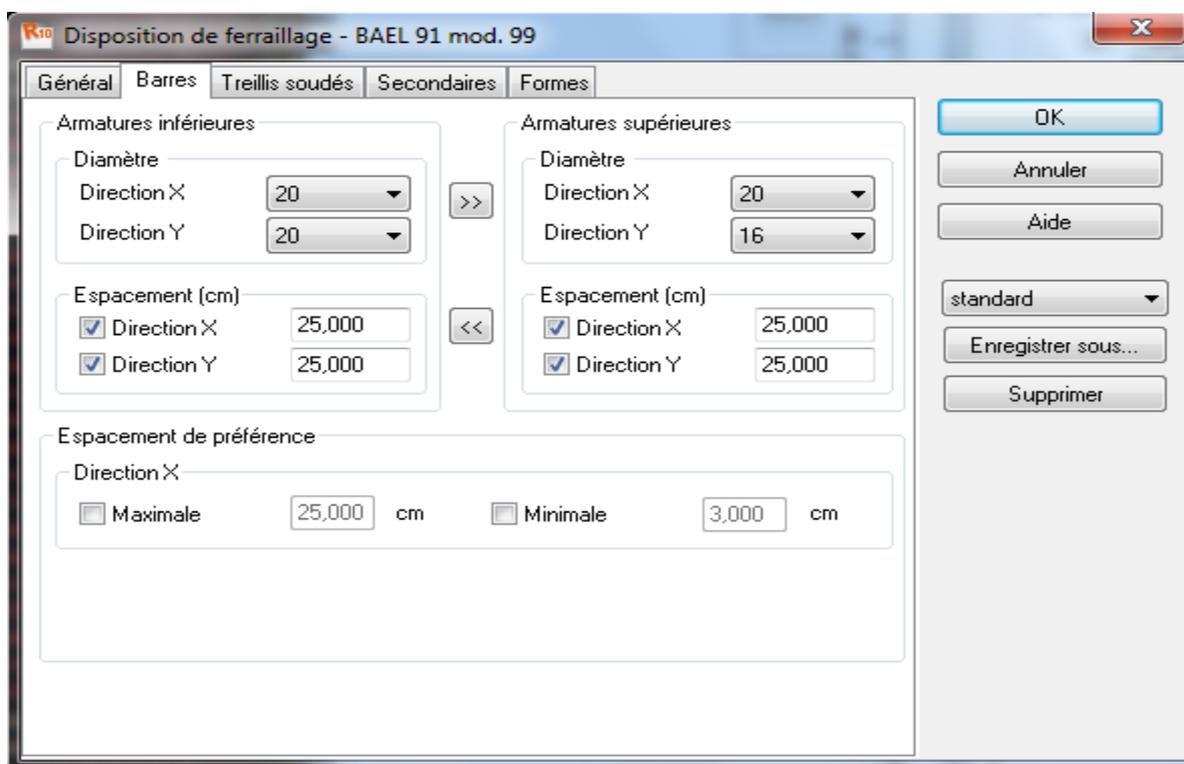


Les sections maximales d'armatures données par le logiciel sont respectivement : 10.27 cm^2 ; 5.23 cm^2 ; 5.01 cm^2 ; 2.54 cm^2 pour (x-),(y-),(x+),(y+).

3ème étape : choix et dispositions du ferrillage :



Après avoir choisi les barres à utiliser on passe à leurs dispositions et leurs espacements comme le montre la figure ci-dessous :



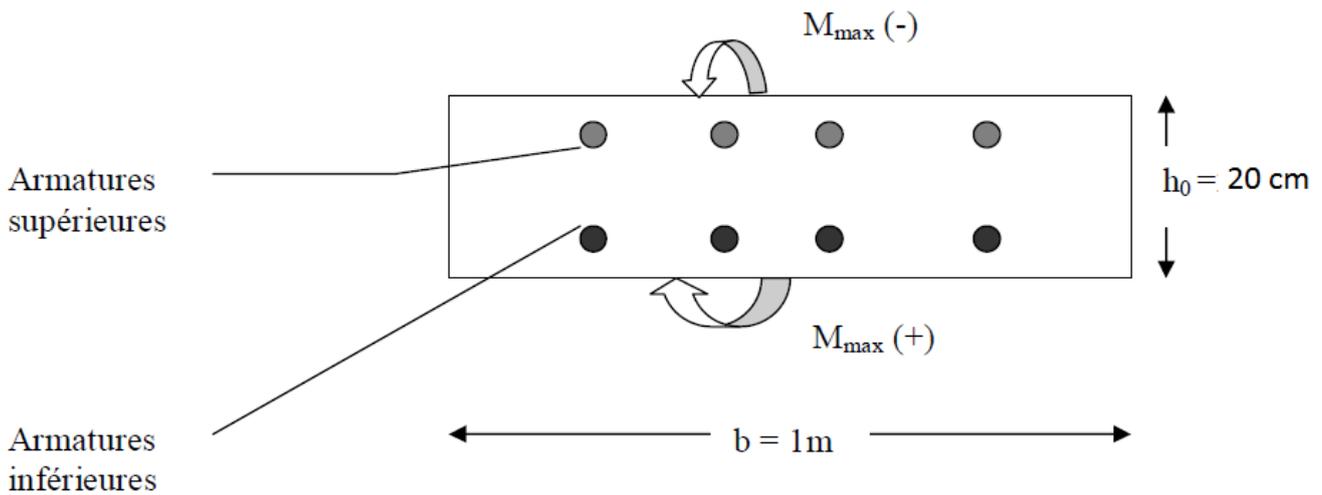
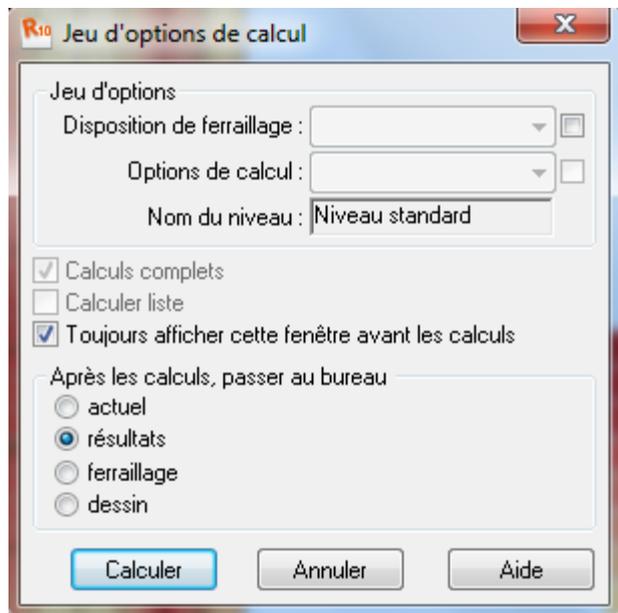


Fig V.20: sollicitation de flexion de la dalle.

4^{ème} étape : On lance le calcul du ferrailage et les résultats sont les suivants :



Le ferrailage de lit supérieur :

Dans le sens longitudinal :

- Le moment positif dans le sens longitudinal :(X+) :

X+	Nom de la zone	Zone de base	ϕ	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm ² /m]		
				[cm]		+n	At	Ar	As
1	1/1+	---	20	25.0			5.01	12.57	+7.55

$A_s = 7.55 \text{ cm}^2$

- Le moment transversal dans le sens (Y+) :

Y+	Nom de la zone	Zone de base	ϕ	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm ² /m]		
				[cm]		+n	At	Ar	As
2	1/2+	---	16	25.0			2.54	8.04	+5.50

$$A_s = 5.50 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de lit inférieur :

Dans le sens longitudinal :

- Le moment négatif dans le sens longitudinal Max (X-) :

X-	Nom de la zone	Zone de base	ϕ	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm ² /m]		
				[cm]		+n	At	Ar	As
3	1/1-	---	20	25.0			10.27	12.57	+2.29

$$A_s = 2.29 \text{ cm}^2$$

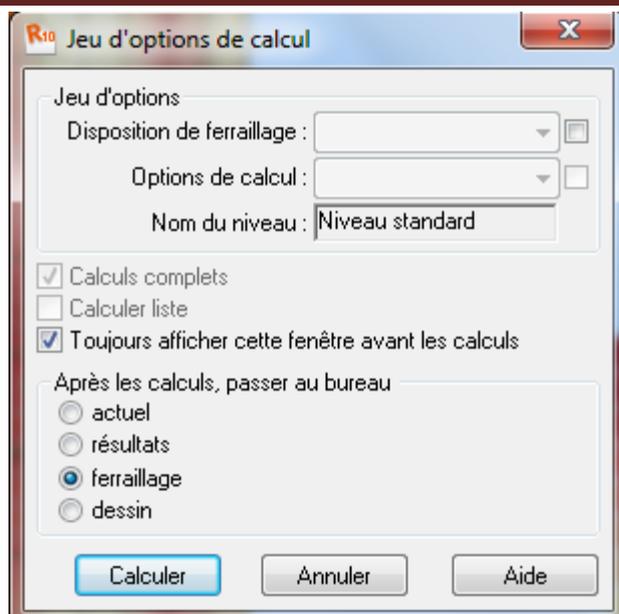
Dans le sens transversal :

- Le moment négatif max dans le sens transversal (Y-) :

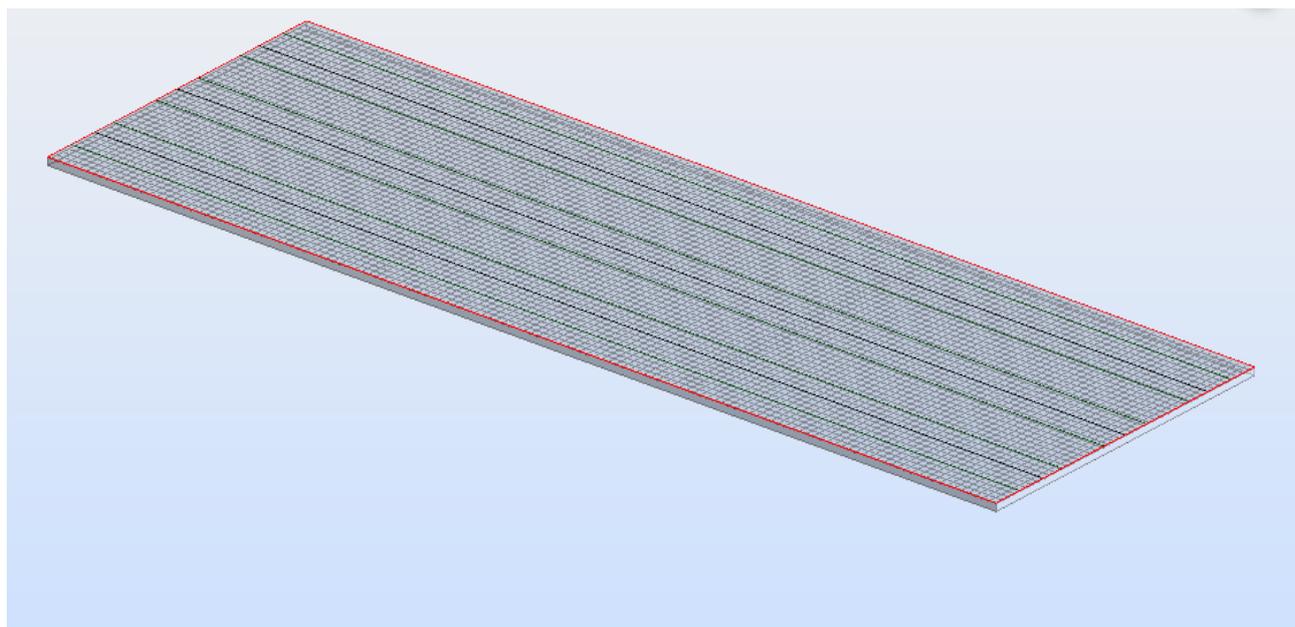
Y-	Nom de la zone	Zone de base	ϕ	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm ² /m]		
				[cm]		+n	At	Ar	As
4	1/2-	---	20	25.0			5.23	12.57	+7.34

$$A_s = 7.34 \text{ cm}^2$$

5^{ème} étape : résultat du ferrailage :



Le ferrillage général du platelage (donné par le logiciel robot millenium) :



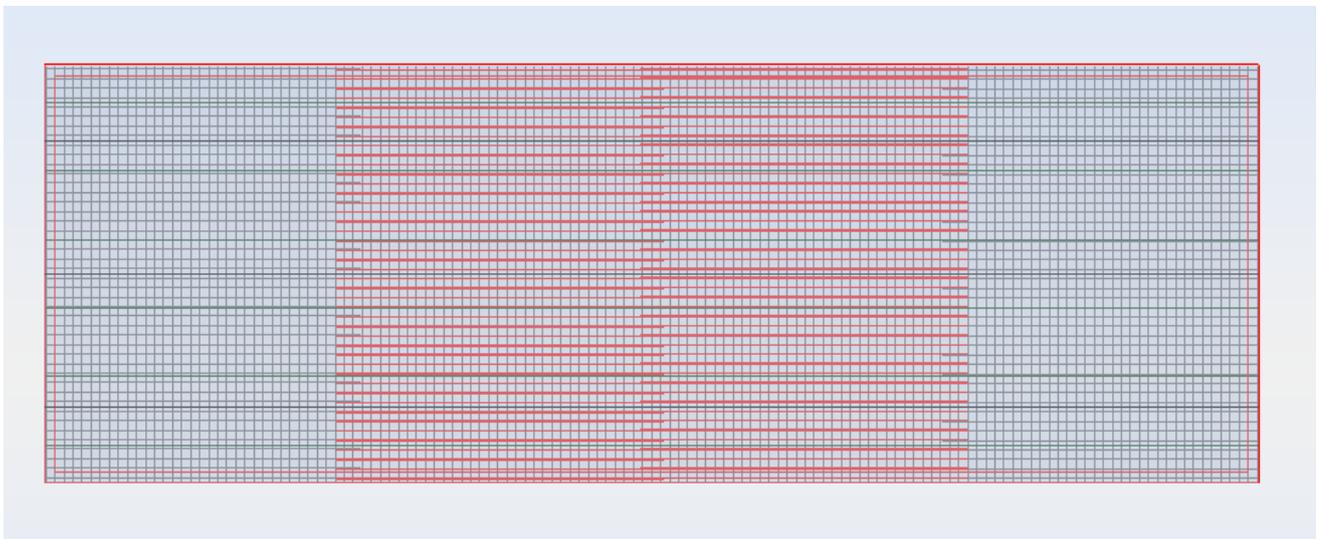
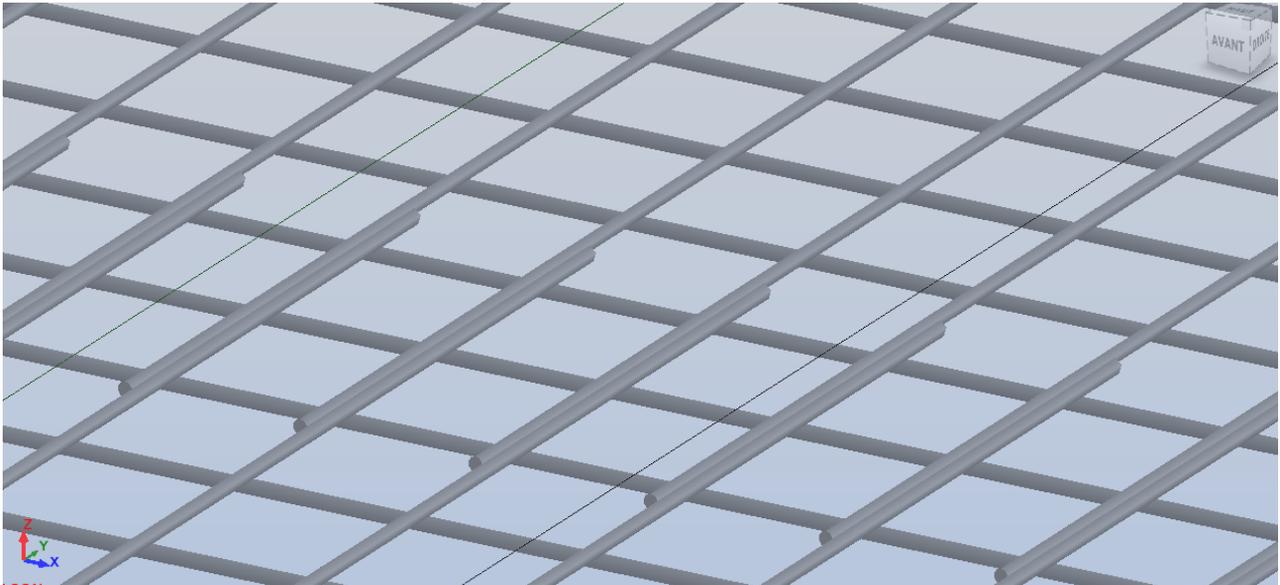


Fig V.21: Le ferrailage général de platelage (donné par le logiciel robot millenium)

Plan Ferrailage de lit supérieur ;

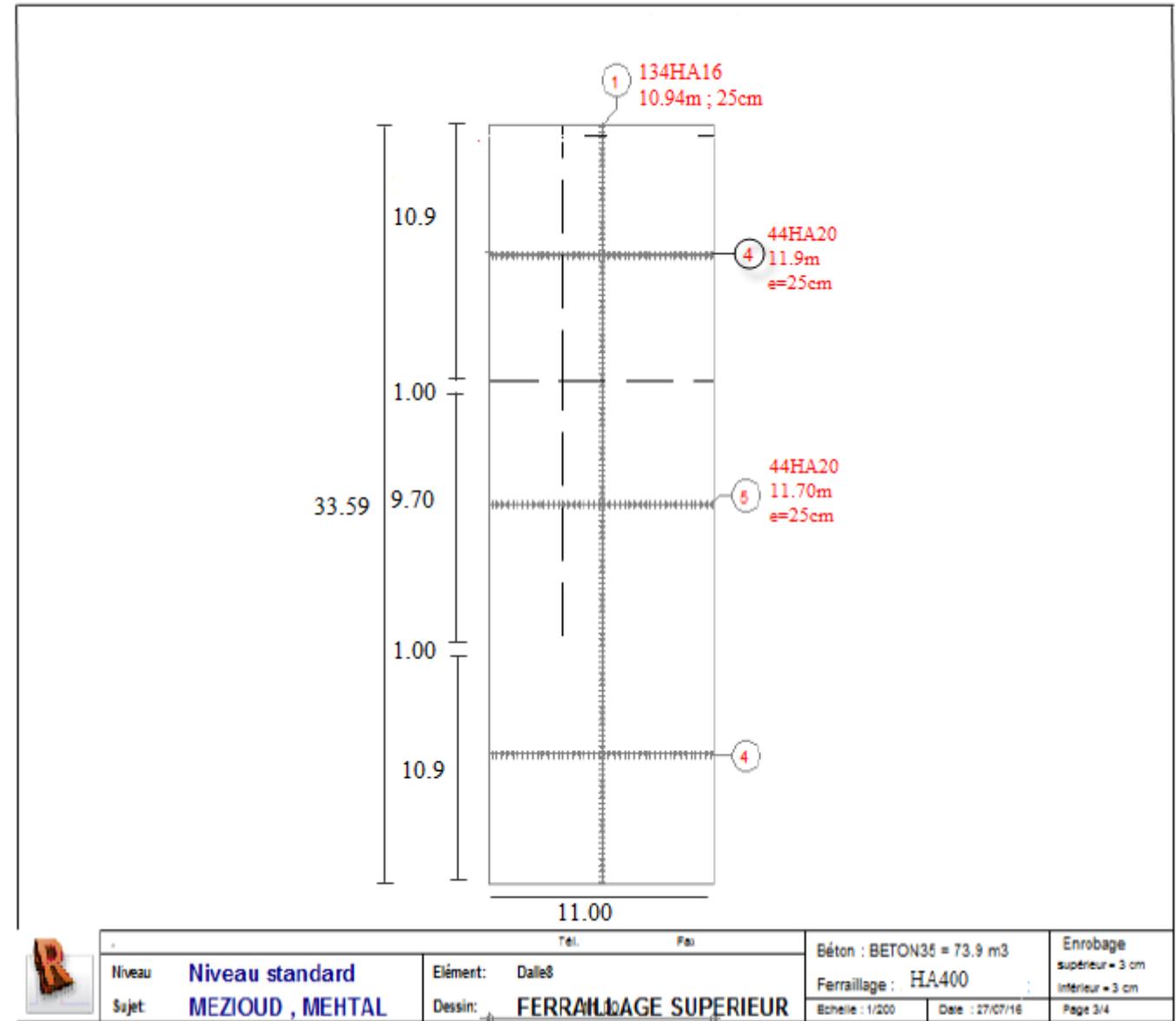


Fig V.22:Plan Ferrailage de lit supérieur

Plan Ferrailage de lit inférieur :

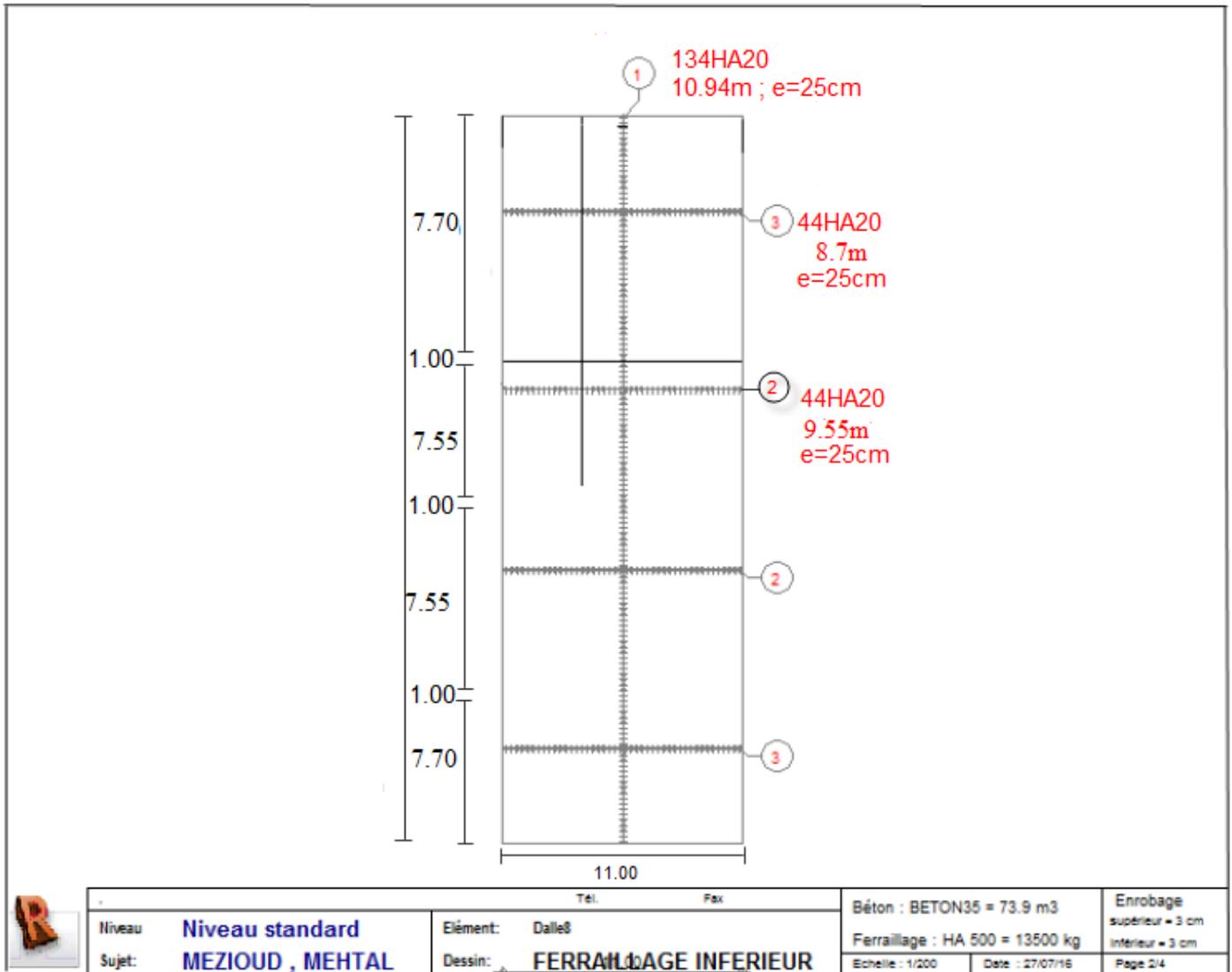


Figure V.23:Plan Ferrailage de lit inferieur

V-5 Etude à la torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiment ou d'ouvrages d'art, elle est la plus part du temps négligeable car difficile à appréhender.

Le béton est un matériau peu résistant à la traction donc au cisaillement très vite il se fissure, ce qu'entraîne automatiquement une diminution très importante de sa rigidité de torsion.

Notion de section tubulaire efficace :

Le BPEL comme le BAEL pour le béton armé demande de considéré les sections comme des sections creuses en négligeant la partie creuse.

On définit une section tubulaire efficace qu'est la section ayant même contour extérieur que les armatures transversal de la poutre.

V-5-1 Effet de la torsion :

Le moment de torsion sera reparti à l'âme et aux semelles de la poutre suivant leur inertie de torsion « Γ » qui est donnée, pour une section rectangulaire de dimensions a et b ($a > b$) ; par la formule :

$$\Gamma = k \cdot b \cdot a^3$$

La valeur de k dépend du rapport : $R = \frac{b}{a}$ est donnée par la formule empirique suivante :

$$K = \frac{1}{3} - \left(0.051 + \frac{0.168}{R}\right) e - 0.13R$$

La partie du hourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie et de torsion « Γ ».

Pour les raison de simplification, nous allons apporter deux corrections :

-L'âme de la poutre est calculée pour une hauteur double de la hauteur réelle-Pour le hourdis, la valeur à retenir ne représente que la moitié de celle donnée par la formule précédente.

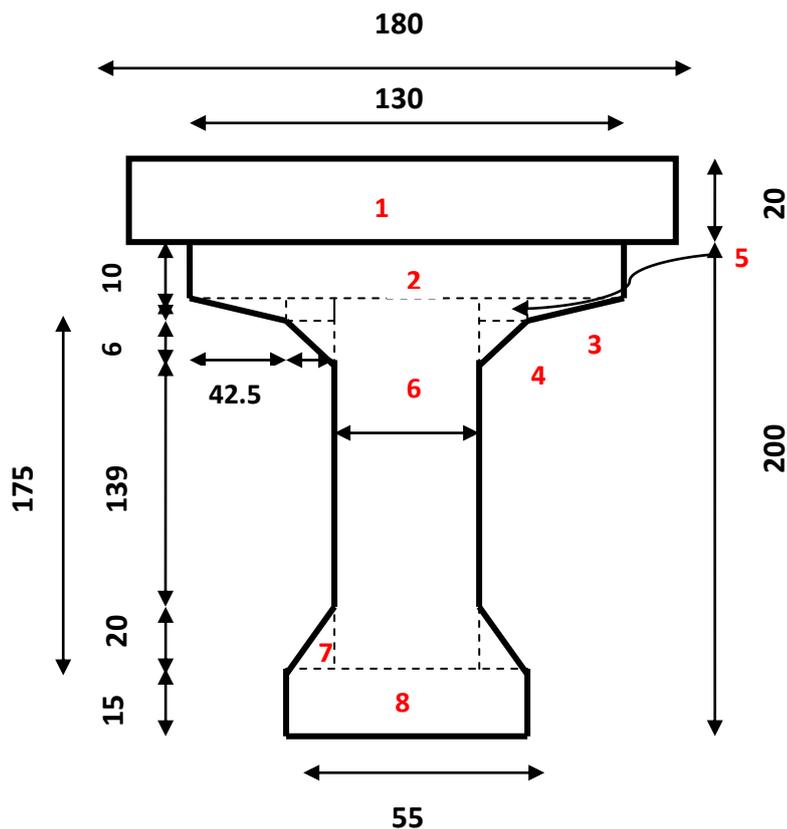


Figure-V-24 : défilantes section de la poutre

Elément N°	a(m)	b(m)	R	K	$\tau \times 10^{-4}$
1	0.2	1.8	9	0.3117	22.4424
2	0.1	1.30	13	0.3215	4.1795
2x(3)	0.06	0.425	7.0.83	0.3035	0.2786
2x(4)	0.06	0.1	1.67	0.2113	0.04564
2x(5)	0.1	0.1	1	0.1410	0.1410
6	0.25	3.50	14	0.3231	176.695
2x(7)	0.15	0.20	1.333	0.1844	1.2447
8	0.15	0.55	3.667	0.3049	5.6597
$\Sigma\tau_i$	//	//	//	//	210.68

Tab.V-4 : calcul de l'inertie de torsion τ .

$$\tau_{\text{âme}} = 176.695.10^{-4}m^4$$

$$\tau_{\text{total}} = 210.68.10^{-4}m^4$$

$$\frac{\tau_{\text{âme}}}{\tau_{\text{total}}} = 0.8386 \text{ (L'âme reprend } \mathbf{83.86\%} \text{ du moment de torsion total appliqué sur la poutre)}$$

Valeurs des moments de torsion totale appliquée dans l'âme et la poutre :

Etat	poutre (t.m)	Ame (t.m)
E.L.U	15.54	13.032
E.L.S	12.88	10.803

Tab V-5 : moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.

V-5-2- Calcul des contraintes tangentielles de torsion :

La contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de cote a et b (a<b) est maximal au milieu de grand cote b, sa valeur est donnée par :

$$\tau_{\text{âme}} = \frac{Mt}{a^3} \cdot \frac{1}{R} \left(4.81 - 1.81 \cdot \frac{R-1}{\sqrt{2+R^2}} \right)$$

$$a = a_{\text{net}} - \phi/2$$

ϕ : 6.7 cm est le diamètre extérieur de la gaine.

$$a = 25 - \frac{6.7}{2} = 21.65 \text{ cm.}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow R = \frac{b}{a} = \frac{200}{21.65} = 9.348$$

Donc :

$$\tau_{\text{âme}} = \frac{Mt}{0.2165^3} \cdot \frac{1}{9.348} \left(4.81 - 1.81 \cdot \frac{9.348-1}{\sqrt{2+9.348^2}} \right)$$

$$\tau_{\text{âme}} = \mathbf{Mt.0.0343}$$

Les contraintes revenant à l'âme sont :

$$\mathbf{ELU : \tau_{\text{âme}} = -13.032 \times 0.0343 = 0.998 MP_{\phi}}$$

$$\mathbf{ELS : \tau_{\text{âme}} = 10.803 \times 0.0343 = 0.739 MP_{\phi}}$$

NB: Les contraintes tangentielles revenant aux membrures (supérieures et inférieures) sont négligées par rapport à celle de l'âme.

Chapitre VII :

Etude de la pré contrainte



Image VII.1 : armatures passif et active de la PP



Image VII.2 : support de gaines.



Image VII.3: exemple sur l'ancrage fixe

Qu'est ce que c'est la précontrainte ?

La précontrainte est une technique inventée par Eugène Freyssinet en 1928, qui consiste à tendre les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier.

Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé.

On distingue essentiellement deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension : mise en tension de câbles après durcissement du béton.
- Précontrainte par pré-tension : mise en tension des aciers avant coulage du béton.

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

Précontrainte par poste tension :

Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles enfilés dans des gaines ou tubes placés dans le coffrage avant coulage du béton à l'aide de vérins prenant appuis sur ce dernier. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'encrage, à travers lequel on injecte un coulis de mortier afin de protéger les câbles contre la corrosion et d'assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

- **Classe de précontrainte :**

Selon l'ouvrage « **La précontrainte** » (chapitre 09 §9-4.1.1.), qui a résumé l'article 1.3 des règles BPEL, l'on peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

1- Classe I : Le béton est toujours comprimé

Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite :

Parois de réservoirs circulaires ou autres enceinte étanche.

2- Classe II : On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures.

Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

3- Classe III :

On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application.

Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressif exemple tel que les planchers de bâtiment.

Notre ouvrage de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, uniquement aux intempéries (neige, pluie et humidité dues au nouveau **barrage de tlata**, etc ...)

Donc, calculons l'ouvrage en **classe II**.

Contraintes limites réglementaires pour la classe II :

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

- La situation examinée : Temporaire (ex: d'exécution), ou durable (d'exploitation)
- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes
- La valeur de calcul de la précontrainte
- La proximité des armatures de précontrainte

Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares (en section d'enrobage).

VII.1. Dimensionnement de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée **-Chapitre V-** dont la section la plus dangereuse est à 0.5L.

VII-1-1- Précontrainte minimale

Le dimensionnement de la précontrainte se fera dans la section la plus dangereuse, la valeur minimale de la précontrainte P_{min} qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage est :

$P_{min} = \sup (PI, PII)$

Avec :

PI : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous critique

PII : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur critique

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P4 », et dans la section médiane (poutre et section lus sollicité).

- **Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont :**

$M_{max}=597.69t.m$ (calculer sous la combinaison **(1.35G+1.35D240)** de l'ELS)

$M_{min}=313.14t.m$ (calculer sous G uniquement)

$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 597.69 - 313.14$

$\Delta M = 284.55t.m$

	B (cm ²)	Ig(cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ(%)	h (cm)	r ²
Poutre seul	6911.25	31949971.77	93.1	106.9	46	200	4622.89
Poutre+hourdis	10331.25	54785676.19	81.17	138.83	47	220	5308.72

Tab. VII.1 : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire)

- Les contraintes limites :

$\bar{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible de traction du béton

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 \rightarrow \text{(Dans la section d'enrobage)}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -2.7 \text{MPa}$$

$\bar{\sigma}_{ts}$: Contrainte admissible de traction du béton

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} \rightarrow \text{(Hors de la section d'enrobage)}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{MPa}$$

- En section sous critique :

V et V' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue.

ρ : Rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I}{SVV'}$$

I : moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

B : l'aire de la section.

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

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

- En section sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho SV \bar{\sigma}_{ti}}{\rho V + V' - d'}$$

$$e_0 = -(V' - d')$$

Application :

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

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

$$\rho = \frac{I}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{31949971.77}{6911.25 \times 106.9 \times 93.1}$$

$$\rho = 0.4645$$

$$P_I = \frac{284.55 \times 10}{0.4645 \times 2} + \frac{6911.25}{200} (200 \times (-2.7)) 10^{-1}$$

$$P_I = 119.93 \text{KN}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho SV \bar{\sigma}_{ti}}{\rho V + V' - d'} = \frac{(597.69 \times 1000) + (0.4645 \times 6911.25 \times 93.1 \times -2.7 \times 0.1)}{(0.4645 \times 93.1) + 106.9 - 11}$$

$$P_{II} = 3715.50 \text{KN}$$

$P_I < P_{II} \longrightarrow$ la section est **sur critique**, le fuseau de passage du câble sur une de ses frontières coupe la zone d'enrobage. Ainsi, l'effort de précontrainte économique **PI** n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{min} = P_{min} = \sup (P_I, P_{II}) = \sup(1196.93, 3715.50KN) = 3715.50KN$$

$$P_{min} = 3715.50KN$$

Alors l'excentricité e_0 :

$$e_0 = -(V' - d') = -(106.9 - 11)$$

$$e_0 = -95.9m.$$

VII.1.2 : Calcul du nombre de câbles :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. On a estimé les pertes de précontrainte à 32% :

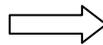
$$P_{min} = 0.68P_0 \rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0.68} = \frac{3715.58}{0.68} = 5463.97KN$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 7T15 de type FREYSSINET (classe 1770):

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 6,7 cm.
- Section nominal du câble = $139 \times 7 = 973mm^2$.
- **fprg = 1 770 MPa.**
- **fpeg = 1 583 MPa.**
- **E = 2×10^5 MPa** (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{P_0} = \min(0.8 F_{prg}; 0.9 F_{peg})$$

$$\sigma_{P_0} = \min \begin{cases} 0.8 \times F_{prg} = 1426 \text{ MPa} \\ 0.9 \times F_{peg} = 1424.7 \text{ MPa} \end{cases}$$



$$\sigma_{P_0} = 1424.7 \text{ MPa}$$

$$P_0 = A_P \sigma_{P_0}$$

$$P_0 = 1386.23KN$$

Le nombre de câbles est :

$$N \geq \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{5463.97}{1386.23} = 3.94 \quad \text{Soit : } n = 4 \text{ câbles de 7T15}$$

$$D'où : P_{min} = 4 \times 1386.2 = 5544.92KN$$

VII.1.3 : Vérification des sections :

Il faut vérifier les équations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{min}V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} & \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{max}V}{I} \geq \overline{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{min}V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} & \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{max}V'}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti} \end{cases}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{cs}$ et $\overline{\sigma}_{ci}$: Contraintes admissibles de compression sur la fibre supérieure et inférieures

$\overline{\sigma}_{ts}$ et $\overline{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissibles de traction sur la fibre supérieure et inférieures

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

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

- **Contrainte limite :**

✚ **En compression :**

$$\overline{\sigma_{ci}} = \overline{\sigma_{cs}} = 0.6f_{c14} = 0.6 \frac{j \times f_{c28}}{4.73 + 0.83j} = 0.6 \frac{14 \times 35}{4.73 + 0.83 \times 14} = 17.948 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{ci}} = \overline{\sigma_{cs}} = 17.948 \text{MPa}$$

✚ **En traction :**

$$\overline{\sigma_t} = \begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.394 = -3.591 \text{MPa} & \text{(Hors de la section d'enrobage).} \\ \overline{\sigma_{ti}} = -f_{t14} = -2.394 \text{MPa} & \text{(Dans la section d'enrobage).} \end{cases}$$

Avec :

$$f_{c14} = \frac{j \times f_{c28}}{4.73 + 0.83j} = \frac{14 \times 35}{4.73 + 0.83 \times 14} = 29.914 \text{MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 0.6 + 0.06 \times 29.914 = 2.394 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0V}{I} + \frac{M_{\min}V}{I} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -3.591 \text{MPa} \implies \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(106,9 - 11) = -95.9 \text{ cm}$$

A la mise en tension, la poutre n'est soumise qu'à son poids propre :

$$M_{\min} = M_g = g_{\text{(poutre seul)}} \frac{l^2}{8} = \left(2.115 \times \frac{33.59^2}{8} \right) = 2982.21 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{5212.22}{6911.25} + \frac{5212.22 \times (-95.9) \times 93.1}{31949971.77} + \frac{2982.21 \times 93.1 \times 10^2}{31949971.77} = 0.0166 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{ts} = 0.166 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 0.166 \text{MPa} > -3.591 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification en fibre inférieure :**

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{\min}V'}{I} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 20.55 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{5212.22}{6911.25} - \frac{5212.22 \times (-95.9) \times 106.9}{31949971.77} - \frac{2982.21 \times 106.9 \times 10^2}{31949971.77}$$

$$\sigma_{ci} = 1.428 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} < \overline{\sigma_{ci}} = 17.948 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

\implies **Donc au 14 ème jour les contraintes sont vérifiées.**

Conclusion :

On dispose d'une seule famille de câble, c'est-à-dire 04 câbles de 7T15 sur l'about de la poutre.

VII-2. Tracé du câble

a. Tracé des câbles moyen fictif

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier une demi portée.

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'à s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

b. Positionnement des câbles

Les câbles 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 précontrainte, l'angle de relevage des câbles est $2^\circ < \alpha < 20^\circ$.

Les câbles de la deuxième famille sont encrés dans des couches situées en fibre supérieure des poutres, l'angle de relevage est $20^\circ < \alpha < 30^\circ$, ce qui assure une bonne réduction de l'effort tranchant, dans notre cas on ne possède que des câbles de la première famille $2^\circ < \alpha < 20^\circ$.

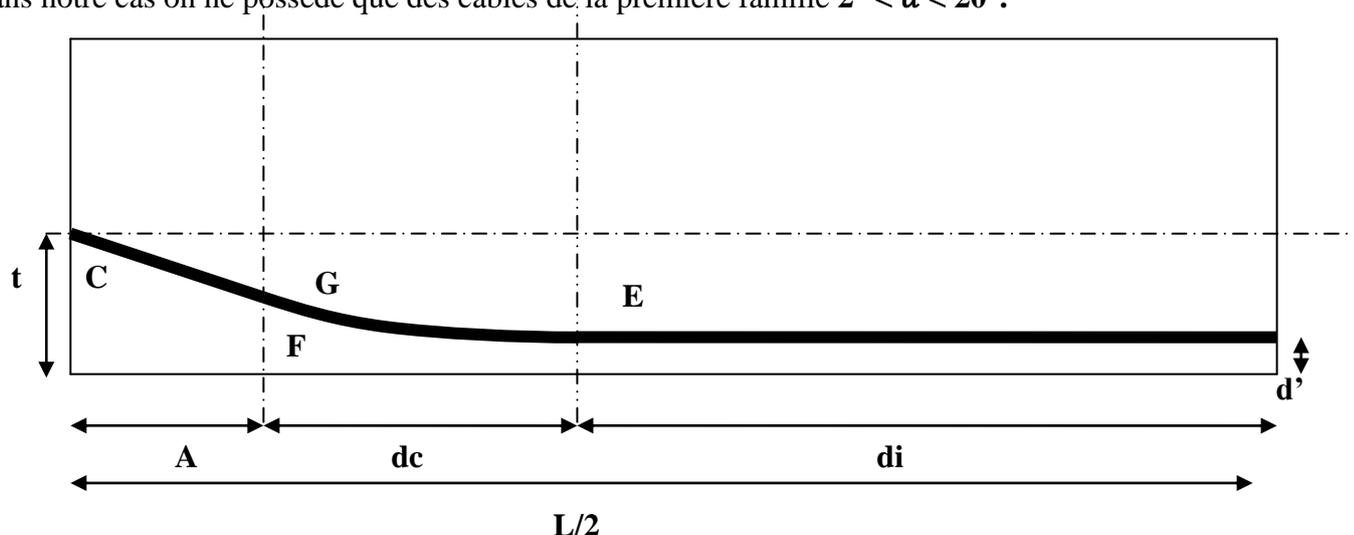


Fig.VII.1 : Tracé d'un câble

Avec :

E : Point du début de relevage

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

EG : Tronçon parabolique d'équation $y = ax^2$

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

La perte du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $y = ax^2$ pour $x = dc$.

Donc : $Y' = (dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \text{tg}\alpha \rightarrow a = \frac{\text{tg}\alpha}{2dc}$

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

$$A = GC \cdot \cos\alpha \rightarrow GC = \frac{A}{\cos\alpha} \rightarrow GC \cdot \sin\alpha = A \cdot \operatorname{tg}\alpha$$

$$a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \operatorname{tg}\alpha \leftrightarrow \frac{\operatorname{tg}\alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \operatorname{tg}\alpha$$

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

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

D'où : $dc = \frac{2}{\operatorname{tg}\alpha} (t - d' - \operatorname{tg}\alpha)$

c. Disposition des câbles

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
- L'enrobage minimal est pris égale : c = 11 cm

Avec cette disposition, on aura :

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P \text{ et}$$

$$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = R$$

$$\sum M_{\text{fib inf}} = 0 \rightarrow RV' = P_1 d + P_2 (d_2 + a')$$

$$a' = \frac{v' - d}{1.5} = 47.93 \approx 48\text{cm} ; d = 35\text{cm}$$

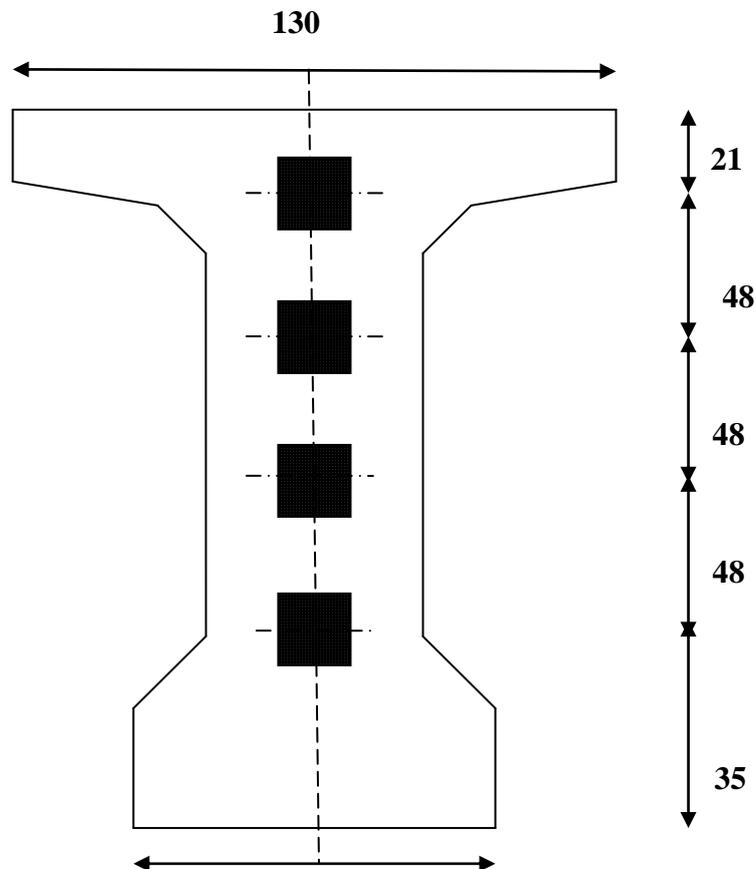


Fig. VII.2 : disposition des câbles

On prend comme angle de relevage : $\alpha_1 = 5^\circ$; $\alpha_2 = 12^\circ$; $\alpha_3 = 15^\circ$; $\alpha_4 = 18^\circ$

Exemple de calcul :

Câble d'about

Pour le premier câble : $\alpha_1 = 5^\circ$

$$dc = \frac{2}{\text{tg}\alpha} (t - d' - \text{tg}\alpha) = \frac{2}{\text{tg}(5)} (0.35 - 0.11 - \text{tg}(5)) = 3.486\text{m}$$

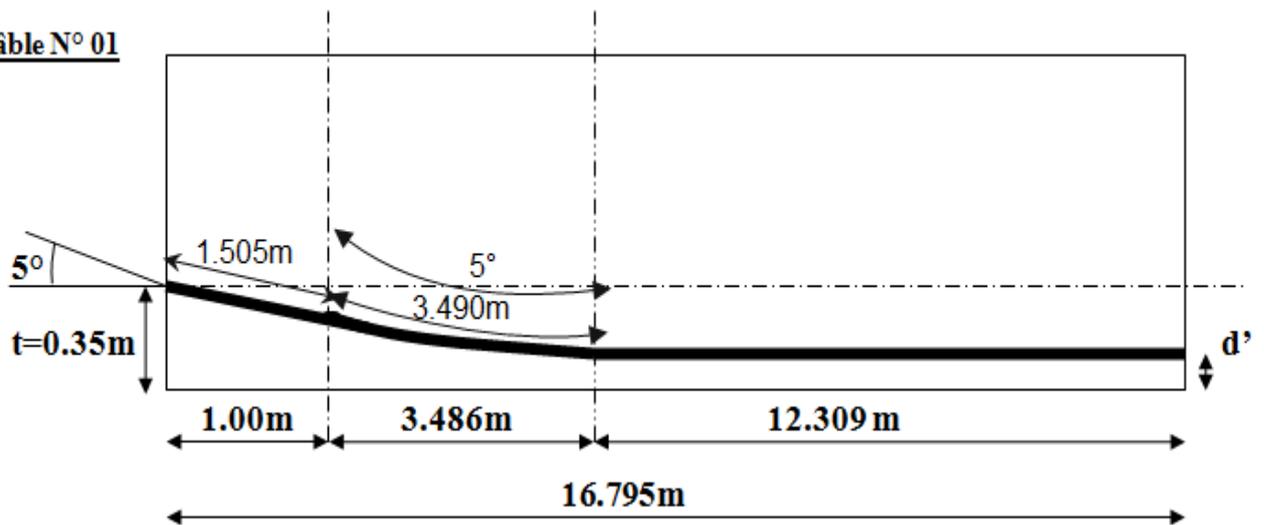
$$a = \frac{\text{tg}\alpha}{2dc} = \frac{\text{tg}(5)}{2 \times 3.486} = 0.0125$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

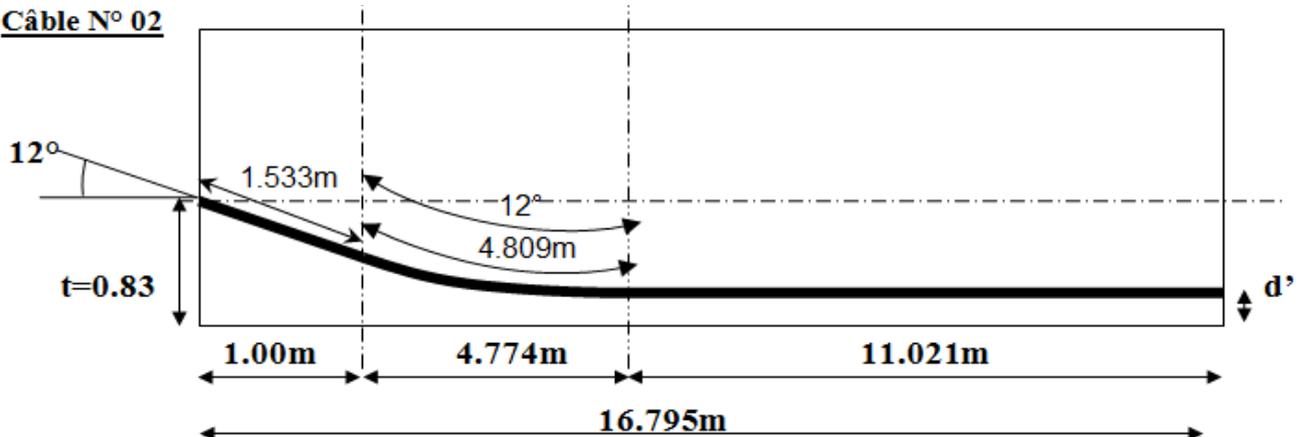
	N° câble	$\alpha(^\circ)$	Tga	t(m)	d'(m)	dc (m)	a
1 ^{ère} famille	1	5	0.0874	0.35	0.11	3.486	0.0125
	2	12	0.2125	0.83	0.11	4.774	0.0222
	3	15	0.2679	1.31	0.11	6.956	0.0192
	4	18	0.3249	1.79	0.11	8.341	0.0194

Tab.VII.2 : paramètre de calcul des câbles.

Câble N° 01



Câble N° 02



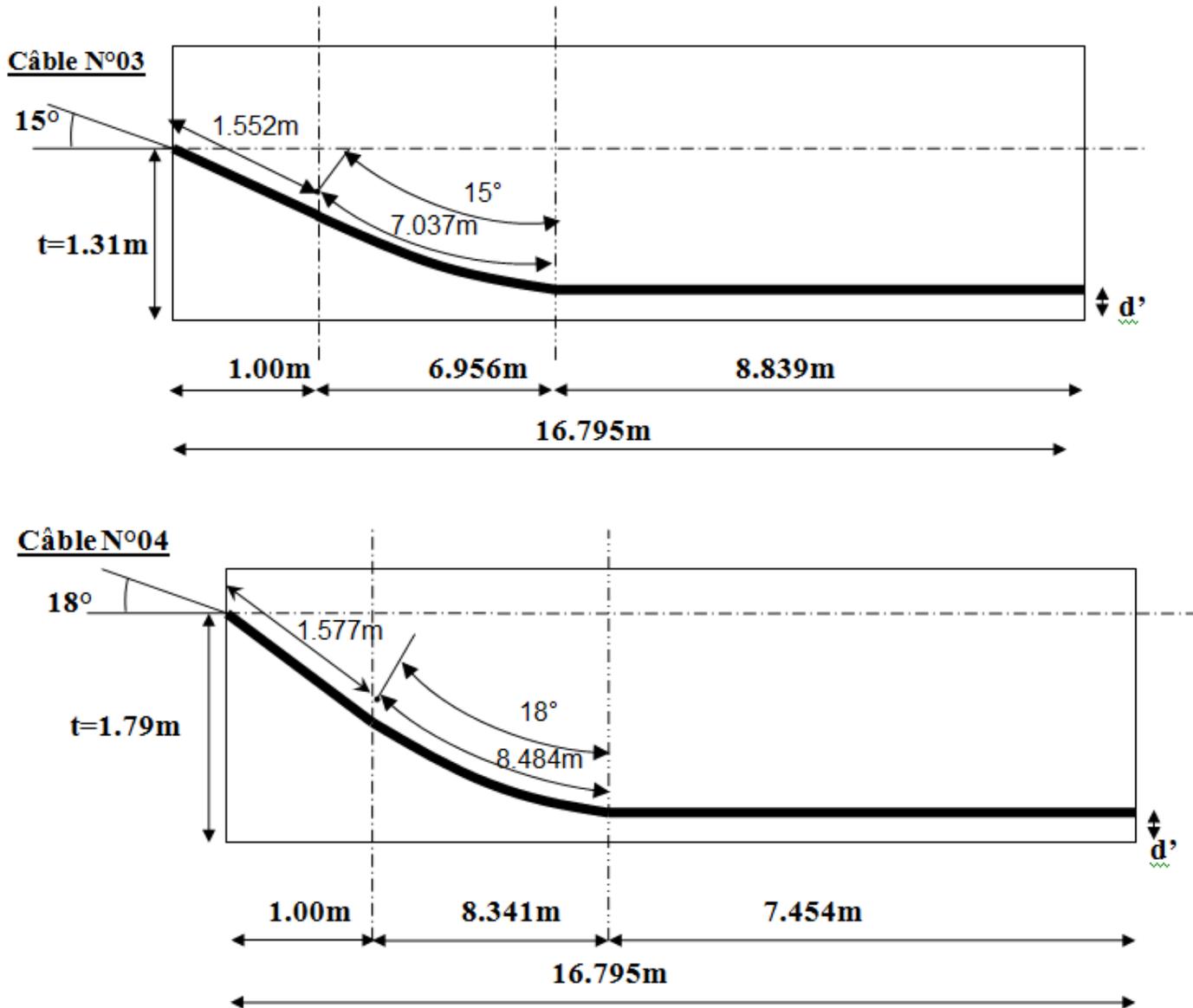


Fig. VII.3: Tracé des câbles (1, 2,3,4)

Longueur total du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne ;

L_c : Longueur du tronçon parabolique ;

L_d : Longueur du tronçon droit.

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

$$L_r = \frac{0.5+A}{\cos a}$$

$$L_d = d_i$$

N° cables	cos α	2ad _c	$\sqrt{1 + (2adc)^2}$	Lc (m)	Lr (m)	Ld (m)	Lt(m)	L×2
01	0.996	0.087	1.00379	3.490	1.505	12.309	17.305	34.610
02	0.978	0.211	1.02221	4.809	1.533	11.021	17.364	34.728
03	0.965	0.267	1.03505	7.037	1.552	8.939	17.429	34.859
04	0.951	0.32	1.05106	8.484	1.577	7.454	17.515	35.03

Tab. VII.3: Récapitulatif des longueurs des câbles

d. Câble moyen fictif

Dans tout élément en béton précontraint, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, l'on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalant sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- Section d'appui : (quatre câbles)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Câble 02 : } t_1 = 0.35 \text{ m} \\ \text{Câble 02 : } t_2 = 0.83 \text{ m} \\ \text{Câble 03 : } t_3 = 1.31 \text{ m} \\ \text{Câble 03 : } t_4 = 1.79 \text{ m} \end{array} \right\} t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.35+0.83+1.31+1.79}{4} = 1.07\text{m}$$

- Section à X (m) de l'appui :

$$t_i = d' + a_i \cdot x_i^2 \quad \text{Avec : } x_i = d_c$$

• **Section à 1m de l'appui :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Câble 02 : } t_1 = d' + a_1 \cdot x_1^2 = 0.2619 \text{ m} \\ \text{Câble 02 : } t_2 = d' + a_2 \cdot x_2^2 = 0.6159 \text{ m} \\ \text{Câble 03 : } t_3 = d' + a_3 \cdot x_3^2 = 1.0390 \text{ m} \\ \text{Câble 03 : } t_4 = d' + a_4 \cdot x_4^2 = 1.4597 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.2619 + 0.6159 + 1.0390 + 1.4597}{4} = 0.844\text{m}$$

• **Section médiane (0.5L) :**

Dans cette section tous les câbles ne sont pas relevés :

$$t_1 = t_2 = t_3 = 0.11 \text{ m} \implies t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{4} = 0.11\text{m}.$$

VII-3. Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes

Pour vérifier que le tracé des câbles est bon (les contraintes admissibles ne sont pas atteintes), on détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières afin de pouvoir tracer les fuseaux limites.

VII-3-1. Composante de la précontrainte à la section d'appui

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

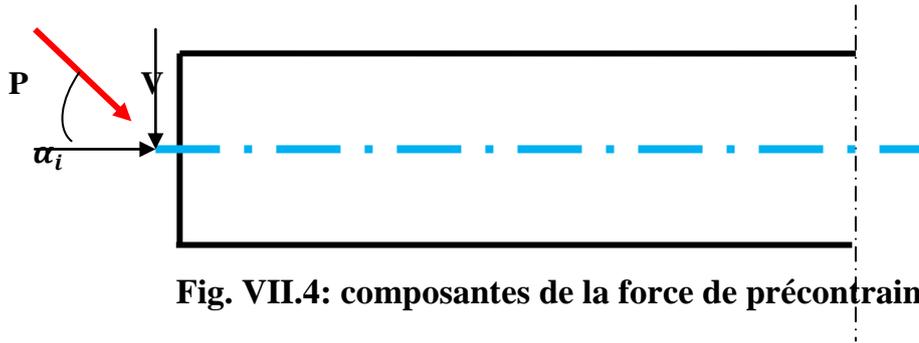


Fig. VII.4: composantes de la force de précontrainte

$$V = \sum P_i \cdot \sin \alpha_i = P \cdot \sum \sin \alpha_i$$

$$N = \sum P_i \cdot \cos \alpha_i = P \cdot \sum \cos \alpha_i$$

Où : P est la force de précontrainte d'un câble

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos \alpha_i = N \cdot Z \rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec : $N = P \sum \cos \alpha_i$

Z: La distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre ;

Z_i: La distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z_i = t_i).

a. Section d'about (poutre seule) :

N° câble	α(°)	sin α	cos α	Z _i (m)	Z _i · cos α	Z _i ² (m ²)
1	5	0.0871	0.9961	0.35	0.3486	0.1225
2	12	0.2079	0.9781	0.83	0.8118	0.6889
3	15°	0.2588	0.9659	1.31	1.2653	1.7161
4	18°	0.3090	0.9510	1.79	1.7022	3.2041
Σ	/	/	3.8913	4.28	4.1279	5.7316

Tab VII.4: Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{1.335}{1.974} = 0.676m$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{gaine} = n \cdot \frac{\pi \phi_{gaine}^2}{4} = 4 \cdot \frac{3.14 \times 6.7^2}{4} = 141.026cm^2$$

Avec :

$$\phi_{gaine} = 6.7cm$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n\pi\phi^4}{64}g + \frac{\pi\phi^2}{4}g \cdot \sum Z_i^2 \quad n : \text{nombre de câbles.}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{4 \times 3.14 \times 6.7^4}{64} + \frac{3.14 \times 6.7^2}{4} \cdot 57316 = 2021158.57 \text{ cm}^4$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 106 \times 141.926 = 14948.756 \text{ cm}^3$$

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	9630	106	1058548.25	155822816.6
Gaines	141.026		14948.756	2021158.57
Section nette	9488.974		1043599.494	153801658

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ²)	ρ(%)	e _p (cm)
109.98	90.02	39026351.01	41.54	-3.98

Tab VII.5: Caractéristiques de la section d'about sans hourdis

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1043599.494}{9488.974} = 109.98 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 200 - 109.98 = 90.02 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 153801658 - \frac{(1043599.494)^2}{9488.974} = 39026351.01 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{BVV'} = \frac{39026351.01}{9488.974 \times 90.02 \times 109.98} \times 100 = 41.54\%$$

$$e_p = Z - V' = 106 - 109.98 = -3.98 \text{ cm}$$

b. Section d'about (poutre + hourdis)

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	13230	106	1814548.25	314702816.6
Gaines	141.026		14948.756	202158.57
Section nette	13088.97		1799599.494	3126816558

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ²)	ρ(%)	e _p (cm)
137.49	82.51	65255210.46	43.95	-31.49

Tab.VII.6 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i} = \frac{3.2551}{3.8913} = 0.8365 \text{ m}$$

$$Z = 83.65\text{cm}$$

$$B_{\text{gaine}} = 141.026\text{cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 83.65 \times 141.926 = 11796.8249\text{cm}^3$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{4 \times 3.14 \times 6.7^4}{64} + \frac{3.14 \times 6.7^2}{4} \cdot 36581 = 1290114.555\text{cm}^4$$

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

Section	Section d'appui		Section à 1m de l'appui		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis
B (cm²)	9488.974	13088.974	9488.97	13088.974	1733.97	10733.974
V' (cm)	109.98	137.49	110.31	137.73	112.35	145.10
V (cm)	90.02	82.51	89.69	82.27	87.65	74.9
I_G(cm⁴)	39026351.01	65255210.46	39063047.88	65118779.17	33187326.26	56121164.6
ρ(%)	41.54	43.95	41.6	43.90	47.27	48.1
ep	-3.98	-31.49	-26.66	54.08	-101.35	-134.10

Tab.VII.7 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

VII-4. Fuseaux limites

Le fuseau limite est une zone limitée par 2 courbes dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans les sections.

VII-4-1. Fuseau limite de traction

Il s'agit du fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction (quel que soit le cas de charge). Pour cela il faut que :

$$-c' \leq e_0 \leq c$$

Avec :

$$c' = \rho V'$$

$$c = \rho V$$

$$e_0 = e_p + \frac{M}{N}$$

c, c' : Limite du noyau central ;

e_p : Excentricité du câble moyen ;

e₀ : Centre de pression.

M_{min} : Moment due aux charges permanentes ;

M_{max} : Moment due aux charges permanentes et aux surcharges;

P : Tension finale dans le câble après perte

Donc :

$$P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

$$P = 0.68P_0 = 0.68 \times 1386.23 = 94.264$$

Section	0,00L	0.25L	0.5L
M_{max} (t.m)	0,00	448.28	597.69
M_{min} (t.m)	0,00	234.82	313.14
P(t)	366.81	377.056	377.056
$\rho\%$	43.95	48.10	48.10
c (cm)	36.26	36.03	36.03
c' (cm)	60.43	48.10	48.10
M_{max}/P (cm)	0,00	118.89	158.51
M_{min}/P (cm)	0,00	62.28	83.05
-c'- (M_{min}/P) (cm) I	-60.43	-136.10	-152.84
c- (M_{max}/P) (cm) II	36.26	-82.86	-122.48
e_p	-31.49	-101.98	-134.10
$I \leq e_p \leq II$	$-60.63 \leq -31.49 \leq 36.26$	$-136.10 \leq -101.98 \leq -82.86$	$-152.84 \leq -134.10 \leq -122.48$
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tab.VII.8 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis)

VII-4-2 fuseau limite de compression :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour que les contraintes extrêmes restent inférieures à leurs valeurs limites en compression.

$$-a' - \frac{M_{min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{max}}{P}$$

Avec : $a = \min(e_1; e_2)$; $a' = \min(e'_1; e'_2)$

$$-e'_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_c \cdot \frac{B}{P}\right) ; \quad -e'_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_t \cdot \frac{B}{P}\right)$$

$$e_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_t \cdot \frac{B}{P}\right) ; \quad e_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_c \cdot \frac{B}{P}\right)$$

La vérification est donnée par le tableau ci-après :

$\sigma_{cs} = \sigma_{ci}$	21	21	21
σ_t	2.7	2.7	2.7
M_{max} (t.m)	0.00	448.28	597.69
M_{min} (t.m)	0.00	234.82	313.14
P(t)	366.81	377.056	377.056
$-e'_1$	-235.47	-179.35	-179.35
$-e'_2$	-2.208	-16.147	-16.147
$-a'$	-235.47	-179.35	-179.35
e_1	+1.33	8.335	8.335
e_2	392.38	347.447	347.447
a	1.330	8.335	8.335
$-a' - M_{min}/P$ (I)	-235.47	-179.97	-180.180
$-a - M_{max}/P$ (II)	1.330	7.146	6.749
e_p	-31.49	-101.98	-134.10
$I \leq e_p \leq II$	$I \leq -31.49 \leq II$	$I \leq -101.98 \leq II$	$I \leq -134.10 \leq II$
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tab VII.9: Caractéristiques du fuseau limite de compression

VII-5. Les pertes de précontrainte

Les pertes de tension sont liées au comportement des matériaux, au mode de précontrainte et aux procédées de mise en tension

Les pertes instantanées :

Se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement aux frottements du câble sur la gaine, au tassement des organes d’ancrage et au non simultanéité de mise en tension des câbles.

Les pertes différées

Se produisent dans temps plus aux moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton et à la relaxation des armatures.

VII-5-1. Les pertes instantanées

VII-5-1-1-Perte par frottement

Au moment de la mise en tension du câble, se dernier se met en contacte avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension en un point d’abscisse X, après la mise en tension est :

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

Avec :

σ_{p0} : La tension à l’origine $\sigma_{p0} = 1424.7MPa$;

α : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x ;

f : Le coefficient de frottement angulaire $f = 0.18rd^{-1}$;

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi = 2 \cdot 10^{-3}m^{-1}$.

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot (1 - e^{-f\alpha - \varphi x})$$

Section	$\alpha(^{\circ})$	σ_{p0} MPa	$x = 0.00L$		$x = 1m$		$x = 0.25L$		$x = 0.5L$	
			X	$\Delta\sigma_\varphi$	x	$\Delta\sigma_\varphi$	x	$\Delta\sigma_\varphi$	x	$\Delta\sigma_\varphi$
Câble 1	5	1424.7	0.00	0.00	1	2.84	8.3975	45.56	16.795	68.53
Câble 2	12	1424.7	0.00	0.00	1	2.84	8.3975	75.56	16.795	98.03
Câble 3	15	1424.7	0.00	0.00	1	2.84	8.3975	88.22	16.795	110.47
Câble 4	18	1424.7	0.00	0.00	1	2.84	8.3975	100.75	16.795	122.80
Moy de 4 câbles	/	/	/	0.00	/	2.84	/	77.52	/	99.96

Tab VII.10: Perte par frottement.

VII-5-1-2- Perte par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détension 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 à l'origine : $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1424.7 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ Avec: $\alpha = 0$ en tronçon rectiligne.

$\sigma_B = 1424.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1421.85 \text{ MPa}$

$\sigma_C = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 4.486) = 1389.54 \text{ MPa}$

$\sigma_D = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.087 - 2 \times 10^{-3} \times 16.795) = 1354. \text{ MPa}$

$g = 6 \text{ mm}$

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

$gE_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa.m}$

• **Calcul des aires :**

$$S_1 = [\sigma_A - \sigma_B] * \frac{AB}{2} = \frac{1}{2}(1424.7 - 1421.85) = 1.425 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = [\sigma_B - \sigma_C] * \frac{BC}{2} = \frac{3.486}{2}(1421.85 - 1389.54) = 56.32 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = 1(1421.85 - 1389.54) = 32.31 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = 4.486(1389.54 - 1354.46) = 157.37 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = [\sigma_C - \sigma_D] * \frac{CD}{2} = \frac{12.309}{2}(1389.54 - 1354.46) = 215.90 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 463.325 = 926.65 \text{ MPa.m}$$

$gE_p > S \rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$gE_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_m = \frac{(1200 - 926.65)}{16.795} = 16.28 \text{ MPa}$$

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage pour le 1^{er} câble est représenté dans le graphe suivant :

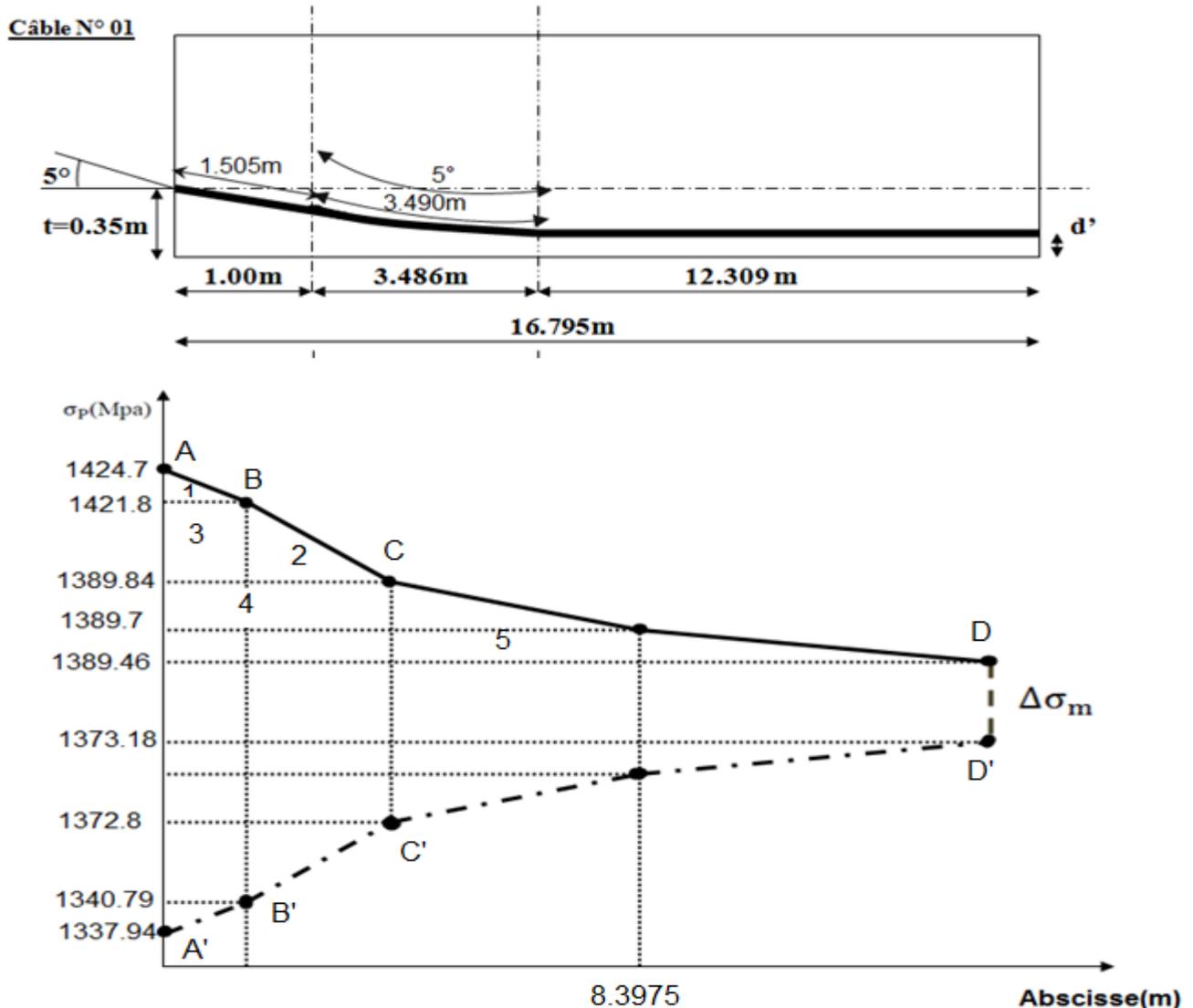


Fig. VII.5 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N °1

✓ **Câble N° 02**

La tension à l'origine : $\sigma_{P0} = \sigma_A = 1424.7MPa$

$\sigma_i = \sigma_{P0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ Avec : $\alpha = 0$ en tronçon rectiligne.

$$\sigma_B = 1424.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1421.85MPa$$

$$\sigma_C = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.209 \times -2 \times 10^{-3} \times 5.774) = 1354.54MPa$$

$$\sigma_D = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.209 - 2 \times 10^{-3} \times 16.795) = 1323.13MPa$$

$$g = 6mm$$

$$E_p = 2 \times 10^5 MPa$$

$$gE_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200MPa.m$$

• **Calcul des aires :**

$$S_1 = [\sigma_A - \sigma_B] * \frac{AB}{2} = \frac{1}{2}(1424.7 - 1421.85) = 1.425MPa.m$$

$$S_2 = [\sigma_B - \sigma_C] * \frac{BC}{2} = \frac{4.774}{2}(1421.85 - 1354.54) = 67.31MPa.m$$

$$S_3 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = 1(1421.85 - 1354.54) = 160.67MPa.m$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = 5.774(1354.54 - 1323.13) = 181.36MPa.m$$

$$S_5 = [\sigma_C - \sigma_D] * \frac{CD}{2} = \frac{11.021}{2} (1354.54 - 1323.13) = 173.085MPa.m$$

$$S = 2 \sum S_i = 1167.7MPa.m$$

$gE_p > S \rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$

$$gE_p = S + \Delta\sigma_m \times AD$$

$$D'où : \Delta\sigma_m = \frac{(1200-1167.7)}{16.795} = 1.92MPa$$

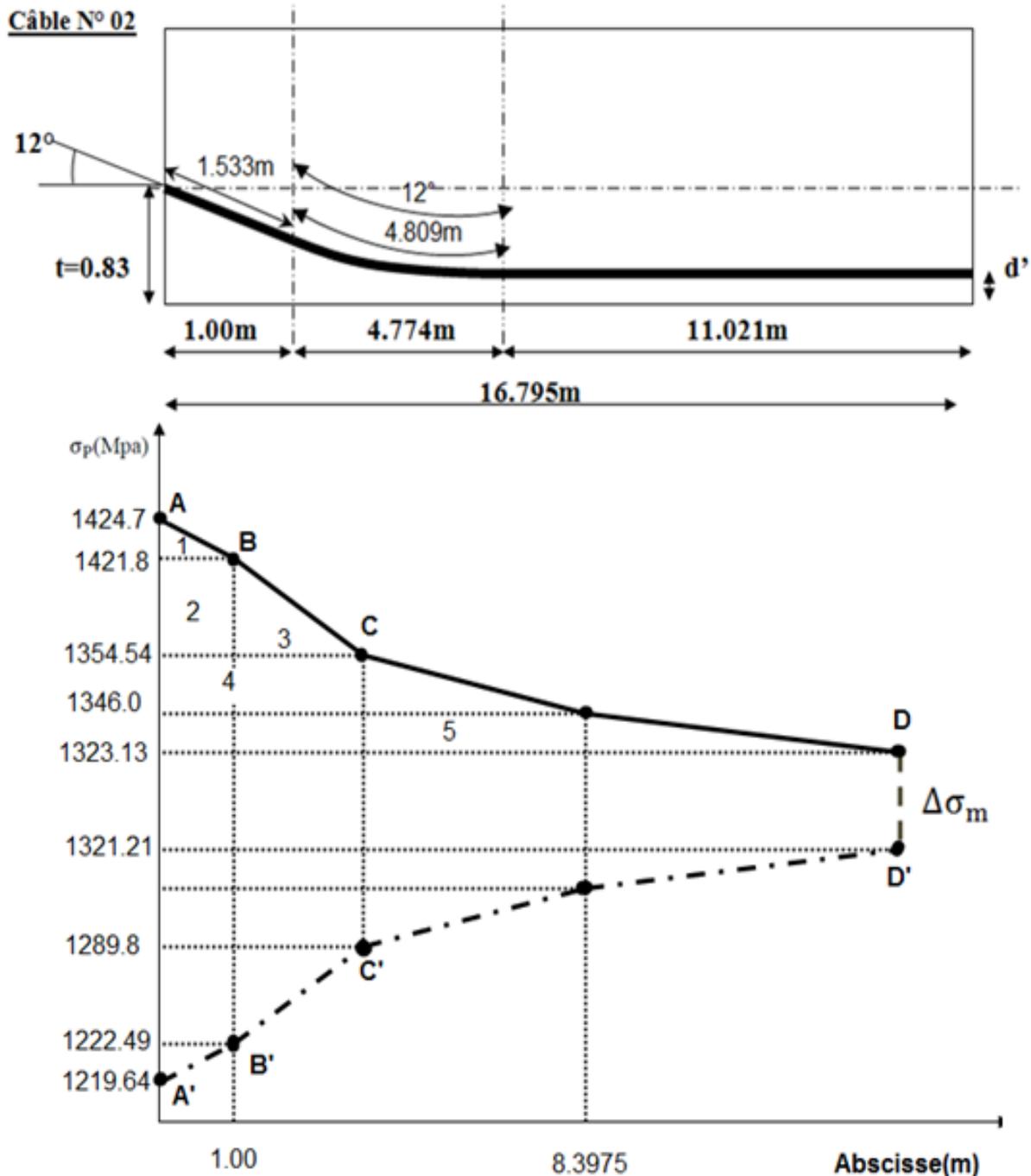


Fig. VII.6: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

✓ Câble N° 03 :

La tension à l'origine : $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424.7 \text{ MPa}$

$\sigma_A = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \phi x)$ Avec: $\alpha = 0$ en tronçon rectiligne.

$$\sigma_B = 1424.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1421.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.962 - 2 \times 10^{-3} \times 7.956) = 1334.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.262 - 2 \times 10^{-3} \times 16.795) = 1309.71 \text{ MPa}$$

$$g = 6 \text{ mm}$$

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

$$gE_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa.m}$$

• Calcul des aires :

$$S_1 = \frac{1}{2}(1424.7 - 1421.85) = 1.425 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1421.85 - 1334.89)1 = 86.96 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = \frac{6.956}{2}(1421.85 - 1334.89) = 302.45 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = 7.956(1334.89 - 1309.71) = 200.33 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = \frac{8.834}{2}(1334.89 - 1309.71) = 111.28 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 2 \times 702.44 = 1404.89 \text{ MPa.m}$$

$S > g.E_p \implies$ le point (M) n'appartient pas à BC donc; Le point (M) appartient à CD.

• Détermination de la longueur d'influence X:

$gE_p = S \text{ AIR}(ABCMC'B'A')$.

$$S_1 = 1.425 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 86.96 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 302.45 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1334.89 - \sigma_M)7.956 = 200.33$$

$$S_5 = (1334.89 - \sigma_M) \frac{x - 7.956}{2}$$

$$1/2S = 390.835 + (1334.89 - \sigma_M) \times \left(7.956 - \frac{x - 7.956}{2}\right)$$

$$S = 781.67 + (1334.89 - \sigma_M)(7.956 + X)$$

$$\sigma_M = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \phi X) = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.262 - 0.002x)$$

$$\sigma_M = 1357.56 - 2.8494x$$

Alors:

$$S = 781.67 + [1334.89 - (1357.56 - 2.8494x)](7.956 + x) = gE_p = 1140 \text{ MPa}$$

$$2.8494x^2 + 601.31 - 1200 = 0$$

$$2.8494x^2 + 598.69 = 0$$

D'où : $X = 14.5 \text{ m}$

Et on trouve:

$$\sigma_M = 1357.56 - 2.8494 \times 14.5$$

$$\sigma_M = 1316.24 \text{ MPa.}$$

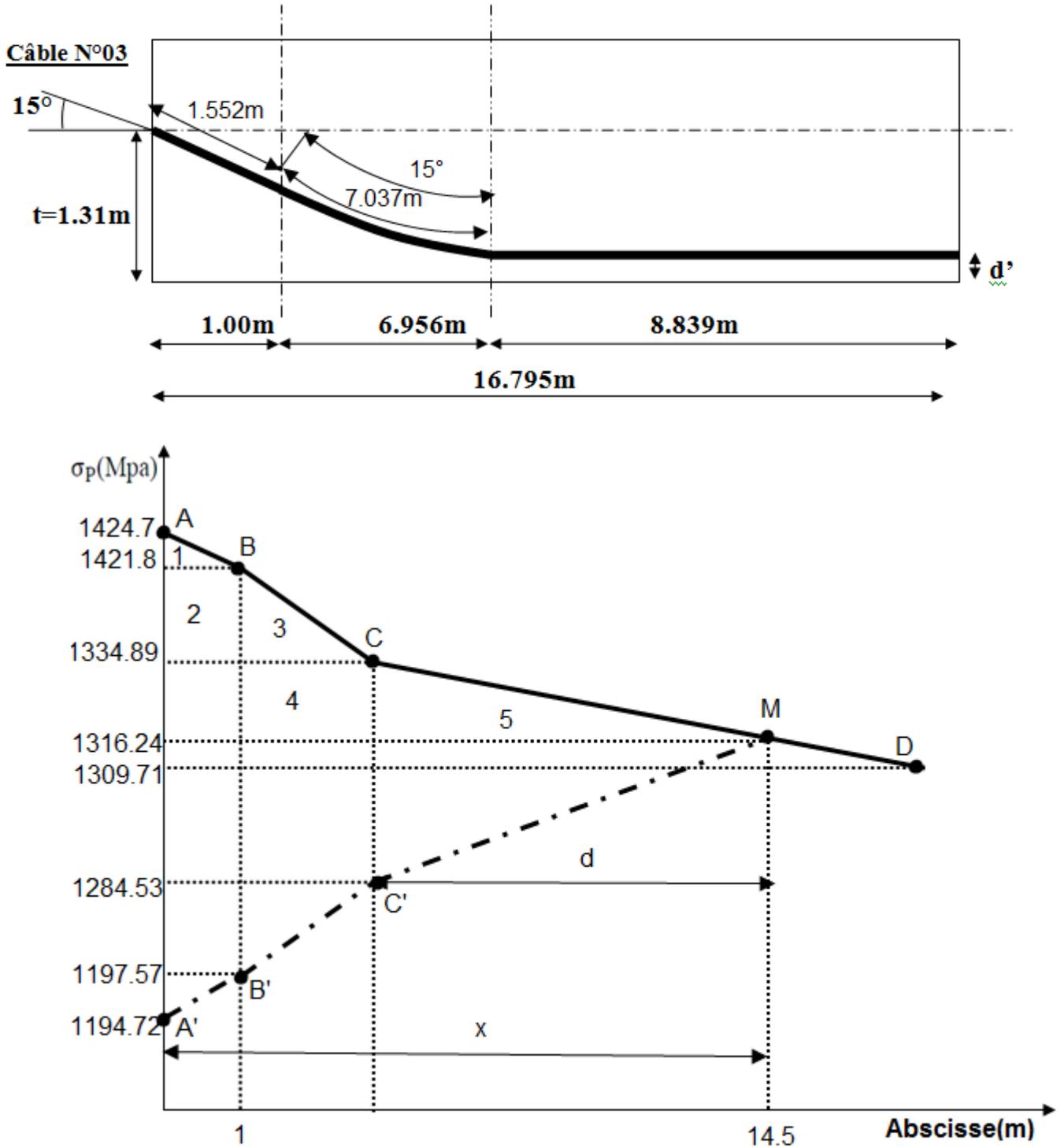


Fig. VII.7: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

✓ Câble N° 04

La tension à l'origine : $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424.7MPa$

$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ Avec: $\alpha = 0$ en tronçon rectiligne.

$\sigma_B = 1424.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1421.85MPa$

$\sigma_C = 1424.70(1 - 0.18 \times 0.314 - 2 \times 10^{-3} \times 9.341) = 1317.52MPa$

$$\sigma_D = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.314 - 2 \times 10^{-3} \times 16.795) = 1296.28 \text{MPa}$$

$$g = 6 \text{mm}$$

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

$$gE_p = 6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{MPa.m}$$

- **Calcul des aires :**

$$S_1 = \frac{1}{2} (1424.7 - 1421.85) = 1.425 \text{MPa.m}$$

$$S_2 = (1421.85 - 1317.52) \times 1 = 86.96 \text{MPa.m}$$

$$S_3 = \frac{8.341}{2} (1421.85 - 1317.5) = 435.19 \text{MPa.m}$$

$$S_4 = 9.341 (1317.52 - 1296.28) = 198.40 \text{MPa.m}$$

$$S_5 = \frac{7.454}{2} (1317.52 - 1296.28) = 79.16 \text{MPa.m}$$

$$S = 2 \sum S_i = 1634.2 \text{MPa.m}$$

$S > g.E_p \iff$ le point (M) n'appartient pas à BC donc; Le point (M) appartient à CD.

- **Détermination de la longueur d'influence X:**

$$gE_p = S \text{ AIR}(ABCMC'B'A')$$

$$S_1 = 1.425 \text{MPa.m}$$

$$S_2 = 104.35 \text{MPa.m}$$

$$S_3 = 435.19 \text{MPa.m}$$

$$S_4 = (1317.52 - \sigma_M) \times 9.341 = 200.33$$

$$S_5 = (1317.52 - \sigma_M) \times \frac{x - 79.341}{2}$$

$$1/2S = 540.965 + (1317.5 - \sigma_M) \times \left(9.341 + \frac{x - 79.341}{2} \right)$$

$$S = 1081.93 + (1317.5 - \sigma_M)(9.341 + X)$$

$$\sigma_M = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \phi X) = 1424.7(1 - 0.18 \times 0.314 - 0.002x)$$

$$\sigma_M = 1344.135 - 2.8494x$$

Alors:

$$S = 1081.93 + (2.8494x - 26.635)(9.341 + x) = gE_p = 1140 \text{MPa}$$

$$2.8494x^2 + 833.13 - 1200 = 0$$

$$2.8494x^2 + 366.87 = 0$$

D'où : $X = 11.34 \text{m}$

Et on trouve:

$$\sigma_M = 1311.82 \text{MPa}$$

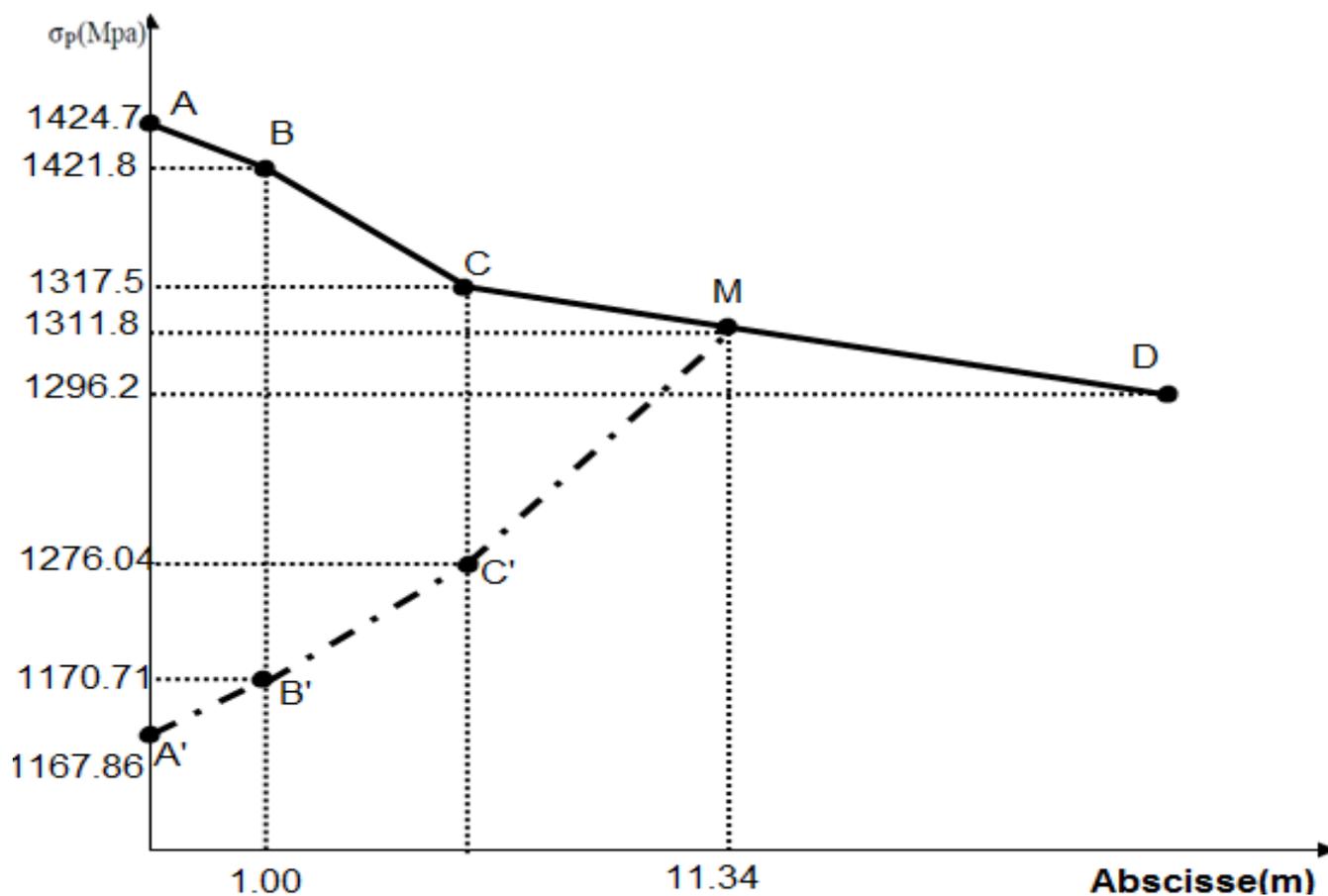
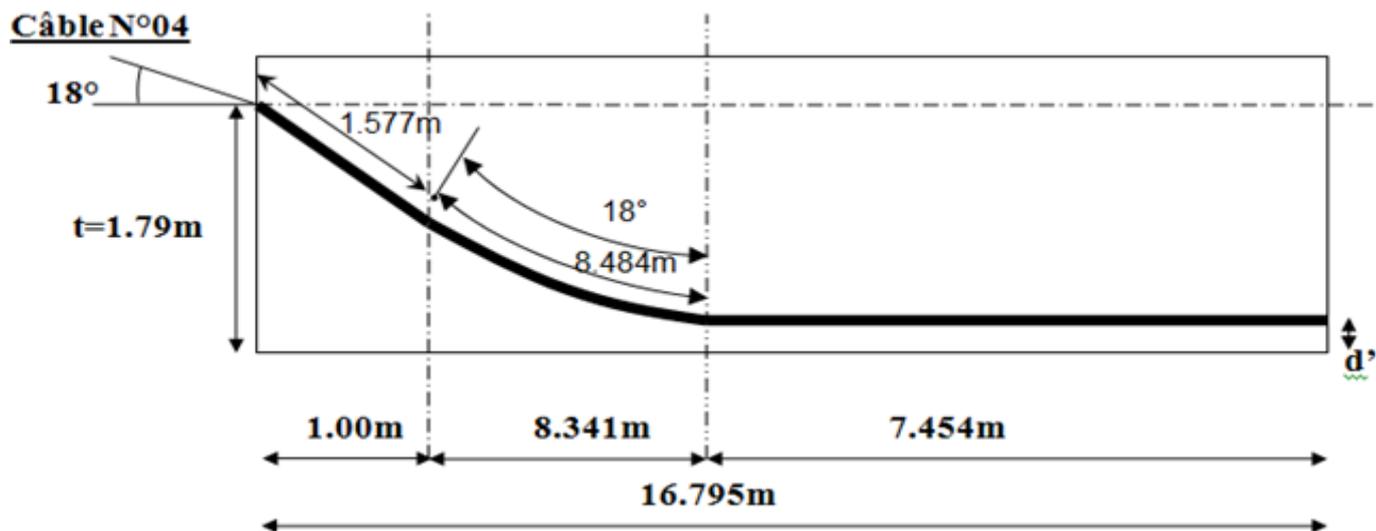


Fig. VII.8: diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4

C) Les pertes par recule d'ancrage

✓ Câble -1-

$$\Delta\sigma = (x = 16,795) = 16,28 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = (x = 8,3975) = (1389.72 - 1389.46)x2 + 16.28 = 16.8 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = (x = 1,00) = (1421.85 - 1340.79)=81.06\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma = (x = 0,0) = (1424.7 - 1337.94)=89.76\text{MPa}$$

✓ **Câble -2-**

$$\Delta\sigma = (x = 16,795) = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = (x = 8,3975) = (1247.06 - 1323.13)x2 + 1.92= 49.78 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = (x = 1,00) = (1421.85 - 1222.48) = 187,082 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = (x = 0,0) = (1424.7 - 1219.64)=89.76\text{MPa}$$

✓ **Câble 3**

$$\Delta\sigma_p = (x = 16,7) = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = (x = 8,3975) = (1333.63 - 1316.24) x2 = 34.79 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = (x = 1,00) = (1421.85 - 1197.57) = 224.28 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = (x = 0,0) = 229.98\text{MPa}$$

✓ **Câble 4**

$$\Delta\sigma_p = (x = 16,7) = 0,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = (x = 8,3975) = (1320.21 - 1311.82) x2 = 8.39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = (x = 1,00) = (1421.85 - 1171.71) = 251.14\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = (x = 0,0) = 256.84\text{MPa}$$

Section	0,00L	0,0299L	0,25L	0,5L
Abscisse	0	1	8,3975	16,795
Câble 1	89.76	81.06	16.8	16.28
Câble 2	205.06	199.36	49.78	1.92
Câble 3	229.98	224.28	34.78	0,00
Câble 4	256.84	251.14	8.39	0.00
Valeur moyenne des 4 câbles	195.41	188.96	27.44	4.55

Tab VII.11. Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage

VII-5-1-3-Les pertes par raccourcissement instantané du béton

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble après câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble.

De même, la mise en tension du troisième câble va entraîner le raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles ainsi de suite pour cela la mise en tension des câbles se fera au 14^{ème} jour.

❖ Pertes des câbles :

Chaque câble subir une perte de tension moyenne due à :

$$\Delta\sigma_1(x) = \frac{1}{2}\sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{bij}} \text{ Avec } E_{bij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$$

n : Nombre de câble par famille

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

σ_1 : Constante de compression due à la l'ensemble des câbles traversant la section B d'abscisse(x), calculée au niveau du câble moyenne δ_{bn}

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

$$\sigma_{bn} = \frac{M_g e_p}{I_G} + nA_p \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

I_G : Inertie de la poutre seule.

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$M_g(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule+amorce à l'abscisse (x).

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

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

On remplaçant dans l'expression précédente on obtient :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{3E_p}{8E_{bij}} \times \frac{M_g e_p}{I_G} + \frac{3E_p}{8E_{bij}} \times nA_p \times \frac{[\sigma_{p0} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x)]}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

Exemple de calcul :

Section d'about 0,00L :

$$B = 9488.974 \text{ cm}^2$$

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

$$I_G = 39026351.01 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -3.982 \text{ cm}$$

$$E_{bij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 34146,87 \text{ Pa}$$

$$A_p = 973 \text{ mm}^2$$

$$g = 2.1145 \text{ t/ml}$$

$$M_g = q \frac{x}{2} (1-x) \rightarrow \text{pour } x = 0 \rightarrow M_g = 0$$

$$\sigma_{bn} = \frac{M_g e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \times nA_p \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left[1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right]$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(x = 0) = 0 + \frac{3 \times 2 \times 10^5}{8(34146.87)} \cdot \frac{4.973(1424.7 - 195.41)}{9488.974 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{9488.97(-3.98)^2}{39026351.01}\right)$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(x = 0) = 11.12MPa$$

Nous donnons ci-après les valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton dans les différentes sections :

Les câbles	Section	0,00L	0,25L	0,5L
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)$		11.12	35.73

Tab VII.12. Valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton

Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\phi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{Pi}(x)$$

Section	0.00L	0.25L	0.05L
Abcisse (m)	0.00	8.3975	16.795
Câble 1	100.88	98.03	116.81
Câble 2	216.18	161.07	131.95
Câble 3	241.1	158.73	142.47
Câble 4	267.96	144.87	154.8
Moy de 4 câbles	152.505	140.675	136.507

Tab VII.13: Pertes instantané totales à différentes sections (MPa)

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représenté dans le tableau ci-dessus :

Section	0.00L	0.25L	0.05L
Abcisse (m)	0.00	8.3975	16.795
Câble 1	1323.82	1326.67	1307.89
Câble 2	1208.52	1263.63	1292.75
Câble 3	1183.6	1265.97	1282.23
Câble 4	1156.74	1279.83	1269.9
Moy de 4 câbles	1218.17	1284.025	1288.192

Tab.VII.14: la tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections

VII-5-2-Les pertes différées

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de contrainte des matériaux, en présence du retrait du béton, fluage du béton et la relaxation des aciers.

VII-5-2-1-Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 »

Le béton subit un raccourcissement très lent, retrait qui commence à la fin d la prise et se prolonge pendant plusieurs années, ce raccourcissement engendre une perte de tension dans les câbles qui vaut :

$$\sigma_r = \varepsilon_r \cdot (1 - r(t_0)).$$

$$r = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} : \text{Loi d'évolution du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de la section } r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}}$$

t: Age du béton à la mise en tension des câbles.

ϵ_r : Le retrait final du béton tq : $\epsilon_r(t) = \epsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien)

• **Section d'about :**

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 9488.974 \text{cm}^2 \\ \text{périmètre} = 614.608 \text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow r_m = \frac{9488.974}{614.608} = 15.4439 \text{cm}$$

• **Section médiane :**

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 97133.974 \text{cm}^2 \\ \text{périmètre} = 672.124 \text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow r_m = \frac{9488.974}{614.608} = 15.4439 \text{cm}$$

• **Pertes dans les câbles**

Les trois (04) câbles sont mis en tension à $t_0 = 14$ jour

Après le coulage de la poutre

- **Section d'about :**

$$r(14j) = \frac{14}{14 + 9 \times 15.439} = 0.0915$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} (1 - 0.0915) \times 2 \times 10^5 = 54.51 \text{MPa}$$

- **Section médiane :**

$$r(14j) = \frac{14}{14 + 9 \times 10.61} = 0.1278$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4} (1 - 0.1278) \times 2 \times 10^5 = 52.332 \text{MPa}$$

	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	0.00L	0.25L	0.5L
Les câbles	14 ^{ème} jour	54.51	52.332	52.332

Tab VII-15 : Valeurs des pertes dues au retrait d béton

VII-5-2-2-Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L » :

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 supérieur à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale, RN ;
- à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur 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 :

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

ρ_{1000} : Relaxation des aciers à 1000 heures en % . ($\rho_{1000} = 2,5 \%$)

$\mu_0 = 0,43$ Pour les armateurs T.B.R (très basse relaxation).

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

$f_{prg} = 1770\text{Mpa}$.

$\sigma_{p0} = 1424.7\text{Mpa}$.

Exemple de calcul : x=0 00L.

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \left(\frac{1284.025}{1770} - 0,43 \right) \times 1284.025 = 56.90\text{MPa}$$

Les câbles	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\sigma_{Pi}(x)\text{MPa}$	1218.17	1284.025	1288.192
	$\Delta\sigma_{Pi}(x)\text{MPa}$	47.18	56.90	57.54

Tab VII.16 : Pertes par relaxation dans les câbles

VII-5-2-3-Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 »

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu’il est soumis à une contrainte de compression permanent, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b - \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_m : Contrainte maximale de compression du béton au niveau de câble moyen.

j : L’âge du béton armé a la mise en tension.

Pertes dans les câbles :

$$\sigma_M(x) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot e_p^2}{I_G} \right)$$

$$M_g = \frac{q_g L^2}{8} = 298.22\text{t.m}$$

$$\sigma_{Pi}(0.5) = 1288.192\text{MPa}$$

$$\sigma_M(0.5) = \frac{298.22 \times 10^4}{I_G} + 4 \times 973 \times \frac{1288.192}{7133.974 \times 10^4} \left(1 + \frac{7133.974 \times (-101.35)^2}{33187326.26} \right)$$

$$\sigma_M(0.5) = 13.44\text{MPa}$$

D’après le B.P.E.L la perte différée total :

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

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{fl} + 52.332 + \frac{5}{6}(57.54) = 100.282 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_P}{I_G} + n \cdot A_P \cdot \frac{(\sigma_{Pi} - \Delta\sigma_d)}{B} \left(1 + \frac{B(e_P)^2}{I_G}\right)$$

Avec :

$\sigma_{Pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{P\infty}$: Tension finale probable à la section médiane.

La formule peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2\sigma_M - n \cdot A_P \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \left(1 + \frac{B(e_P)^2}{I_G}\right)\right] \cdot \frac{E_P}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2(13.44) - 2.793 \cdot \frac{100.282 + \Delta\sigma_{fl}}{7133.97 \cdot 10^2} \left(1 + \frac{7133.97 \cdot (-101.35)^2}{33187326.26}\right)\right] \cdot \frac{2 \cdot 10^5}{34146.87}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 133.475 \text{MPa}$$

On procédera de la même méthode pour les autres sections :

Les câbles	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abcisse (m)	0.00	8.3975	16.795
	$\Delta\sigma_d$ (MPa)	93.826 + $\Delta\sigma_{fl}$	82.107 + $\Delta\sigma_{fl}$	100.282 + $\Delta\sigma_{fl}$
	M_g (N. mm)	0.00	2284.025	298.22
	$\sigma_{Pi}(x)$ (MPa)	1218.17	1284.025	1288.192
	$\sigma_M(x)$ (MPa)	5.015	11.484	13.44
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (MPa)	55.153	114.38	133.475

Tab.VII.17: pertes par fluage dans les câbles.

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

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

Pour calculer la perte totale à un instant donné intermédiaire, on utilise la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff} = r(t) * \Delta\sigma_{diff}$$

Les câbles	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abcisse (m)	0.00	8.3975	16.795
	$\Delta\sigma_r(x)$ MPa	54.51	52.332	52.332
	$\Delta\sigma_p(x)$ MPa	47.18	56.90	57.54
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ MPa	55.153	114.38	133.475
$\Delta\sigma_d(x)$ MPa	148.979	214.128	233.757	

Tab.VII.18: pertes différées totales des différentes sections

La tension finale probable :

Le pourcentage de pertes :

$$\%_{\text{perte}} = \frac{\sigma_{P0} - \sigma_{P\infty}}{\sigma_{P0}}$$

$$\sigma_{P\infty} = \sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	8.3975	16.795
$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	1069.091	1069.897	1054.435
%perte	24.95	24.90	25.98
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tab.VII.19: pourcentage des pertes

Conclusion :

Nous remarquons que les pertes totales varient entre **24%** de σ_{p0} et **26%** de σ_{p0} , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est **32%** de σ_{p0} .



Image VII.4 : Soulèvement d'une poutre sur les piles avec une grue

Chapitre VIII :

Calcul justificatif des poutres

I. Justification des contraintes normales

La vérification d'un élément d'une structure vis-à-vis d'un effort quelconque, doit obligatoirement comprendre :

- ✓ Une vérification à l'E.L.U : pour s'assurer de la résistance de la structure
- ✓ Une vérification à l'E.L.S : pour vérifier la convenance vis-à-vis des conditions d'exploitation et de durabilités

Ces vérifications doivent être menées en différentes situation (phase de construction et phase d'exploitation), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'action que subit l'ouvrage.

La contrainte normale agissant sur une section droite est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_y = P \left(\frac{1}{B} + \frac{Y}{I} e_p \right) + M \frac{Y}{I}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\min} < \sigma_y < \bar{\sigma}_{\max}$$

I.1- Justification à L'ELS

La vérification se fait pour la classe II ; admet une traction modérée. Les contraintes admissibles dans le béton sont :

$\bar{\sigma}_c$: La contrainte admissible de compression ;

$\bar{\sigma}_t$: La contrainte admissible de traction.

		Situation	Exploitation			Constructio n	
Classe II	Contraintes	Combinaison Zone	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare	
	$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage		$-f_{tj}$	0	/	$-f_{tj}$
		Hors de la section d'enrobage		$-1.5f_{tj}$	/	/	$-1.5f_{tj}$
	$\bar{\sigma}_c$	Toute la section	$-0.5f_{tj}$	$0.6f_{c28}$	$0.5f_{c28}$	$0.6f_{c28}$	

Tab VIII.1 : Valeurs limites des contraintes dans le béton.

I.1.1- Distance des armatures de précontrainte aux parements

Le B.P.E.L recommande :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4}a \text{ (a: largeur du paquet)} \\ c \geq \sup \quad \phi: \text{Diamètre de la gaine} \\ d = 5\text{cm (ouvrage courant)} \end{array} \right.$$

Avec :

$$a = \phi = 6.7\text{cm}$$

$$c = \sup \left\{ \begin{array}{l} 5.025\text{cm} \\ 6.7\text{cm} \\ 5\text{cm} \end{array} \right. \\ c = 6.7\text{cm}$$

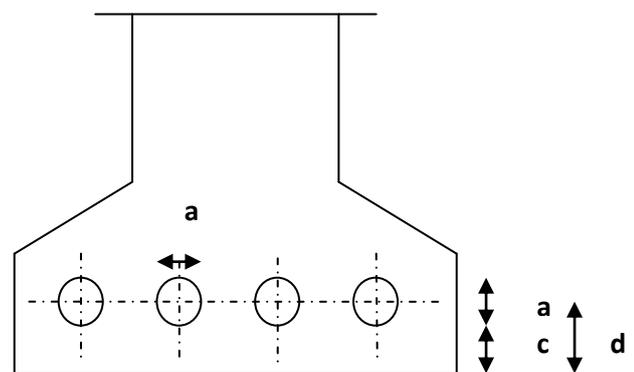


Figure VIII.1 : Détail du talon (section médiane).

Les matériaux :

Jours	7	14	21	28
σ				
f_{cj} MPa	23.18	29.91	33.12	35
f_{tj} MPa	1.99	2.395	2.59	2.7

Tab VIII.2 : Valeurs de f_{cj} et f_{tj}

I.1.2- Armatures de précontraintes (active)

$$\sigma_{P0} = 1424.7 \text{ MPa}$$

$$A_p = 973 \text{ mm}^2$$

- Tension de calcul en BPEL :

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_{P1} = 1.02\sigma_{P0} - 0.8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{P2} = 0.98\sigma_{P0} - 1.2\Delta\sigma_j$$

Avec : σ_{P0} : Tension initial ;

$\Delta\sigma_j$: Somme de toutes les pertes à l'âge considéré.

	B (cm ²)	V' (cm)	V(cm)	I_G (cm ⁴)	ρ (%)	e_p (cm)
Poutre seule	7133.974	112.35	87.65	33187326.26	47.27	-101.35
Poutre +hourdis	10733.974	145.10	74.9	56121164.6	48.1	-134.10

Tab VIII.3: Caractéristiques géométriques de section nette

- Phase de construction

Phase N°	Date (jours)	Opération	Caractéristiques
0	0	Coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	Mise en tension des 04 câbles à 100%	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre • Poids de la poutre • Précontrainte des câbles
II	50	Coulage de l'hourdis et des entretoises d'about	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre • Poids de la poutre + amorces • Poids du hourdis • Précontrainte des câbles
III	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniche...)	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre+hourdis • Poids propre du tablier • Précontrainte des câbles
IV	>90	Mise en service de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> • Section résistante : poutre+hourdis • Poids propre du tablier • Précontrainte des câbles

Tab. VIII.4 : Les différentes phases de construction

- Vérification des contraintes :

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus défavorable est P_1 mais pour la phase d'exploitation (Phase IV) c'est la force P_2 .

✓ **Phase de construction :**

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} \left(1 - e_p \frac{V}{r^2} \right) + \frac{M_{\min} \cdot V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} \left(1 + e_p \frac{V'}{r^2} \right) - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

✓ **Phase d'exploitation :**

$$\sigma_s = \frac{P_2}{B} \left(1 - e_p \frac{V}{r^2} \right) + \frac{M_{\min} \cdot V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\sigma_i = \frac{P_2}{B} \left(1 + e_p \frac{V'}{r^2} \right) - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ci}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = -1.5f_{tj} \\ \overline{\sigma_{ci}} = 0.6f_{cj} \end{cases} \quad (\text{En construction})$$

$$\overline{\sigma_{cs}} = 0.6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{ti}} = -1.5f_{t28} & \text{Hors de la section d'enrobage} \\ \overline{\sigma_{ti}} = -f_{c28} & \text{Dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

• **Application : Phase I**

$$\sigma_{P0} = 1424.7 = 675 \text{MPa}$$

$$g = 2.1145 \text{t/ml} \implies M_g = \frac{2.1145 \times 33.59^2}{8} = 2982.21 \text{t.m}$$

$$\Delta\sigma_j = \Delta\sigma_i = 136.507 \text{MPa}$$

$$\sigma_{P1} = 1.02\sigma_{P0} - 0.8\Delta\sigma_j = (1.02 \times 1424.7) - (0.8 \times 136.507) = 1343.988 \text{MPa}$$

$$P_1 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{P1} = 4 \times 973 \times 1343.988 \times 10^{-3} = 5230.77 \text{KN}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_1}{B} \left(1 - e_p \frac{V}{r^2} \right) + \frac{M_{\min} \cdot V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}} \\ \sigma_i = \frac{P_1}{B} \left(1 + e_p \frac{V'}{r^2} \right) - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{5230.77 \times 10}{7133.974} \left[1 - \left(\frac{101.35 \times 87.65}{4652.01} \right) \right] + \frac{2982.2 \times 10^3 \times 87.65}{33187326.26} = 1.2 \text{MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{5230.80 \times 10}{7133.974} \left[1 + \left(\frac{101.35 \times 112.35}{4652.01} \right) \right] - \frac{2982.2 \times 10^3 \times 112.35}{33187326.26} = 15.18 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 1.2 \text{MPa} > \overline{\sigma_{ts}} = -1.5f_{t14} = -3.5928 \text{MPa}$$

$$\sigma_i = 15.18 \text{MPa} < \overline{\sigma_{ci}} = 0.6f_{cj} = 17.95 \text{MPa} \implies \text{Conditions vérifiées}$$

I.1.3- Vérification des contraintes pour les différentes phases à mi-travée

Phases	P _i (KN)	M (KN.m)	σ _s (MPa)	σ _i (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ̄ _i (MPa)	Observ
I	5230.77	2982.21	1.2	15.18	-3.6	17.95	Vérifiée
II	4568.37	4374.76	1.86	8.77	-4.05	21	
III	4594.64	4933.27	2.58	7.57	-4.05	21	
IV	4598.12	5976.9	6.96	-1.034	21	-4.05	

Tab VIII.5 : Contraintes dans les différentes phases

I.2- Ferrailage passif longitudinal

Le ferrailage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

- Les armatures de peau
- Les armatures dans les zones tendues

I.2.1- Armatures de peau

Elles limitent les fissurations prématurées, susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontraintes.

La section minimale est :

$$A_{Lmin} = \max \left[\begin{array}{l} 3cm^2/ml \text{ de parement perpendiculaire à leur direction} \\ 0.1\%B \text{ (section brute de béton)} \end{array} \right]$$

$$0.1\%B = 0.001 \times 7133.974 = 7.13397cm^2$$

Généralement on choisit une armature HA10 tous les 20 cm.

I.2.2- Armatures longitudinal dans la zone tendue

Dans les parties où le béton est tendu (Classe II et III) et sous réserve que la zone de traction présente une hauteur supérieure à 5 cm, le BPEL prévoit une section d'armature longitudinales au moins égale à :

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right) \text{ (Ferrailage minimal de non fragilité)}$$

Avec:

B_t : Section de béton tendu

σ_{Bt} : Valeur de la contrainte maximale de traction

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction correspondante

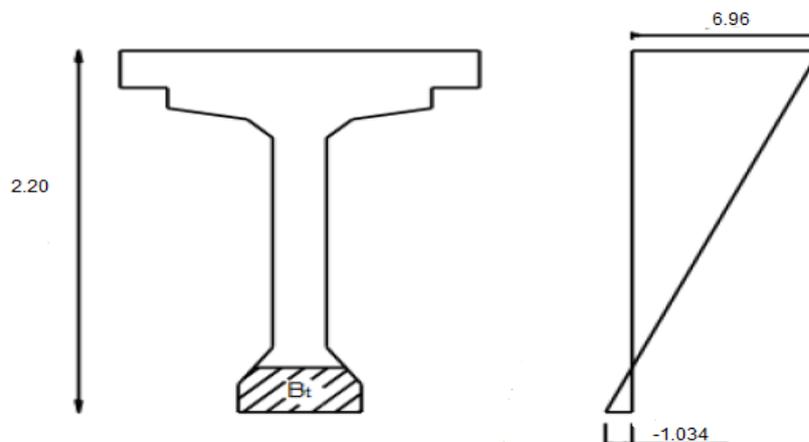


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes de la phase IV.

$$\frac{6.96}{y} = \frac{1.034}{x}; \quad y = h - x \quad \rightarrow 7.994 \cdot x = 1.034h$$

$$x = \frac{(1.034 \times 200)}{1.034} = 28 \text{ cm.}$$

$$B_t = 55 \times 15 + \frac{(15 + 5.25) \times 13 \times 2}{2} + 25 \times 13$$

$$= 1413.25 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{1413.25 \times 1.034}{2} = 73.06 \text{ KN.}$$

$$A_s = \left[\frac{1413.25}{1000} + \left(\frac{73.06}{40} \times \frac{2.7}{1.035} \right) \right] = 6.18 \text{ cm}^2.$$

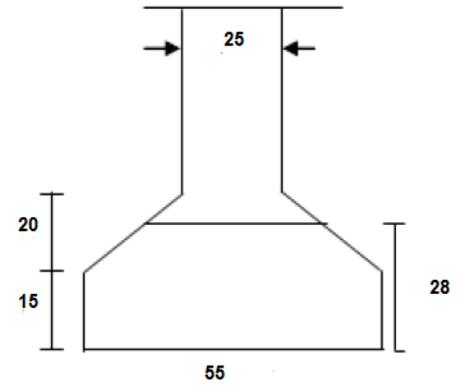


Fig. VIII.3 : Détail du talon

Pour des raisons constructives, nous adoptons une section de : 6HA12= 6.78cm².

Remarque :

- Pour la partie supérieure les armatures de traction ne sont pas nécessaires puisqu'elle n'est pas tendue.
- Les armatures de peau ne sont pas cumulables avec celle de la zone tendues.

I.2.3- Ferrailage passif transversal (Armature de talon)

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte qui sont localisées sur le talon, et pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$Ac \times fe \geq C \times t \times f_{t28} \rightarrow \text{si: } \phi_{\text{ext gaine}} < C < 1.3 \phi_{\text{ext gaine}}$$

$$Ac \times fe \geq 1.3 \times t \times f_{t28} \phi_{\text{ext gaine}} \rightarrow \text{si: } C > \phi_{\text{ext gaine}}$$

Avec: t : espacement des armatures.

$$C = 10 \text{ cm (enrobage des câbles).}$$

$$\phi_{\text{ext gaine}} = 6.7 \text{ cm.}$$

$$C > 1.3 \phi_{\text{ext gaine}} = 8.71 \text{ cm}$$

$$\frac{Ac}{t} \geq \frac{(1.3 \times \phi_{\text{ext gaine}} \times f_{t28})}{fe} \rightarrow \frac{Ac}{t} \geq 0.0588 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section, un cadre HA12 = 2.26 cm².

$$t \leq 38.44 \text{ cm, soit } t = 20 \text{ cm.}$$

I.3- Justification à l'E.L.U

Les justifications vis-à-vis de l'E.L.U complémentaires de l'E.L.S s'avèrent indispensables, car un dépassement des charges caractéristique (prise en compte à l'E.L.S) est toujours possible, même s'il est peu probable.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M.N) sont données par les règles B.P.E.L 91 Art 63.

I.3.1- Hypothèses de calculs

- La résistance de béton tendu est négligée
- Les sections droites avant déformation restent planes après déformations
- L'adhérence est parfaite entre le béton et l'acier
- Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots

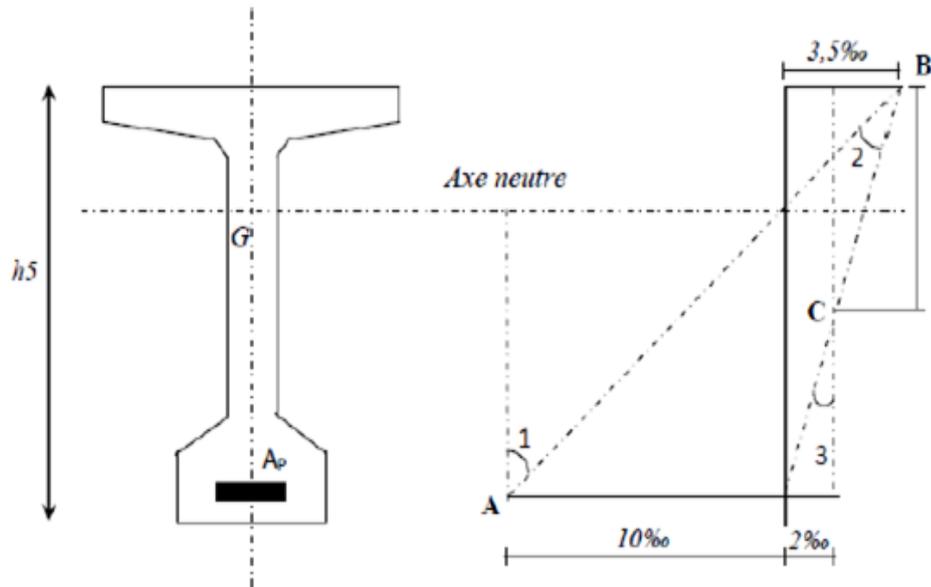


Figure VIII.4 : Règle des trois pivots

I.3.2- Passage du diagramme de déformations à celui des contraintes

Considérons une section droite d'une poutre sollicitée en flexion composée, pour laquelle l'E.L.U, est atteint. Le problème qui se pose, c'est de déduire dans le diagramme de déformations, les valeurs des contraintes sur toute la hauteur de la section et pour l'ensemble des matériaux.

Mais d'abord on déterminera l'évolution des contraintes dans la zone comprimée du béton, puis la section dans les aciers de précontrainte.

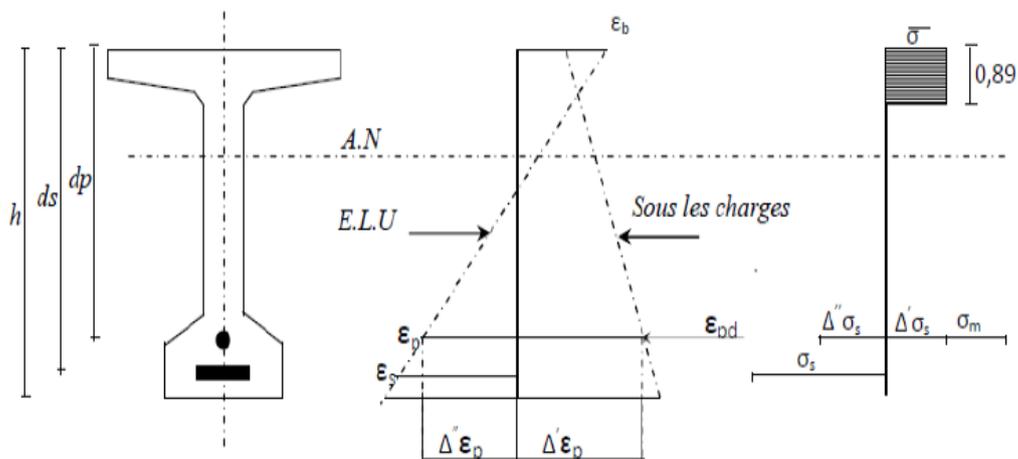


Fig VIII.5 : Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU dans le cas d'une section partiellement comprimée

a. Contrainte dans le Béton

La contrainte maximale dans le béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

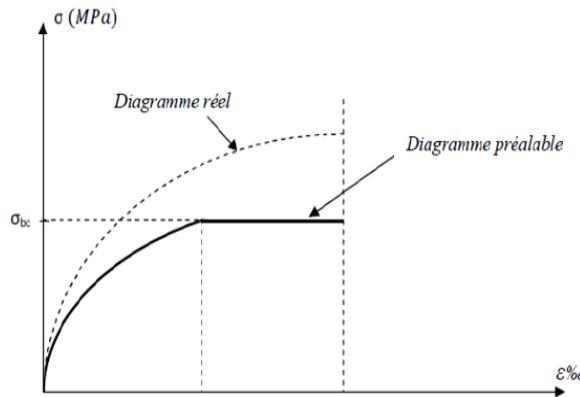


Figure VIII.6 : Modèle de comportement du béton à l'ELU

b. Contrainte dans l'acier

Elle est obtenue à partir des déformations. La déformation à l'ELU pour les armatures de précontraintes et la somme des tris suivants :

- Allongement préalable : $\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$.
- Accroissement d'allongement $\Delta' \epsilon_p$ accompagnant le retour à zéro de la déformation du béton adjacent $\Delta' \epsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$
- Un deuxième accroissement $\Delta'' \epsilon_p$ accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

Avec :

σ_{pm} : Contrainte probable (à vide) existant dans les armatures à l'âge où l'on effectue la vérification ;

σ_{bpm} : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous l'effet des actions permanentes et la précontrainte.

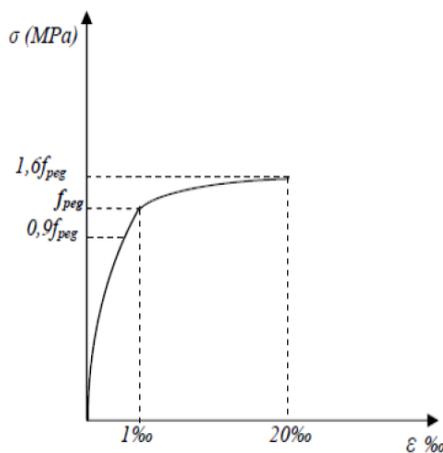


Figure VIII.7 : Diagramme contraintes-déformation des torons

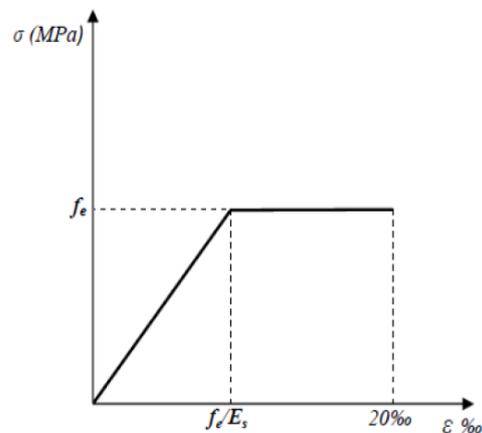


Figure VIII.8 : Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs

I.4- Principe de la méthode de justification

Pour que l'élément ne cesse point de remplir sa fonction, il faut s'assurer que les sollicitations de calcul que nous désignons par « Su » n'atteignent pas le domaine résistant dans la frontière : $(S_{umu}) (N_u ; M_u)$.

Le domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment fléchissant-effort normal.

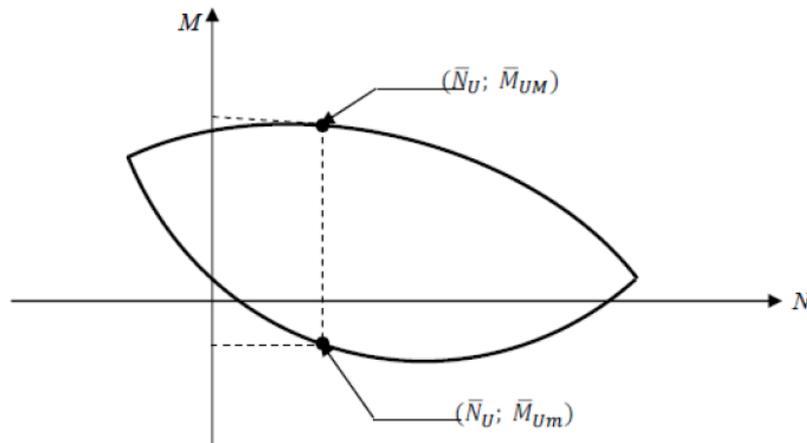


Figure VIII.9 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal

Pour faciliter la tâche en pratique, l'on propose la justification suivante :

- On fixe un des deux paramètres, généralement $\overline{N_u}$, en prenant ce dernier égal à N_u qui est celui développé par la sollicitation de calcul « Su ».
- On détermine les deux moments résistants ultimes \overline{M}_{Um} , \overline{M}_{UM} correspondant à N_u , et on doit avoir :

$$\overline{M}_{Um} \leq M_u \leq \overline{M}_{UM}$$

En général, pour nos sollicitations de calcul donné, il suffit de vérifier l'une des inégalités suivantes :

- **Equation d'équilibre:**

$$M_u \leq M_{u\max} ;$$

Avec :

M_u : Moment en point de passage de l'armature moyenne de précontrainte.

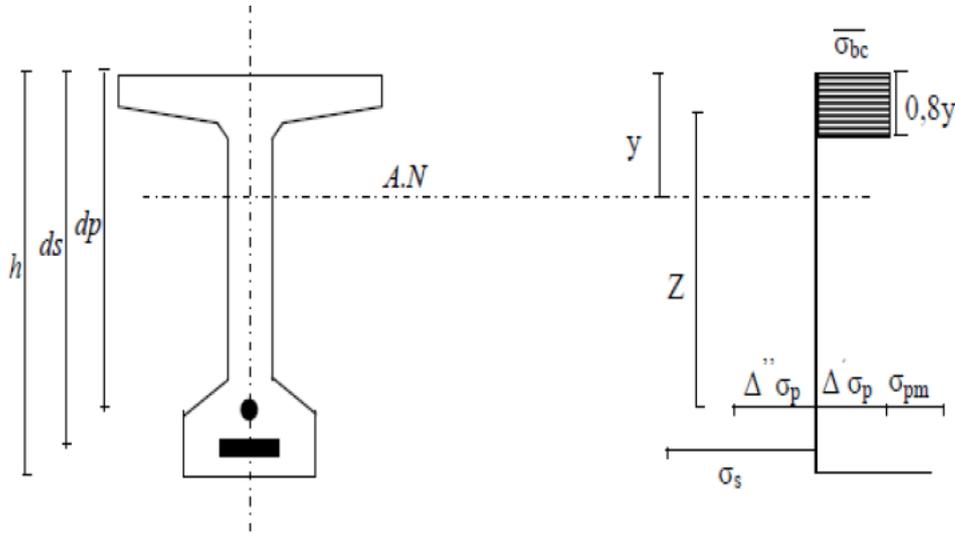


Figure VIII.10 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

L'équilibre est donné par :

$$Nu = \beta c \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} - A_p \times \Delta \sigma_p - A_s \times \sigma_s \dots \dots \dots (1).$$

Le moment résistant ultime est définie par :

$$\overline{M}_{uM} = \beta c \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \times z + A_s(ds - dp)\sigma_s \dots \dots \dots (2).$$

I.4.1- Equations liées à l'hypothèse des sections planes

$$\frac{\Delta' \epsilon_p}{\epsilon b} = \frac{dp - y}{y} \dots \dots \dots (3).$$

$$\frac{\epsilon s}{\epsilon b} = \frac{dp - y}{y} \dots \dots \dots (4).$$

I.4.2- Equations donnant le comportement de l'acier

a. Pour les armatures passives:

$$\sigma_s = g \times \epsilon_s \dots \dots \dots (5).$$

b. Pour les armatures de précontrainte

$$\Delta \sigma_p = f(\epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p) - f(\epsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6).$$

• **Equations donnant l'atteinte à ELU :**

Cet état peut être atteint sur le béton ou sur l'acier. Se qui amène à résoudre une équation de sept inconnus $\Delta \sigma_p, \sigma_s, y, \Delta'' \epsilon_p, \epsilon b, \epsilon s, \overline{M}_{uM}$

La résolution sera faite par tâtonnement, en considérant le diagramme de déformation passant par les pivots A et B :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$$

A partir de ces valeurs on aura :

$$\left. \begin{array}{l} (5) \longrightarrow \sigma_s \\ (3) \longrightarrow \Delta''\varepsilon_p \\ (6) \longrightarrow \Delta\sigma_p \end{array} \right\} \text{ et on calcul Nu par l'équation (1).}$$

- Si $\bar{N}u > Nu$: la section de béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation pivote autour de A.
- Si $\bar{N}u < Nu$: le diagramme de déformation pivote autour de B.

Une fois le diagramme d'équilibre trouvé, on détermine \bar{M}_{uM} et on vérifie que :

$$M_u \leq \bar{M}_{uM}$$

- **Application à notre projet :**

$$dp = 200 - (5 + 6.7) = 188.3\text{cm}$$

$$Ap = 4 \times 9.73 = 54\text{ cm}^2$$

$$ds = 195\text{cm}$$

$$As = 6.78\text{ cm}^2$$

$$Nu = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_\infty) \cdot n \cdot Ap = 1054.435 \times 4 \times 973$$

$$\rightarrow Nu = 4103.861\text{ KN.}$$

$$(1) \rightarrow \bar{N}u = \beta \cdot \sigma bc - Ap \cdot \Delta\sigma p - As \times \sigma s.$$

$$4103.861 \times 10^3 = 19.83\beta c - 38.9210^2 - 6.78 \sigma s.$$

$$(2) \rightarrow \bar{M}_{Umax} = \beta c \cdot \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} Z + A_s(ds - dp)\sigma s.$$

$$\bar{M}_{Umax} = 19.83 \times \beta c \times Z + 6.78 (195 - 188.3) 10^3 \times \sigma s.$$

$$\bar{M}_{Umax} = 19.83 \times \beta c \times Z + 45.426 \times \sigma s.$$

- **Equations traduisant le comportement des aciers :**

La surtension des armatures de précontraintes est :

$$(6) \rightarrow \Delta\sigma p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon p + \Delta''\varepsilon p) - f(\varepsilon_{pm}).$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = 1054.42\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{(P_m e_p + M_{min})e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{4103.80}{10733.974} \times 10 + \frac{(4103.801 \times 10^3 (-135.10 \times 10) + 3131.4 \times 10^6) \times (-135.10)}{56121164.62 \times 10^3}$$

$$\sigma_{bpm} = 9.631\text{ MPa}$$

$$\text{D'où: } \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1054.42}{2 \times 10^5} = 5.272 \times 10^{-3}$$

$$\Delta'\varepsilon_{pm} = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \cdot \frac{9.631}{200000} = 2.40775 \times 10^{-4}$$

• **Atteinte de l'ELU :**

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3.5\text{‰}$$

$$De (4) : \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_p} = \frac{dp-y}{y} \rightarrow y = \frac{ds}{1+\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}} = \frac{195}{1+\frac{10}{3.5}} = 50.555\text{cm.}$$

$$De (3) : \Delta''\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_b \cdot (dp-y)}{y} = \frac{3.5 \times (1.883 - 0.50555)}{0.50555} \cdot 10^{-3} = 9.536 \cdot 10^{-3}$$

$$De (5) : \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\varepsilon_s = 10\text{‰})$$

$$De (6) : \Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}).$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(5.272 \times 10^{-3} + 2.4077 \times 10^{-4} + 9.536 \times 10^{-3}) - \sigma_p(5.272 \times 10^{-3})$$

$$\Delta\sigma_p = 9.717 \cdot 10^{-3} \sigma_p$$

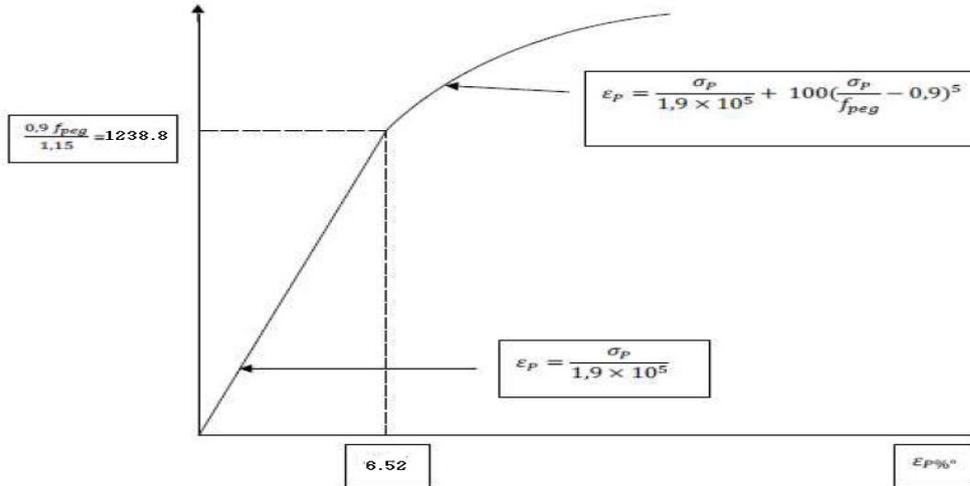


Figure VIII-11: diagramme contrainte - déformation des aciers de précontrainte

$$\text{Donc : } \sigma_p = \frac{0.9 f_{peg}}{1.15} = 1238.87 \text{ MPa} .$$

$$\text{Alors : } \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{1238.87}{190000} = 6.52 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_p < 6.52 \cdot 10^{-3} & \rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p \\ \varepsilon_p > 6.52 \cdot 10^{-3} & \rightarrow \sigma_p \text{ sera calculé par approximation successive} \end{cases}$$

$$\sigma_p = 5.549 \times 10^{-3} \times 190000 = 1052.6 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p = 15.266 \times 10^{-3} \rightarrow \text{on cherche une valeur de } \sigma_p \text{ tq:}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E} + 100 \left(\frac{\gamma_s \times \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

Pour :

$$\sigma_p = 2900.54 \quad \varepsilon_p = 15.266 \times 10^{-3}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_p = 2900.54 - 1052.6 = 1847.94 \text{ MPa.}$$

$$De (1) : \beta c = 0.8 \times y \times b_{moy}$$

Avec :

$$b_{moy} : \text{largeur moyenne (hourdis + table): } b_{moy} = \frac{1.8+1.3}{2} = 1.55 \text{ m} .$$

$$\beta c = 0.8 \times 0.505 \times 1.55 = 0.626 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_u = \beta c \times \sigma_{bc} - A_p \times \Delta\sigma_p - \sigma_s$$

$$\bar{N}_u = (0.626 \times 19.83 \times 10^6) - (38.92 \times 1943.4 \times 10^2) - (6.78 \times 348 \times 10^2) = 4985.45 \text{KN}.$$

On déduira que:

$$\bar{N}_u = 4985.45 \text{KN} > N_u = 4103.86 \text{KN}$$

Donc, le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton trop importante, alors, le diagramme pivote autour du pivot A. Il faudra calculer \bar{N}_u de manière à ε_b avoisiné le plus possible la valeur N_u en diminuant.

• **Diagramme de déformation ultime :**

Soit : $\varepsilon_s = 10 \text{‰}$; $\varepsilon_b = 949 \text{‰}$

$$y = \frac{1.95}{1 + \frac{10}{2.949}} = 0.44 \text{m}$$

$$\beta_c = 0.8 \times 44 \times 1.55 = 0.546 \text{m}^2$$

$$\Delta''_{\varepsilon_p} = \frac{1.883 - 0.44}{0.44} \times 2.949 \times 10^{-3} = 9.67 \times 10^{-3}.$$

$$\varepsilon_{pm} = 5.549 \times 10^{-3}$$

$$\Delta'_{\varepsilon_m} = 2.407 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{\sigma_p} = \sigma_p \cdot 9.91 \times 10^{-3}$$

$$\Delta_{\sigma_p} = 2937.343 - 1052.6 = 1884.743 \text{MPa}$$

$$\bar{N}_u = (0.5456 \times 19.83 \times 10^6) - (38.92 \times 1884.743 \times 10^2) - (6.78 \times 348 \times 10^2) = 3247.88 \text{KN}.$$

$$\bar{N}_u \leq N_u = 4103.86 \text{KN}$$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime.

On calcul alors :

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c \frac{0.85 f_c z^2}{\theta \gamma_b} \times z + A_s (d_s - d_p) \sigma_s$$

$$\bar{M}_{uM} = 0.5456 \times 19.83 \times 1.707 \times 10^3 + 45.426 \times 348 \times 10^{-3}$$

Avec :

$$Z = d_p - 0.4y = 188.3 - (0.4 \times 0.44 \times 100) = 170.7 \text{ m}.$$

Donc :

$$\bar{M}_{u\max} = 1848.26 \text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 8068.9 \text{KN.m} < \bar{M}_{u\max} = 18484.26 \text{KN.m}$$

D'où : La résistance à l'ELU est assurée.

II. Justification des contraintes tangentielles

La partie résistante d’une poutre à l’effort tranchant est représentée par l’âme, celle-ci sera donc dimensionnée de façon à :

- Résister à l’effort de cisaillement
- Assurer un bon bétonnage
- Une bonne mise en place des gaines

A l’E.L.U : vérification de la section d’acier transversal

A l’E.L.S : vérification de la contrainte de cisaillement

II.1- Justification des contraintes à l’E.L.S

Cette justification nous permet de montrer que les effets d’un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l’effort normal ne compromettent pas la sécurité de l’ouvrage. Les justifications sont conduites pour une section donnée de la poutre, à partir des contraintes σ_x , σ_y et τ calculées pour l’élément considéré au niveau de la vérification, dans l’hypothèse des déformations élastiques et linéaires des matériaux en supposant le béton non fissuré.

Avec :

σ_x : Contrainte normale longitudinale

τ : Contrainte tangentielle

σ_y : Contrainte normale transversale dont l’existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0.4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \dots \dots \dots (1) \text{ Art B.P.E.L. 7.2,2} \end{cases}$$

Lorsqu’une vérification est nécessaire en un point où $\sigma_x < 0$, les conditions précédentes sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots \dots \dots (2)$$

Dans notre cas $\sigma_t = 0$, alors (1) et (2) peuvent s’écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \times \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \\ \tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \times f_{cj} \dots \dots \dots (4)$$

II.1.1- Contrainte de cisaillement due à l’effort tranchant

$$\tau_V(y) = \frac{V_{red}}{I_n \cdot b_n}$$

Avec:

V_{red} : effort tranchant réduit.

$$V_{red} = V_{ext} - \sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i$$

b_n : Largeur nette de l’âme de la poutre.

$$b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \phi$$

Avec:

m: Nombre de câble par lit.

$K = \frac{1}{2}$ dans le cas des câbles injectés dans le coulis de ciment.

S: moment statique par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

I_n : Moment d'inertie par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

$\tau = \tau_V$ Pour les phases de construction (phases 0, I, II, III).

$\tau = \tau_V + \tau_t$ Pour la phase d'exploitation (phase IV).

II.1.2- Application au projet

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, avec trois câbles à l'appui. La vérification de la contrainte tangentielle se fera par phases de construction.

Section	Section d'about	
	Poutre seule	Poutre + hourdis
B (cm ²)	9488.974	13088.974
V' (cm)	109.98	137.49
V cm	90.02	82.51
I_G (cm ⁴)	32026351.01	65255210.46
ρ (%)	41.54	43.95
e_p (cm)	-3.98	-31.49
r^2 (cm ²)	4112.81	4985.50

Tab VIII.6 : Caractéristiques géométriques de la section nette à l'appui

La phase I :

On tire les quatre câbles de la 1^{ère} famille au 14^{ème} jour à 100% de précontrainte.

$$\sigma_{p0} = 1424.7 \text{ MPa.}$$

$$g = 2.1145 \text{ t/ml}$$

$$V_{gp} = gl/2 = 355.13 \text{ KN.}$$

$$\Delta\sigma_j = \Delta\sigma_j = 152.505 \text{ MPa.}$$

$$\Delta p_1 = 1.02 \sigma_{p1} - 0.8 \Delta p_i$$

$$\sigma_{p1} = 1.02 \times 1424.7 - 0.8 \times 152.505 = 1331.19 \text{ MPa.}$$

$$p_1 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 3 \times 973 \times 1331.19 = 5180.99 \text{ KN.}$$

$$V_{red} = 355.13 - \frac{5180.99}{4} (0.8629) = -762.54 \text{ KN.}$$

$$V_{red} = -762.54 \text{ KN.}$$

➤ Contrainte de cisaillement τ :

$$S = \frac{I_G}{0.8h} \longrightarrow \text{Approximative}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \times 0.8h} \text{ avec } b_n = 40 - \frac{6.7}{2} = 36.65 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{-762.54 \times 10}{36.65 \times 0.8 \times 200} = 1.30 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte normale σ_G au niveau du centre de gravité :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{N_1}{B} \left(1 - e_p \frac{V}{r^2}\right) \\ \sigma_i = \frac{N_1}{B} \left(1 + e_p \frac{V}{r^2}\right) \end{cases}$$

$$N_1 = \frac{5180.99}{4} (3.891) = 5040.22 \text{ KN.}$$

Avec : $N_1 = \frac{p_1}{n} \sum_i^n \cos \alpha_i$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{5040.22 \times 10}{9488.974} \left[1 - \frac{3.98 \times 90.02}{4112.81}\right] = 4.84 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{5040.22 \times 10}{9488.974} \left[1 + \frac{3.98 \times 90.02}{4112.81}\right] = 5.87 \text{ MPa} \end{cases}$$

Au niveau de centre de gravité :

$$\sigma_x = \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times v = 4.84 + \frac{5.87 - 4.84}{200} \times 90.02 = 5.30 \text{ MPa}$$

Vérification de deux inégalités

$$\begin{cases} 1.69 \leq 0.4 \times 2.395 \left(2.395 + \frac{2}{3} \times 5.30\right) = 5.68 \text{ MPa} \\ 1.69 \leq 2 \times \frac{2.295}{29.91} (0.6 \times 29.91 - 5.30) \left(2.395 + \frac{2}{3} \times 5.30\right) = 12.00 \\ 0.31 \leq 5.68 \text{ MPa} \\ 0.31 \leq 12.00 \text{ MPa} \end{cases}$$

Vérifier

Phase s	V _G (KN)	P (KN)	V _{red} (KN)	τ(y) [MPa]	Contraintes normales			vérification	
					σ _s	σ _i	σ _G	Inégalité(1)	Inégalité(1)
I	355.1 3	5040.22	-762.54	-0.13	4.84	5.87	5.30	1.69 < 5.68	1.69 < 12
II	520.6 4	4652.196	-511.07	-0.87	4.47	5.42	4.897	0.758 < 5.42	0.786 < 11.827
III	587.4	4677.75	-449.98	-0.767	4.5	5.45	4.927	0.588 < 5.44	0.588 < 11.84
IV	1148. 1	4679.15	-110.41	0.188	4.5	5.45	4.927	0.035 < 5.44	0.0035 < 11.84

Tab VIII.7 : Vérification des contraintes tangentielles

Conclusion

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour toutes les phases.

II.2- Justification à l'E.L.U : (B.P.E.L, Art 7,3)

II.2.1- Section d'armatures transversales minimales (B.P.E.L 91 Art 7.3, 22)

L'espacement S_t des armatures transversales d'âme est donné par :

$$S_t \leq \min \{1\text{m}; 0.8h; 3b_0\} = \min \{1\text{m}; 1.6\text{ m}; 1.2\text{m}\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 1\text{m}$$

Le minimum d'armatures transversales est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_{t\min}}{b_n S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.6 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \frac{A_{t\min}}{S_t} \geq \frac{0.6 \cdot \gamma_s \cdot b_n}{f_e} = \frac{0.6 \times 1.15 \times 36.65 \times 100}{400} = 6.32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte 2HA12 $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$.

Donc:

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.6 b_n \gamma_s} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.26 \times 400 \times 10^{-2}}{0.6 \times 36.65 \times 1.15} = 0.35 \text{ m.}$$

On prend:

$S_t = 25 \text{ cm}$ (en travée) et $S_t = 15 \text{ cm}$ (sur appui)

II.2.2- Justification des armatures transversales

L'objectif de cette justification est de démontrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis par des bielles de béton et les armatures.

Il faut que la formule suivante soit vérifiée :

$$\frac{A_t f_e}{b_n S_t \gamma_s} \geq \left(\tau_{\text{red}} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \text{tg} \beta_u + \frac{f_{tj}}{3} \quad (\text{BPEL Art: 7, 3, 22}).$$

$$\tau_{\text{red}} \leq \frac{A_t}{b_n S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cot \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\text{Tg} 2\beta = \frac{2\tau_{\text{red}}''}{\sigma_{x''} - \sigma_{t''}}$$

Avec:

$$\tau_{\text{red}}'' = \sigma_{v''} + \sigma_{t''}$$

$$\sigma_{v''} = \frac{V_{\text{red}}''}{0.8h b_n} \text{ et } V_{\text{red}}'' = V_u - \frac{P_n}{n} \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$P_u = n (P_0 - \Delta P)$$

$$\Delta \sigma_j = \Delta \sigma_j + \Delta \sigma_{\text{diff}}$$

$$P_u = 4x(1424.7-301.481) \times 793 \times 10^{-3} = 4371.55 \text{ KN.}$$

$$V_{red}'' = 1550 - \frac{4371.55}{4} 0.8629 = 606.947 \text{ KN.} \quad V_{u \max} = 1550.00 \text{ KN.}$$

$$\tau_v'' = \frac{606.947 \times 10}{0.8 \times 200 \times 36.65} = 1.035 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red}'' = 1.035 + 0.63 = 1.665 \text{ MPa}$$

Angle d'inclinaison (β_u) :

$$N_u = \frac{P_n}{n} \sum_1^n \cos \alpha_i = \frac{4371.55}{4} 3.891 = 4252.42 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{4252.42}{13088.974} \left[1 - \frac{31.49 \times 82.51}{4985.509} \right] = 1.56 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{4252.42}{13088.974} \left[1 + \frac{31.49 \times 137.49}{4985.509} \right] = 6.07 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_G = 1.58255 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\text{Tg} 2\beta = \frac{2 \times 1.665}{1.58225} = 2.104 \iff \beta = 32.28^\circ.$$

- **Détermination des armatures verticales :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \frac{1.15 b_n}{f_e} \text{tg} \beta$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(1.665 - \frac{2.7}{3} \right) \frac{36.65 \times 1.15 \times 100}{400} \text{tg}(32.28^\circ) = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \max(6.32; 5.25)$$

On choisit comme ferrailage transversale 4HA12, soit $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$.

Soit des cadres supplémentaires par rapport aux cadres destinés à reprendre l'effort tranchant d'où :

$$S_t \leq \frac{4.52}{6.32} = 0.71 \text{ cm.}$$

On prendra :

$$S_t = 20 \text{ cm. (pour la section médiane).}$$

- **Les armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être aux moins égales à $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit un cadre HA12 chaque 20 cm.

II.2.3- Justification du béton des bielles de compression de béton (BPEL 91, Art 7.6, 53)

La condition à respectée est la suivante :

$$(\tau''_{vu})^2 + (\tau''_{tu})^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4\gamma_b} \right)^2$$

$$(0.63^2) + (1.035)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1.5} \right)^2$$

$$\Rightarrow 1.468 \leq 34.028$$

Vérfifié.

II.2.4- Justification des armatures longitudinales (BPEL. Art7.6, 55)

Les sollicitations de torsion d'une poutre engendrent longitudinales qui doivent être équilibrées.

Soit par compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale. Soit par le recours des armatures passives.

La densité de l'effort de traction longitudinal du à la long de la ligne moyenne de cette section vaut :

$$F_i = \tau_t b_n \cdot \cot \beta_u$$

$$\sigma_t = \frac{F_i}{B_{\text{ame nette}}}$$

Avec :

$$B_{\text{ame nette}} = B_{br} - B_{\text{gaine}} = (0.4 \times 2) - 2\pi \frac{0.067^2}{4} = 0.7 \text{ m}^2$$

Alors :

$$\sigma_t = \frac{0.63 \times 0.3665 \times 1.58}{0.65} = 0.465 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_t = 0.465 \text{ MPa} < \sigma_G = 1.58255 \text{ MPa} \text{ la condition est vérifiée.}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes limites de traction et de cisaillement.

III. Etude de la zone d'about

Introduction

Lorsque les armatures de précontrainte sont ancrées au niveau d'une section « SA », la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la RDM, du fait que le principe de Saint-Venant n'est satisfait au voisinage de « SA ». A cet effet, il y a lieu de procéder dans cette zone à :

- A des vérifications permettant d'éviter l'apparition des fissures et l'écrasement du béton
- A la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles

III .1- Zone d'appui simple d'about

Dans cette zone, on doit nécessairement procéder à :

1. Justification de la bielle d'about (Art.7.5, 1 B.P.E.L)
2. Justification de l'équilibre du coin inférieur (Art.7.5, 2 B.P.E.L)
3. Justifications relatives à l'introduction des forces de précontrainte (Art.8 B.P.E.L)

III.1.1-La bielle d'about :

Le mécanisme de rupture proposé résulte de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui séparant ainsi un bloc d'about du reste de la pièce.

1) Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges s'effectue par une bielle unique inclinée sur l'axe longitudinal de la poutre d'un angle β_u tel que :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \text{(Art.3,2 B.P.E.L)}$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibrer la bielle unique, on cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appui et des efforts F_i inclinée d'au moins β_u sur l'horizontale.

$$tg\theta_k = \frac{R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i}{\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u}$$

Avec :

α_i : Inclinaison du câble.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui.

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

F_i : forces limites dans chaque câble.

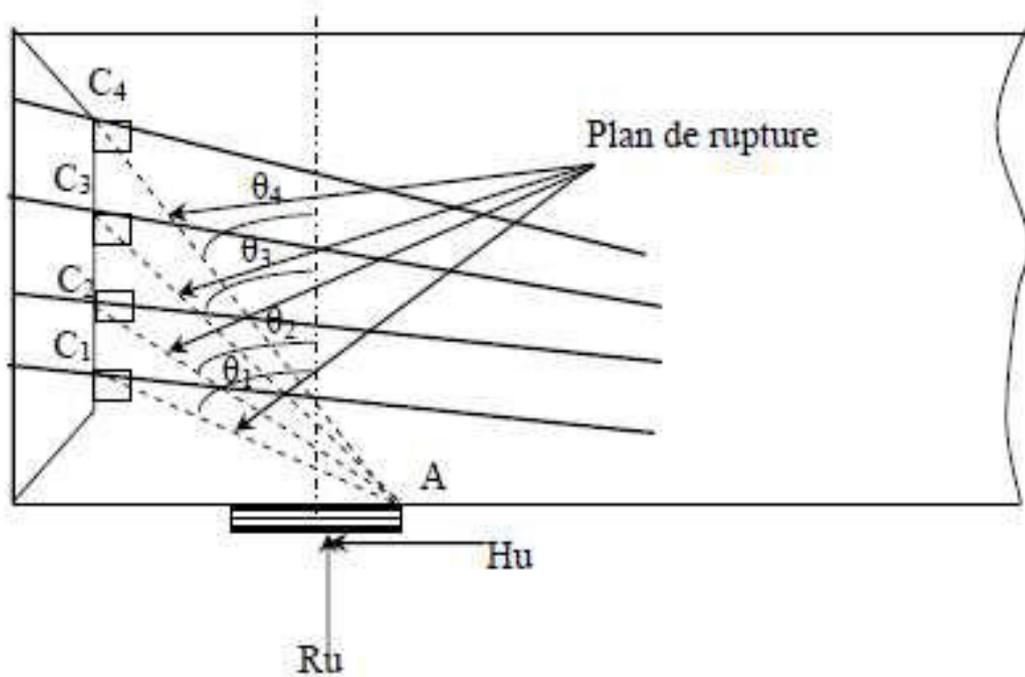
La ligne de pression est inclinée à moins de β_u pour le rang r de câbles si l'on a :

$$\begin{cases} tg\theta_r \leq tg\beta_u \\ tg\theta_{r-1} > tg\beta_u \end{cases}$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \cot \beta_u$$

$$\begin{cases} F_{hlim} = F_{lim} \cdot \cos \alpha \\ F_{vlim} = F_{lim} \cdot \sin \alpha \end{cases}$$



FigVIII-12 : inclinaison de la bielle unique du béton.

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau « r », définie par l'inégalité (1), repère conventionnelle sur l'axe de l'appareil d'appuis et situé à la distance « dr » de la fibre supérieure ; une bielle d'inclinaison β et de hauteur $Z_r = dr - d_b$.

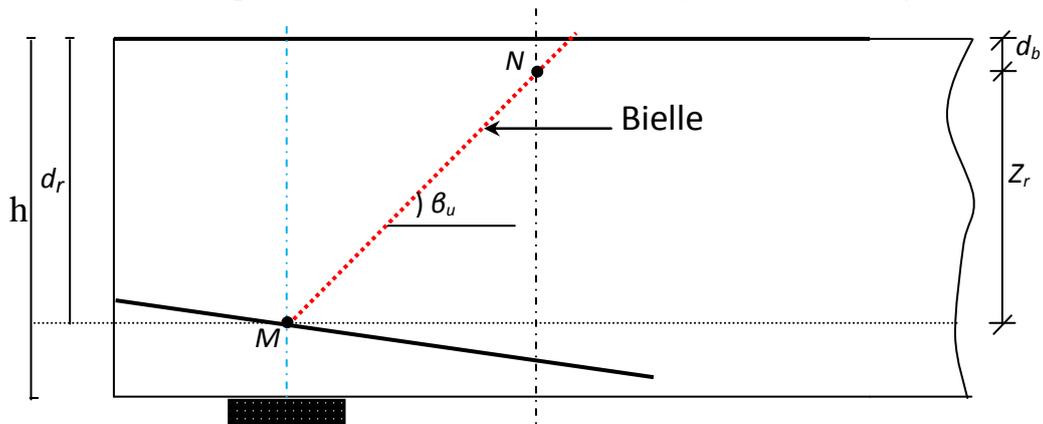


Fig-VIII-13 La bielle

Avec :

MN : axe de la bielle.

Z_r : hauteur de la bielle.

$d_b = 0,1h$: Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.

d_r : Distance à l'extrados du câble de rang « r » au droit de l'axe de l'appui.

L'équilibre du bloc d'about s'écrit en composante verticale comme suit :

$$W = R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i - \frac{Z_r}{S_t} \cdot A_t \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin \beta} - \frac{Z_r}{S'_t} \cdot F_{tu} \cdot \frac{\sin(\alpha' + \beta)}{\sin \beta}$$

Avec :

α : Inclinaison des étriers passifs sur l'horizontale ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

α' : Inclinaison des étriers actifs sur l'horizontale ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

α_i : Inclinaison du câble de précontrainte

S_t : Espacement des armatures passives transversales

S'_t : Espacement des armatures actives

A_t : Somme des aires des sections des aciers passifs transversaux

F_{tu} : Effort de précontrainte après toutes les pertes

W : Effort vertical repris par le béton au droit du point « N »

2) Vérification des armatures transversales :

✓ Si $Z_r \geq Z$: la section d'armatures à prendre en compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant.

✓ Si $Z_r < Z$: la section d'armatures ainsi trouvée sera majorée dans le rapport $\frac{Z}{Z_r}$ sur la longueur $Z_r \cdot \cot \beta$

3) Application au projet :

$$V_u = 1550 \text{ KN}$$

$$V_{red} = V_u - P_{min} \cdot \sin \alpha_i$$

P_{min} : Effort de précontrainte après toutes les pertes

$$P_{min} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1,2\sigma_{pm} = 1,2(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pt}) = 1347.859 \text{ MPa} \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_b} = \frac{1770}{1.15} = 1539.13 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \gamma_b = 1,15$$

σ_{pt} : Somme de toutes les pertes à la section d'about.

$$F_{lim} = A_p \cdot \left[\min \left(1,2\sigma_{p0}, \frac{f_{prg}}{\gamma_b} \right) \right] = 973 \cdot [\min(1709.64, 1539.13)]$$

$$F_{lim} = 973 \times 1539.13 \times 10^{-3} = 1497.57 \text{ KN}$$

$$\beta_u = 32.28$$

4) Recherche du rang « r » :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot \cot g \beta_u \text{ Avec } H_u = 0,1 \cdot G_{tablier} = 0,1 \times 793.19 \text{ t}$$

$$(1) \sum F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u = 1497.57 \times 3.89 - 793.19 = 5034.35 \text{ KN}$$

$$(2)R_u - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \cotg \beta_u = (1550 - (1497.57 \times 0.8689)) \times \cotg 32.2 = 393.805 \text{ KN}$$

⇒ 5032.35 KN ≥ 393.805 KN vérifiée ⇒ le rang "r" existe

5) Angle d'inclinaison :

$$tg \theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \cdot \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \cdot \cos \alpha_i - H_u}$$

K	$R_u(KN)$	$\sum F_i \cdot \sin \alpha_i(KN)$	$\sum F_i \cdot \cos \alpha_i(KN)$	$H_u(KN)$	$tg \theta_k$	$\theta_k(^{\circ})$
1	1550	130.52	1491.87	793.19	2.0316	63.79
2		441.88	2956.71		0.512	27.12
3		829.48	4403.25		0.199	11.28
4		1292.25	5827.52		0.0511	2.93

Tab VIII-8 : Calcul de l'angle d'inclinaison

$$\theta_k = 63.79^{\circ} > \beta_u = 32.28^{\circ}$$

$$\theta_k = 27.22^{\circ} < \beta_u = 32.28^{\circ}$$

On constate que l'équilibre est atteint au niveau du 2ème câble, donc r = 2.

$$d_r = H - h' = 200 - h'$$

$$h' = 0.83 - 0.5tg12^{\circ} = 0.7237 \text{ m}$$

$$d_r = 200 - 72.37 = 127.63 \text{ cm}$$

$$Z_r = d_r - d_b = 127.63 - 20 = 107.63 \text{ cm}$$

$$D'où : Z_r = 107.63 \text{ cm} < Z = 0.8 \times 200 = 160 \text{ cm}$$

⇒ la section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est majorée de $\frac{Z}{Z_r}$

Donc :

$$A = A_s \cdot \frac{Z}{Z_r} = 4.51 \cdot \frac{160}{107.63} = 6.70 \text{ cm}^2$$

La nouvelle section d'armature transversale est égale à 6HA12 soit 6.78 cm^2 qui sera répartie sur une longueur tel que :

$$L = Z_r \cdot \cotg \beta_u = 107.63 \cdot \cotg 32.28^{\circ} = 170.385 \text{ cm}$$

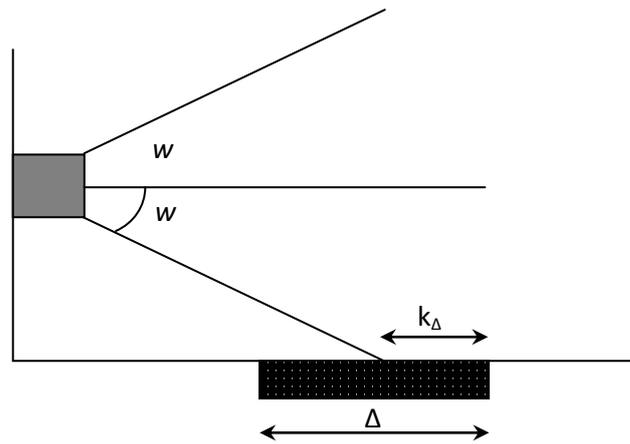


Fig-VIII-14 Interaction ancrage

III.1.2- Justification de l'équilibre du coin inférieur

Lorsque la réaction d'appui « R » d'une poutre est appliquée au voisinage d'une arête, il y a un risque de fendage d'un coin de béton entraînant l'arête. Le plan de rupture passe par le nu intérieur de l'appui.

Dans la pratique, les armatures passives du contour sont la plupart du temps horizontales de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{\gamma_s} \geq \lambda (R_u - F_{vlim}) + H_u - F_{Hlim}$$

Avec :

A_t : Section des aciers de coutures

R_u : Composante verticale de la réaction appui.

F_{Hlim} : Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec valeur limite).

F_{vlim} : Composante verticale de la même force.

$$\lambda = \frac{1,5 - \tan \theta}{1 + 1,5 \tan \theta}$$

- Section d'armature minimale :

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \cdot (5 - 4K)$$

$$(0 \leq K \leq 1)$$

Δ : dimension de l'appareil

K_Δ : Longueur de l'appareil d'appui directement couverte par le flux de précontrainte d'ouverture ($2W$)

- Application à notre projet

Dans notre cas, la bielle de l'effort tranchant par des armatures de précontrainte est étalée sur 04 niveaux, il faut considérer successivement tous les plans de rupture.

$$F_{lim} = 1497,57 \text{KN}$$

$$F_{hlim} = F_{lim} \cdot \sin \alpha \quad ; \quad F_{vlim} = F_{lim} \cdot \cos \alpha$$

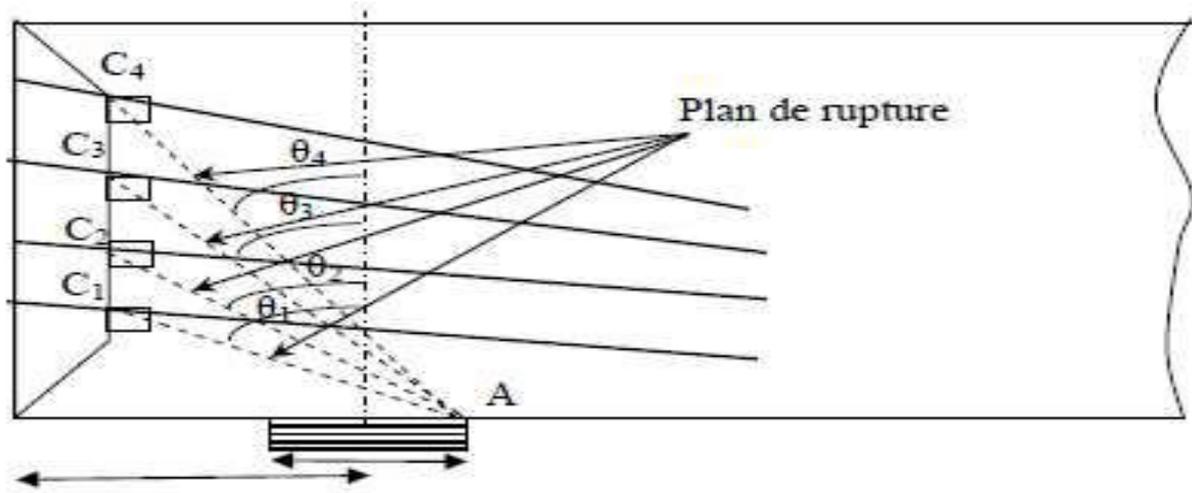


Figure VIII-15: Equilibre du coin inférieur

Plan de rupture	$tg\theta$	$F_{vlim} (KN)$	$F_{hlim} (KN)$	λ	$R_u(KN)$	$H_u(KN)$	$\frac{A_t \cdot f_e}{\gamma_s}$	$\lambda \cdot (R_u + F_{vlim})$ $H_u - F_{hlim}$
AC ₁	1.642	130.52	1491.87	0.041	1550	793.19	235.8261	> -629.78
AC ₂	0.692	311.36	1464.84	0.396				> 65.45
AC ₃	0.438	387.60	1446.54	0.64				< 586.71
AC ₃	0.321	462.77	1424.27	0.796				< 971.08

Tab .VIII.9 : Calcul de la section d'armature A_t .

Nous prendrons une nouvelle section : 9HA20 $A_t=28.27cm^2$

Les sections d'armatures de coutures sont négligeables, or le BPEL prévoit une section minimale qui doit reprendre les efforts locaux des appareils d'appuis.

Tel que :

$$\frac{0,04 \times R_u \times \gamma_s}{f_e} (5 - 4k) = \frac{0,04 \times 1550 \times 1,15}{400 \times 10^{-1}} (5 - 4 \times 1) = 1,7825cm^2$$

Soit à prendre une section de 2,26 cm² (2HA12).

III.1.3- Justifications relatives à l'introduction des forces de précontrainte

Lorsque les armatures de précontrainte sont ancrées dans une section, appelée dans ce qui suit « section » d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes ne peut être obtenue à partir des hypothèses usuelles de la résistance des matériaux, car les conditions du principe de Saint-Venant ne sont pas remplies au voisinage de la section SA.

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence des trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontrainte :

- Zone de surface soumise à des tractions
- Zone intermédiaire comprimée

- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions

La zone de régularisation des contraintes est la zone où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue, cette longueur est égale à la hauteur de la pièce (par simplification).

On admet aussi que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme dit symétrique, de dimension (d ; d), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (efforts d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (efforts de surface).

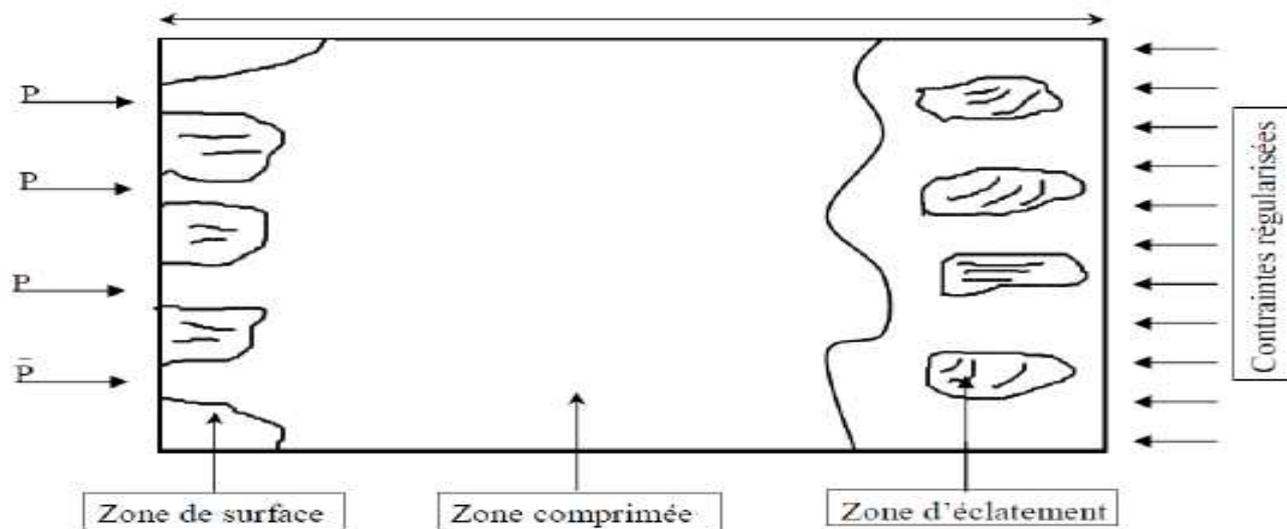


Figure VIII-16: les 4 zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

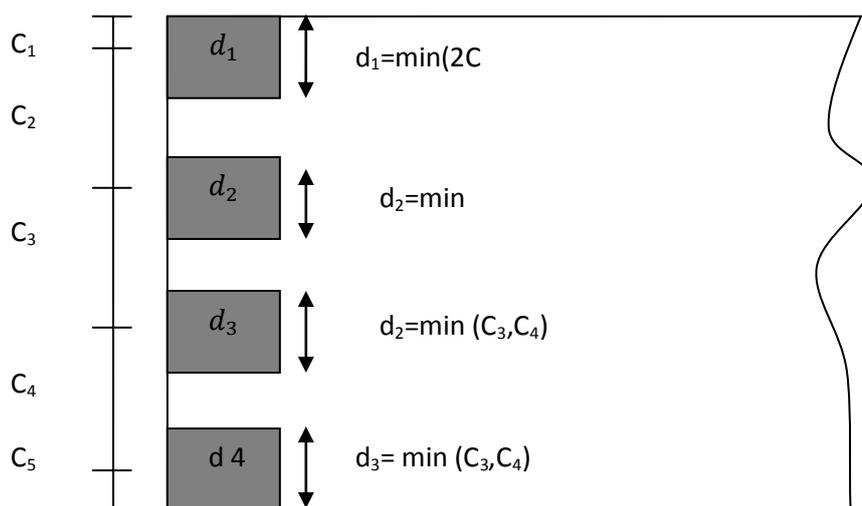


Fig VIII-17: Prisme symétrique

III.1.4- Equilibre de la zone de 1^{ère} régularisation

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifestent dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et à la disposition d'une section d'armatures passives.

A) Effets de surface

La section d'armature à disposer au voisinage de la section S_A est :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec : F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e, \quad f_e \text{ étant la limite d'élasticité des frettes.}$$

B) Effets d'éclatement

La justification concerne :

- d'une part, la vérification des contraintes du béton
- d'autre part, le ferrailage d'éclatement

➤ **Les contraintes dans le béton :**

- ✓ A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », on doit vérifier que la contrainte moyenne de compression « σ_{xmj} » à l'extrémité de la zone de 1^{ère} régularisation est :

$$\sigma_{xmj} = \frac{F_{j0}}{e' \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} \cdot F_{cj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme « j ».

a_j : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».

e' : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

- ✓ La contrainte maximale de traction σ_{tej} , dans l'axe des armatures, susceptible de provoquer l'éclatement du prisme, doit vérifier la condition suivante :

$$0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{e' d_j} \leq 1,25 \cdot F_{tj}$$

➤ **Ferrailage d'éclatement :**

Les armatures déterminées, selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentées pour les règles de cumul.

En aval de la section « S_A », sur une zone égale à max de « d_j », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que :

$$A_e = \sup \begin{cases} \max A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \cdot \sigma_{s \text{ lim}}} , & R_j = 0,25(1 - \frac{a_j}{d_j})F_{j0} \\ 0,15 \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} & \text{avec } \sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e \end{cases}$$

$K_j = 1$: Pour un ancrage d'extrémité.
 $K_j = 2$: Pour un ancrage intermédiaire.

III.1.5- Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation

La tranche de pièce comprise entre « S_A » et « S_R » à la limite de la zone de régularisation est considérée comme une poutre de répartition.

Elle doit être équilibrée sous les efforts qui lui sont appliqués :

- F_j : Forces concentrées sur « S_A » et « S_R ».
- Efforts répartis (courbure-frottement) : Entre « S_A » et « S_R ».
- Contraintes normales $\sigma(F'_j)$ tangente $\tau(F'_j)$ sera répartie selon le principe de «NAVIER» dans «S_R».

Pour la simplification des calculs, le BPEL admet et considère cet équilibre général comme résultat de la superposition de deux états d'équilibre.

- 1) Un équilibre selon la RDM.
- 2) un équilibre général de diffusion pure.

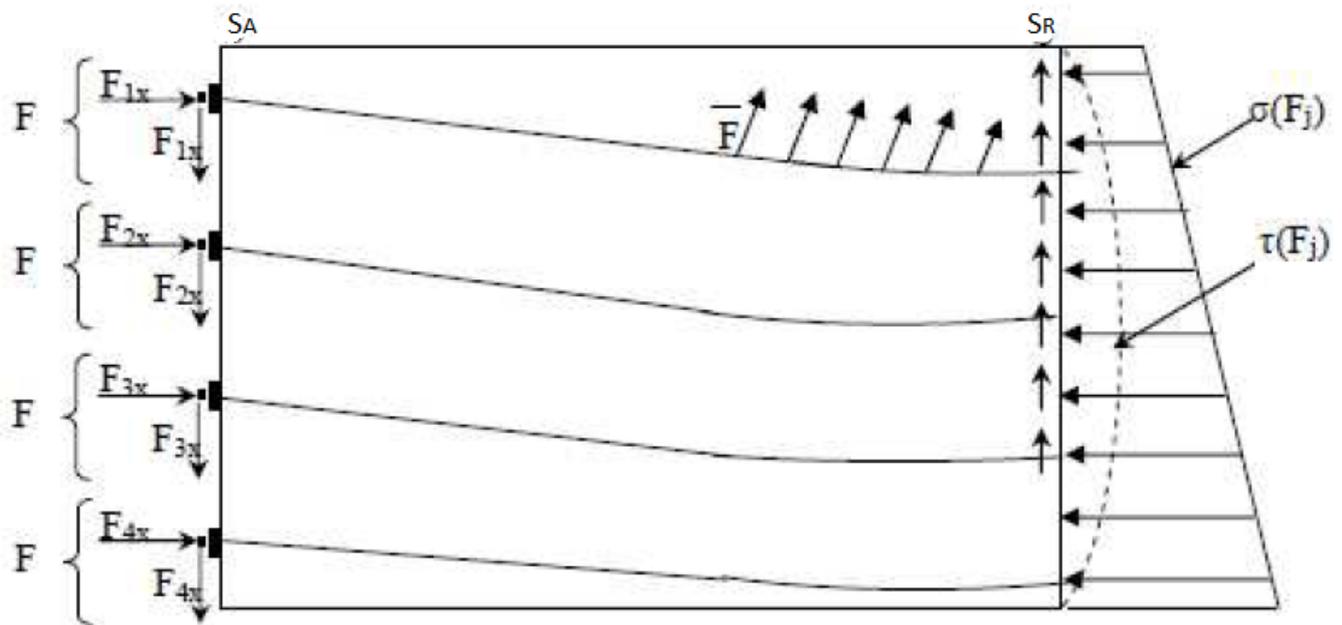


Figure VIII-18: Equilibre selon la RDM

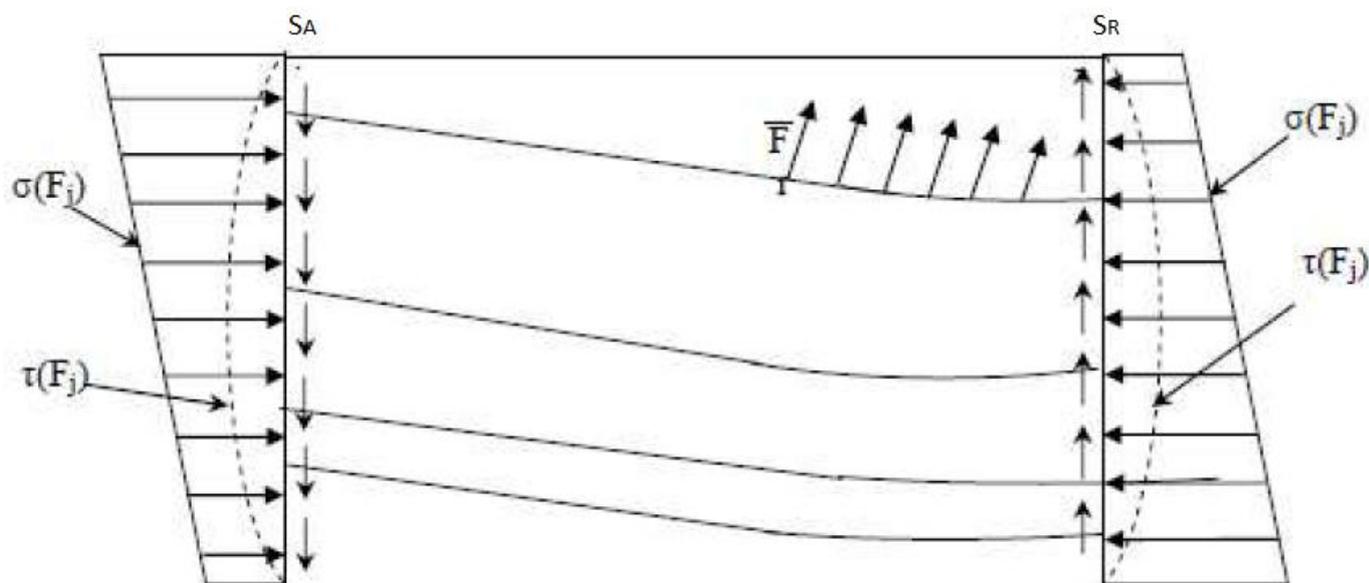


Figure .VIII-19 : Equilibre général

La figure ci-dessus nous montre la décomposition de l'état général en deux états d'équilibre.

A partir de l'équilibre général de la diffusion pure, on peut calculer les éléments de réduction de la RDM (effort tranchant, moment fléchissant, effort normal) sur tout le plan de la coupure horizontale à une distance t de la fibre supérieure.

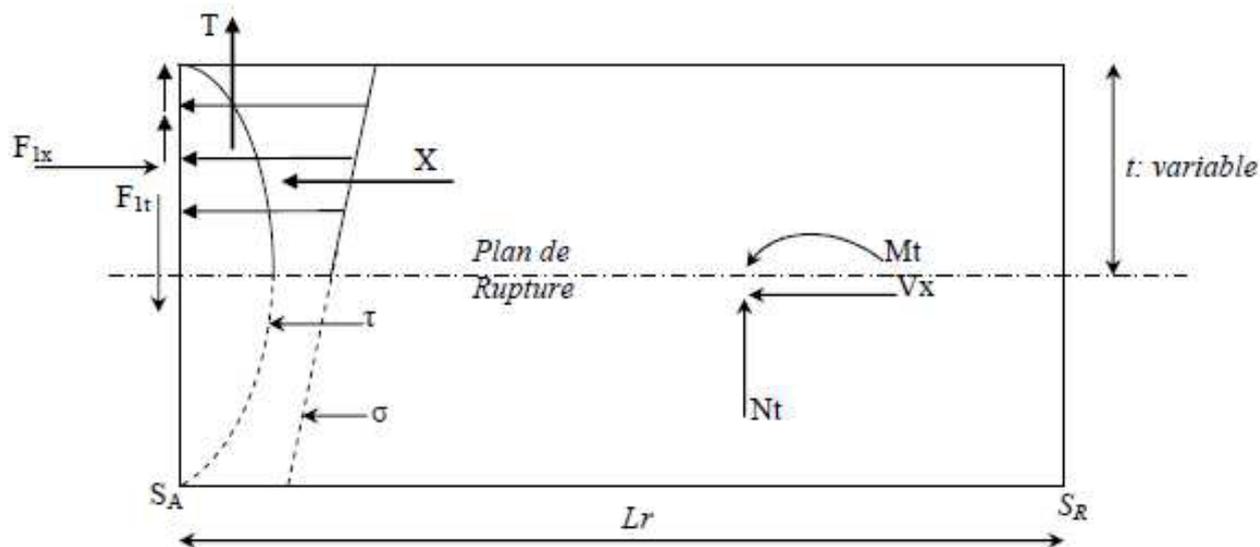


Fig-VIII-20 : Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion.

III.1.6- Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure

Ces justifications sont, comme pour les effets locaux menées sous les sollicitations de service dans la phase de construction ou d'exploitation la plus défavorable vis-à-vis de l'effet considéré, compte tenu de la valeur de calcul des forces de précontrainte pendant cette phase.

a) Justification des contraintes

Sur chaque plan de coupure d'ordonnée t , la contrainte de cisaillement est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_d = \frac{V_x}{e' \cdot I_r}$$

Cette contrainte est cumulée algébriquement avec la contrainte τ la plus défavorable qui résulte au niveau t , de l'équilibre selon la résistance des matériaux de l'ensemble des sollicitations.

Soit τ_{gmax} la contrainte globale maximale de cisaillement, doit vérifier :

$$\tau_{gmax} = \max[(\tau_d + \tau)_t] \leq 1,5f_{tj}$$

b) Armatures d'équilibre général :

Ces armatures sont déterminées par la règle des coutures :

- Si N_{tc} est l'effort normal au niveau t où $|V_x| = |V_x|_{max}$, la section totale des aciers de couture, disposés perpendiculairement à la fibre moyenne de la pièce est donnée par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{max} - N_{tc}}{\frac{2}{3}f_e}$$

V_{xe} : Désignant l'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent la

valeur : $V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$

- Si $A_c < A_s + A_e$, aucun renforcement n'est à prévoir.

$A_c > A_s + A_e$, prévoir des armatures transversales complémentaires de même façonnage, doivent être mis en place de façon à ce que la section totale des aciers entre « S_A » et « S_R » soit au moins égale à A_c

Ces armatures complémentaires éventuelles sont uniformément répartis à partir de « S_A » sur une longueur au plus égale à $2/3 L_r$.

Application au projet :**1) Effet de surface :**✓ **Plan vertical :**

$$\text{Max } F_{j0} = 1497.57 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{0,04 \times 1497.57}{\frac{2}{3} \times 400 \times 10^{-1}} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2HA12 (A = 2,26 \text{ cm}^2)$$

✓ **Plan horizontal :**

Pour le plan de diffusion, F_{j0} est l'effort appliqué pour les 0 3 câbles.

$$A_s = 4 \times \frac{0,04 \times 1497.57}{\frac{2}{3} \times 400 \times 10^{-1}} = 8.96 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$ autour de chaque ancrage

$$A = 4 \times 2,26 = 9.04 \text{ cm}^2$$

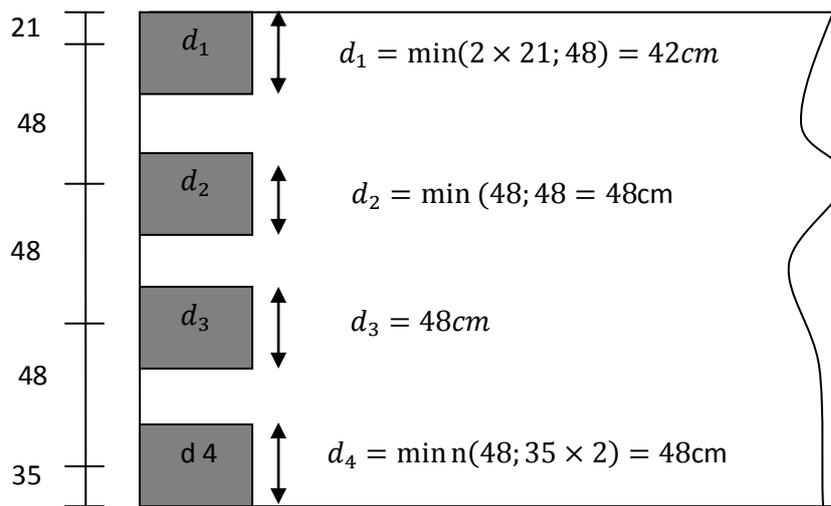


Fig-VIII-21 : Zone de 1^{ère} régularisation (prisme symétrique)

2) Effet d'éclatement :

2-1-Vérification des contraintes du béton:

Contrainte de compression :

Les contraintes sont vérifiées $\sigma_{xm1} = \frac{1497.57 \times 10^3}{350 \times 420} = 10.18 \text{MPa} < \frac{2}{3} f_{c28} = 19.94 \text{MPa}$

$$\sigma_{xm2} = \frac{1497.57 \times 10^3}{350 \times 480} = 8.91 \text{MPa} < 19.94 \text{MPa}$$

$$\sigma_{xm3} = 8.91 \text{MPa} < 19.94 \text{MPa}$$

$$\sigma_{xm4} = 8.91 \text{MPa} < 19.94 \text{MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

Contrainte de traction :

✚ Plan vertical :

$$\sigma_{t1} = 0,5 \left(1 - \frac{24}{42} \right) \times 10.18 = 2.18 \text{MPa} < 3,00 \text{MPa}$$

$$\sigma_{t2} = 0,5 \left(1 - \frac{24}{48} \right) \times 8.91 = 2.22 \text{MPa} < 3,0 \text{MPa}$$

$$\sigma_{t3} = 2.22 \text{MPa} < 3,00 \text{MPa}$$

$$\sigma_{t4} = 2.22 \text{MPa} < 3,00 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } 1,25 f_{tj} = 3.00 \text{MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

2-2-Ferrailage d'éclatement :

✚ Plan vertical :

$$A_e = \max \begin{cases} A_{e1} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{24}{42} \right) 1497.57}{\frac{2}{3} \cdot 400 \cdot 10^{-1}} = 6.01 \text{cm}^2 \\ A_{e2} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{24}{48} \right) 1497.57}{\frac{2}{3} \cdot 400 \cdot 10^{-1}} = 7.019 \text{cm}^2 \\ A_{e3} = 7.019 \text{cm} \\ A_{e4} = 7.019 \text{cm} \end{cases}$$

$$A_e = 0,15 \frac{1497.57}{\frac{2}{3} \cdot 40} = 8.42 \text{cm}^2$$

$$A_e = 8.42\text{cm}^2$$

Soit 4×2 cadres HA14 sur une profondeur de 48cm

✚ Plan horizontal :

$$A_e = \max \begin{cases} A_{e1} = 0,15 \times \frac{1497.57}{\frac{2}{3} \cdot 40} = 8.42\text{cm}^2 \\ A_{e2} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{24}{35}\right) 1497.57}{\frac{2}{3} \cdot 40} = 4.41\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{e2} = 8.42\text{cm}^2$$

Soit 4×2 cadres de HA14 autour de chaque ancrage.

Effort d'équilibre général:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\text{cable(1): } \sigma_{pi} = 1424.7 - 100.88 = 1323.82\text{MPa}$$

$$\text{cable(2): } \sigma_{pi} = 1424.7 - 216.18 = 1208.52\text{MPa}$$

$$\text{cable(3): } \sigma_{pi} = 1424.7 - 241.1 = 1183.6\text{MPa}$$

$$\text{cable(4): } \sigma_{pi} = 1424.7 - 267.96 = 1156.74\text{MPa}$$

$$\begin{cases} F_1 = 1323.82 \times 973 \times 10^{-3} = 1288.07\text{KN} \\ F_2 = 1208.52 \times 973 \times 10^{-3} = 1175.88\text{KN} \\ F_3 = 1183.6 \times 973 \times 10^{-3} = 1151.64\text{KN} \\ F_4 = 1156.74 \times 973 \times 10^{-3} = 1125.50\text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{xj} = F_j \cos\alpha_j \\ F_{tj} = F_j \sin\alpha_j \end{cases}$$

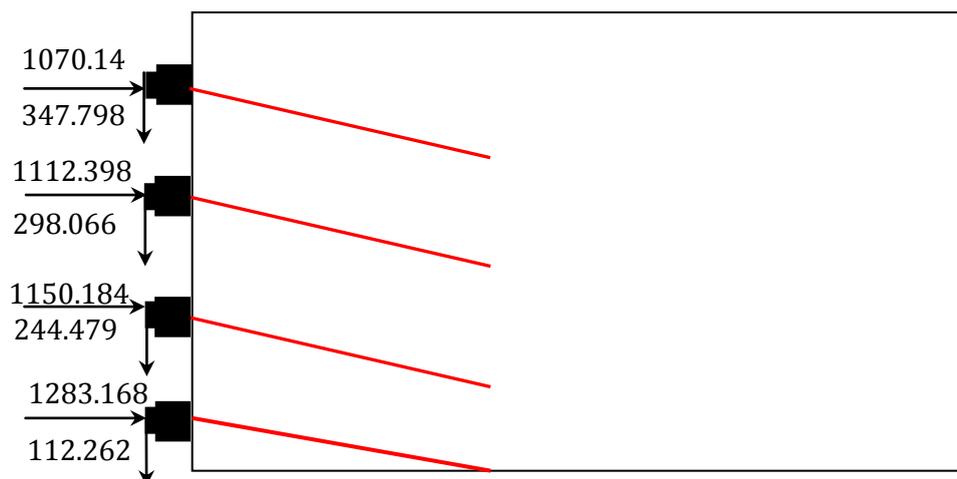


Fig VIII-22 : Composantes des efforts de précontraintes

a) Calcul des contraintes normales à l'about :

$$\sigma_y = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_{nette}} \frac{\sum P_i \cos \alpha_i - e_{pi} \times y}{I_{nette}}$$

$$e_p = Z - v'$$

➤ **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{sup} = \frac{(1070.414 + 1112.398 + 1150.184 + 1283.168)}{9488.974} \times 10 + \frac{((1112.398 \times 21.02) + (1150.184 \times -26.98) + (1283.168 \times -74.98))}{39026351.01} \times 90.02$$

$$\sigma_{sup} = 4.795MPa$$

➤ **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{inf} = \frac{(1070.414 + 1112.398 + 1150.184 + 1283.168)}{9488.974} \times 10 - \frac{((1112.398 \times 21.02) + (1150.184 \times -26.98) + (1283.168 \times -74.98))}{39026351.01} \times 90.02$$

$$\sigma_{inf} = 4.934MPa$$

b) calcul des contraintes tangentielles à l'about :

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8h}$$

Avec :

$$V_{red} = V - \sum F_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$V_{red} = 1550 - 1002.605 = 547.395 KN$$

$$D'où : \tau_{max} = \frac{547.395}{36.65 \times 0,8 \times 200} = 0.933MPa < -1,5f_{tj} = -4.05MPa$$

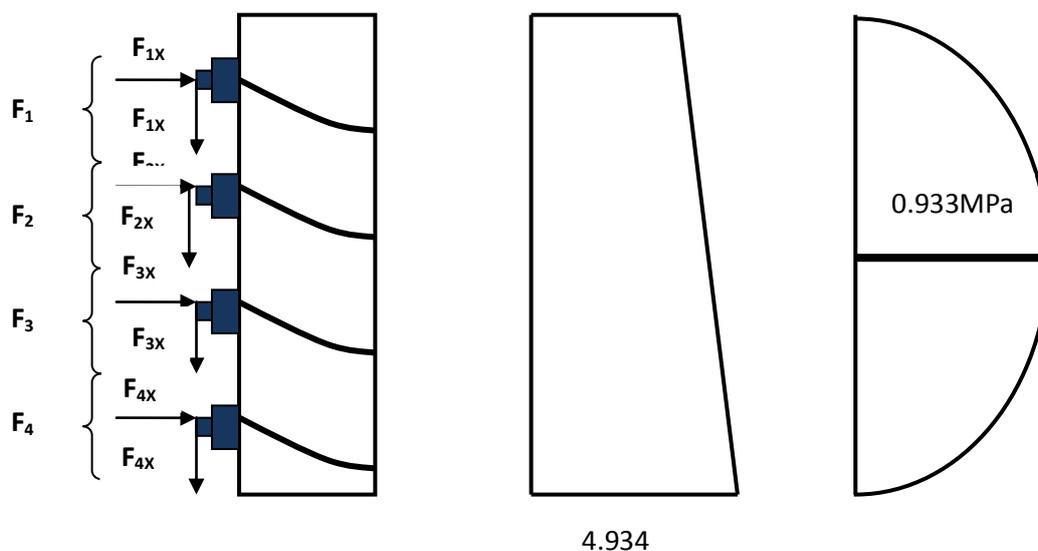


Figure .VIII-23 : Contraintes normales et tangentielles

$$\sigma(fj) = ' 4.795 + \frac{4.934 - 4.795}{2.00} \times t = 4.795 + 0.0695t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_j) \cdot e \, dt$$

$$X(t) = 1.918t + 0.0139t^2 (MN)$$

$$\tau(Fj) = at^2 + bt + c$$

$$\tau(t = 0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{max} = 0.933MPa \Rightarrow \frac{d\tau}{dt} = 0 \Rightarrow 2at + B = 0 \Rightarrow t = \frac{-b}{2a} = \frac{h}{2}$$

$$\Rightarrow \frac{-b}{a} = h = 2.00m \dots (1)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 1) = a(1)^2 + b(1) = 0.933 \dots (2)$$

$$de(1)et(2) \Rightarrow \begin{cases} a = -0.933 \\ b = 1.866 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau(Fj) = -0.933t^2 + 1.866t$$

$$\Rightarrow T(t) = \int_0^t \tau(Fj)e \, dt = -0.1244t^3 + 0.3732t^2$$

Avec e : l'épaisseur de l'âme a la section d'about

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V(t) = \sum F_i \cos \alpha_i - x(t)$$

$$X(t) = 1.918t + 0.0139(MN)$$

Câble	$\alpha(^{\circ})$	$F_i(KN)$	$F_{ix}(kN)$	$F_{it}(KN)$
3	5	1288.07	1283.168	112.262
2	12	1175.88	1150.184	244.479
1	15	1151.64	1112.398	298.066
4	18	1125.50	1070.414	247.798

TabVIII-10 : calcul de l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au dessus de } F_1: 0 < t < 21cm: X(t = 0.21) = 0.403MN \Rightarrow V_x(t = 0.21) = -403MN \\ \text{en dessous de } F_1: V_x(t) = -0.403 + 1.07044 = 0.66744MN \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au dessus de } F_2: 21 < t < 69cm: X(t) = 0.9238 \Rightarrow V_x(t) = -0.25636MN \\ \text{en dessous de } F_2: V_x(t) = -0.25636 + 1.112398 = 0.856MN \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au dessus de } F_3: 69 < t < 117cm: X(t) = 0.9238 \Rightarrow V_x(t) = -0.0678MN \\ \text{en dessous de } F_3: V_x(t) = -0.0678 + 1.150184 = 1.082MN \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au dessus de } F_4: 117 < t < 165cm: X(t) = 0.9238 \Rightarrow V_x(t) = -0.1582MN \\ \text{en dessous de } F_4: V_x(t) = -0.1582 + 1.283168 = 1.1249MN \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des efforts normaux :**

$$T(t) = -0.1244t^3 + 0.3732t^2$$

$$N(t) = \sum F_i \sin\alpha_i - T(t)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au dessus de } F_1: 0 < t < 21\text{cm}: T(x) = 1.5306 \times 10^{-2} \Rightarrow N(t) = -1.5306 \times 10^{-2}\text{MN} \\ \text{en dessous de } F_1: N(t) = -1.5306 \times 10^{-2} + 0.347798 = 0.332\text{MN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au dessus de } F_2: 21 < t < 69: T(x) = 0.0722 \Rightarrow N(t) = 0.25985\text{MN} \\ \text{en dessous de } F_2: N(t) = 0.2598 + 0.298066 = 0.5578\text{MN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au dessus de } F_3: 69 < t < 117\text{cm}: T(x) = 0.0722 \Rightarrow N(t) = 0.4856\text{MN} \\ \text{en dessous de } F_3: N(t) = 0.4856 + 0.244479 = 0.73\text{MN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au dessus de } F_4: 117 < t < 165\text{cm}: T(x) = 0.0722 \Rightarrow N(t) = 0.6578\text{MN} \\ \text{en dessous de } F_4: N(t) = 0.6578 + 0.112262 = 0.77\text{MN} \end{array} \right.$$

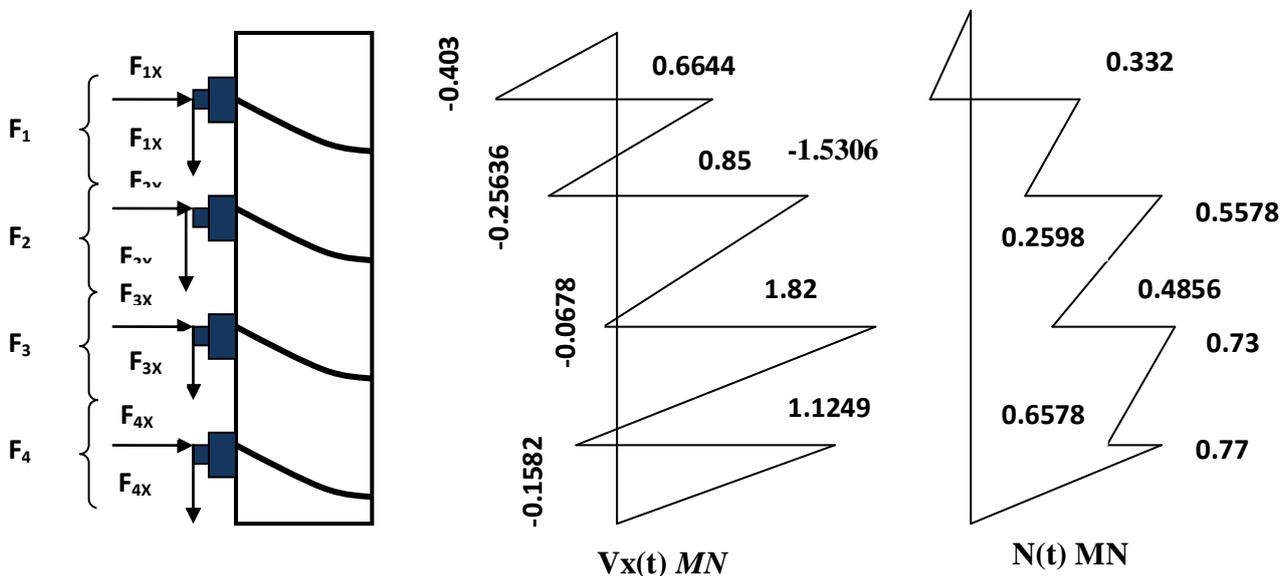


Figure VIII-24: diagramme des efforts tranchants et efforts normaux

3) Armatures d'équilibre général :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{bh} = \frac{2 \times 1.1249}{0,35 \times 2} = 3.214\text{MPa}$$

$$V_{xe} = V_{x\max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right] = 1.1249 \left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \times 3.214} \right)^2 \right] = 1.03669\text{MN}$$

$$A_c = \frac{(1.03669 - 0.0722)10^4}{\frac{2}{3}400} = 36.16\text{cm}^2$$

Section d'armature répartie sur une longueur de $\frac{2}{3}200 = 1.33\text{m}$

$$A_s + A_e = 8.96 + 36.96 = 45.92\text{cm}^2 > A_c = 36.16\text{cm}^2$$

Condition vérifié => aucun renforcement n'est à prévoir.

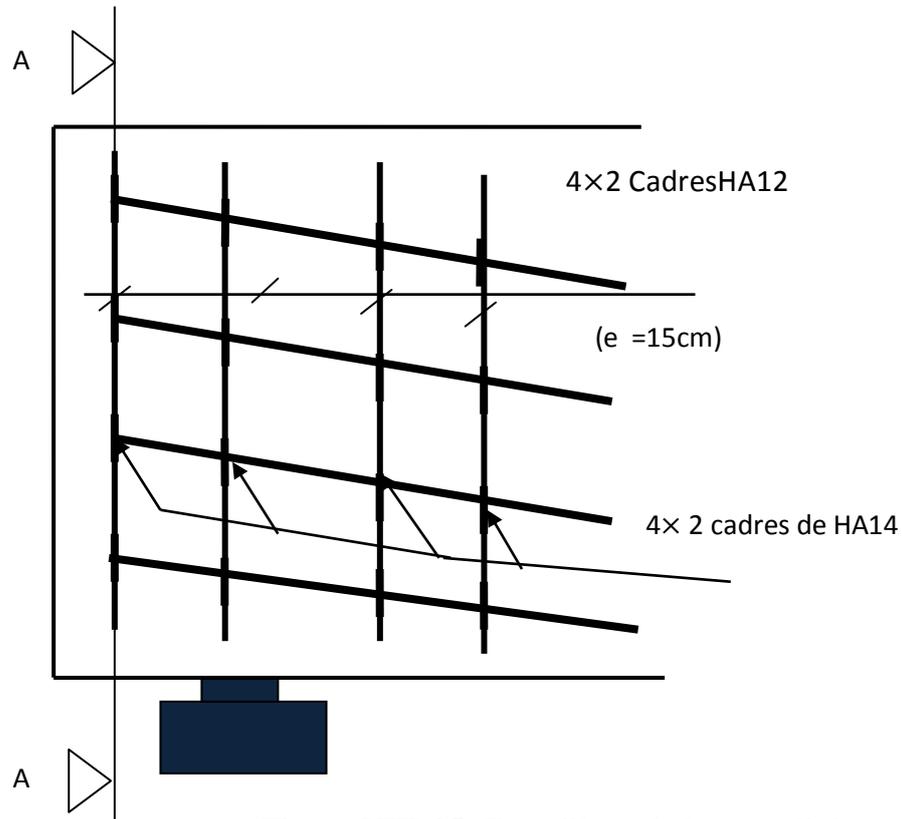


Figure VIII-25- Ferrailage de la zone d'about

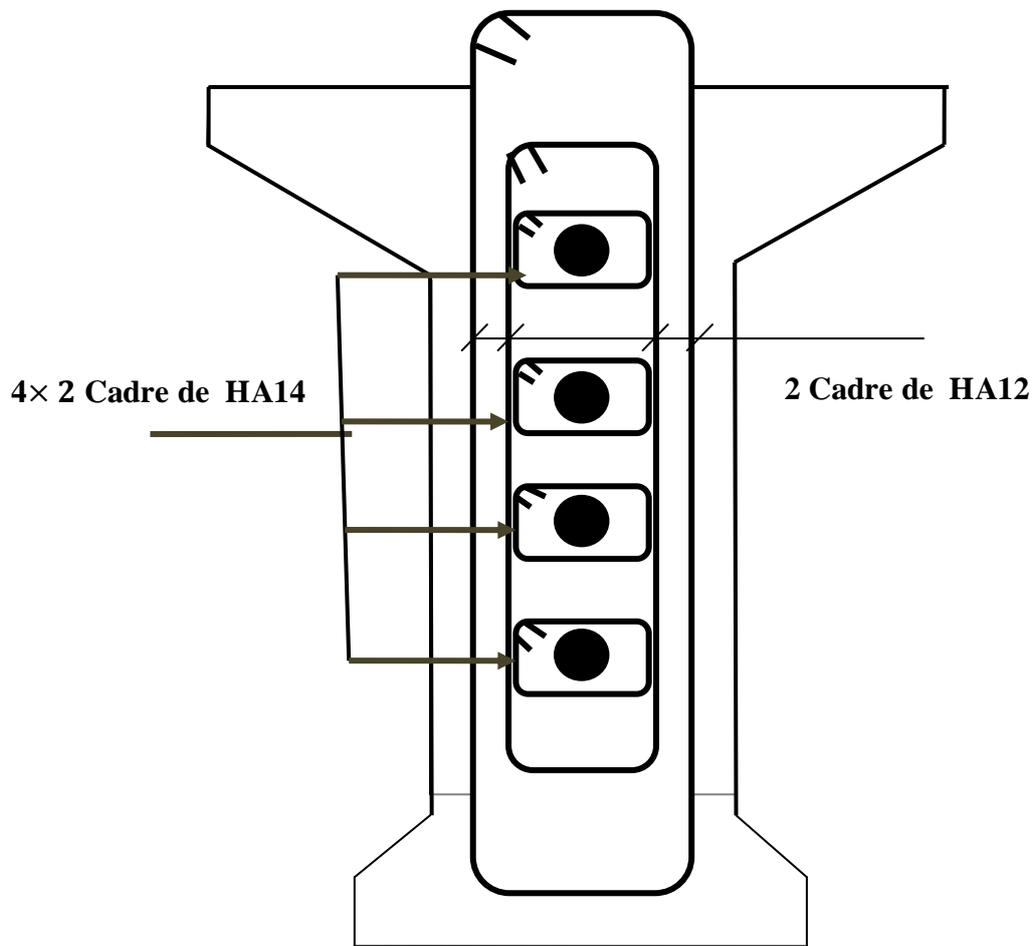


Fig VIII-26- Ferrailage de la zone d'about coupe A-A

Chapitre IX :

calcul des déformations

Introduction

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement, Etc.).

Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté et les déplacements d'appui.

IX.1. Calcul des flèches

IX.1.1. Flèche due au poids propre

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante et en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane.

La flèche à mi-travée est donnée par l'expression suivante :

$$F_G = \frac{5GL^4}{384E_v \cdot I_{eq}} = \frac{5M_g L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

Avec :

L: La portée = 33.59 m

E_v : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{35}}{3} = 12102.945 \text{ MPa}$$

G : poids propre du tablier porté par une poutre.

I_G : Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis ».

$$I_G = \frac{(56121164.6 + 65255210.46)}{2} = 60688187.53 \text{ cm}^4$$

$$M_G = 313.14 \text{ t.m}$$

$$M_G = 597.69 \text{ t.m}$$

D'où :

$$F_G = \frac{5 \times 313.14 \times (33.59)^4}{48 \times 12102.945 \times 60688187.53 \times 10^{-6}} = 5.0106 \text{ cm}$$

IX.1.2. Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_s = M_t - M_s = 597.69 - 313.14 = 284.55 \text{ t.ml}$$

$$f_s = \frac{5 \times 284.55 \times 33.59^2}{48 \times 12102.945 \times 60688187.53 \times 10^{-6}} = 4.553 \text{ cm}$$

IX.1.3. Contre flèche

Pour une poutre de portée (l), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est : $f = \int_0^L \frac{M_x}{EI_G} dx$

Avec :

$M_x dx$: Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontraintes dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur demi-largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est sous la forme suivante :

Dans la section considérée, on a :

$$M_i = N_i \times e_i$$

Avec : $N_i = P \Sigma \cos a_i$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$P = \sigma_{pm} A_p = \frac{\sigma_{pi} + \sigma_{ps}}{2} \times A_p$$

Avec :

σ_{pi} : Contrainte initiale (h, b, B)

σ_{ps} : Contrainte en service (finale).

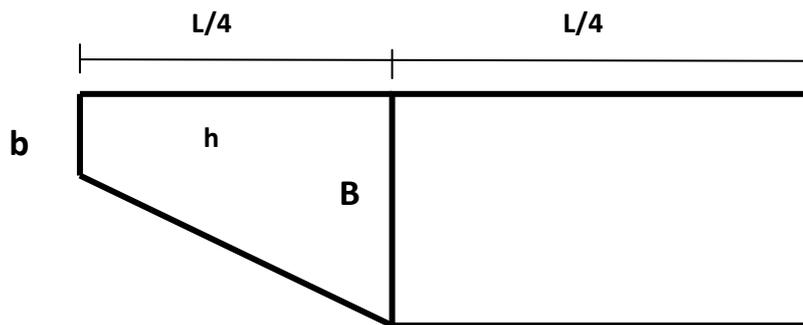


Fig IX .1 : Diagramme des moments dans une poutre.

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) du centre de gravité par rapport à la plus petite est :

$$X_i = \frac{h \cdot (2B + b)}{3(B + b)}$$

Sections	σ_{pi} (MPa)	σ_{ps} (MPa)	σ_{pm} (MPa)
0	1218.7	1069.191	1143.6805
L/4	1287.025	1069.897	1176.961
L/2	1288.192	1054.435	1171.3135

Tab IX.1 : Valeurs de σ_{pm} dans les différentes sections

Sections	$\Sigma \cos a_i$	σ_{pm} (MPa)	P(KN)	N(KN)	e_{pi} (m)	$M_{pi} = N_i \times e_{pi}$
0	3.8913	1143.6805	1112.80	4330.24	-30.49	-1363.592
L/4	3.8913	1176.961	1145.180	4456.23	-101.98	-4544.46
L/2	3.8913	1171.3135	1139.688	4434.86	-134.10	-5947.147

Tab IX.2 : Valeurs des moments aux différentes sections

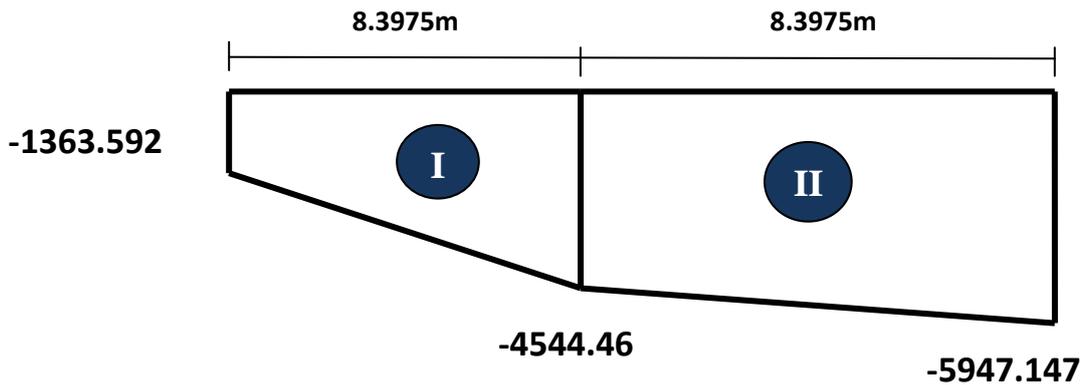


Fig IX.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte

Les flèches sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre flèche) :

Trapèze(I) :

$$X_1 = \frac{8.3975 \times (2 \times 1363.592 + 4544.46)}{3 (4544.46 + 1363.592)} = 3.44m$$

$$\rightarrow \frac{1}{EI} \int_0^L M_x \times dx = \frac{X_1 \cdot A_1}{EI} = \frac{S_\Delta}{EI} = 3.44 \times \frac{1363.592 + 4544.46}{2EI} \times 8.3975 = \frac{85458.16}{EI}$$

Trapèze(2) :

$$X_2 = \frac{8.3975 \times (2 \times 4544.45 + 5947.147)}{3 (4544.45 + 5947.147)} + 8.3975 = 12.409m$$

$$\rightarrow \frac{1}{EI} \int_0^L M_x \times dx = \frac{X_2 \cdot A_2}{EI} = \frac{S_\Delta}{EI} = 12.409 \times \frac{4544.45 + 5947.147}{2EI} \times 8.3975 = \frac{546636.73}{EI}$$

$$\text{Donc : } f_p = -\frac{(85458.16 + 546636.73) \times 10^8}{12102.945 \times 60688187.53} = -8.60cm$$

➤ **Flèche totale :**

- En service à vide :

$$f = f_G + f_P = 5.01 - 8.60 = -3.59cm$$

- En service en charge :

$$f = f_G + f_P + f_S = 5.01 - 8.60 + 4.55 = 0.96cm$$

Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = 0.96$ cm

La flèche admissible : $(L/500 = 6.718$ cm) doit être supérieur à la flèche calculée $f = 0.96$ cm

Donc: La condition est vérifiée

IX.2. Calcul des rotations

IX.2.1. Sous le poids propre

La rotation « w » à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$w_G = \frac{L \times M_G}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$w_G = \frac{313.14 \times 33.59 \times 10^6}{3 \times 12102.945 \times 60688187.53} = 4.77 \times 10^{-3} rd$$

IX.2.2. Sous les surcharges

$$w_s = \frac{q_s \times l^3}{E_v \times I_G} = \frac{M_s \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$w_s = \frac{284.55 \times 33.59}{3 \times 12102.945 \times 60688187.53} = 4.33 \times 10^{-3} rd$$

IX.2.3. Sous la précontrainte

$$w_p = \frac{1}{EI} \int M_x \cdot dx = -\frac{\sum A_i}{EI} = -\frac{2 \cdot \left(\frac{1363.592 + 4544.46}{2} + \frac{4544.46 + 5947.147}{2} \right)}{12102.945 \times 60688187.59} \times 8.3975 \cdot 10^5$$

$$w_p = -1.87 \times 10^{-2} rd$$

Avec :

A_i : Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

IX.2.4. Rotation résultante

- *A vide* :

$$w = w_G + w_p = (4.77 \cdot 10^{-2} - 2,29 \cdot 10^{-3}) = -1.393 \cdot 10^{-2} rd$$

- *En charge* :

$$w = w_g + w_p + w_s = -0.96 \times 10^{-2} rd$$

IX.3. Calcul des déplacements d'appui

IX.3.1. Déplacement due à la rotation

$$\Delta_w = \frac{w \times h}{2} = \frac{-0.96 \times 10^{-2}}{2} \times 200 = -0.96 cm$$

IX.3.2. Déplacement due au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = \frac{3 \cdot 10^{-4} \cdot 3359}{2} = 0.503 cm$$

IX.3.3. Déplacement due au fluage

$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} \times \frac{L}{2}$$

Avec : $\varepsilon_{flu} = \frac{2 \cdot \sigma}{E_i}$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35}$$

$$\sigma_b = 13.44 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2 \times 13.44}{35981.73} = 7.47 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{flu} = \frac{7.47 \cdot 10^{-4} \times 3359}{2} = 1.254 \text{ cm}$$

IX.3.4. Déplacement due à la variation de la température

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3359}{10000} = 0.33359 \text{ cm}$$

IX.3.5. Déplacement total

$$\Delta_{t \max} = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} + \Delta_t = -0.96 + 0.503 + 1.254 + 0.333 = 1.21 \text{ cm}$$

$$\Delta_{t \max} = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_{flu} - \Delta_t = -0.96 + 0.503 + 1.254 - 0.333 = 0.797 \text{ cm}$$

Conclusion

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc aucun risque pour notre ouvrage.

Chapitre X :

Equipements de pont

I- Appareil d'appuis :



Image X.1 : Appareil d'appuis

I-1 Introduction :

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

I-2 Le type d'appareil d'appui choisit pour notre ouvrage :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère -en général de néoprène- empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure. Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

I-3 Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de néoprène.

Notre travail persiste à mettre en œuvre les différentes étapes de calcul et enfin les appliquées sur notre cas de projet.

I-3-1-Effort normal de compression :

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.

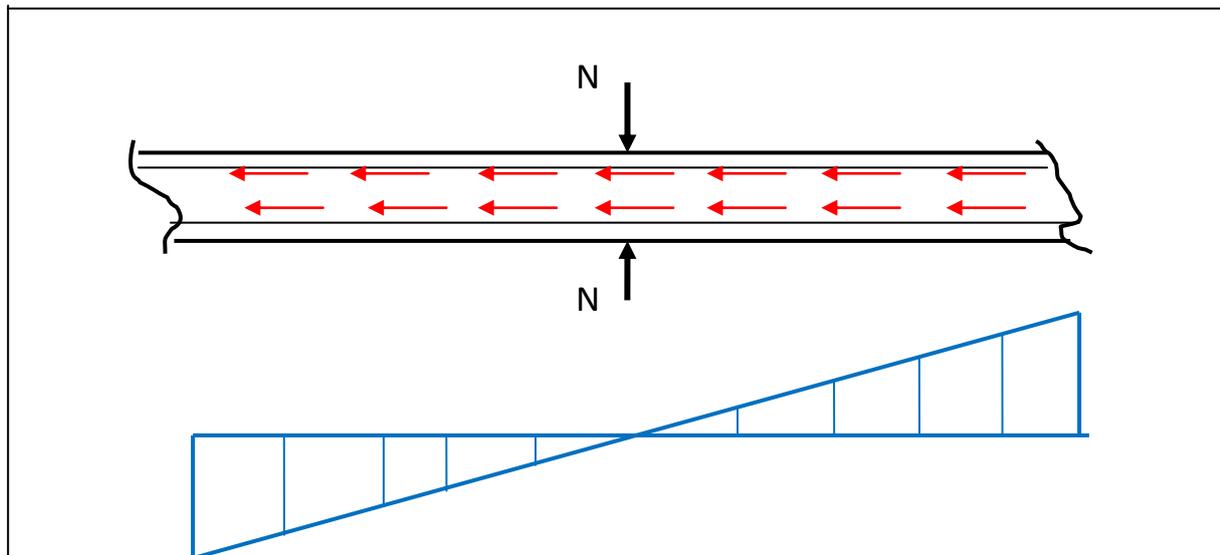


Fig X- 1 : Effet de l'effort normal

a- Contrainte moyenne de cisaillement :

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15\text{MPa}$$

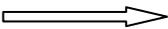
Avec :

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max}

N_{max} : Réaction d'appui.

2MPa: Condition de non cheminement.

15MPa : Condition de non écrasement.

$a \times b$: Dimension en plan de l'appareil tel que $a < b$,
avec : a  dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

b- **Contrainte maximal de cisaillement :**

$$\tau_{max} = \frac{1,5\sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

β : Coefficient de forme

t : Épaisseur normale d'une feuille de néoprène

Au début de la mise en charge sous, $\sigma_{m \max} = 3\text{MPa}$ il subit un écrasement d'adaptation de 1mm.

Cette valeur supplémentaire de l'écrasement est calculée avec la formule :

$$\Delta e_t = k_1 \times n \times \frac{t^3}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

n: Nombre de feuillets ;

k_1 : Coefficient en fonction de a/b

G : Module de déformation transversale, avec $G=0,8 \text{ MPa}$ avec pour les ponts route.

L'écrasement sera :

$$e_t = \Delta e_t + 1\text{mm}$$

Distorsion :

Elle est due aux déplacements horizontaux, la distribution des contraintes au niveau du plan de fretage est uniforme. Alors deux cas se présentent :

1. la déformation U de l'appareil st lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant.

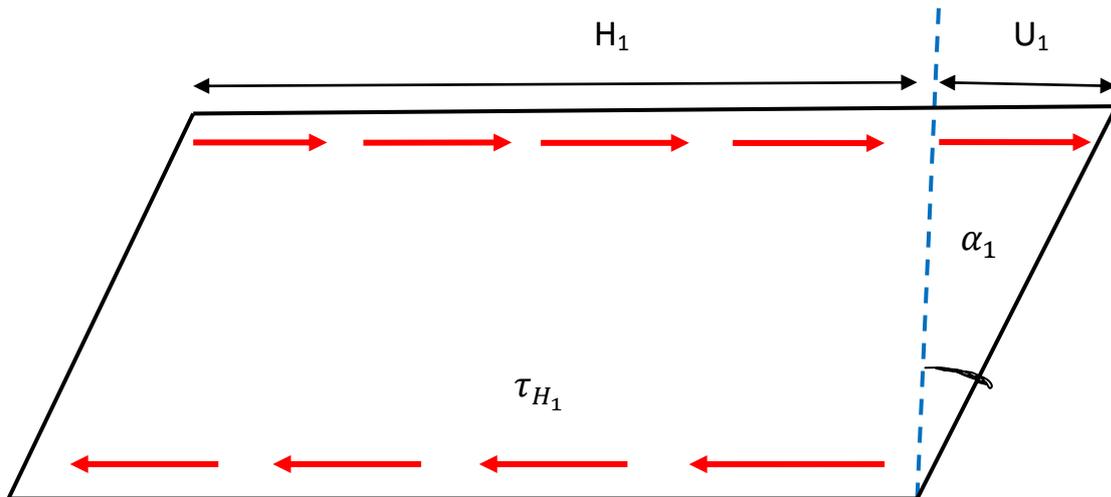


Fig X. 2. 1er cas de torsion

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{u_1}{T} \quad \text{avec } T = \sum t_i$$

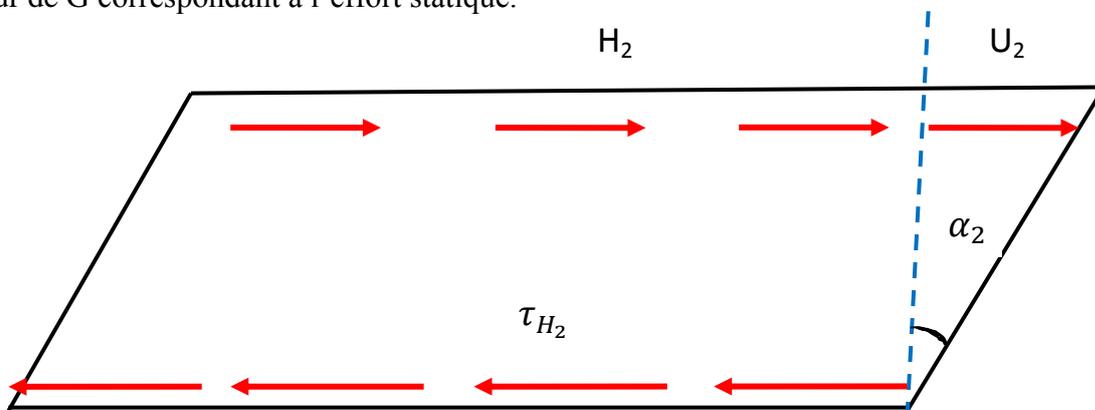
On à:

$$\tau_{H_1} = G \times \operatorname{tg} \alpha_1 = G \times \frac{u_1}{T}$$

$$\text{Et : } H_1 = a \times b \times \tau_{H_1} = G \times a \times b \times \frac{u_1}{T}$$

L'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge).

Dans le cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de G correspondant à l'effort statique.

Fig X. 3. 2^{ème} cas de torsion

$$\tau_{H_2} = \frac{H}{a \times b}$$

On a :

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{\tau_{H_2}}{2 \times G}$$

D'où

$$\frac{u_2}{T} = \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$$

$$u_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$$

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul, qui sous l'effort statique seul correspond à la même déformation totale

$$U = U_1 + U_2$$

Cette contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = G \times \operatorname{tg} \alpha = \tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2}$$

$$\tau_H = G \times \frac{U_1}{T} + \frac{U_2}{2 \times a \times b}$$

d) Rotation:

La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M créé par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\alpha_T}{n} \times \frac{\alpha^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{K_2}$$

K_2 : Coefficient de forme en fonction de b/a

α_T : Rotation de l'appui sous l'effet des charges permanentes et surcharges.

$\alpha_T = \frac{\alpha_t}{x}$ (α_t Angle de rotation d'un seul feuillet <rad>)

Lorsqu'une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t$$

Lors de la rotation les contraintes τ_a et τ_b s'additionnent vectoriellement selon deux directions parallèles aux cotes a et b.

$$\tau_{a \times a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t \times a}$$

$$\tau_{a \times b} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t \times b}$$

I.4- Prescription réglementaire

a) **Limitation de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

Avec :

$$\begin{aligned} \tau_{H1} &\leq 0,5G & ; & \tau_N \leq 3 \\ \tau_H &\leq 0,7G & ; & \tau_\alpha \leq 3G \end{aligned}$$

b) **Limitation des contraintes moyennes de compression :**

$$(\sigma_m)_{max} = N_{max} / a \times b \geq 15MPa$$

c) **Condition de non cheminement et non glissement :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = N_{max} / a \times b \geq 2MPa$$

$$H \leq f \times N$$

$$f = 0,12 + 0,2/\sigma_m$$

N : effort normal.

f : confissions fortement

Remarque :

Si la condition n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équilibre des dispositifs appropriés on prévoit des appareils spéciaux capables de transmettre des réactions d'appuis négatives.

En fonction de leurs directions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par l'instabilité élastique. La stabilité élastique des appareils en néoprène frette impose une limitation de la contrainte moyenne de compression.

$$\sigma_m \leq kG \frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : confissions de fortement :

Les valeurs de K ne sont pas suffisamment connues, il convient donc de respecter les règles courantes qui consistent à limiter la hauteur nette de néoprène en fonction de la plus petite dimension en plan d'appareil.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

a-Condition de non soulèvement :

Dans tout les cas de sollicitation en doit avoir :

$$\alpha_t = \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

b-Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \\ \sigma_e = 215MPa \text{ Pour l'acier E24-1} \end{array} \right.$$

Application à notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

a-Calcul des efforts horizontaux dus à la surcharge A:

$$F_A = \frac{A(l) \times S}{20 + 0,0035 \times S} = \frac{1.0196 \times 235.13}{20 + 0,0035 \times 235.13}$$

$$F_A = 11.513t = 115.13 \text{ KN}$$

S : surface surchargée

b-Effort de freinage dus à la surcharge B_C :

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions qu'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner.

$$F_{bc} = 30t = 300 \text{ KN}$$

• Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Hauteur nette du néoprène (élastomère)

Les conditions générales prépondérantes :

$$\tau_{H1} = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0,5G \iff T \geq \frac{U_1}{0,5}$$

U₁ : Déplacement due à la variation linéaire (Déformation dues aux fluages ; retrait ; dilatation)

$$U_1 = 0.0050385 + 0.0033359 + 0.01254 - 0.19 = 0.011 \text{ m}$$

$$T \geq \frac{11}{0,5} = 22 \text{ mm}$$

$$\iff T \geq 22 \text{ mm}$$

On prend $T=30\text{mm}$

Soit : Trois feuilles de $t=10\text{mm}$

$$T_{max} = 30\text{mm}$$

Aire de l'appareil :

$$(\sigma_m)_{max} = N_{max}/a \times b \leq 15\text{MPa} \quad \text{D'où } a \times b \geq N/15\text{MPa}$$

N_{max} : Effort normal repris par chaque poutre.

$$a \times b \geq \frac{119.99}{15 \times 10^3} = 799.93\text{cm}^2$$

On choisit un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \Longrightarrow \quad 5 \times T < a \leq 10T$$

$$5 \times 40 \leq a \leq 10 \times 40 \quad \Longrightarrow \quad 200 \leq a \leq 400$$

$$a \leq b \quad \text{On prend } b=400 \quad a=300$$

- **Vérifications :**

Limitation des contraintes de cisaillement dans le néoprène :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{300 \times 400}{2 \times 12(300+400)} = 7.14$$

$$\sigma_m = \frac{119.99 \times 100}{30 \times 40} = 9.99\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

$$\tau_N = 1.5 \times \frac{9.99}{7.14} = 2.1 < 2.4\text{MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

Distorsion :

a. Due à un déplacement vertical lent de l'appui :

$$\tau_{H1} = G \times t g \gamma_1 = G \times \frac{U_1}{T}$$

$$U_1=11\text{mm}; T=30\text{mm} \quad \Longrightarrow \quad \tau_{H1} = 0,8 \times \frac{11}{40} = 0,266$$

$$\tau_{H1} = 0.22 < 0,5G = 0,4\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérfiée}$$

b) Due à un déplacement horizontal lent de l'appui :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

$$H_2 = \frac{30}{6} = 5t$$

$$\tau_{H2} = \frac{5 \times 10^2}{30 \times 40} = 0.41 MPa$$

$$\tau_{H2} = 0.416 < 0.7G = 0.56 MPa \implies \text{Vérfiée}$$

La contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} = 0.22 + \frac{0.416}{2} = 0.428 MPa$$

$$\tau_H < 0.56 MPa \implies \text{Vérfiée}$$

Rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a^2}{t^2} \right) \times \alpha_t < 1.5 MPa$$

$$\alpha_1 = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n} = \frac{(10 \times 10^{-3} - 1.393 \times 10^{-2})}{3} = 1.31 \times 10^{-3}$$

α_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués. $\alpha_0 : 10 \times 10^{-3} rad$

α_T = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = -1.393 \cdot 10^{-2}$$

n: nombre de feuillet

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{0.8}{2} \left(\frac{0.3^2}{0.008^2} \right) \times -1.31 \times 10^{-3} rad = -0.4716 MPa$$

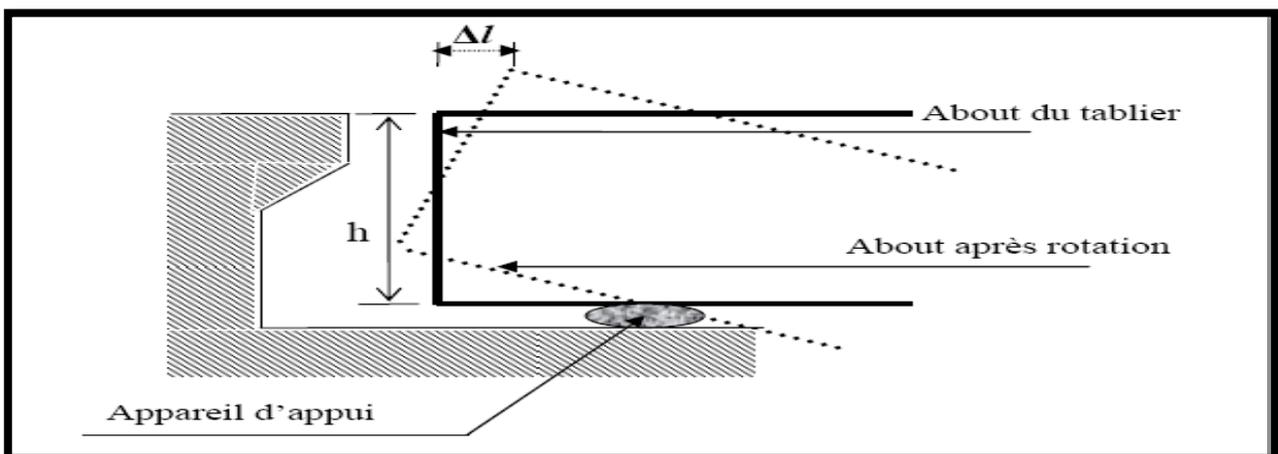


Fig X. 4 : Rotation d'extrémité du tablier sous chargement

D'où finalement :

$$\tau = 2.1 + 0.428 - 0.4716 = 2.0564 MPa < 4 MPa$$

Condition de non cheminement et de non glissement :

$$\sigma_m = N_{min}/a \times b \geq 2MPa$$

$$N = 54.21t$$

$$\sigma_m = 54.21 \times \frac{10^2}{30 \times 40} = 4.5175 > 2MPa$$

$$H \leq f \cdot N$$

$$f = 0,12 + \frac{0,2}{3.51} = 0.164$$

$$H = \frac{54.21}{2 \times 4} = 6.58t$$

$$f \cdot N = 0.16 \times 54.21 = 8.67 t$$

H : force horizontale correspondante à N_{min} .

$$H = G \times a \times b \times U1/T.$$

$$H = 0.8 \times 10^{-2} \times 30 \times 40 \times 1.1/3 = 3.52t$$

$$H = 3.52t < f \cdot N \quad \text{Vérfiée}$$

Condition de non soulèvement :

$$\alpha \leq \left(\frac{3}{\beta}\right) \times \left(\frac{t^2}{a^2}\right) \times \left(\frac{\sigma_m}{G}\right)$$

$$\alpha_t = 1.31 \times 10^{-3}$$

$$(3/7.14) \times (10^2/300^2) \times (4.5175/0.8) = 2.636 \times 10^{-3}$$

Donc la condition est **vérfiée**

Dimensionnement des frettes :

$$t_s \geq a/\beta \times \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e}\right) = (300/7.14) \times (9.99/245) = 1.71mm$$

$$\text{Donc } t_s = 2mm$$

La hauteur total est donc sera désigné par l'application suivante :

$$(n = T + T_s) \text{ avec } t = 10 \text{ mm et } T_s = 2mm \quad \text{Donc : } H_{TOTAL} = 12 \times 3 = 36mm.$$

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : $300 \times 400 \times 3(10 + 2)$

Nous avons donc :

- 2- feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t=10$ mm
- 2-feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2=5$ mm
- 3 frettes intermédiaires d'épaisseur : $t_s=2$ mm

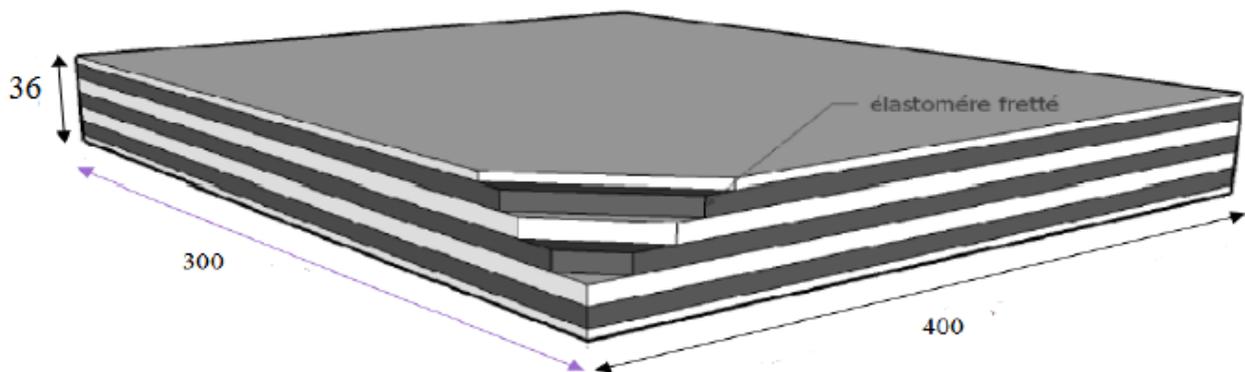


Fig X-5 : Détail de l'appareil d'appui

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

➤ **Les dés d'appui :**

Ils ont pour rôle de diffuser et de prévenir d'éventuelles fissures.

Dimensions de dés d'appuis :

Pour un déplacement (d_a, d_b) :

$$A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50 \text{ mm} \begin{cases} |d_a^+| : \text{Déplacement dans un sens} \\ |d_a^-| : \text{Déplacement le sens opposé.} \end{cases}$$

$$B = b + |d_b^+| + |d_b^-| + 50 \text{ mm} \begin{cases} |d_b^+| : \text{Déplacement dans un sens} \\ |d_b^-| : \text{Déplacement le sens opposé.} \end{cases}$$

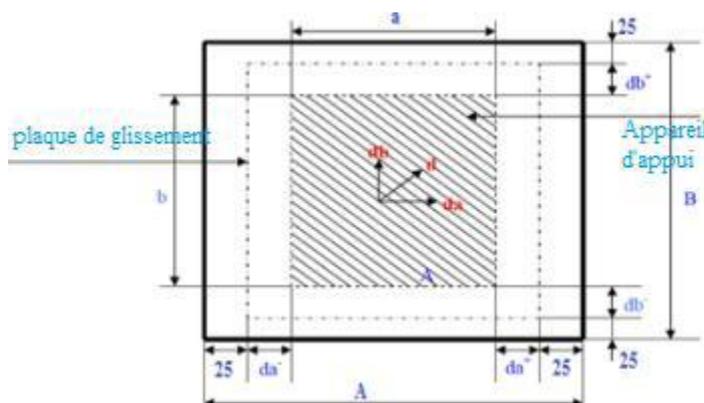


Fig X.6 : Dimensions en plan du dé d'appui

Pour un déplacement de 10cm dans les deux sens on a :

$$A = 300 + 100 + 50 = 450 \text{ mm}$$

$$B = 400 + 100 + 50 = 550 \text{ mm}$$

$$E \geq \frac{2ab}{2(a+b)} ; E = 150 \text{ mm}$$

- **Ferraillage des dés d'appuis :**

- **Armatures de chaînage :**

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante.

$$R=0.25N_{\max} \longrightarrow A_s = \frac{0,25 N}{\bar{\sigma}}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{2}{3} f_c = 266.67 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0,25 \times 119.99}{266,67} \times 10^2 = 11.248 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{10 \text{ HA12}}$$

- **Armatures de profondeur**

Leur rôle est d'éviter la propagation des fissures, elles reprennent un effort

$$A_s = \frac{0,125 N}{\bar{\sigma}}$$

$$A_s = \frac{0,125 \times 284,305}{266,67} \times 10^2 = 5.62 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{5 \text{ HA12}}$$

- **Armatures de diffusion :**

- ✓ **Ferraillage de surface :**

Ces armatures reprennent

$$R=4\%N_{\max} \longrightarrow A_{f_s} = \frac{0.04N_{\max}}{\bar{\sigma}} = 1.799 \text{ cm}^2; \text{ soit: } \mathbf{2 \text{ HA12}}$$

- ✓ **Ferraillage inférieur :**

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tq : $\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0$

$$R=0.1N_{\max} \longrightarrow A_{f_s} = \frac{0.1N_{\max}}{\bar{\sigma}} = 4.499 \text{ cm}^2; \text{ soit } \mathbf{3 \text{ HA14}}$$

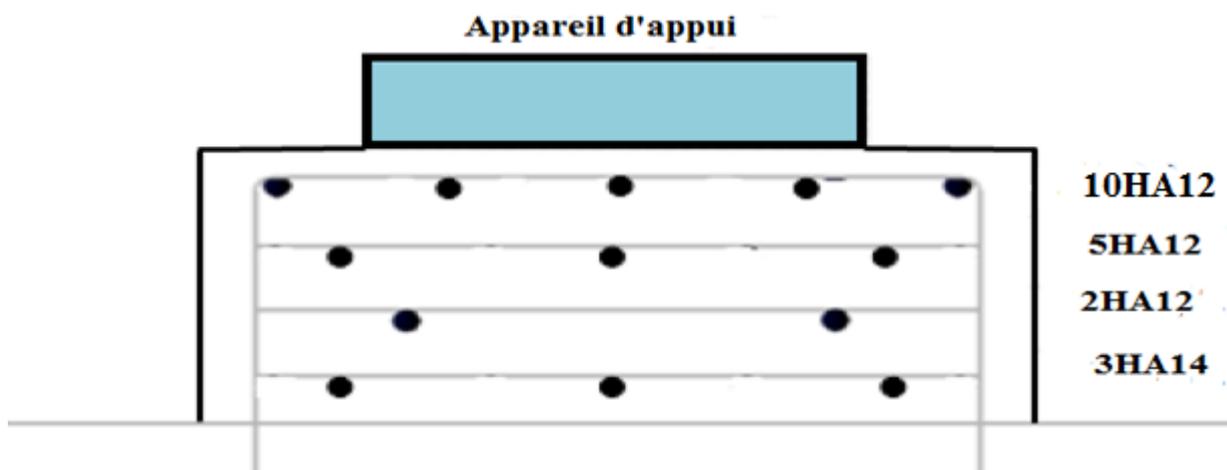


Fig X.7 : Ferraillage du dé d'appui.

II- Joint de chaussée :



Image X-2: Joint de chaussée

II-1 Définition :

Un **joint de chaussée**, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température (ou de l'hygrométrie pour les structures en bois), des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'exigences:

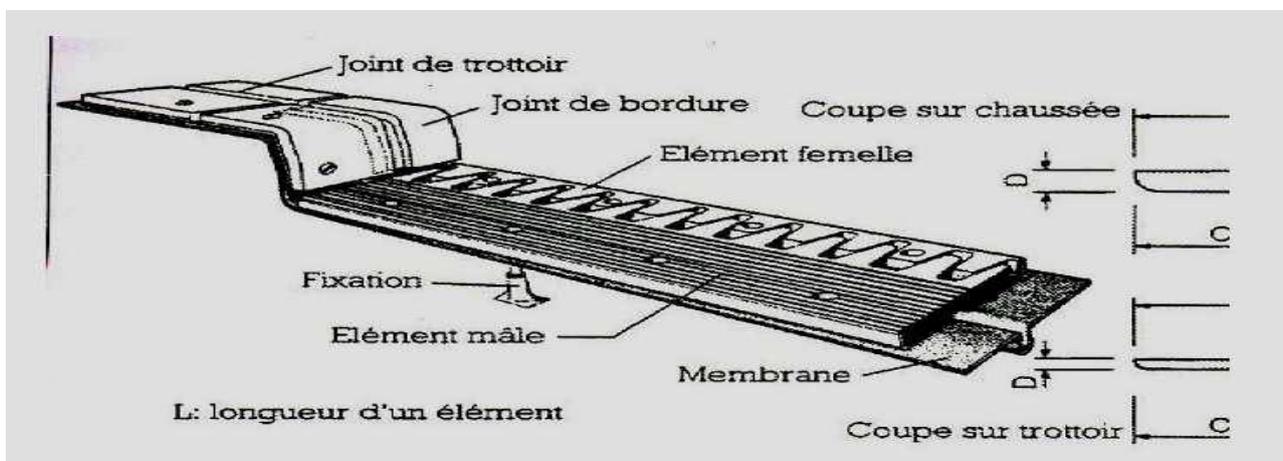


Fig X-8 : détail de joints de chaussé

a- Confort et esthétique :

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
- Absence de bruits de vibrations.

b- Résistance

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garantir le bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

c- Etanche

- En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé, et aussi une bonne évacuation des eaux.

d- Fiable

- La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

II.2. Calcul du souffle des joints :

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone asismique.

Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement), en particulier pour les ponts du groupe 01.

- **Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times tg\alpha$.

Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas $l = 33.59m$

$$\Delta l = l \times 3 \times 10^{-4} = 1,007cm$$

- **Retrait :**

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas $l = 33.59m$

$$\Delta l = 33.59 \times 10^2 \times 4 \times 10^{-4} = 1,34cm$$

- **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$\begin{cases} \frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta l = 0.503 \text{ cm} \\ \frac{l}{2} = 16,795 \text{ m} \end{cases}$$

II-3- Dimensionnement des joints de chaussées :

Choisissons des joints de type FT100 à dent et à souffle de 100mm. Ces joints se composent de deux parties principales de formes géométriques conjuguées (un élément male et un élément femelle). Ils sont réalisés à partir d'un composite métal/élastomère vulcanisé à chaud.

L'ethnocentrie est assurée par des bavettes aboutissant à une rigole ; continues sur toute la ligne de joint et qui permettent de récupérer et de canaliser les eaux d'infiltration.

FT à dents	Souffle (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E_{\min} (mm)	E_{\max} (mm)	L (mm)	Poids (kg/m)
FT 100	100	410	250	160	47	20	120	747	84

Tabl X.1 : Dimensionnement des joints de chaussées

Chapitre XI:

Etude de la pile

Introduction

La pile est l'appui intermédiaire de la structure sur laquelle repose le tablier, elle se compose d'un chevêtre, des fûts et d'une semelle. Elle a pour rôle de transmettre les charges provenant du tablier au sol.

XI.1- Pré dimensionnement de la pile :

a. Chevêtre :

- Longueur : $L = 4 \times 1.85 + (2 \times 1.90) = 11\text{m}$
- Largeur : $l = 2.3\text{ m}$;
- Hauteur : $1\text{m} \leq H \leq 1.6\text{m} \Rightarrow H = 1.45\text{m}$.

b. Fûts :

- Diamètre : $\varnothing = 1.50\text{ m}$;
- Hauteur : $H = 7.11\text{m}$.

c. Semelle :

- Longueur : 12m ;
- Largeur : 6m ;
- Epaisseur : $h = 1,5\text{ m}$;
- Béton de propreté : $0,10\text{m}$.

Ces dimensions sont représentées dans la figure suivante :

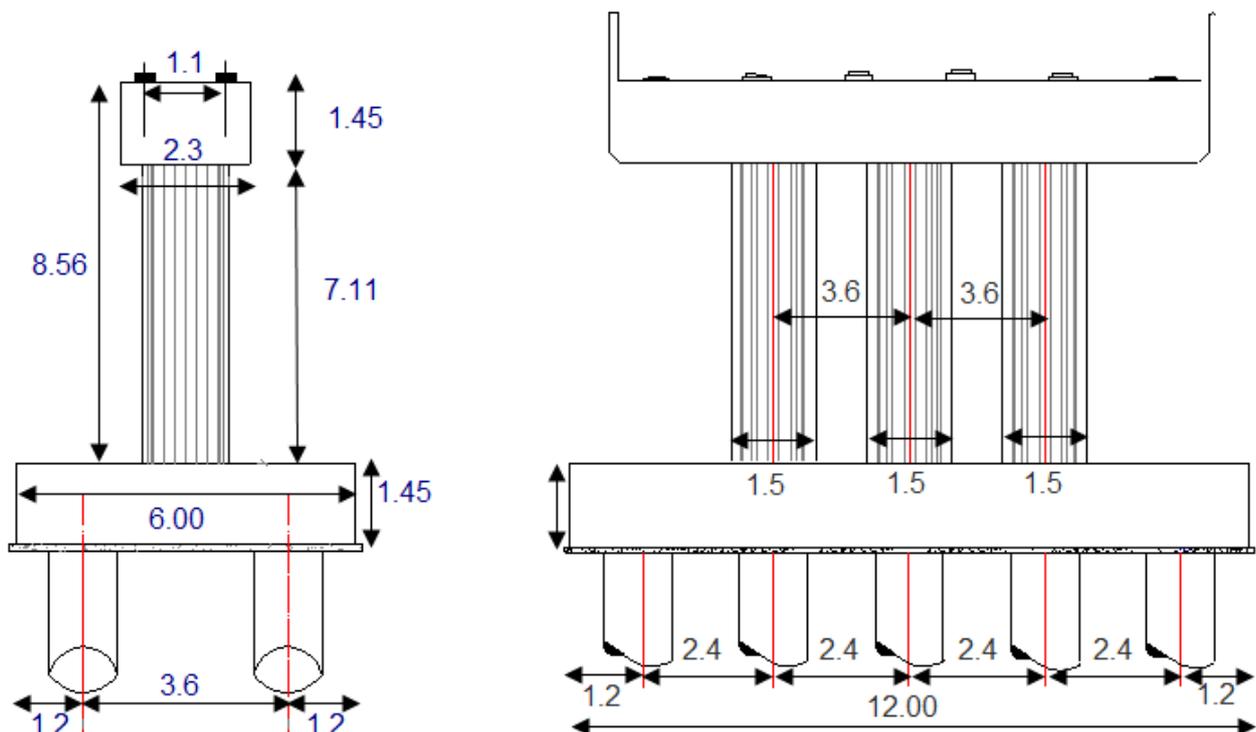


Fig. XI.1 : Dimensions de la pile

XI-2- Etude du chevre :

Le chevre 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.

XI.2-1- Evaluation des charges et surcharges :**a. Poids propre du tablier :**

$$P_T = 793.19t = 23.6139T/ml$$

b. Poids propre du chevre :

$$P_C = \rho_b \times V = 2.5 \times 11 \times 2.3 \times 1.45 = 94.875t$$

$$P_C = 8.625t/ml$$

c. Efforts transmis par la surcharge D_{240} :

$$q_{D240} = 12,9 \text{ t/ml}$$

$$P_{D240/poutre} = \frac{R}{n} \times 4K_{\alpha\max}$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 0.723)}{2} \times 9.3 \times 12.9 = 206.7t$$

$$P_{D240} = \left(\frac{206,7}{6}\right) * 1,34 = 34.45t/poutre$$

Le calcul des sollicitations aux états limites est donné dans le tableau suivant :

	Poids du tablier : P_g (MN)	1.322
	Poids du chevre : P_C (MN/ml)	0.08625
	Poids de surcharges : P_{D240} (MN)	0.3445
ELU	$g_U = 1.35g_c$ (MN/ml)	0.1164377
	$P_U = 1.35(P_g + P_{D240})$ (MN)	2.249775
ELS	$P_{ser} = P_g + P_{D240}$ (MN)	1.6665
	$g_{ser} = g_c$ (MN/ml)	0.08625

Tab XI.1 : Valeurs des charges et surcharges eux états limites.

XI.2.2- Calcul des sollicitations :

Il faut vérifier dans un premier lieu si on peut appliquer la R.D.M ; en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{5}$$

Avec:

h : Hauteur du chevre ;

l : Entraxe des Fûts.

$$0.333 \leq 0.604 \leq 0.20 \quad (\text{Condition non vérifiée})$$

Donc la R.D.M n'est pas applicable ; d'où le chevêtre sera assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques.

Pour la détermination des réactions d'appui on utilise la formule suivante :

$$R_i = \frac{PK_i}{\sum K_i} \left(1 + \frac{\sum K_i}{\sum (K_i Y_i^2)} e_i \cdot Y_i \right)$$

Avec :

- R_i : La réaction d'appui ;
- P : La résultante des charges ;
- Y_i: L'excentricité de R_i par rapport au barycentre ;
- e_i: L'excentricité de P par rapport au barycentre ;
- K_i : Caractéristique élastique de l'appui.

Le chargement est symétrique donc :

$$e = 0 \text{ m} \rightarrow R_i = R/n \quad (n : \text{nombre fût}=3).$$

$$R_u = \frac{P_u \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_u \cdot L}{n_f}$$

$$R_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot n_p}{n_f} + \frac{G_{ser} \cdot L}{n_f}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	R (MN)	P (MN)	G (MN/ml)
ELU	4.426	3.2497	0.116437
ELS	3.649	1.6665	0.08625

Tab XI.2 : Evaluation des efforts.

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à laide de logiciel **Robot Millenium**.

	E.L.U		ELS	
	Sur appui	A mi-travée	Sur appui	A mi-travée
M (t. m)	5.94	1.98	-4.40	3.00
T (t)	4.84	1.70	3.59	1.07

Tab XI.3 : efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre

XI.2.3- Ferrailage de chevêtre à la flexion :

Données : h = 1.45m

$$d = 0,9 h = 1.305m$$

$$b_0 = 2,30$$

Béton :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 15.3 \text{ MPa}$$

Acier : F_eE400 HA

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1,5$$

XI.2.3-1-Armature Longitudinale :

➤ Section d'armature supérieure (sur appui)

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } M_u = 5.94 \text{ t.m}$$

D'où :

$$\mu = \frac{5.94}{2,30 \cdot 1.305 \cdot 15.3} = 0.099$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.5 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 10^3 \varepsilon_{es}} = 0.66$$

$$\mu_r = 0.8\alpha \times (1 - 0.4)\alpha_r = 0.39$$

$$\mu = 0.099 < \mu_r = 0.39$$

($\mu < 0.186$ donc $\varepsilon_{es} < \varepsilon_s$)

Donc, notre section sans armature comprimée

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.035(1 - 0.4 \times 0.13)$$

$$Z = 1.24 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_s = \frac{5.94}{1.24 \cdot 348} 10^2 = 137.65 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\mathbf{11HA40 (138.2 \text{ cm}^2)}$$

➤ Section d'armature inférieure (en travée)

Par la même méthode on trouve :

$$A_s = 44.45 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\mathbf{15HA20 (47.12 \text{ cm}^2)}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3f_e}; 110(nf_{tj})^{\frac{1}{2}}\right) = (266.67; 207.31) = 207.31 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes sur appui :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 195.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ MPa} \end{cases}$$

Vérifiée

Vérification des contraintes à mi travée:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.258 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 201.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ MPa} \end{cases}$$

Vérifiée

XI.2.3-2- Armature transversale :

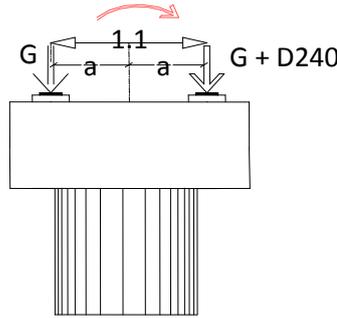
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.7 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton ;

V_u : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.



$$\tau_u = \frac{4.84}{2.3 \times 1.305} = 1.61\text{MPa} < 2.7\text{MPa}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits avec un espacement S_t inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » ; on prend $S_t=15\text{cm}$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e} \gamma_s b_0$$

$k = 1$: Pas de reprise de bétonnage

On trouve alors : $A_{t1} = 13.87\text{cm}^2$
Soit : $A_{t1} = 14.07\text{cm}^2$

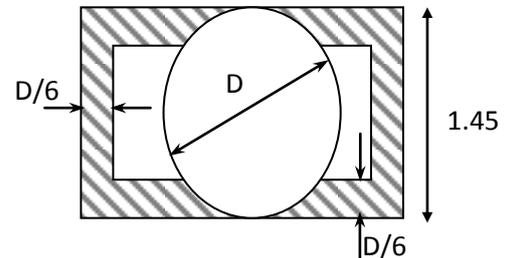


Fig. XI-2 : Section de torsion.

XI.2.3.3- Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi :

Les règles de (B.A.E.L) adoptent une épaisseur fictive de la paroi :

$$b_0 = D/6 = 0,241\text{m}$$

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D_{240} ,

1) Calcul du moment de torsion :

$$M_{tu} = 1.35 [(R_G + R_D) a - R_G a]$$

$$M_{tu} = 1.35 R_{D240} * a = 1.35 * 126.93 * 0.55 \implies M_{tu} = 0.942 \text{ MN.m}$$

2) Justification du béton :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) < \overline{\tau_u^2} = (2.7)^2 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u(V_u)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant ;

$\tau_u(M_t)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau_u(V_u) = 1.61 \text{ MPa}$$

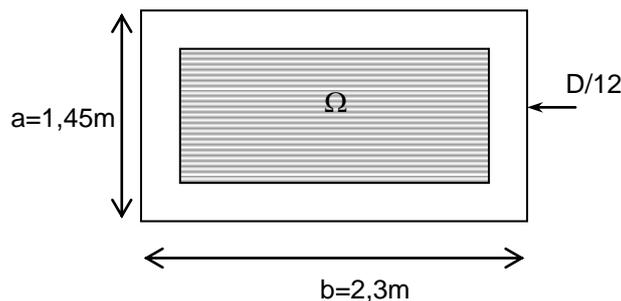
$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2\Omega b_0}$$

Avec :

$$b_0 = \frac{D}{6} = 0.241 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(b - \left(\frac{2D}{12} \right) \right) \left(a - \left(\frac{2D}{12} \right) \right) = \left(2.3 - \left(\frac{2 \times 1.45}{12} \right) \right) \left(1.45 - \left(\frac{2 \times 1.45}{12} \right) \right)$$

$$\Omega = 2.487 \text{ m}^2$$



$$\tau_u(M_t) = \frac{0.942}{2 \times 2.487 \times 0.241} = 0.785 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) = 1.61^2 + 0.785^2 = 3.208 \text{ MPa} < \overline{\tau_u^2} = 7.29 \text{ MPa}$$

→ (Condition vérifiée)

3) Calcul des armatures de torsion :

✓ Armatures longitudinal :

$$A_t \geq \frac{M_{tu} U}{2\Omega f_e / \gamma_s}$$

Avec :

U : Périmètre de l'aire Ω

$$U = 2 \times \left(h - \left(\frac{2D}{12} \right) \right) + \left(b - \left(\frac{2D}{12} \right) \right) = 2 \times \left(1.45 - \left(\frac{2D}{12} \right) \right) + \left(2.3 - \left(\frac{2D}{12} \right) \right) = 6.533 \text{ m} ;$$

$$A_t \geq \frac{0.942 \times 6.533 \times 10^4}{2 \times 2.48 \times 400 / 1.15} = 35.57 \text{ cm}^2$$

Soit :

8HA25 (39.27 cm²)

✓ **Armatures transversal:**

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tu}}{2\Omega f_e / \gamma_s} \times S_t = \frac{0.942 \times 0.15 \times 10^4}{2 \times 2.487 \times 400 / 1.15} = 0.816 \text{cm}^2$$

Avec :

$$S_t = 15 \text{cm}$$

D'après le document SETRA : $A_t = A_{t1} + A_{t2}$

$$\text{D'où : } A_t = A_{t1} + A_{t2} = 14.70 + 0.816 = 15.516 \text{cm}^2$$

On prend : 1 cadres HA12, 1 épingle HA12 et 2 étriers HA12 (15.83cm^2)

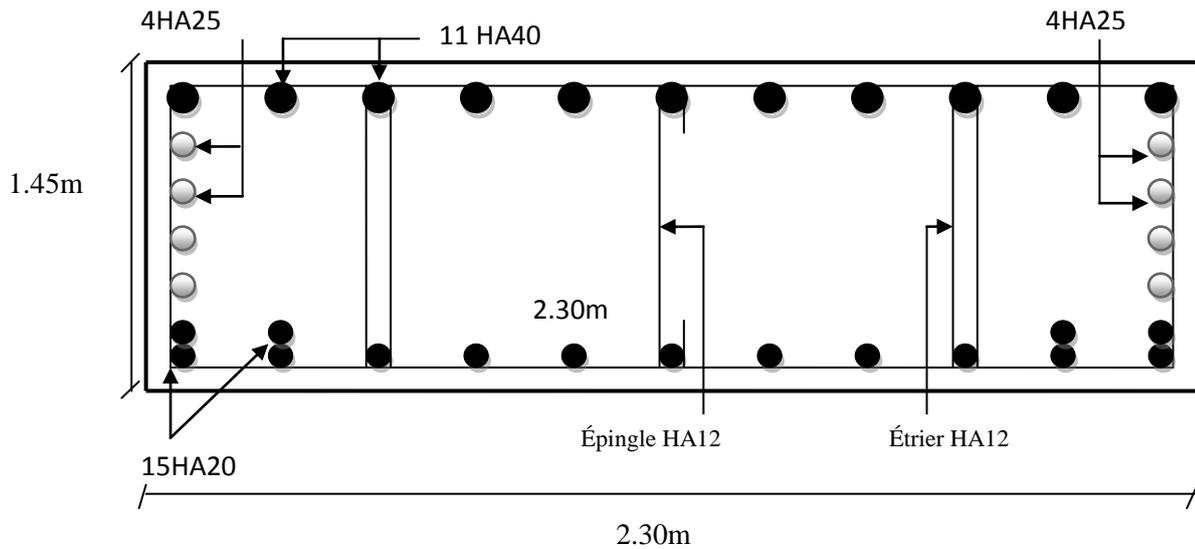


Figure XI.3 : Ferrailage du chevrete.



Image : XI.1-coffrage de chevrete

XI.3. Etude du fût :

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux qui engendrent à la base du fut des moments. Ils sont sollicités en flexion composée.

XI.3.1. Evaluation des efforts :**a) Efforts verticaux :****✚ charges permanentes :**

$$\text{Poids propre du tablier : } N_t = \frac{793.19}{3} = 264.3t$$

$$\text{Poids propre du chevêtre : } N_{ch} = \frac{94.875}{3} = 31.63t$$

$$\text{Poids propre du fût : } N_f = 2,5 \left[\frac{\pi(1,5)^2}{4} \cdot 7.11 \right] = 31.41t$$

✚ Surcharges :

$$B_c + qtrott : N_{bc} = (T_{max}^{Bc} + T_{max}^{tr})/3 = (94.32 + 3.359)/3 = 32.559 t$$

$$A(l) + qtrott (1voie) : N_A = (T_{max}^{A(l)} + T_{max}^{tr})/3 = (59.94 + 3.359)/3 = 21.099 t$$

$$A(l) + qtrott (2voie) : N_A = (T_{max}^{A(l)} + T_{max}^{tr})/3 = (117.396 + 3.359)/3 = 40.25 MN$$

$$D_{240} \text{ (Une travée chargée) : } N_D = 173.54/3 = 57.846 t$$

✚ Effet du séisme vertical :

$$N_s = \xi_v \cdot N_G = \xi_v \cdot (N_t + N_c + N_f)$$

$$N_s = \pm 0,07 (264.4 + 31.63 + 31.41) = \pm 22.92 MN$$

b) Les efforts horizontaux :**✚ Surcharge :**

$$\text{Freinage dû au système Bc : } H_{BC} = \frac{30 \times 1.5}{3} = 22.5 t$$

$$\text{Freinage dû à A(L) : } \begin{cases} H_A = 11.276 t & 2 \text{ travée chargée} \\ H_A = 5.638 t & 1 \text{ travée chargée} \end{cases}$$

✚ Effet du séisme horizontal :

$$H_{stab} = 0,1 \cdot 264.4 = 26.44M$$

$$H_{fût} = 0,1 \cdot 31.41 = 3.141 t$$

$$H_{chev} = 0,1 \cdot 31.63 = 3.163 MN$$

		H(t)	N(t)	d (m)	M(t.m)
Poids du tablier		/	264.4	/	/
Poids du chevêtre		/	31.63	/	/
Poids du fût		/	31.41	/	/
A(l)+trott	1travée	/	40.251	0,55	22.138
	2travée	/	80.502	/	/
D ₂₄₀		/	57.846	0,55	31.815
B _c +trott		/	32.559	0,55	17.907
Freinage Bc		7.5	/	9.66	72.45
Freinage A(l)	1	5.638	/	9.66	54.46
	2	11.276	/	9.66	108.92
Séisme horizontal	Tablier	26.44	/	9.66	255.41
	Chevêtre	3.163	/	7.835	24.78
	Fut	3.141	/	3.555	11.16
séisme vertical		/	±22.92	/	/

Tab XI-4 : récapitulatif des efforts sollicitant un fût.

XI. 3. 2. Calcul des sollicitations :

	Condition normale	Condition sismique
ELU	1,35G+KQ+0.8T°	G+F _{séisme} +0.5T°
ELS	G+KQ+0.6T°	/

Tab XI.5 : Combinaison des efforts.

Avec :

$$K_{ELU} = \begin{cases} 1.35 & \text{pour } D_{240} \\ 1.6 & \text{pour les autres charges} \end{cases}$$

$$K_{ELS} = \begin{cases} 1 & \text{pour } D_{240} \\ 1.2 & \text{pour les autres charges} \end{cases}$$

H_{max} 46.066t

CN $\begin{cases} N = 494.138t \\ M = 197.97t.m \end{cases}$ $e_0 = \frac{M}{N} = 0.4m$

CS $\begin{cases} M = 327.44t \\ N = 291.35t.m \end{cases}$ $e_0 = 0.89m$

Le cas le plus défavorable est en CS $\Rightarrow (N_u, M_u) = (327.44 ; 291.35)$

XI.3.3- Stabilité du fût au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\begin{cases} l_f = 0.707l_0 = 5.02677\text{m} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{\phi}{4} = 0.375 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{5.026}{0.375} = 13.40$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(50; \min\left(\frac{67e_0}{D}, 100\right)\right) = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \times 0.89}{1}, 100\right)\right) = 50$$

D'où : $\lambda = 13.40 < \bar{\lambda} = 50$ (Condition vérifiée)

X.3.4- Calcul d'une section circulaire en flexion composée :

D'après les abaques de René WALTHER donnant le ferrillage d'une section circulaire en flexion composée en calculant le couple (m, n) et l'on obtient la valeur de w :

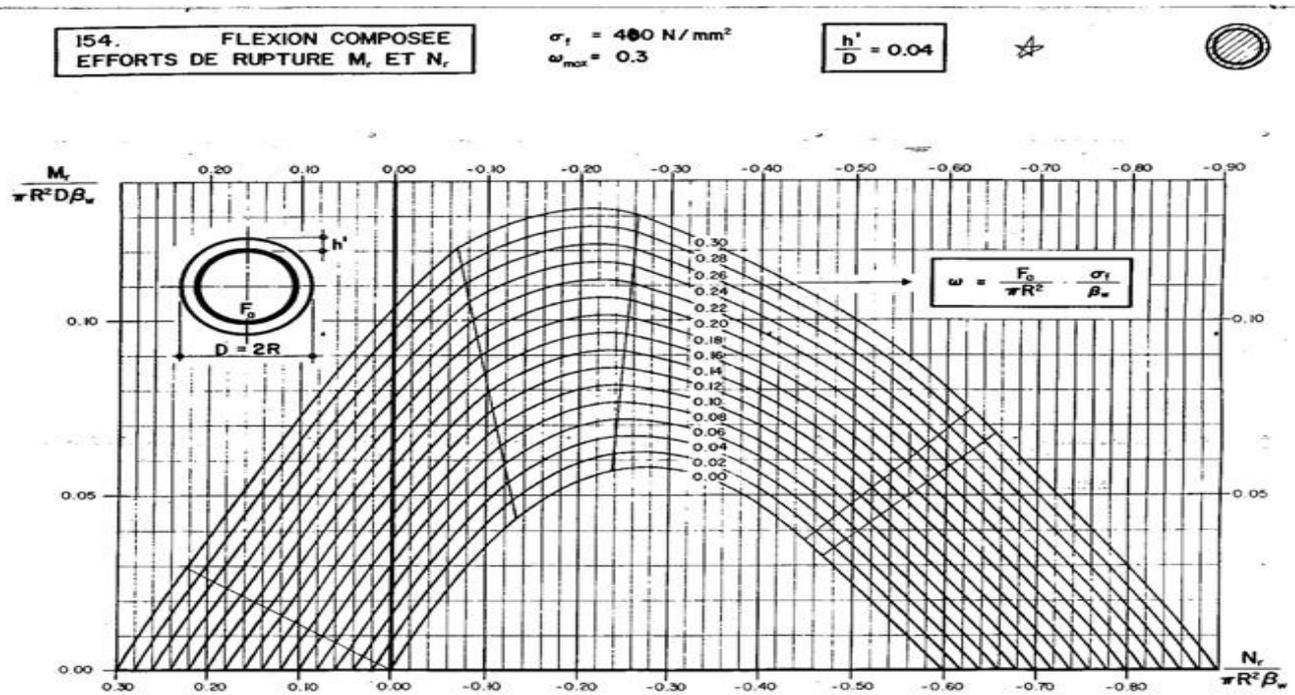


Figure XI.4 : Abaque de Walther.

$$\begin{cases} n = \frac{N}{\pi R^2 \beta_w} \\ m = \frac{M}{\pi R^2 D \beta_w} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{aligned} \beta_w &= f_{c28} = 27\text{MPa} \\ n &= \frac{2.91}{\pi(0.75)^2 \times 27} = 0.068 \quad ; \quad m = \frac{1.6735}{\pi(0.75)^2 \times 1.5 \times 27} = 0.04 \end{aligned}$$

$$\text{On a : } \frac{h'}{D} = \frac{0,06}{1,5} = 0,04$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de w . (Voir l'annexe)

$$w = 0,16$$

On a:

$$w = \frac{A_s f_e}{\pi R^2 f_{c28}} \rightarrow A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28} w}{f_e} = \frac{\pi \times 0,75^2 \times 27 \times 0,16}{400} = 190,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \pi R^2 = 72,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{min}) = 190,85 \text{ cm}^2$$

Soit: **16HA40 (201.1cm²).**

XI.3.4.1-Calcul des armatures transversales:

On assimile la section circulaire à une section carrée ($2b_0$) :

$$S_t \leq \min(0,9\phi; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 30 \text{ cm}$

$$A_s = 0,23 \frac{\pi D^2 f_{t28}}{4 f_e} = 22,55 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(0,23 \times \pi \times 1,5^2 \times 27) / (0,9 \times 400)}{4 \times 400} = 22,55 \text{ cm}^2$$

On prend des cercles HA16 (24.13cm²) espacés de 25cm.

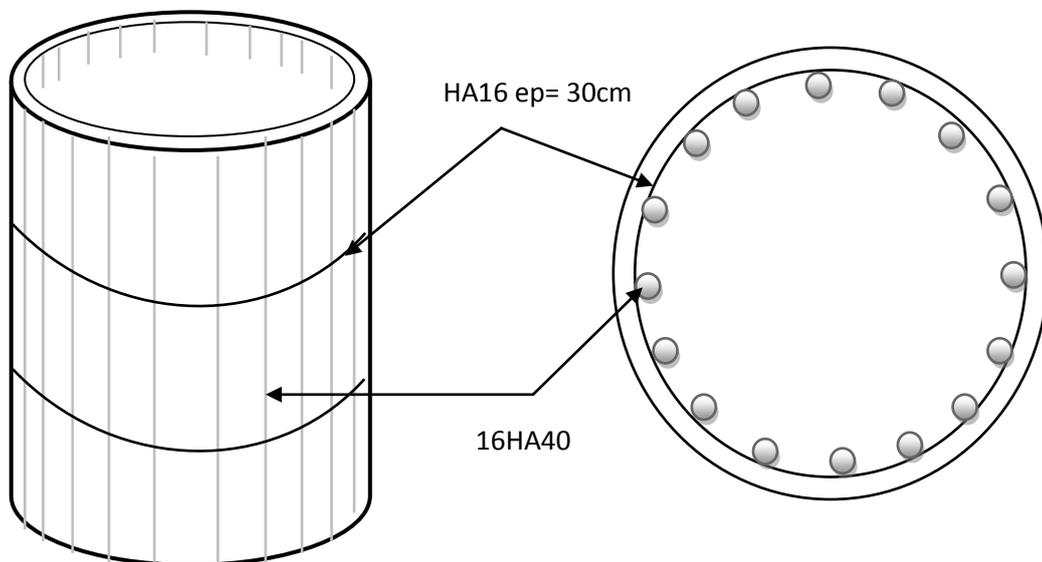


Figure XI.5 : Ferrailage du fût.



Image XI.2- mise en place du ferrailage du fut.



Image XI.3- Coffrage du fut.

XI.4- Etude de la semelle :

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharge.

- Caractéristique géométrique de la semelle :

Longueur : $L = 12.00$ m

Largeur : $B = 6.000$ m

Epaisseur $e = 1.45$ m

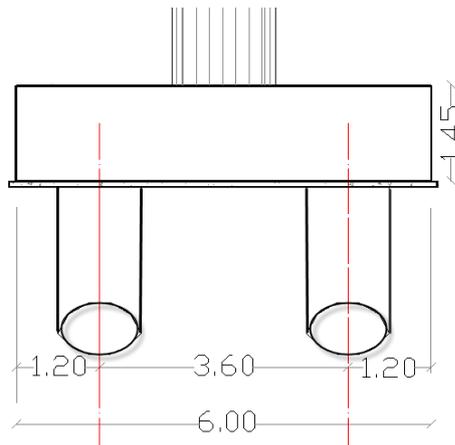


Fig XI.6- description de la semelle

XI.4.1- Vérification des dimensions :

D'après le fascicule 62 titre II, il faut que :

✓ L'entraxe des pieux soit $\geq 3\Phi$
 $3.6 \text{ m} \geq 3 \times 1.2 = 3.6$ *Vérifiée*;

✓ $h \geq \frac{3\Phi}{2.5}$

$1.45 \text{ m} \geq 1.44 \text{ m}$ *Vérifiée*;

✓ Nous devons respecter l'encrage des armatures en laissant 15cm entre le nu des pieux d'extrémité et les parois de la semelle. (*Vérifiée*).

XI.4.2-Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

En plus des efforts calculés dans l'étude des fûts, on doit tenir compte du poids de la semelle et du poids des terres.

$$\text{Poids propre du remblai} : P_r = \rho_r \times h_r (S_s - S_f) = [(1.8 \times 2) - (12 \times 6) - 3 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1,5^2}{4}\right)] = 240.11 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de la semelle} : P_s = 2.5 \times 6 \times 12 \times 1.5 = 261 \text{ t}$$

Le Tableau suivant englobe les différents efforts agissant à la base de la semelle :

	H (t)	N (t)	d(m)	M (t m)
Poids du tablier	/	793.19	/	/
Poids du chevêtre	/	94.875	/	/
Poids du fût	/	94.23	/	/
Poids de la semelle	/	261	/	/
Poids du remblai	/	240.11	/	/
B _c + trot	/	97.68	0.55	53.72
A(l) + trot (1)	/	120.753	0.55	66.41
A(l) + trot (2)	/	241.51	0	0
Freinage Bc	22.5	/	11.11	249.975
Freinage A(l) (1)	16.914	/	11.11	187.91
Freinage A(l) (2)	33.83	/	11.11	375.85
Température	0	/	/	/
Retrait+fluage	0	/	/	/
Séisme vertical	/	± 68.76	/	/
H _s tablier	79.32	/	11.11	881.24
H _s chevêtre	9.49	/	9.285	88.11
H _s fût	9.423	/	5.005	47.16
H _s semelle	26.1	/	0.725	18.92
D ₂₄₀	centré	/	173.54	/

Tab XI-6 : donnant les différents efforts agissants à la base de la semelle

a) Combinaisons d'action :

Les combinaisons utilisées pour les fûts restent valables pour la semelle :

		M (t.m)	N	H (t)
ELU	CS	444	2158	54.128
	CS	1035	1483	124.333
ELS	CN	316	1601	40.59

Tab XI.7 : Récapitulatif des combinaisons d'action.

Condition normale

$$N_{Max} = 2158 t$$

$$M_{Max} = 444 t.m$$

Condition sismique

$$M_{max} = 1483 t$$

$$N_{Max} = 1035 t.m$$

b) Détermination du nombre de pieux :

Effort normal maximal $N_{\max} = 2158 \text{ t}$.

D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est de 228t.

$$n = \frac{2158}{228} = 9.5 \iff \text{On prend 10 pieux}$$

c) Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentant une symétrie par rapport(x, o, y), l'effort qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelles proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identique.

- Condition normale :

$$N_1 = \frac{2158}{10} + \frac{444 \times 1.8}{10 \times 1.8^2} = 240.46 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2158}{10} - \frac{444 \times 1.8}{10 \times 1.8^2} = 213.33 \text{ t}$$

- Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1483}{10} + \frac{1035 \times 1.8}{10 \times 1.8^2} = 205.8 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1483}{10} - \frac{1035 \times 1.8}{10 \times 1.8^2} = 90.8 \text{ t}$$

XI.4.3- Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode des bielles, telle que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45 \\ h \geq \frac{h}{\frac{L}{2} + \frac{b}{4}} \end{array} \right.$$

$$tg \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} + \frac{b}{4}} = \frac{1.8}{\frac{3.6}{2} + \frac{1.5}{4}} = 1.26$$

D'où $\alpha = 51.46^\circ \geq 45^\circ$ Vérifiée.

$$1.45 > \frac{L}{2} + \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} + \frac{1.5}{4} = 1.05 \text{ Vérifiée.}$$

- Condition normale :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 266.67 \text{ MPa}$$

$$A_{s1} = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} + \frac{b}{4}}{h} = \frac{240.46}{266.67} \times \frac{\frac{3.6}{2} + \frac{1.5}{4}}{1.45} \times 10^2 = 88.616 \text{ cm}^2$$

- Condition sismique :

$$\sigma_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s2} = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} + \frac{b}{4}}{h} = \frac{205.8}{266.67} \times \frac{\frac{3.6}{2} + \frac{1.5}{4}}{1.45} \times 10^2 = 50.56 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable est la condition normale $A_{s1} = 88.616 \text{ cm}^2$ on prend

$A_s = 19\text{HA}25 (92.27 \text{ cm}^2)$

$$St = \frac{\phi + H - d}{N - 1} = \frac{1.2 + 1.45 - 0.1}{19 - 1} = 14.16 \text{ cm}$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$

$$L = h + \phi_{\text{pieu}} = 1.45 + 1.2 = 2.65 \text{ m}$$

Entre les différentes bandes, on utilisera des armatures de répartition telle que

$$A_r = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 90.27 = 30.75 \text{ cm}^2$$

On prend : 10HA20 (31.42 cm²)

- Armatures longitudinales inférieure dans la semelle :

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 90.27 = 30.75 \text{ cm}^2$$

On prend : 10HA20 (31.42 cm²)

$$St = \frac{1.2 + 1.45 - 0.1}{19 - 1} = 28.33 \text{ cm} \implies St = 30 \text{ cm}$$

- Armatures de construction :

• Armatures transversales :

$$A_2 = \frac{A_s}{10} = \frac{92.27}{10} = 9.227 \text{ cm}^2$$

On prend: 9HA12 (10.18 cm²)

$$St = \frac{1.2 + 1.45 - 0.1}{9 - 1} = 31.875 \text{ cm}$$

$St = 35 \text{ cm}$

• Armature longitudinal supérieur

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{92.27}{3} = 30.75 \text{ cm}^2$$

On prend: 10HA20 (31.42 cm²)

$$S_t = \frac{1.2+1.45-0.1}{4-1} = 28.33cm$$

$$S_t=30\text{ cm}$$

- Armature latérale :

$$A_2 = \frac{A_s}{10} = \frac{92.27}{10} = 9.227cm^2$$

On prend : 9HA12 (10.18cm²)

$$S_t = \frac{1.2 + 1.45 - 0.1}{9 - 1} = 31.875cm$$

$$S_t=35cm$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1m.

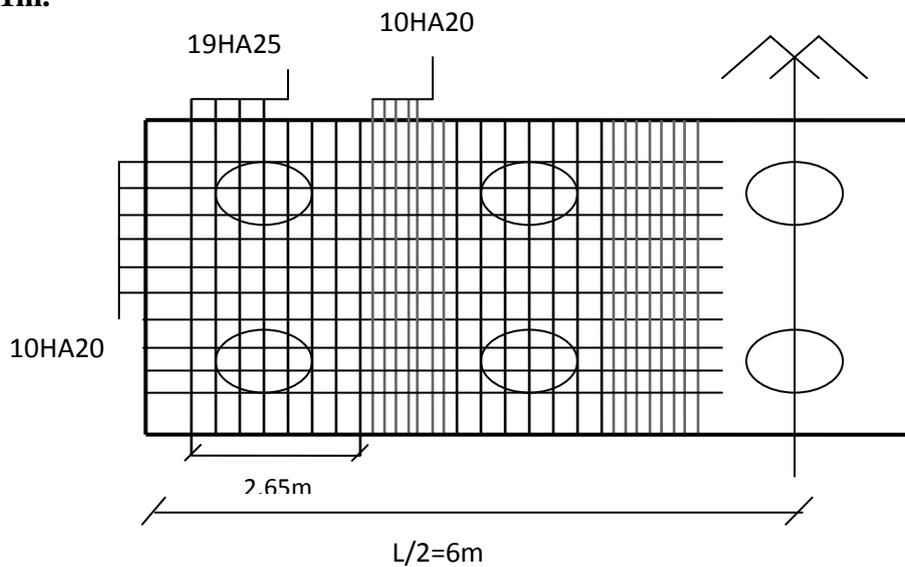


Fig XI.7 Ferrailage de semelle –nappe inférieure

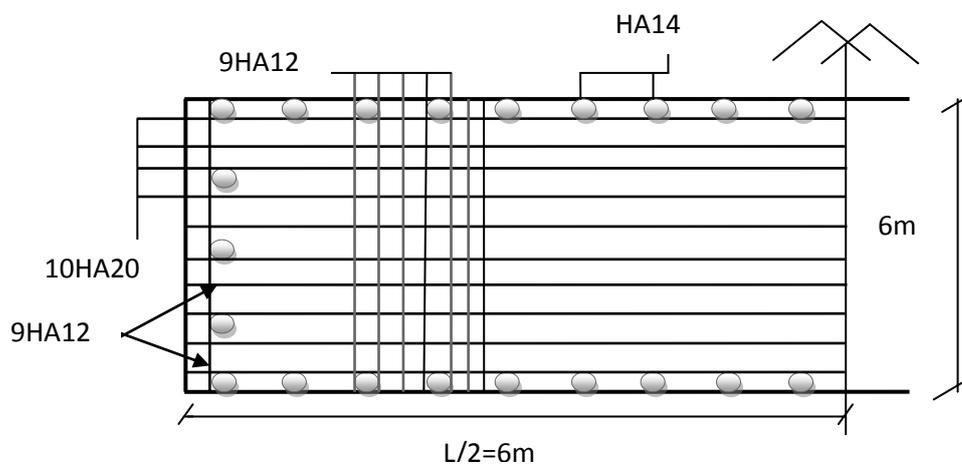


Fig XI.8 Ferrailage de semelle nappe supérieur



Image XI.4- Ferrailage de la semelle

XI.5- Etude et ferrailage des pieux :

XI.5.1- Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4^{ème} degré :

$$EI \frac{d^4 Y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

b : Diamètre des pieux ;

C_u : Module de réaction du sol ;

Y : Déplacement en tête des pieux.

La solution de cette équation est sous la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

a. Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1.2m$;

$$C_u = 93397.30 \text{KN/m}^3;$$

E : Module d'élasticité du béton

$$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{MPa};$$

I : Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.1017 \text{m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{93397.30 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017 \times 10^3}} = 0.302 \text{m}^{-1}$$

$$\lambda L = 0.302 \times 14 = 4.23 \text{m}$$

XI.5.2- Effort horizontal maximum en tête du pieu :

- **Condition normale :**

$$\bar{P} = \frac{H}{10} = \frac{54.128}{10} = 5.4128 \text{t/pieu}$$

Avec : $H = 54.128 \text{t}$

- **Condition sismique :**

$$\bar{P} = \frac{H}{10} = \frac{124.333}{10} = 12.433 \text{t/pieu}$$

Avec : $H = 124.333 \text{t}$

XI.5.3- Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Pour les pieux encastres en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = \left(\chi_{\theta M} \times \bar{M} \right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P} \right)$$

Avec :

\bar{M} : Moment en tête du pieu ;

\bar{P} : Effort horizontal en tête du pieu ;

λ : Coefficient d'amortissement égal à $1/\alpha$;

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: tirés des abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} \right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \right) = 0 \quad \rightarrow \quad \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

✓ Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$:

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26, \chi_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.45, \chi_{\theta M} = 1.65 \end{cases}$$

D'où :

$$\lambda L = 4.23m \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.282, \chi_{\theta M} = 1.553$$

• Condition normale :

$$\bar{P} = 5.4128 \text{ t/pieu} \rightarrow \bar{M} = \frac{1.282}{1.533} + \frac{5.4128}{0.302} = -14.795 \text{ t.m}$$

• Condition sismique :

$$\bar{P} = 12.433 \text{ t/pieu} \rightarrow \bar{M} = -34.42 \text{ t.m}$$

XI.5.4- Ferrailage des pieux :

a. Ferrailage longitudinal :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage des pieux se fera à l'aide des abaques de Walther. (Donnée par la **Figure XI.4**).

✓ Données d'entrée de l'abaque :

$$N_{min} = 205.8 \text{ t}$$

$$M_{max} = -34.48 \text{ t.m}$$

✓ Définition des armatures :

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

Avec :

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier.

Donc :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{34.42}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 2700} = -0.0093$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{205.8}{3.14 \times 0.6^2 \times 2700} = 0.067$$

Où :

β_w : Résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours.

$$(\beta_w = 27 \text{ MPa} = 2700 \text{ t/m}^2);$$

R : rayon du pieu ;

$$M_r = M_{max} = 34.42 \text{ t.m.}$$

$$N_r = N_{min} = 205.8 \text{ t.}$$

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.08$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec:

Fa: la section des armatures ;

$\sigma_f = 400$ MPa (on utilise des FeE400).

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0.08$$

$$F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0.08 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 61.07 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **20HA20** ($A_s = 62.83 \text{ cm}^2$).

✓ L'espacement :

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{20} = 18.85 \text{ cm}$$

St=20cm

b. Ferrailage transversale :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

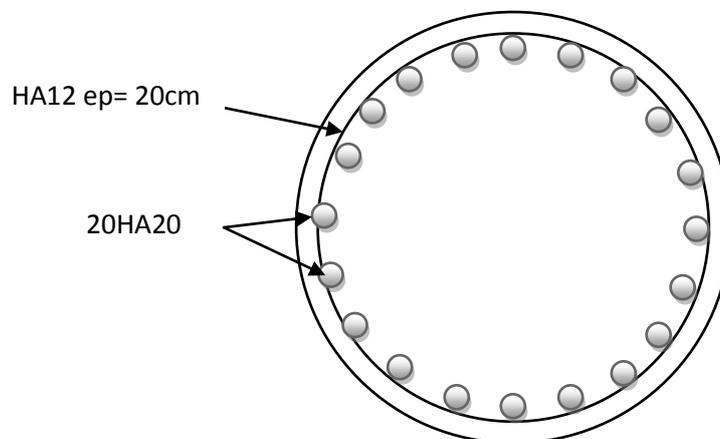


Figure XI.9 : Ferrailage du pieu.



Image XI.5- Armatures de pieu.



Image XI.6-Tête de pieu.

XI.6- Vérification au flambement de la pile la plus élancée

Le flambement se produit aux niveaux du fut :

Etude du fût

1) Evaluation des efforts :

a) Efforts verticaux :

✚ charges permanentes :

Poids propre du tablier : $N_t = 264.3t$

Poids propre du chevêtre : $N_{ch} = 31.63t$

Poids propre du fût : $N_f = 2,5 \left[\frac{\pi(1,5)^2}{4} \cdot 35 \right] = 154.63 t$

✚ Surcharge :

On a les mêmes surcharges que le fût étudié précédemment :

$B_c + qtrott : N_{bc} = 32.559 t$

$A(l) + qtrott (1voie) : N_A = 21.099 t$

$A(l) + qtrott (2voie) : N_A = 40.25 t$

$D_{240} (Une travée chargée) : N_D = 57.846 t$

✚ Effet du séisme vertical :

$$N_s = \xi_v \cdot N_G = \xi_v \cdot (N_t + N_c + N_f)$$

$$N_s = \pm 0,07 (264.4 + 31.63 + 154.63) = \pm 31.546t$$

b) Les efforts horizontaux :

✚ Surcharge :

Freinage dû au système $B_c : H_{BC} = 7.5 t/fut$

$$\text{Freinage dû à } A(L) : \begin{cases} H_A = 11.276 t & 2 \text{ travée chargée} \\ H_A = 5.638 t & 1 \text{ travée chargée} \end{cases}$$

✚ Effet du séisme horizontal :

$$H_{s_{tab}} = 26.44M$$

$$H_{s_{fût}} = 0,1 * 154.63 = 15.463 t$$

$$H_{s_{chev}} = 3.163 MN$$

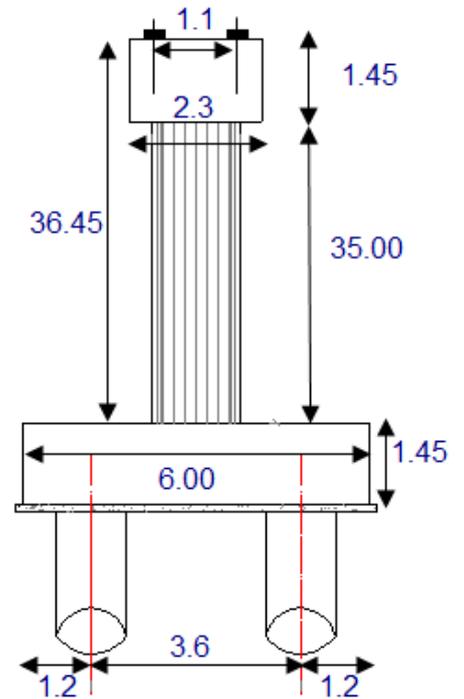


Figure XI.10: Coupe longitudinale.

		H(t)	N(t)	d (m)	M(t.m)
Poids du tablier		/	264.4	/	/
Poids du chevêtre		/	31.63	/	/
Poids du fût		/	154.63	/	/
A(l)+trott	1travée	/	40.251	0,55	22.138
	2travée	/	80.502	/	/
D ₂₄₀		/	57.846	0,55	31.815
B _c +trott		/	32.559	0,55	17.907
Freinage Bc		7.5	/	37.55	281.625
Freinage A(l)	1	5.638	/	37.55	211.707
	2	11.276	/	37.55	423.414
Séisme horizontal	Tablier	26.44	/	37.55	992.822
	Chevêtre	3.163	/	35.725	112.99
	Fut	15.463	/	17.5	270.60
séisme vertical		/	±31.546	/	/

Tab XI-8: Récapitulatif des efforts sollicitant un fût.

$$H_{max} 46.066t$$

$$CN \begin{cases} N = 660.48t \\ M = 1218.42t.m \end{cases} \quad e_0 = \frac{M}{N} = 1.844m$$

$$CS \begin{cases} M_{max} = 1376.41t \\ N_{corr} = 450.66t.m \end{cases} \quad e_0 = 3.05m$$

Le cas le plus défavorable est en CS $\Rightarrow (N_u, M_u) = (450.66 ; 1376.41)$

2) Stabilité du fût au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$l_f = 0.707l_0 = 0.707 \times 35 = 24.745m$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{\phi}{4} = 0.375$$

$$\lambda = \frac{24.745}{0.375} = 65.98$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(50; \min\left(\frac{67e_0}{D}, 100\right)\right) = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \times 3.05}{1.5}, 100\right)\right) = 100$$

$$\text{D'où : } \lambda = 65.98 < \bar{\lambda} = 100$$

(Condition vérifiée)

On conclue qu'il n'y a aucun de risque de flambement

Chapitre XII:

Etude de la culée



Image-XII -1: construction d'une culée

Introduction :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage, son rôle consiste à assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; donc elle assure les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que celles des piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de : la nature et le mode de construction du tablier, les contraintes naturelles du site, les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XII-1- Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- ✓ Culée à mur de front (Remblai).
- ✓ Culée enterrée.

Nous avons opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- ✓ Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- ✓ Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- ✓ Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- ✓ Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- ✓ Dalle de transition qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors du déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

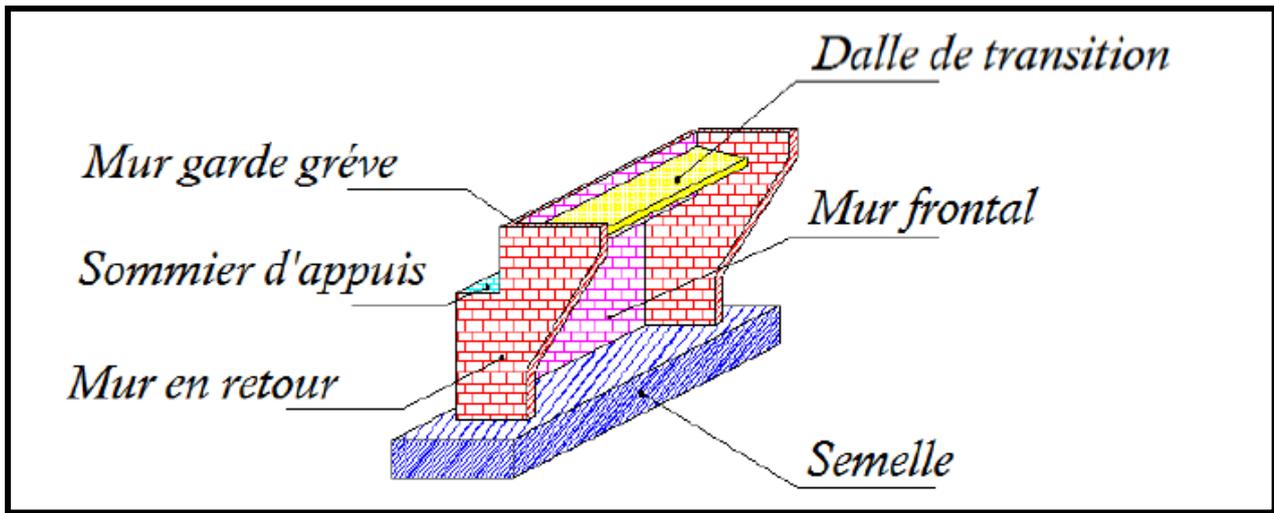


Fig XII-1 : Les éléments constitutifs d'une culée.

XII-2- Implantation de la culée :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H \text{ culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	culée 2(droite)
Cote projet(m)	281.38
Cote de la fondation(m)	267.711
Hauteur de culées(m)	13.67
Hauteur de mur de front(m)	9.97

Tab XII-1 : Implantation de la culée.

XII-3- Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr Jean-Armand CALGARO intitulé : *Projet et construction des ponts « Généralités ; Fondations ; Appuis ; Ouvrages courants »*.

Nous nous proposons d'étudier une culée, la plus haute (culée droite vers Tizi-ouzou), avec les réactions max obtenus à l'ELU (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELU).

XII-3-1- Mur de garde grève :

- **La hauteur du mur garde grève « h » :**

$$h = h_{\text{poutre+dalle}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$$

$$h = 2.2+0,03+0,15=2.41 \text{ m.}$$

- **L'épaisseur du mur :**

$$e = \max \left(0.3\text{m} ; \frac{h}{8} \right)$$

$$e = (0,3\text{m} ; 0.295\text{m}) \longrightarrow \text{On prend } e=0,3\text{m}$$

- **La longueur du mur garde grève :**

$$L = 11 \text{ m}$$

XII-3-2- Le mur de front :

- **La hauteur de mur frontale :**

$$H=9.97\text{m}$$

- **L'épaisseur de mur :**

On prend l'épaisseur $e = 1.30 \text{ m}$

- **La longueur de mur frontale :**

$$L = \text{la largeur de tablier, donc} \longrightarrow L = 11,00 \text{ m}$$

XII-3-3- Les murs en retour :

- **La hauteur des murs en retour :**

$$\text{La hauteur de mur est : celle de la culée} \longrightarrow h = 12,17\text{m}$$

- **L'épaisseur du mur en retour :**

$$e = 0.73 \text{ cm.}$$

- **La longueur des murs en retour :**

$$L = 7.80\text{m.}$$

X-3-4- Dalle de transition :

- **La longueur de la dalle :**

$$L = \text{Min} [6 \text{ m, Max} (3 \text{ m, } 0.6H)]$$

Donc : $L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 7.302\text{m})]$

Soit : $L = 6 \text{ m}$.

➤ L'épaisseur de la dalle de transition :

Généralement $e = 30\text{cm}$

La dalle de transition suit une pente de $P = 3\%$.

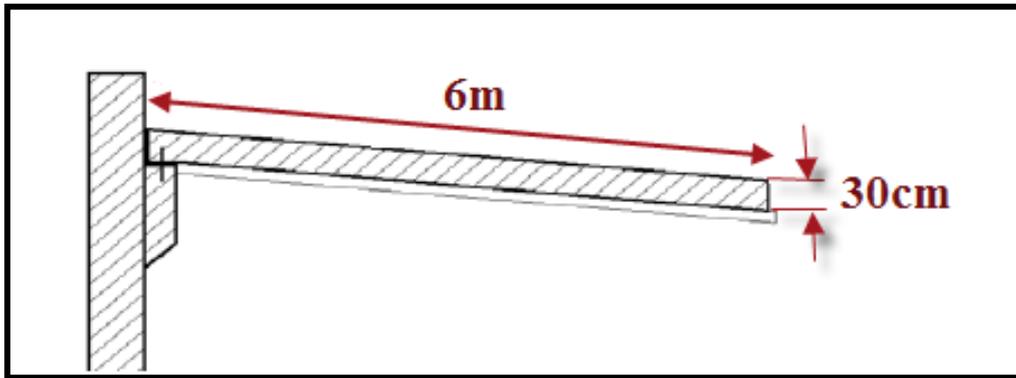


Fig XII-2 : Dalle de transition

XII-3-5- La semelle :

➤ L'épaisseur de la semelle :

$e = 1.50 \text{ m}$.

➤ La longueur de la semelle:

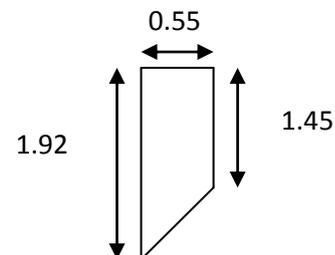
$L = 13.425 \text{ m}$. (quatre pieux de 1.2 m de diamètre)

➤ La largeur de la semelle :

$B = 6 \text{ m}$. (deux pieux de 1.5 m de diamètre)

XII-3-6- Les corbeaux :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition.
Il a une forme de trapèze ayant une base de 1.92m ,
Une petite base de 1.45 m et une hauteur de 55cm .



➤ La largeur de corbeaux :

$L = \text{longueur du mur garde grève est} - 2(\text{épaisseurs du mur en retour})$

$L = 11 - (2 \times 0.73) = 9.54 \text{ m}$.

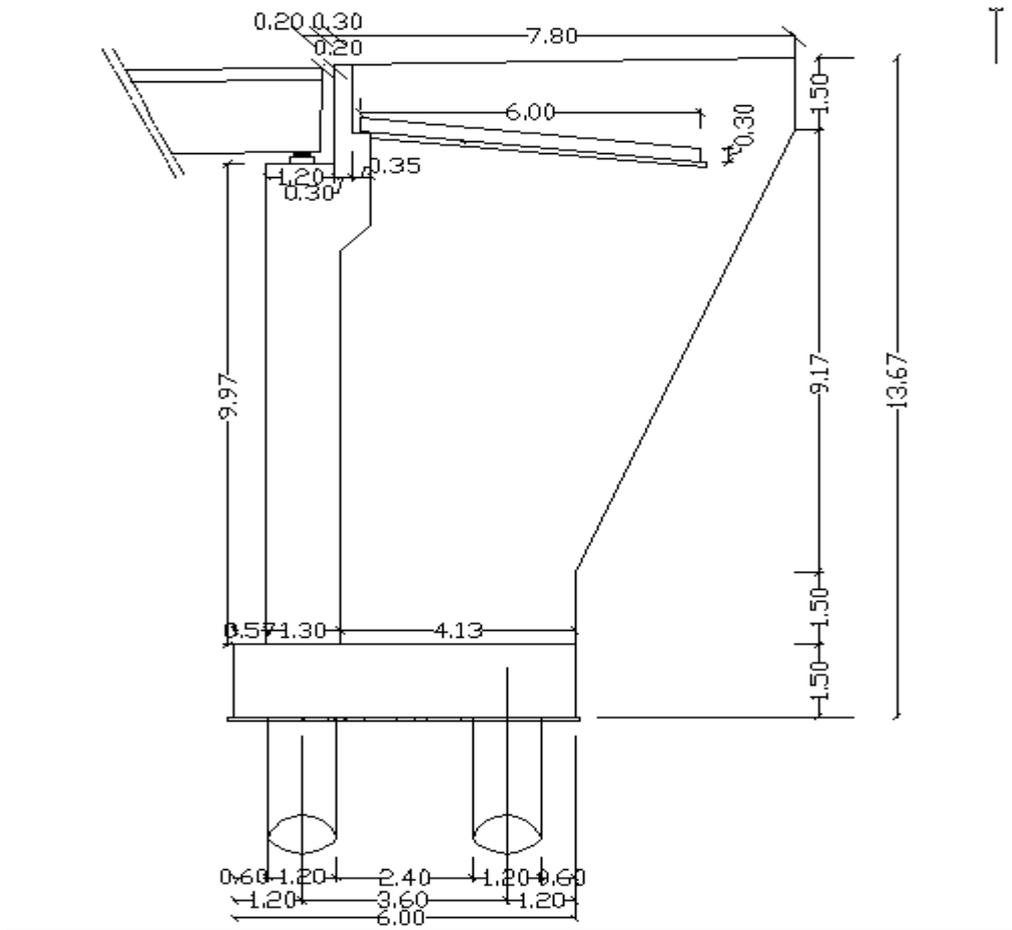


Fig XII-3 : Les dimensions de la culée.

XII-4- Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

XII-4-1- Calcul du coefficient de poussée :

➤ Dans les conditions normales :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

➤ Dans les conditions sismiques :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONONOBE- OKABE** qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\delta + \alpha + \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\varphi - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\varphi - \alpha + \theta)}$$

Avec :

- $\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne
- $\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée (sol – béton)
- $\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement
- $\beta = 0$: Angle de talus
- θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{\epsilon_H}{1 \pm \epsilon_V} \right)$$

$$\mathbf{K} : \text{coefficient caractérisant le séisme : } \mathbf{K} = \sqrt{\epsilon_H^2 + (1 \pm \epsilon_V)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon_H = 0,1 : \text{accélération du séisme dans le sens horizontal.} \\ \epsilon_V = 0,07 : \text{accélération du séisme dans le sens verticale.} \end{array} \right\} \quad \text{(RPOA)}$$

$$\text{L'effort sismique horizontal : } \mathbf{Hs} = \epsilon_H \cdot \mathbf{G} .$$

$$\text{L'effort sismique vertical : } \mathbf{Vs} = (1 \pm \epsilon_V) \cdot \mathbf{G}$$

En conditions sismiques on prend :

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon_h = 0,5A = 0,5 \times 0,2 \\ \epsilon_v = 0,3 \epsilon_h = 0,07 \\ \epsilon_H = 0,1 \quad \text{et} \quad \epsilon_V = 0,07 \\ \epsilon_H = 0,1 \quad \text{et} \quad \epsilon_V = 0,07 \\ \epsilon_H = 0,1 \quad \text{et} \quad V = -0,07 \end{array} \right\} \quad \text{(RPOA)}$$

Pour les conditions normales :

$$\epsilon_H = \epsilon_V = 0,00$$

$$\mathbf{K} = 1$$

$$\theta = 0^\circ$$

$$\mathbf{K}_{ah} = 0,3$$

Récapitulation des coefficients pour les 04 cas du séisme :

Action du séisme.	du	Notation	ϵ_H	ϵ_V	\mathbf{K}	θ°	\mathbf{K}_{ah}
Condition normale		1 ^{er} cas	0,00	0,00	1,00	0,00	0,333
Vertical Horizontal.	+	2 ^{ème} cas	0,10	0,07	1,075	5,340	0,420
Horizontal.		3 ^{ème} cas	0,10	0,00	1,005	5,710	0,395
Vertical Horizontal.	+	4 ^{ème} cas	0,10	-0,07	0,935	6,140	0,375

Tab XII-2 : récapitulation des accélérations pour les quatre cas de séisme.

- **Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par **20 %** :

$$P = q \cdot S$$

Avec :

S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur **H** et sur une largeur **L** :

$$P = \frac{1}{2} K_a h \gamma H^2 L$$

Avec :

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, poids volumique des terres.

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point **A**.

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	Calcul des P	Efforts horizontaux $\times \epsilon_H P$	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_V)P$	Bras de levier $\ll H \gg$	Bras de levier $\ll V \gg$	Moment de renversement $F_H V$	Moment stabilisateur $F_V H$
Poids du tablier	396.595	0.00	396.595	1.57	12.78	0.00	622.654
		39.659	424.356			506.842	666.239
		39.659	396.595			506.842	622.654
		39.659	368.833			506.842	579.068
Mur de garde grève	19.88	0.0	19.88	1.87	11.175	0.00	37.176
		1.988	21.272			22.215	39.778
		1.988	19.88			22.215	37.176
		1.988	18.488			22.215	34.573
Corbeau	29.32	0.0	29.32	2.13	10.53	0.00	62.452
		2.932	31.372			30.873	66.822
		2.932	29.32			30.873	62.452
		2.932	27.267			30.873	58.079
Mur frontal	329.01	0.0	329.901	1.22	6.485	0.00	402.479
		32.901	352.041			213.362	429.490
		32.901	329.901			213.362	402.479
		32.901	305.979			213.362	373.294
Mur en retour	346.48	0.0	346.48	5.67	7.585	0.0	1964.542
		34.648	370.733			262.805	2102.056
		34.648	346.48			262.805	1964.542
		34.648	322.226			262.805	1827.021
Semelle	302.06	0.0	302.06	0.75	3	0.0	226.545
		30.206	323.204			90.618	242.403
		30.206	302.06			90.618	226.545
		30.206	280.915			90.618	210.686
Dalle de transition	54.76	0.0	54.76	5.22	11.96	0.0	285.847
		5.476	58.593			65.493	305.855
		5.476	54.76			65.493	285.847
		5.476	50.926			65.493	265.834
Poids+des terres sur Dalle de transition.	106.38	0.0	106.28	5.22	12.92	0.00	554.78
		10.638	113.82			137.44	594.14
		10.638	106.28			137.44	554.78
		10.638	98.93			137.44	516.41
Poids des terres sur la semelle	863.10	0	863.10	6	7.6	0.00	5178.6
		86.31	923.52			655.96	5541.2
		86.31	863.10			655.96	5178.6
		86.31	802.68			655.96	4816.08
Poids des surcharges	57.24	0.00	57.24	5.22	13.67	0.00	298.79
		5.724	61.25			78.25	319.72
		5.724	57.24			78.25	298.79
		5.724	53.23			78.25	277.86

Poussée des terres	Mur GG + Mur frontal	438.20	438.20	/	/	5.62	2462.68	/
		552.69	552.69				3106.12	/
		519.79	519.79				2921.22	/
		493.47	493.47				2773.30	/
	Semelle	9.05	9.05	/	/	0.5	4.53	/
		11.42	11.42				5.71	/
		10.74	10.74				5.37	/
		10.19	10.19				5.10	/
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	39.33	39.33	/	/	7.69	302.45	/
		49.6	49.6				381.42	/
		46.65	46.65				358.74	/
		44.29	44.29				340.60	/
	Semelle	6.7	6.7	/	/	0.75	5.03	/
		8.46	8.46				6.35	/
		7.95	7.95				5.96	/
		7.55	7.55				5.66	/
TOTAL	Cas1	493.28	2505.62	/	/	2774.69	9633.86	
	Cas 2	866.93	2680.16			5563.46	9987.98	
	Cas 3	829.89	2505.62			5355.15	9633.87	
	Cas 4	800.26	2329.47			5188.52	8658.91	

Tab XII-3 : Calcul des moments et des efforts globaux

XII-4-2- Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions de stabilité au renversement et la stabilité au glissement:

Cas	H (t)	V (t)	Mr (t.m)	Ms (t.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{V}{H} \tan \varphi$
1	173,21	1900,40	1133,55	8118,72	7,16221	6,33449
2	255,29	2029,55	1651,14	8687,04	5,26124	4,58992
3	251,39	1896,78	1628,79	8118,72	4,98451	4,35621
4	248,25	1767,33	1610,89	5727,57	3,55553	4,11025

Tab XII-4 : Résultats du calcul de la poussée à vide.

➤ **Stabilité au renversement :**

$$\frac{MS}{MR} \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{MS}{MR} \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

➤ **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1,5 \quad \text{Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

 **Conclusion :**

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que les 04 cas, les deux conditions de stabilité (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

CONCLUSION

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Grâce aux calculs effectués, soit manuellement ou bien en utilisant des logiciels de calcul automatique, nous avons acquis des ordres de grandeurs importantes dans la vie professionnelle.

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de **l'université Mouloud MAMMARI**

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

BIBLIOGRAPHIE

➤ **Ouvrage :**

- ❖ Le béton précontraint aux états limites: Henry THONIER
- ❖ Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II).
- ❖ Catalogue Freyssinet.
- ❖ Appuis des tabliers PP73 SETRA.
- ❖ BAEL et BPEL 91
- ❖ Thèses ENTP et UMMTO
- ❖ Pont à poutres préfabriquées précontraintes par poste-tension(SETRA)

➤ **Cours :**

- ❖ Cours béton précontraint, Master I et Master II.
- ❖ Cours de pont, Master I.

➤ **Logiciels :**

- ❖ Microsoft Word 2007, pour ce qui est traitement de texte.
- ❖ Robot millénium, pour l'analyse et calcul.
- ❖ AutoCAD2009, pour les dessins.
- ❖ SnagIt 9, pour le traitement des photos.