

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures



Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du
diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Etude et conception d'un tablier du pont routier reliant CHIFFA à BERROUAGHIA

Réalisé par :

AZIEZ Walid

BENTALEB Abdenour

Composition du Jury :

<i>Président :</i>	Mme. S.STIHI	MAA	ENP
<i>Rapporteur :</i>	Mme. D.CHERID	MCB	ENP
	Mme. H.MOHABEDDINE	MCB	ENP
<i>Examineur :</i>	Mr. S. LAKEHAL	MCB	ENP
	Mr. M. OUANANI	MCA	ENP

ENP 2021

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures



Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du
diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Etude et conception d'un tablier du pont routier reliant CHIFFA à BERROUAGHIA

Réalisé par :

AZIEZ Walid

BENTALEB Abdenour

Composition du Jury :

<i>Président :</i>	Mme. S.STIHI	MAA	ENP
<i>Rapporteur :</i>	Mme. D.CHERID	MCB	ENP
	Mme. H.MOHABEDDINE	MCB	ENP
<i>Examineur :</i>	Mr. S. LAKEHAL	MCB	ENP
	Mr. M. OUANANI	MCA	ENP

ENP 2021

ملخص:

هذا المشروع عبارة عن جسر مزدوج على الطريق الرابط بين مدينتي الشفا والبرواقية المتواجدة بولاية المدية، حيث تم تصميم عدة خيارات ثم الرسوخ على الخيار الأمثل المتمثل في جسر متعدد الجوائز ذو تحميل مسبق مجزأ على ثلاث مقاطع بطول 35 مترا للمقطع.

تمت دراسة البنية الفوقية لهذا المشروع على مرحلتين الأولى يدويا ثم التأكد بطرق عصرية باستخدام برنامج:

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

أما التصميم فأجريت باستخدام برنامج:

Autodesk AutoCAD

مفردات البحث: جسر، بنية فوقية، التحميل المسبق.

Summary:

This project is a double bridge that links the two cities of CHIFFA and BEROUAGHIA in Medea. After having examined potential alternatives, the optimal one was chosen which is an independent spans bridge with three Viaducts, each one with post-tension prestressed beams of 35 m.

The study of superstructure is performed manually and confirmed digitally by the software **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018**.

The Plans were carried out using the **Autodesk AutoCAD Software**.

Key words: Viaduct, Superstructure, Beams, Post-tension.

Résumé :

Ce projet est consacré à l'étude et la conception d'un pont routier reliant CHIFFA à BEROUAGHIA wilaya de Médéa. Après examen des différentes variantes, nous optons pour le choix de trois Viaducs jumelés, identiques à travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension. Chaque viaduc a une longueur de 35 m et une largeur de 15.75 m. Une étude analytique de la superstructure est faite puis confirmée numériquement par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018**.

Les plans sont exécutés à l'aide du logiciel **Autodesk AutoCAD**.

Mots clés : Viaduc, Superstructure, Poutres, Post-tension, VIPP.

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

Je rends grâce à Dieu ;

Après je dédie ce travail :

*À mon Père et ma Mère, pour leur soutien inconditionnel, son
support et ces encouragements*

*À mes frères, sœurs, cousins et mes beaux-frères, qui m'ont
épaulé en tout temps.*

À mes oncles et tantes et toute ma famille

À mon frère et binôme BENTALEB Abdenour

À toute la promotion 2018/2021 de l'ENP.

*À tous les enseignants qui ont contribué à ma formation au
premier jour jusqu'à ce moment*

Avec salutation de :

AZIEZ Walid

Je rends grâce à Dieu,

Après je dédie particulièrement ce modeste travail :

*À mon père et À ma mère. Ils ont assuré avec loyauté tout mon
cursus*

*À mes frères, sœurs et mes beaux-frères qui m'ont épaulé en
tout temps.*

À toute la famille BENTALEB.

À mon frère et binôme AZIEZ Walid.

À toute la promotion 2018/2021 de l'ENP.

À tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Avec salutation de :

BENTALEB Abdenour

REMERCIEMENTS

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou leurs conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.

En particulier, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à :

- ✓ Nos encadreurs, Mme. D. CHERID et Mme. H. MOHABBEDDINE, enseignantes au département Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique, pour leur constante disponibilité et leurs conseils avisés.
- ✓ Monsieur A. BOULAKEKEZ, Ingénieur SAPTA pour nous avoir fait confiance en nous confiant ce projet.
- ✓ Mme. S. STIHI présidente, Mr. S. LAKEHAL et Mr. M. OUANANI membres de jury trouvent nos sentiments de respect pour avoir accepté d'examiner le travail de ce mémoire.
- ✓ Tout le corps professoral de l'Ecole Nationale Polytechnique. Nos aptitudes résident dans la qualité des enseignements que vous nous avez prodigués.
- ✓ Nos familles pour nous avoir encouragés et soutenus tout au long de notre parcours.

Nous vous réitérons notre profonde gratitude.

BENTALEB Abdenour

AZIEZ Walid

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale	21
<i>Chapitre I:</i>	22
Généralités	22
I.1- Introduction:.....	23
I.2- Composantes d'un Pont:	23
I.2.1- Superstructure (tablier):	23
I.2.2- L'infrastructure:	24
I.3- Présentation de l'ouvrage:	25
I.3.1- Plan de situation:	25
I.3.2- Données naturelles:.....	26
I.3.2.1- Données géologiques :	26
I.3.2.2- Données géotechniques :	26
I.3.2.3- Données topographiques :	26
I.3.2.4- Données sismiques :	27
I.4- Conclusion.....	27
<i>Chapitre II:</i>	28
Conception	28
II.1- Introduction:.....	29
II.2- Données et critères de choix :	29
II.3- Méthode utilisée :	29
II.3.1- Principe de la méthode :	30
II.4- Différentes variantes :	30
II.4.1- Pont mixte (Acier-béton):	30
II.4.1.1- Nombre et longueur des travées :	31
II.4.1.2- Pré-dimensionnement du tablier :	31
II.4.1.2.1- Hauteur de la poutre :	32
II.4.1.2.2- Dimensions de la poutre :	33
II.4.1.2.3- Dimensions des pièces de pont :	33

II.4.1.2.3.A-	Hauteur :	33
II.4.1.2.3.B-	Epaisseur de l'âme :	33
II.4.1.3-	Les avantages :	34
II.4.1.4-	Les inconvénients :	34
II.4.2-	Voussoirs coulés sur place par encorbellement successif :	34
II.4.2.1-	Nombre et longueur des travées :	35
II.4.2.2-	Dimensions du voussoir :	35
II.4.2.2.1-	Hauteur du voussoir :	35
II.4.2.2.2-	Largeur de voussoir :	36
II.4.2.2.3-	Largeur de la nervure de l'intrados :	36
II.4.2.2.4-	Largeur de l'encorbellement :	36
II.4.2.2.5-	Epaisseur de l'hourdis supérieur :	36
II.4.2.2.6-	Epaisseur de l'hourdis inférieur :	37
II.4.2.2.7-	L'épaisseur des âmes :	37
II.4.2.3-	Pré dimensionnement des goussets :	37
II.4.2.4-	Les avantages :	37
II.4.2.5-	Les inconvénients :	38
II.4.3-	Pont à poutres multiples précontraintes par post-tension (VIPP) :	38
II.4.3.1-	Pré-dimensionnement du tablier :	39
II.4.3.1.1-	La hauteur du tablier :	39
II.4.3.1.2-	Nombre des poutres et l'entraxe :	39
II.4.3.1.3-	Epaisseur de l'hourdis :	39
II.4.3.1.4-	Dimensions de la poutre :	39
II.4.3.1.4.A-	Table de compression :	40
II.4.3.1.4.B-	Talon :	40
II.4.3.1.4.C-	Epaisseur de l'âme :	41
II.4.3.1.5-	Entretoise :	41
II.4.3.2-	Les avantages :	42
II.4.3.3-	Les inconvénients :	42
II.5-	Somme des notes (WSM) :	43
II.6-	Présentation de la variante VIPP :	44
II.6.1-	Tracé en plan :	44
II.6.2-	Profil en long :	44

II.6.3-	Profil en travers:	45
II.7-	Conclusion :	45
Chapitre III:		46
Charges et leurs Répartitions.....		46
III.1-	Introduction :	47
III.2-	Calcul de charges permanentes :	47
III.2.1-	Poids propre des poutres :	47
III.2.1.1-	Poutre principale :	47
III.2.1.2-	Entretoise :	47
III.2.1.3-	Poids propre de la dalle :	48
III.2.1.4-	Poids propre des équipements :	48
III.2.1.4.1-	Revêtement et étanchéité :	48
III.2.1.4.2-	Les barrières :	48
III.2.1.4.3-	Les corniches :	49
III.2.2-	Calcul de l'effort tranchant max et le moment fléchissant max :	49
III.2.2.1-	Effort tranchant :	49
III.2.2.2-	Moment fléchissant :	49
III.3-	Calcul des surcharges (charges de trafic) :	50
III.3.1-	Caractéristiques du viaduc :	50
III.3.1.1-	Largeur roulable :	50
III.3.1.2-	Largeur chargeable :	50
III.3.1.3-	Nombre de voies :	50
III.3.1.1-	Largeur de voies :	50
III.3.1.2-	Classe du Viaduc :	50
III.3.2-	Système de charge A(L) :	51
III.3.2.1-	Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant max :	52
III.3.3-	Système de charge B :	52
III.3.3.1-	Système B_c :	52
III.3.3.1.1-	Calcul du coefficient de majoration dynamique :	53
III.3.3.1.2-	La valeur de b_c :	53
III.3.3.1.3-	Calcul d'effort tranchant :	53
III.3.3.1.4-	Calcul du moment fléchissant :	54
III.3.3.2-	Système B_t :	55
III.3.3.2.1-	Coefficient de majoration dynamique :	55

III.3.3.2.2-	La valeur de b_t :.....	56
III.3.3.2.3-	Calcul d'effort tranchant :.....	56
III.3.3.2.4-	Calcul du moment fléchissant :.....	56
III.3.3.3-	Système B_r :.....	57
III.3.3.3.1-	Coefficient de majoration dynamique :.....	58
III.3.3.3.2-	Calcul d'effort tranchant :.....	58
III.3.3.3.3-	Calcul du moment fléchissant :.....	58
III.3.3.4-	Charges militaires :.....	59
III.3.3.4.1-	Système M_c :.....	59
III.3.3.4.1.A-	Convoi M_c 80 :.....	59
III.3.3.4.1.A.a-	Calcul de l'effort tranchant :.....	60
III.3.3.4.1.A.b-	Calcul du moment fléchissant :.....	60
III.3.3.4.1.B-	Convoi M_c 120 :.....	61
III.3.3.4.1.B.a-	Calcul de l'effort tranchant :.....	61
III.3.3.4.1.B.b-	Calcul du moment fléchissant :.....	61
III.3.3.4.2-	Système M_e :.....	62
III.3.3.4.2.A-	Convoi M_e 80 :.....	62
III.3.3.4.2.A.a-	Coefficient de majoration dynamique :.....	62
III.3.3.4.2.A.b-	Calcul de l'effort tranchant :.....	63
III.3.3.4.2.A.c-	Calcul du moment fléchissant :.....	63
III.3.3.4.2.B-	Convoi M_e 120 :.....	64
III.3.3.4.2.B.a-	Coefficient de majoration dynamique :.....	64
III.3.3.4.2.B.b-	Calcul de l'effort tranchant :.....	64
III.3.3.4.2.B.c-	Calcul du moment fléchissant :.....	65
III.3.3.4.3-	Charges exceptionnelles :.....	65
III.3.3.4.3.A-	Convoi type D240 :.....	66
III.3.3.4.3.A.a-	Calcul de l'effort tranchant :.....	66
III.3.3.4.3.A.b-	Calcul du moment fléchissant :.....	66
III.3.3.4.3.B-	Convoi type E360 :.....	67
III.3.3.4.3.B.a-	Calcul de l'effort tranchant :.....	67
III.3.3.4.3.B.b-	Calcul du moment fléchissant :.....	67
III.4-	Répartition transversale des efforts :.....	68
III.4.1-	Méthode de calcul :.....	68

III.4.2-	Principe de la méthode :.....	68
III.4.3-	Calcul des paramètres fondamentaux du pont :.....	69
III.4.3.1-	Paramètre d'entretoisement θ :.....	69
III.4.3.2-	Paramètre de torsion α :.....	70
III.4.4-	Définition des abscisses des fibres :.....	72
III.4.5-	Calcul de coefficient de répartition K :.....	72
III.4.6-	Lignes d'influences :.....	75
III.4.7-	Calcul du coefficient de répartition transversale pour chaque chargement :.....	76
III.4.7.1-	Charge B_c :.....	76
III.4.7.2-	Charge B_r :.....	76
III.4.7.3-	Charge B_t :.....	77
III.4.7.4-	Charge A_L :.....	77
III.4.7.5-	Charge M_{c120} :.....	77
III.4.7.6-	Convoi type D_{240} :.....	78
III.4.8-	Répartition transversale des efforts tranchants :.....	78
III.4.9-	Détermination de ε_α et ε'_α :.....	78
III.4.10-	Calcul de coefficient de répartition transversale pour chaque chargement:.....	80
III.4.10.1-	Section courante.....	81
III.4.10.1.1-	Charges localisées :.....	81
III.4.10.1.2-	Charges uniformément réparties :.....	81
III.4.10.2-	Section sur appui :.....	82
III.4.10.2.1-	Charges localisées :.....	82
III.4.10.2.2-	Charges uniformément réparties :.....	82
III.4.11-	Répartition des moments max et des efforts tranchants max dans les poutres :.....	83
III.4.12-	Combinaisons des actions :.....	84
III.5-	Conclusion :.....	85
<i>Chapitre IV:</i>		86
Etude du tablier.....		86
IV.1-	Introduction :.....	87
IV.2-	Etude de la précontrainte des poutres.....	87
IV.2.1-	Principe du béton précontraint.....	87
IV.2.2-	Précontrainte par post-tension.....	87
IV.2.2.1-	Procédure de mise en tension.....	88
IV.2.2.2-	Phases de montage de la précontrainte.....	89

IV.2.3-	Caractéristiques des matériaux	89
IV.2.3.1-	Béton:	89
IV.2.3.2-	Aciers passifs :.....	91
IV.2.3.3-	Aciers de précontrainte :	91
IV.2.4-	Caractéristiques géométriques de la poutre.....	92
IV.2.5-	Détermination du nombre de câbles	93
IV.2.5.1-	Dimensionnement de l'effort de précontrainte.....	94
IV.2.5.2-	Détermination du nombre total de câbles.....	95
IV.2.5.3-	Détermination du nombre de câbles à l'about	96
IV.2.6-	Vérification de la section médiane :.....	97
IV.2.6.1-	Au 7^{ème} jours :.....	97
IV.2.6.2-	Au 28^{ème} jours :	98
IV.2.7-	Tracé des câbles :.....	98
IV.2.7.1-	Disposition constructive des câbles :	98
IV.2.7.1.1-	Section d'about :	98
IV.2.7.1.2-	Section à mi travée :	99
IV.2.7.2-	Détermination de l'angle de relevage :	99
IV.2.8-	Calcul des pertes.....	101
IV.2.8.1-	Phase N°1 : au 7 ^{ème} jours :.....	101
IV.2.8.1.1-	Pertes instantanées de précontrainte :	101
IV.2.8.1.1.A-	Pertes par frottement :	101
IV.2.8.1.1.B-	Pertes par recul d'ancrage :	101
IV.2.8.1.1.C-	Pertes par raccourcissement instantané du béton:	102
IV.2.8.1.1.D-	Pertes instantanée totales:	102
IV.2.8.1.2-	Pertes différées de précontrainte :	103
IV.2.8.1.2.A-	Pertes dues au retrait du béton :	103
IV.2.8.1.3-	Pertes totales:	103
IV.2.8.1.4-	Vérification des contraintes à 7 jours:	104
IV.2.8.2-	Phase N°2 : au 28 ^{ème} jours.....	105
IV.2.8.2.1-	Pertes instantanées de précontrainte :	105
IV.2.8.2.1.A-	Pertes par frottement:	105
IV.2.8.2.1.B-	Pertes par recul d'ancrage:	105
IV.2.8.2.1.C-	Pertes par raccourcissement instantané du béton:	106

IV.2.8.2.1.D-	Pertes instantanées totales :.....	106
IV.2.8.2.2-	Pertes différées de précontrainte :	107
IV.2.8.2.2.A-	Pertes dues au retrait du béton	107
IV.2.8.2.2.B-	Pertes dues à la relaxation des aciers:.....	107
IV.2.8.2.2.C-	Pertes dues au fluage du béton:.....	108
IV.2.8.2.2.D-	Pertes différées totales :	109
IV.2.8.2.3-	Pertes totales :.....	109
IV.2.8.2.4-	Vérification des contraintes à 28 Jours :.....	109
IV.2.8.3-	Phase N°3 : Au 60 ^{ème} Jours.	110
IV.2.8.3.1-	Pertes instantanées de précontrainte:	110
IV.2.8.3.2-	Pertes différées de précontrainte:	110
IV.2.8.3.2.A-	Pertes dues au retrait du béton	110
IV.2.8.3.2.B-	Perte due à la relaxation des aciers:.....	111
IV.2.8.3.2.C-	Perte due au fluage du béton:.....	111
IV.2.8.3.2.D-	Pertes différées totales :	111
IV.2.8.3.3-	Pertes totales:	111
IV.2.8.3.4-	Vérification des contraintes à 60 jours:.....	111
IV.2.8.4-	Phase N°4 : au 90 ^{ème} jours.....	112
IV.2.8.4.1-	Pertes instantanées de précontrainte:	112
IV.2.8.4.2-	Pertes différées de précontrainte:	113
IV.2.8.4.2.A-	Pertes dues au retrait du béton	113
IV.2.8.4.2.B-	Pertes dues à la relaxation des aciers:.....	113
IV.2.8.4.2.C-	Pertes dues au fluage du béton:.....	113
IV.2.8.4.2.D-	Pertes différées totales :	113
IV.2.8.4.3-	Pertes totales:	114
IV.2.8.4.4-	Vérification des contraintes à vide :	114
IV.2.8.4.5-	Vérification des contraintes sous D240:	115
IV.2.8.5-	Tableau récapitulatif :	116
IV.2.9-	Justification des contraintes tangentielles :	116
IV.2.9.1-	Vérification de la contrainte tangentielle sous P1 :	120
IV.2.9.2-	Vérification de la contrainte tangentielle sous P2:	121
IV.2.10-	Ferraillage longitudinal passif	122
IV.2.10.1-	Armatures longitudinales de peau	122

IV.2.10.2-	Armatures longitudinales dans les zones tendues	122
IV.2.11-	Justification de la poutre à « L'ELU » :	123
IV.2.12-	Justification des armatures transversales	126
IV.2.12.1-	Armatures transversales de peau	126
IV.2.12.2-	Minimum d'armatures transversales dans la partie centrale :	126
IV.2.12.3-	Justification des armatures transversales dans les zones d'appui	127
IV.2.12.4-	Justification des bielles de béton:	127
IV.2.13-	Vérification de la zone d'about	128
IV.2.13.1-	Zone de régularisation :	128
IV.2.13.2-	Frettage de surface:	128
IV.2.13.2.1-	Plan vertical:	128
IV.2.13.2.2-	Plan horizontal:	128
IV.2.13.3-	Effet d'éclatement:	129
IV.2.13.4-	Contrainte de compression moyenne du béton:	129
IV.2.13.5-	Ferraillage de la zone d'éclatement:	130
IV.2.13.5.1-	Plan Vertical:	130
IV.2.13.5.2-	Plan horizontal:	131
IV.3-	Etude de l'hourdis :	132
IV.3.1-	La flexion globale (transversale) de l'hourdis :	132
IV.3.1.1-	Calcul des coefficients μ_α sous différents cas de charges :	133
IV.3.1.2-	Calcul du moment transversal (M_y) :	135
IV.3.1.3-	Charge permanente G :	136
IV.3.1.4-	Surcharge B_c :	136
IV.3.1.5-	Surcharge B_t :	137
IV.3.1.6-	Surcharge M_{c120} :	138
IV.3.1.7-	Surcharge D240 :	138
IV.3.2-	La flexion locale de l'hourdis :	139
IV.3.2.1-	Moment fléchissant dû au poids propre :	140
IV.3.2.2-	Moment fléchissant dû à B_c :	140
	Calcul de moment longitudinal :	141
IV.3.2.2.1-	Calcul du moment transversal :	141
IV.3.2.3-	Moment fléchissant dû à B_t :	142
IV.3.2.3.1-	Calcul du moment longitudinal :	142

IV.3.2.3.2-	Calcul du moment transversal :	142
IV.3.2.4-	Moment fléchissant dû à B_r :	142
IV.3.2.4.1-	Calcul du moment longitudinal :	142
IV.3.2.4.2-	Calcul du moment transversal :	143
IV.3.2.5-	Moment fléchissant dû à M_{c120} :	143
IV.3.2.5.1-	Calcul du moment longitudinal :	143
IV.3.2.5.2-	Calcul du moment transversal :	143
IV.3.2.6-	Moment fléchissant dû à D_{240} :	144
IV.3.2.6.1-	Calcul du moment longitudinal :	144
IV.3.2.6.2-	Calcul du moment transversal :	144
IV.3.3-	Flexion totale :	144
IV.3.4-	Combinaisons à ELU et à ELS :	145
IV.3.5-	L'effort tranchant :	146
IV.3.5.1-	Effort tranchant dû au poids propre :	146
IV.3.5.2-	Effort tranchant dû au D_{240} :	146
IV.3.5.3-	Combinaison de l'effort tranchant à l'ELS ($G + D_{240}$) :	146
IV.3.6-	Etude du ferrailage de l'hourdis :	146
IV.3.6.1-	Armatures transversales (X-X) :	147
IV.3.6.1.1-	En travée (la nappe inférieure) :	147
IV.3.6.1.2-	Sur appui (la nappe supérieure) :	148
IV.3.6.2-	Les armatures longitudinales (Y-Y) :	148
IV.3.6.2.1-	En travée (la nappe inférieure) :	148
IV.3.6.2.2-	Sur appui (la nappe supérieure) :	149
IV.3.7-	Condition de non fragilité :	149
IV.3.8-	Vérification au poinçonnement :	150
IV.3.9-	Armatures d'effort tranchant :	150
IV.4-	CONCLUSION :	150
Chapitre V:		151
Etude dynamique.....		151
V.1-	Introduction :	152
V.2-	Classification des ponts.....	152
V.3-	Classification des zones sismiques :	152
V.4-	Coefficient d'accélération de zone :	153
V.5-	Classification du sol :	153

V.6-	Analyse sismique :	153
V.6.1-	Principe de la méthode spectrale monomodale :	154
V.6.2-	Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale :	154
V.6.3-	Séisme longitudinal :	154
V.6.3.1-	Détermination de la masse du système	155
V.6.3.2-	Détermination de la raideur longitudinale du système	155
V.6.3.2.1-	Raideur des piles (K_{pile})	155
V.6.3.2.2-	Raideur de la culée ($K_{culée}$) :	157
V.6.3.2.3-	Raideur de système (k_{sys})	157
V.6.3.3-	Période propre longitudinale de l'ouvrage	157
V.6.3.4-	Spectre de réponse élastique S_{ae} :	158
V.6.3.5-	Effort longitudinal :	159
V.6.3.5.1-	Effort total :	159
V.6.3.5.2-	Effort sur pile1 :	159
V.6.3.5.3-	Effort sur pile2 :	159
V.6.3.5.4-	Effort sur culée :	159
V.6.3.6-	Déplacements :	160
V.6.3.6.1-	Déplacement du tablier :	160
V.6.3.6.2-	Déplacement de la tête des piles :	160
V.6.3.7-	Les joints de chaussée :	160
V.6.3.7.1-	Classification des joints :	161
V.6.3.7.2-	Calcul des déplacements :	161
V.6.3.7.2.A-	Déplacement dû à la température :	161
V.6.3.7.2.B-	Déplacement dû au retrait :	161
V.6.3.7.2.C-	Déplacement dû au fluage :	162
V.6.3.7.2.D-	Déplacement différé :	162
V.6.3.7.2.E-	Déplacement dû au séisme :	162
V.6.3.7.2.F-	Déplacement final :	162
V.7-	Conclusion :	163
Chapitre VI:		164
Etude comparative		164
VI.1-	Introduction :	165
VI.2-	Présentation de logiciel :	165

VI.3- Modélisation du tablier :	165
VI.4- Effort interne dans les poutres :	167
VI.4.1- Moment fléchissant :	167
VI.4.2- Effort tranchant :	168
VI.5- Conclusion :	169
Conclusion générale	170
Références Bibliographiques	171
Annexes	173

Liste des tableaux

Tableau1.1: Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, (RPOA 2008).	27
Tableau 2.1 : dimensions du profil de la poutre en mm.....	33
Tableau2.2 : la somme pondérée de chaque variante.....	43
Tableau3.1:coefficients a_1	51
Tableau 3.2: valeurs de v_o	51
Tableau3.3: valeurs de b_c	53
Tableau 3.4: valeurs de b_t	56
Tableau 3.5: présentation de toute les T_{max} et M_{max}	68
Tableau 3.6: valeurs de $K_{b/h}$	71
Tableau 3.7: les valeurs de $K_{b/h}$ de chaque partie de la poutre.	71
Tableau 3.8: abscisses des fibres étudiées.....	72
Tableau 3.9: les valeurs de coefficient K_0 pour $\theta=0.68$	73
Tableau 3.10: les valeurs de coefficient K_1 pour $\theta=0.68$	74
Tableau 3.11: les valeurs de coefficient $K_{0.18}$ pour $\theta=0.68$	74
Tableau 3. 12: les valeurs de coefficient $K_{0.18}$ ($\theta=0.68$) pour chaque poutre.....	74
Tableau 3.13: Valeurs de K pour la charge B_c	76
Tableau3.14: Valeurs de K pour la charge B_r	76
Tableau 3.15: Valeurs de K pour B_t	77
Tableau 3.16: Valeurs de K pour AL.....	77
Tableau 3.17: Valeurs de K pour Mc120.	77
Tableau 3.18: Valeurs de K pour convoi D240.	78
Tableau 3.19: Valeurs de coefficient $\epsilon_{0.18}$ ($\theta=0.68$) pour chaque poutre.	79
Tableau 3.20: Valeurs du coefficient $\epsilon'_{0.18}$ ($\theta=0.68$) pour chaque poutre.	79
Tableau 3.21: Valeurs de ϵ pour Les charges localisées (B_c , B_t , B_r).....	81
Tableau 3.22: Valeurs de ϵ pour Les charges uniformément réparties (AL , MC120 , D240).	81
Tableau 3.23: Valeurs de ϵ' pour Les charges localisées (B_c , B_t , B_r).....	82
Tableau 3.24: Valeurs de ϵ' pour Les charges uniformément réparties (AL , MC120 , D240).	82
Tableau 3.25: Répartition du moment fléchissant max à L/2 pour chaque poutre.	83
Tableau 3.26: Répartition de l'effort tranchant max en X=0 pour chaque poutre.	83
Tableau 3.27: Combinaison des charges pour moment fléchissant max à L/2 pour chaque poutre.....	84
Tableau 3.28: Combinaison des charges pour l'effort tranchant max en X=0 pour chaque poutre.....	84
Tableau 4.1: Caractéristiques géométriques de la poutre.	93
Tableau 4.2: Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre+dalle).	93
Tableau 4.3: les caractéristiques nettes de la section médiane (Poutre seule).....	96
Tableau 4.4: Tableau récapitulatif.....	116
Tableau4.5: les Caractéristiques de la section résistante.	118
Tableau 4.6: Vérification de la contrainte tangentielle sous P1.	120

Tableau 4.7: Vérification de la contrainte tangentielle sous P2.	121
Tableau 4.8 : Valeurs du coefficient $\mu_0 \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.225$	133
Tableau 4.9 : Valeurs du coefficient $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.225$	134
Tableau 4.10 : Valeurs du coefficient $\mu_0 \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.675$	134
Tableau 4.11 : Valeurs du coefficient $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.675$	134
Tableau 4.12 : Valeurs du coefficient $\mu_{0.18} \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.225$	134
Tableau 4.13 : Valeurs du coefficient $\mu_{0.18} \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.675$	134
Tableau 4.14 : Coefficients μ_1 et μ_3 pour les charges.....	135
Tableau 4.15: Moments transversaux pour les charges.	139
Tableau 4.16 : Sens de travail de l'hourdis.....	139
Tableau 4.17: Moments fléchissant totaux.....	145
Tableau 4.18: Moments fléchissant avec les combinaisons.	145
Tableau 5.1 : classification des ponts	152
Tableau 5.2: Coefficient d'accélération de zone A	153
Tableau 5.3: les valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale	158
Tableau 6.1: valeurs des charges considérées.....	166
Tableau 6.2: Combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS.....	166
Tableau 6.3: la comparaison entre les résultats analytiques et automatiques pour le moment fléchissant.....	169
Tableau 6.4: la comparaison entre les résultats analytiques et automatiques pour l'effort tranchant...	169

Liste des figures

Figure 1.1: les équipements du tablier d'un pont routier.....	23
Figure 1.2: Exemples de piles.....	24
Figure 1.3: Composants d'une culée.....	24
Figure 1.4: Plan de situation.....	25
Figure 1.5 : Carte de zonage sismique d'Algérie (RPOA 2008).....	27
Figure 2.1: les composantes d'un pont bipoutres-mixte à pièces de pont .	31
Figure 2. 2 : coupe transversale de la variante mixte.....	32
Figure 2.3: les dimensions transversales de la poutre métallique	33
Figure 2.4 : Principe de l'encorbellement successif .	35
Figure 2.5 : Symboles des dimensions d'un voussoir.....	35
Figure 2.6 : Dimensions transversales du voussoir.....	37
Figure 2.7 : profil en long de VIPP.....	38
Figure 2.8 : Accès sous les entretoises d'about.....	41
Figure 2.9 : détail d'une poutre en post tension (section médiane + section d'about).....	42
Figure 2. 10: tracé en plan.....	44
Figure 2.11: Coupe Longitudinale.....	44
Figure 2.12: Coupe transversale.....	45
Figure 3.1: les dimensions de l'entretoise.....	48
Figure 3.2: détail de trottoir.....	49
Figure 3.3: Système BC	52
Figure 3.4: Répartition longitudinale des convois B _c pour le calcul de l'effort tranchant max .	53
Figure 3.5: schéma représenter la section dangereuse pour le système B _c	54
Figure 3.6: système B _t	55
Figure 3.7: Répartition longitudinale des convois B _t pour le calcul de l'effort tranchant max.....	56
Figure 3.8: position de section dangereuse.....	57
Figure 3.9: système B _r	57
Figure 3.10: Répartition longitudinale des convois B _r pour le calcul de l'effort tranchant max.....	58
Figure 3.11: Répartition longitudinale des convois B _r pour le calcul du moment fléchissant max.....	58
Figure 3.12: Convoi Mc 80	59
Figure 3.13: Position de Mc80 pour le calcul de l'effort tranchant max.....	60
Figure 3.14: Position de Mc80 pour le calcul du moment fléchissant max.....	60
Figure 3.15: Convoi Mc 120	61
Figure 3.16: Position de Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant max.....	61
Figure 3.17: Position de Mc120 pour le calcul du moment fléchissant max.....	62
Figure 3.18: convoi Me 80	62
Figure 3.19: Position de Me 80 pour le calcul de l'effort tranchant max.....	63

Figure 3.20: position de la section dangereuse selon le convoi Me 80.	63
Figure 3.21: convoi Me 120.	64
Figure 3.22: Position de Me 120 pour le calcul de l'effort tranchant max.	64
Figure 3.23: position de la section dangereuse selon le convoi Me 120.	65
Figure 3.24: Convoi type D240	66
Figure 3.25: Position de D240 pour le calcul de l'effort tranchant max.	66
Figure 3.26: Position de D240 pour le calcul du moment fléchissant max.	66
Figure 3.27: Convoi type E360	67
Figure 3.28: Position de E360 pour le calcul de l'effort tranchant max.	67
Figure 3.29: Position de E360 pour le calcul du moment fléchissant max.	67
Figure 3.30: Représentation de la poutre principale longitudinalement.	69
Figure 3.31: section simplifiée.	71
Figure 3.32: Lignes d'influence de K pour chaque poutre.	75
Figure 3.33: Lignes d'influence de ϵ pour chaque poutre.	79
Figure 3.34: Lignes d'influence de ϵ' pour chaque poutre.	80
Figure 4.1: Représentation de la procédure de mise en tension	88
Figure 4.2: Dimensions des sections (d'about et médiane).	92
Figure 4.3: Disposition des câbles (Section d'about et Section à mi travée).	99
Figure 4.4: les sections résistante dans les (Poutre seule et Poutre +Dalle).	118
Figure 4.5: Section nette de la section homogène (Poutre seule et Poutre+Dalle).	119
Figure 4.6: dimensions de la section tendue du béton.	123
Figure 4.7: Courbe de Comportement de L'acier.	125
Figure 4.8: Zone de régularisation.	128
Figure 4.9: Ferrailage de la zone d'about.	131
Figure 4.10: Ligne d'influence de $\mu 0.18 \times 10^{-4}$ pour ($\theta=0.225$ et $\theta=0.675$).	134
Figure 5.1: séisme longitudinal.	155
Figure 5.2: schéma du spectre de réponse pour $\zeta = 5\%$	158
Figure 6.1: vue du modèle du tablier en 3D.	165
Figure 6.2: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.	167
Figure 6.3: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.	167
Figure 6.4: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.	168
Figure 6.5: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.	168

Introduction Générale

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art. Leur construction relève du Génie Civil. Le pont est une construction qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (dépression, cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin, canyon). Les ouvrages d'art sont fréquemment utilisés aujourd'hui dans tous les domaines (économique ; touristique...). Leur étude ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Ces informations sont indispensables pour entamer le calcul dans de bonnes conditions.

L'Ingénieur doit créer une structure qui garantit les exigences de service et de sécurité imposées dans le cahier de charge de manière optimale, avec une faisabilité de moindre coût et temps d'exécution.

Le concepteur recherche la solution la plus économique tout en respectant les contraintes imposées par la nature qui peuvent être très diverses afin d'opter pour un meilleur choix parmi les variantes existantes.

L'objet de ce travail est l'étude et la conception du tablier du pont routier reliant CHIFFA à BEROUAGHIA wilaya de Médéa. Pour ce faire, nous passons par les étapes suivantes :

Nous commençons la conception par le pré-dimensionnement du tablier de chaque variante. Après, le choix de la variante optimale, on passe au calcul des charges et surcharges ainsi que la répartition transversale de ces dernières.

Ensuite, on évalue les efforts de précontrainte dans la poutre la plus sollicitée et on les généralise à toutes les poutres. Une fois les sollicitations déterminées on traite le calcul de l'hourdis.

L'étape suivante sera l'étude dynamique pour choisir le joint de chaussée.

Quant à la dernière étape est réservée à une étude comparative des moments fléchissant et les efforts tranchant déterminés analytiquement et numériquement par le logiciel Robot.

Nous clôturons notre travail par une conclusion générale

Chapitre I: **Généralités**

I.1- Introduction:

Les ponts représentent une pièce essentielle du transport dans tout pays en voie de développement. Ils constituent les points sensibles du réseau et leur défaillance provoque toujours des perturbations dans le trafic routier et ferroviaire.

Pour assurer le bon fonctionnement d'un viaduc il faut procéder à une conception de ce dernier suivant les critères et les moyens de l'entreprise.

I.2- Composantes d'un Pont:

On peut distinguer deux parties principales :

I.2.1-Superstructure (tablier):

La superstructure est composée des éléments porteurs principaux tels que la dalle, les poutres principales et d'autres éléments (entretoises, longerons...) qui servent au bon fonctionnement et à durabilité de l'ouvrage.

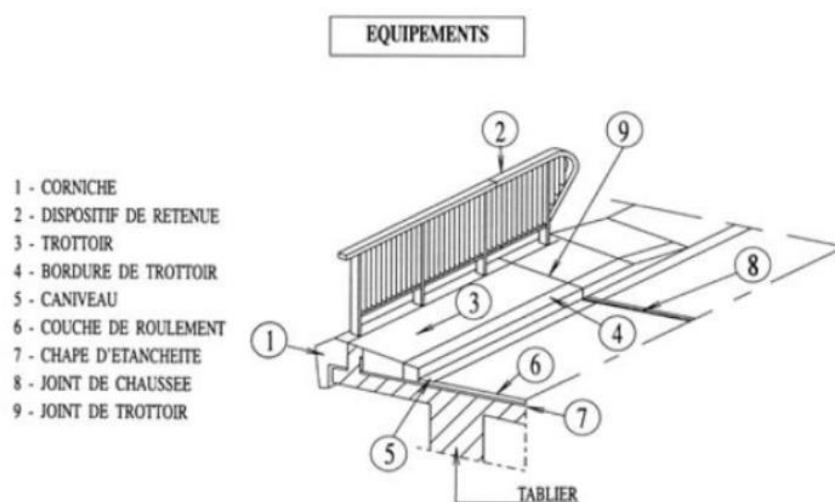


Figure 1.1: les équipements du tablier d'un pont routier.

I.2.2-L'infrastructure:

Elle comporte :

- ❖ **Les fondations** : système qui permet à l'ouvrage de reposer sur le sol et de lui transmettre les charges qu'il reçoit.

- ❖ **Les appuis** : On distingue deux types d'appuis :
 - Les piles : qui sont les appuis intermédiaires.
 - Les culées : qui sont les appuis extrêmes du tablier.

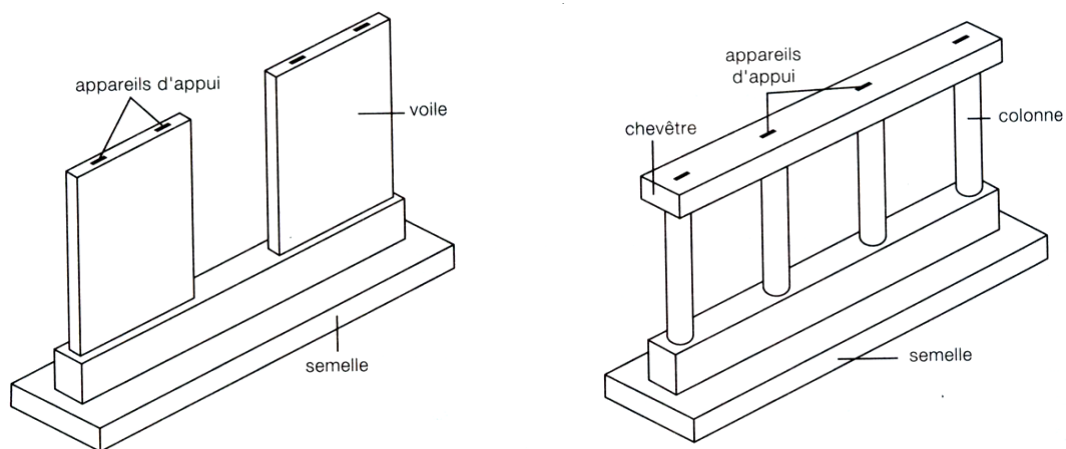


Figure 1.2: Exemples de piles.

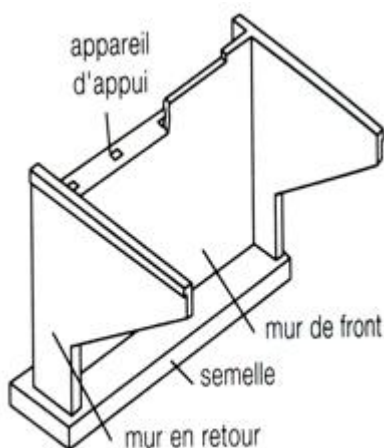


Figure 1.3: Composants d'une culée.

I.3- Présentation de l'ouvrage:

Notre sujet de fin d'études porte sur l'étude du tronçon du point Kilométrique (PK 21+540).

Il permet la liaison entre CHIFFA - BERROUAGHIA sur 53 Km.

I.3.1-Plan de situation:

L'ouvrage concerné est un passage inférieur autoroutier (PI-) au PK21+540. Il rentre dans le cadre du dédoublement de la RN01, se trouvant au rond-point nord de Médéa.



Figure 1.4: Plan de situation.

I.3.2-Données naturelles:

I.3.2.1- Données géologiques :

En se basant sur les coupes lithologiques, on peut conclure que le terrain est essentiellement formé par une marne de couleur verdâtre ou surtout bleuâtre, d'une grande épaisseur, allant jusqu'à 30m. Cette marne est surmontée par des blocs discontinus de grès à ciment calcaire. En exposant les coupes lithologiques dans le cadre géologique local, cette région s'inscrit dans le bassin miocène de Médéa, où les fameuses marnes bleues forment une assise importante de 250m, dont la partie supérieure est formée de blocs de grès d'ordre métrique.

I.3.2.2- Données géotechniques :

Du point de vue géotechnique, les marnes sont argileuses, elles sont plastiques, gonflantes et agressives au béton, (classe **S2**).

Le sol étant agressif vis-à-vis du béton, un ciment résistant aux sulfates est indispensable pour le béton des infrastructures.

Les fondations proposées seront des fondations profondes, type pieux forés coulés en béton, ancrés dans la couche de marne ; la profondeur d'ancrage et la contrainte admissible seront fixées par le bureau d'études.

I.3.2.3- Données topographiques :

Une topographie accidentée peut être attribuée au tracé, du fait que, d'une part, il se trouve en contre bas du plateau élevé de Médéa et d'autre part, la nature géologique de terrain.

Là, une attention particulière doit être prêtée à la relation entre la nature marneuse du sol, étant très instable et très déliquescence. De plus, sa topographie pentue des terrains, favorise d'innombrables glissements dans la région.

I.3.2.4- Données sismiques :

Selon le RPOA 2008 (Figure 5), cinq (05) zones de sismicité sont définies, à savoir :

- Zone 0 sismicité négligeable
- Zone I sismicité faible
- Zone IIa sismicité moyenne
- Zone IIb sismicité élevée
- Zone III sismicité très élevée

Le territoire de Médéa occupe trois zones sismiques (zone I, zone IIa et zone IIb).

- la section d'étude Ouezera-Hamdaniase trouve dans la région de sismicité élevée IIb. (Voir l'annexe)

Tableau1.1: Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, (RPOA 2008).

N°	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
25	CONSTANTINE	IIa
26	MEDEA	IIb
	Groupe de commune A El hamdania, Medea, Tamesguida,	IIa
	Groupe de commune B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C	I
	Groupe de communes C Bou Aiche, Chahbounia, Boughzoul, Saneg, Meftaha, Ouled Maref, El Aounet, Ain Boucif, Sidi Damed, Ain Ouksir, Cheniguel	I

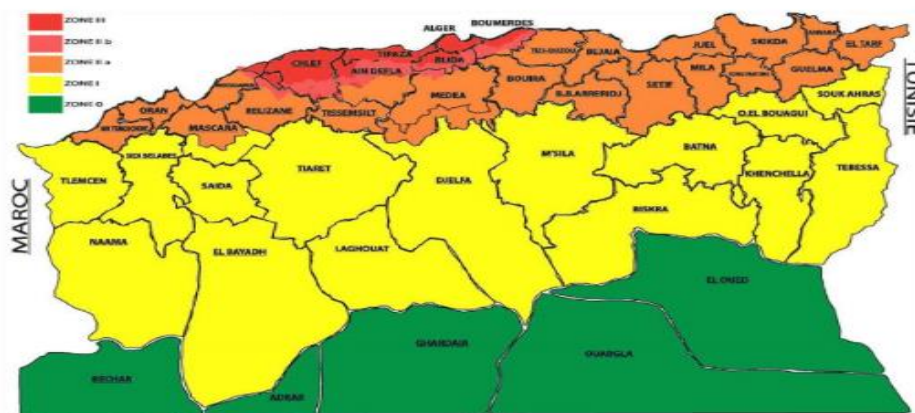


Figure 1.5 : Carte de zonage sismique d'Algérie (RPOA 2008).

I.4- Conclusion :

Après la présentation de projet, nous passons à la conception.

Chapitre II: Conception

II.1- Introduction:

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Elle intègre un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère. L'étude d'un projet doit être conduite par un Ingénieur expérimenté, possédant une bonne connaissance des diverses variantes, de leur pré-dimensionnement et de leurs délais d'exécution.

II.2- Données et critères de choix :

Le choix d'une variante est basée tout d'abord sur des paramètres et des critères pour l'obtention de la meilleure variante, menant à construire un ouvrage d'art optimal. Ces critères sont :

- ✓ La type de pont (route ; rails ...)
- ✓ Le comportement mécanique (isostatique ; hyperstatique) ;
- ✓ Le matériau principal utilisé ;
- ✓ La disposition du pont en plan (droit ; courbes ; biais) ;
- ✓ La durée de vie prévue.

Les données sont :

- ✓ Les données administratives ;
- ✓ Les données fonctionnelles ;
- ✓ Les données naturelles ;
- ✓ Les données environnementales ;
- ✓ Les données architecturales et paysagères ;
- ✓ Les données de gestion.

II.3- Méthode utilisée :

On se base sur l'une des méthodes d'agrégation multicritères. L'approche par agrégation totale est prise pour le choix de la variante optimale dans notre cas.

Les aspects fondamentaux sont :

Facilité d'exécution : on doit exécuter le projet facilement sans influencer les autres critères et on doit majorer ce critère par 40 %.

Entretien : pour assurer la durabilité acceptable ; on doit majorer par un coefficient de pondération de 30%.

Coût : il doit être dans l'intervalle minimum possible ; le coefficient de pondération est de 20%.

Esthétique : le pont doit être en harmonie avec le paysage contigu ; son coefficient de pondération est de 10%.

II.3.1- Principe de la méthode :

On doit réduire nos quatre critères en un seul. On considère que tous ces critères sont comparables les uns aux autres, pour cela on va utiliser la somme des notes ou **Weight Sum Method (WSM)**. Elle est fondée sur des critères quantitatifs et à la même échelle :

Somme pondérée = $a \times \text{Crit A} + b \times \text{Crit B} + c \times \text{Crit C} + \dots$

Moyenne pondérée =
$$\frac{a \times \text{Crit A} + b \times \text{Crit B} + c \times \text{Crit C} + \dots}{a + b + c + \dots}$$

Avec ; a, b et c sont des coefficients de pondération ; ces coefficients doivent être plus grand lorsque le critère est plus important.

Les variantes proposées pour l'analyse multicritères sont :

- Pont mixte ;
- Pont à voussoirs coulés sur place par encorbellement successif ;
- Pont à poutres multiples par post-tension (VIPP).

II.4- Différentes variantes :

II.4.1- Pont mixte (Acier-béton):

Ce type de pont est constitué d'un tablier mixte. Il est composé d'un système porteur (poutres métallique) et d'une dalle en béton armé avec des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de l'un par rapport à l'autre.

Le tablier bipoutre-mixte peut être approprié à notre projet, car la gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes varie de 30 à 110m pour les travées continues (hyperstatique) et de 25 à 90 m environ, pour les travées indépendantes (isostatique). Cette superstructure de ce pont est également constituée d'un réseau de poutres secondaires longitudinales (longerons) et transversales (pièces de pont).

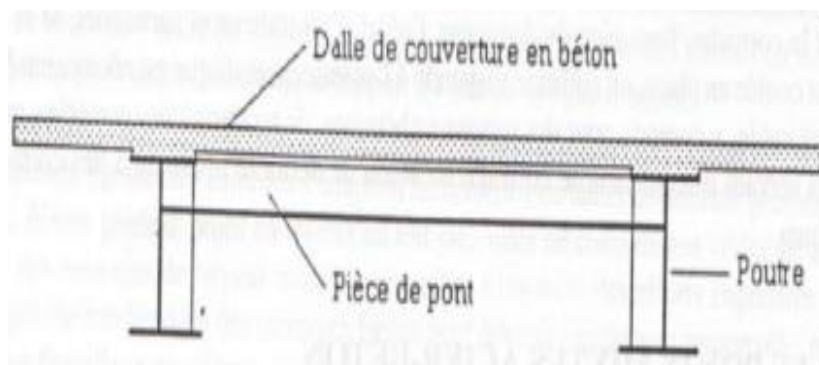


Figure 2.1: les composantes d'un pont bipoutres-mixte à pièces de pont [1].

II.4.1.1- Nombre et longueur des travées :

On propose deux travées de rive de longueur égale à de 30 m avec et une travée centrale de 45 m, de longueur totale du pont égale à 105 m.

La validité de ces longueurs des travées requiert la vérification suivante : [2]

Le rapport ψ doit être compris entre 0,65 et 0,8.

$$\psi = 0.65 < \frac{l}{L} = \frac{30}{45} = 0.667 < 0.8$$

l : La petite travée ;

L : La grande travée ;

Ψ : Le rapport de la portée.

II.4.1.2- Pré-dimensionnement du tablier :

Selon le guide SETRA [2] le tablier est assez large (15.75 m), une solution consiste à appuyer notre dalle dans le sens longitudinal sur deux poutres avec un entraxe de 10.75m et transversalement sur des pièces de pont espacées de 4 m.

L'épaisseur de la dalle doit être comprise entre 20 et 24 cm :

On prend : $e_{dalle} = 23 \text{ cm}$

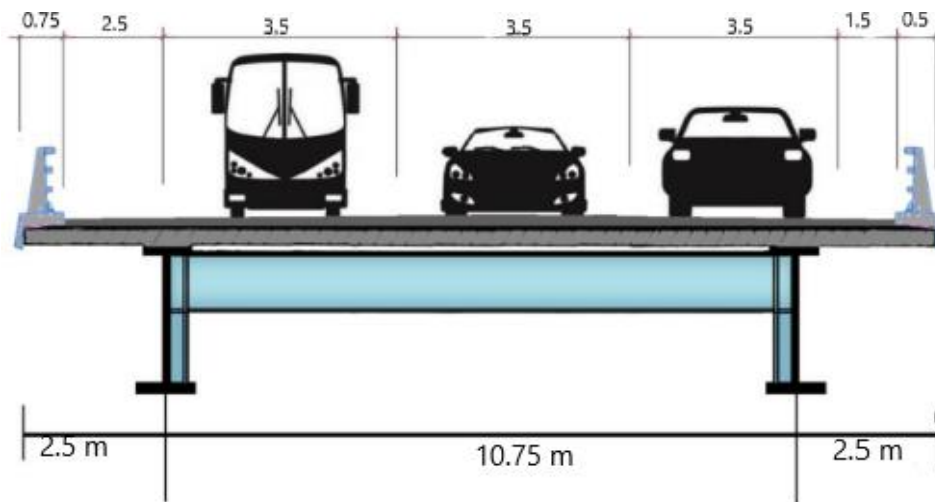


Figure 2. 2 : coupe transversale de la variante mixte.

II.4.1.2.1- Hauteur de la poutre :

L'élanement doit être compris pour les hauteurs variables entre les valeurs de $L/40$ et $L/50$ à mi-travée et $L/25$ sur appuis. Pour les hauteurs constantes il doit être égal à $L/28$ [2].

Avec : L = longueur de la travée.

Pour la travée centrale : $L/28 = 45/28 = 1.607$ m

On prend : $H_{p,centr} = 1.65$ m

Pour la travée de rive (hauteur variable) :

Sur culée :

$L/25 = 30/25 = 1.2$ m $\rightarrow H_{p, rive,culée} = 1.2$ m

Sur appui :

On garde la hauteur constante de la travée centrale : $H_{p, rive,appui} = 1.65$ m

II.4.1.2.2- Dimensions de la poutre :

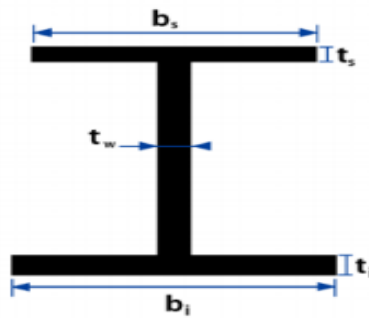


Figure 2.3: les dimensions transversales de la poutre métallique [3].

L'épaisseur de l'âme doit être supérieure ou égale à $0,005h_w$ (hauteur d'âme), et supérieure ou égale à 12mm pour les poutres reds longitudinalement.

- La largeur de la semelle doit être comprise entre 400 et 1300 mm, et son épaisseur doit vérifier la relation $b/t \leq 30$.

Tableau 2.1 : dimensions du profil de la poutre en mm.

	Poutre centrale		Poutre de rive	
	Sur appui	Mi-travée	Sur appui	Mi-travée
t_w	18	18	18	18
b_s	600	600	400	500
b_i	750	750	500	600
t_s	20	20	20	20
t_i	25	25	25	25

II.4.1.2.3- Dimensions des pièces de pont :

II.4.1.2.3.A- Hauteur :

Elle varie entre $l/10$ et $l/15$ de la portée de la pièce [2] :

$$l/10 = 10.75/10 = 1.075\text{m} \quad \text{et} \quad l/15 = 10.75/15 = 0.72\text{ m}$$

l : Entraxe de deux poutres principales.

On prend : $h_p = 1\text{ m}$.

II.4.1.2.3.B- Epaisseur de l'âme :

L'épaisseur varie entre 10 et 12mm et on prend : $e_p = 12\text{ mm}$

II.4.1.3- Les avantages :

- ✓ Possibilité de construire avec des grandes portées.
- ✓ Construire avec de l'acier exige un excellent rapport poids/performance et conduit à une légèreté du poids total de l'ouvrage.
- ✓ Facilité de l'entretien et de maintenance.
- ✓ Proposition des multi-choix pour l'architecte.
- ✓ Diminution du temps d'exécution.
- ✓ Offre un bon comportement sismique.

II.4.1.4- Les inconvénients :

- ✓ La corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.
- ✓ La répartition des charges est endommagée à cause des phénomènes de retrait et de fluage.
- ✓ Le coût est élevé.
- ✓ Ce type de pont nécessite une main d'œuvre qualifiée.
- ✓ L'influence des sollicitations climatiques sur l'acier avant d'être protégé par la dalle en béton.
- ✓ Le risque de flambement des pièces élancées par compression.

II.4.2- Voussoirs coulés sur place par encorbellement successif :

Cette méthode d'exécution consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des appuis ; après réalisation d'un voussoir placé.

La construction est en générale réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

Une fois que, les extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de l'appui considéré. On procède à la solidarisation (Clavage).

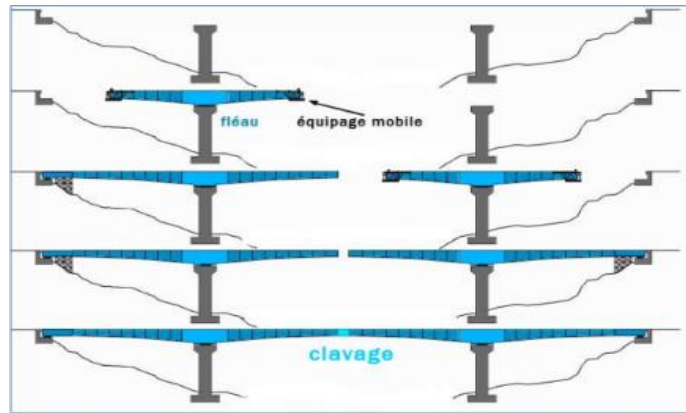


Figure 2.4 : Principe de l'encorbellement successif [3].

II.4.2.1- Nombre et longueur des travées :

Partant d'une longueur totale de 105 m, pour la facilité et la rapidité de l'exécution, on choisit deux travées de longueur égale à 52.5 m chacune. Le tablier reposera simplement sur les culées et sur l'unique pile centrale.

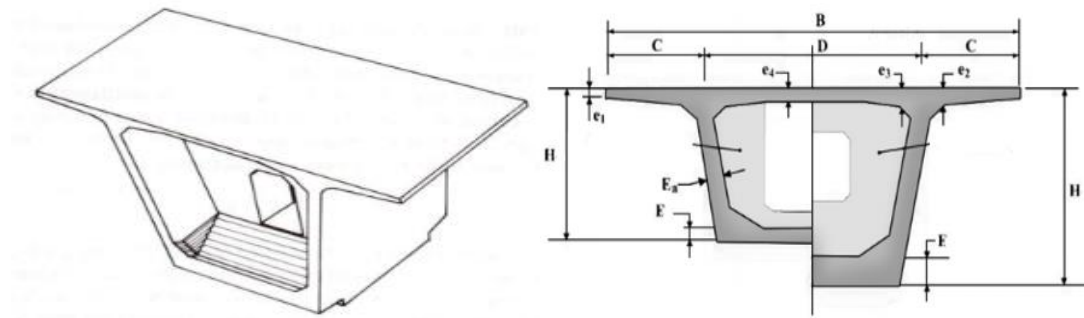


Figure 2.5 : Symboles des dimensions d'un voussoir.

II.4.2.2- Dimensions du voussoir :

II.4.2.2.1- Hauteur du voussoir :

La hauteur du voussoir sera constante sur tout le long du tablier ; On a :

$$L/25 < H < L/20 \quad [4]$$

$$52.5/25 = 2.1 \text{ m} < H < 52.5/20 = 2.625 \text{ m}$$

On prend: $H = 2.3 \text{ m}$

II.4.2.2.2- Largeur de voussoir :

Ayant une largeur du tablier de 15,75, la largeur du voussoir "B" sera identique.

$$B = 15.75 \text{ m}$$

II.4.2.2.3- Largeur de la nervure de l'intrados :

Selon le guide SETRA [10], pour $12\text{m} < B < 16\text{m}$; il propose un caisson unique à trois âmes, mais le bilan économique étant plutôt défavorable à la troisième âme ; nous choisirons alors un caisson à deux âmes avec une distance "D" entre âme égale :

$$D = 9 \text{ m}$$

II.4.2.2.4- Largeur de l'encorbellement :

On doit calculer la distance entre l'axe de l'âme et l'extrémité du voussoir "C" à partir de la distance D [10] :

$$C = (B-D)/2 = (15.75 - 9)/2$$

$$C = 3.375 \text{ m}$$

II.4.2.2.5- Epaisseur de l'hourdis supérieur :

- Selon le guide SETRA [4], l'épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenu.

Pour une barrière type BN4 : $e_1 = 0.24 \text{ m}$

- L'épaisseur e_2 dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel ; On peut prendre e_2 entre $1/7$ et $1/8$ de la largeur de l'encorbellement :

$$C/7 = 3.375/7 = 0.48 \text{ m} \text{ et } C/8 = 3.375/8 = 0.42 \text{ m} \quad 0,42 \leq e_2 \leq 0,48$$

On prendra : $e_2 = 0.45 \text{ m}$

- à mi- portée :

$$D/30 \leq e_4 \leq D/25 \quad \rightarrow \quad 9/30 = 0.3 \text{ m} \leq e_4 \leq 9/25 = 0.36 \text{ m}$$

On prend : $e_4 = 0.35 \text{ m}$

- À l'encastrement :

Il faut que : $e_3 > e_2 - 0,10 \text{ m}$ et $e_3 > 1,5 e_4$

$$e_3 > 0.45 - 0.1 = 0.35 \text{ m} \quad \text{et} \quad e_3 > 1.5 \times 0.35 = 0.525$$

On prend : $e_3 = 0.55 \text{ m}$

II.4.2.2.6- Épaisseur de l'hourdis inférieur :

$$0.35 \leq E \leq 0.8 \text{ m}$$

On prend : $E = 0.45 \text{ m}$

II.4.2.2.7- L'épaisseur des âmes :

$$E_a = L/275 + 1,25 \times (B/L) - 0,125$$

On trouve : $E_a = 0.45 \text{ m}$

II.4.2.3- Pré dimensionnement des goussets :

On doit fixer avec précision les goussets après le câblage et le ferrailage ; le contour intérieur du voussoir est toujours rectiligne avec un angle compris entre 30 et 45° afin de faciliter le bétonnage, pour l'esthétique le contour extérieur est circulaire avec une pente de 40 à 45°.

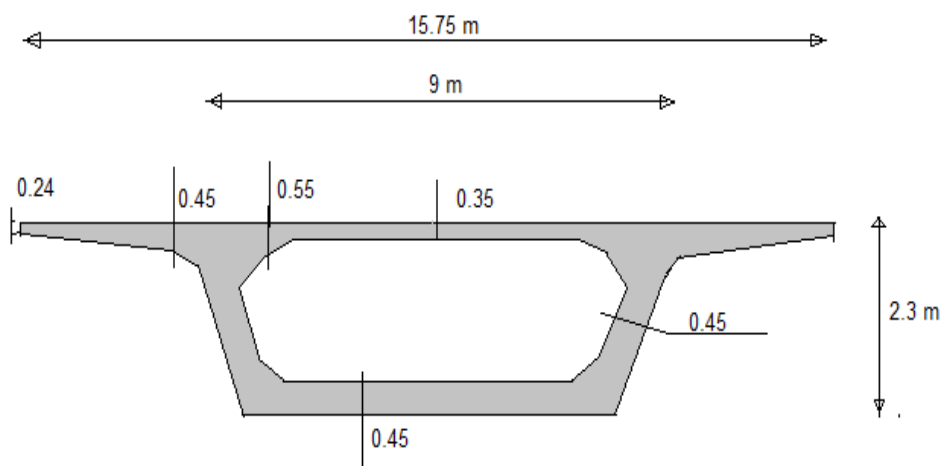


Figure 2.6 : Dimensions transversales du voussoir.

II.4.2.4- Les avantages :

- ✓ La grande portée
- ✓ Adaptation meilleure pour les ponts biais.
- ✓ Rapidité du temps consacré à l'entretien.
- ✓ La demande d'une main d'œuvre hautement qualifiée pour le ferrailage n'est pas exigée.

II.4.2.5- Les inconvénients :

- ✓ La nécessité d'un grand aspect économique.
- ✓ Echafaudage important.
- ✓ Impose un béton plus résistant avant 28 jours.
- ✓ Demande une main d'œuvre qualifiée pour la pose des gaines, les câbles et aussi pour la mise en tension des câbles.
- ✓ La réalisation prend plus de temps par rapport aux autres types de pont
- ✓ Exige plus de temps pour l'étude et les calculs
- ✓ Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.

II.4.3- Pont à poutres multiples précontraintes par post-tension (VIPP) :

Le pont à poutres précontraintes par post tension (VIPP), est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante avec deux poutres transversales à l'extrémité (entretoises d'abouts) et porte d'une dalle de faible épaisseur supportant la chaussée.

On opte pour un ouvrage à 3 travées de 35.00 m.

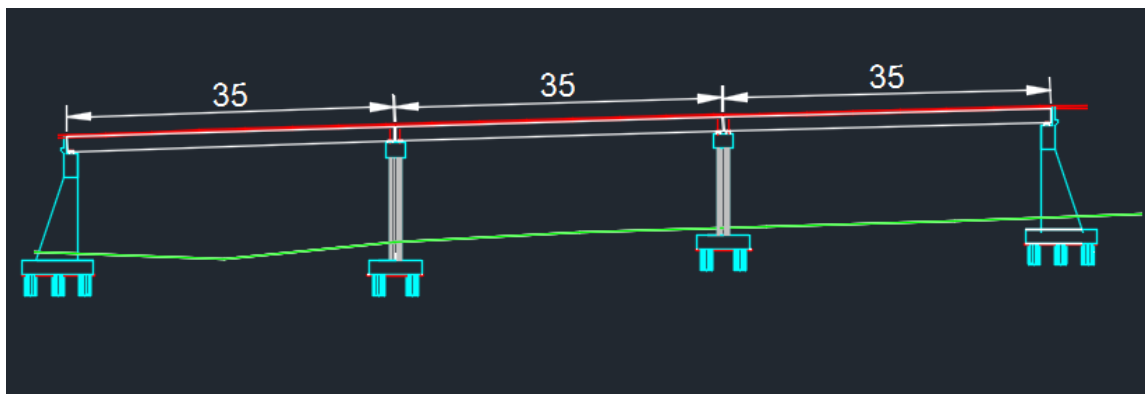


Figure 2.7 : profil en long de VIPP.

II.4.3.1- Pré-dimensionnement du tablier :

II.4.3.1.1- La hauteur du tablier :

Selon SETRA [5], pour des longueurs de poutres comprises entre : $33\text{m} < L < 40\text{m}$.

Nous avons un élanement variant entre : $L/22 \leq H \leq L/17$:

$$1.59 \leq H \leq 2.06$$

On choisit : $H=1.75\text{m}$.

II.4.3.1.2- Nombre des poutres et l'entraxe :

Le nombre et l'espacement des poutres principales en section transversale résultent d'une optimisation entre des poutres plutôt légères et rapprochées (nécessitant de nombreuses manutentions), et des poutres plus lourdes mais plus espacées ; La tendance actuelle correspond une distance entraxes comprise entre 0.9m et 3m.

Le nombre de poutres dépend essentiellement de l'espacement des poutres (entre-axe) et de la position des poutres de rive.

On peut déterminer le nombre des poutres principales à l'aide d'une expression mathématique simple : $N = (L_a / \lambda) + 1$

L_a : la distance entre les deux poutres de rive ; $\rightarrow L_a = 13.2 \text{ m}$

λ : l'entre-axe des poutres ; $\rightarrow \lambda = 1,65 \text{ m}$

\rightarrow Le nombre des poutres est : $N = 9$

Nous avons : **9 poutres avec un entre-axe de 1,65 m.**

II.4.3.1.3- Epaisseur de l'hourdis :

- ✓ Nous utilisons un hourdis général qui couvre toute la largeur du viaduc.
- ✓ On prend en général l'épaisseur de l'hourdis $e_h = 25 \text{ cm}$, pour l'ancrage des barrières de sécurité.

II.4.3.1.4- Dimensions de la poutre :

Calculons les valeurs minimales des dimensions, ensuite nous les comparons à celles des moules de l'usine de préfabrication de l'entreprise. La hauteur totale de la poutre :

$$h_p = H - e_h \quad \text{avec ; } H = 1.75\text{m} ; e_h = 25 \text{ cm}$$

$$h_p = 1,5 \text{ m}$$

II.4.3.1.4.A- Table de compression :

- ✓ Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur [5].

$$b_{tc} \geq 0.6 \times h_p = 0.9 \text{ m} \quad ; \text{ Avec } h_p = 1.5 \text{ m}$$

On choisit : $b_{tc} = 1.4 \text{ m}$

Dans le cas plus fréquent d'un hourdis général, l'épaisseur extrême est aussi faible que possible, mais, en pratique, elle ne pourra guère descendre en dessous de 10 cm (dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives)[5], c'est à dire $e \geq 0,10 \text{ m}$

On fixe : $e = 10 \text{ cm}$.

II.4.3.1.4.B- Talon :

Selon SETRA [5] ; Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés en flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

En première approximation, pour notre béton de 35 MPa de résistance, on pourra déterminer la largeur totale des talons par la formule empirique suivante :

$$bt = \frac{(l \times L^2)}{(H^2 \times K)} ; \text{ Avec } 1100 < K < 1300$$

K : Coefficient ;

l : largeur du tablier ;

L : portée de la travée ;

H : hauteur totale du tablier.

Pour $K=1150$ on prend : $b_T = 5.48 \text{ cm}$

Pour une seule poutre : $b_T = (5.48/9) = 0.6 \text{ cm}$

La partie verticale du talon (pied du talon) est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m. La définition précise de cette dimension pourra être influencée par certains choix sur les unités de précontrainte (puissance et disposition des lits), de telle sorte que les dispositions usuelles d'espacement et d'enrobage soient bien respectées.

Nous avons : $e_T = 20 \text{ cm}$

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans les schémas ci-dessous, la tangente de l'angle est comprise entre 1 et 1,5, et il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure. En tout état de cause, on exclura les talons rectangulaires.

Le gousset pour la tangente de l'angle est 1 $\rightarrow h_{\text{gousset}} = 21 \text{ cm}$

II.4.3.1.4.C- Epaisseur de l'âme :

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et les prescriptions réglementaires : si, comme c'est l'usage, des câbles de précontrainte sont relevés dans l'âme, sa largeur doit être au moins égale à trois fois le diamètre du conduit. Il est par ailleurs, important de connaître à l'avance les conditions de la mise en place du béton.

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres [5].

Lorsque les poutres sont préfabriquées dans des coffrages métalliques qui permettent la vibration externe, il est possible de donner aux âmes une épaisseur réduite.

On prend :

$$e_{\text{âme(médiane)}} = 18 \text{ cm}$$

Pour les zones d'about (50cm, de l'axe de l'appareil d'appui jusqu'à l'extrémité de la poutre), on assure une épaisseur constante de la table inférieure. $e_{\text{âme(about)}} = 60 \text{ cm}$

II.4.3.1.5- Entretoise :

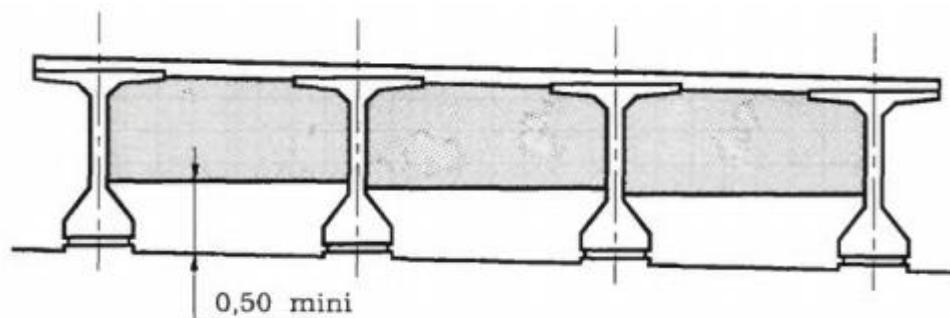


Figure 2.8 : Accès sous les entretoises d'about.

Les entretoises intermédiaires ont un rôle de répartition des efforts qui viennent de l'hourdis. Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur résulte de conditions de bonne mise en œuvre du béton, $e_{\text{entretoise}} = 50 \text{ cm}$;

Elles sont une hauteur voisine de celle des poutres, ce qui leur confère une bonne rigidité. Du point de vue esthétique, il est préférable de diminuer légèrement leur hauteur, ce qui les rend moins visibles entre les poutres. Sur pile cette réduction de hauteur facilite l'accès aux appareils d'appuis en ménageant un espace suffisant entre le chevêtre d'appui et les entretoises. A cet égard, une distance minimale de 0,50 m semble convenable.

On laisse une distance de **60 cm**

On trouve : $H_{\text{entretoise}} = 120 \text{ cm}$

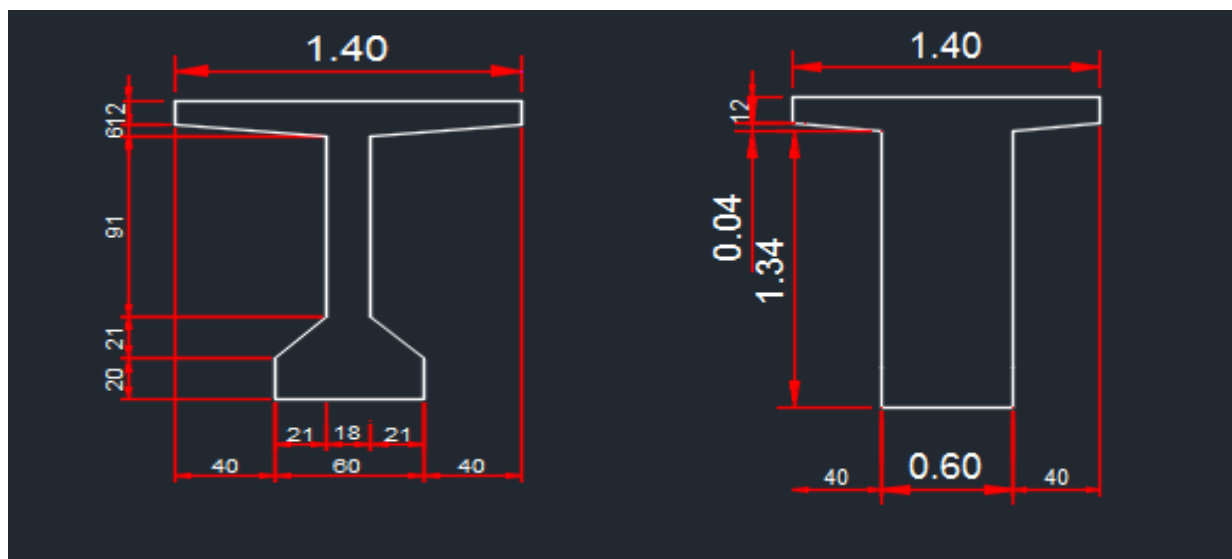


Figure 2.9 : détail d'une poutre en post tension (section médiane + section d'about).

II.4.3.2- Les avantages :

- ✓ Variante très économique.
- ✓ Délai de construction court.
- ✓ Possibilité de réutilisation des coffrages.
- ✓ Conception simple.

II.4.3.3- Les inconvénients :

- ✓ Des portées limitées (plusieurs piles).
- ✓ Construction esthétiquement simple.
- ✓ Nécessite une main d'œuvre qualifiée pour la pose des gaines, des câbles et la mise en tension des câbles.

II.5- Somme des notes (WSM) :

On va utiliser une échelle de 0 à 5 pour noter chaque variante selon leur position par rapport aux quatre critères ; Nous utilisons les notes suivantes :

- ✓ Parfait : 5
- ✓ Très bon : 4
- ✓ Bon : 3
- ✓ Moyen : 2
- ✓ Passable : 1
- ✓ Mauvais : 0

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : la somme pondérée de chaque variante.

		Mixte (acier-béton)	Voussoir encorbellement successif	par VIPP
Exécution	0.4	2	2	3
Entretien	0.3	4	4	3
Economie	0.2	1	2	4
Esthétique	0.1	4	5	2
WSM		2.6	2.9	3.1

Remarque : D'après les résultats mentionnés ci-dessus, la variante pont à poutres multiples précontraintes par post-tension (VIPP) est retenue pour notre projet.

II.6- Présentation de la variante VIPP

II.6.1- Tracé en plan:

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

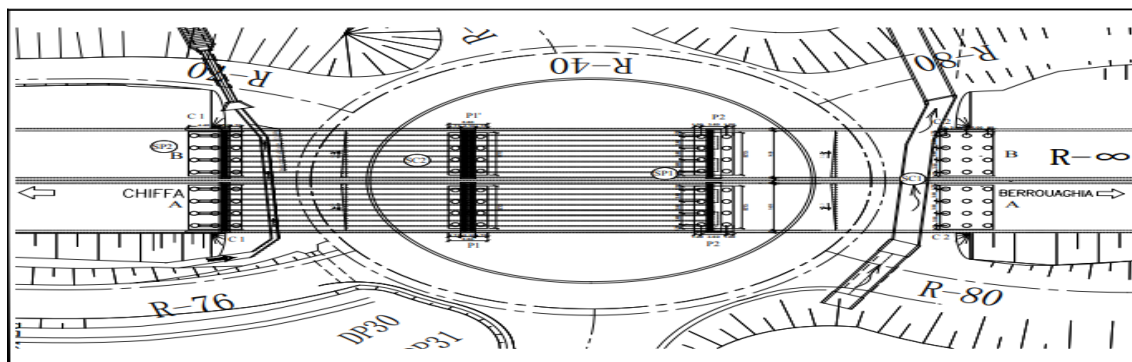


Figure 2. 10: tracé en plan.

II.6.2- Profil en long:

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Le profil en long exposé dans la figure ci-dessous présente une longueur d'environ 105 m et une pente longitudinale de 2,8%.

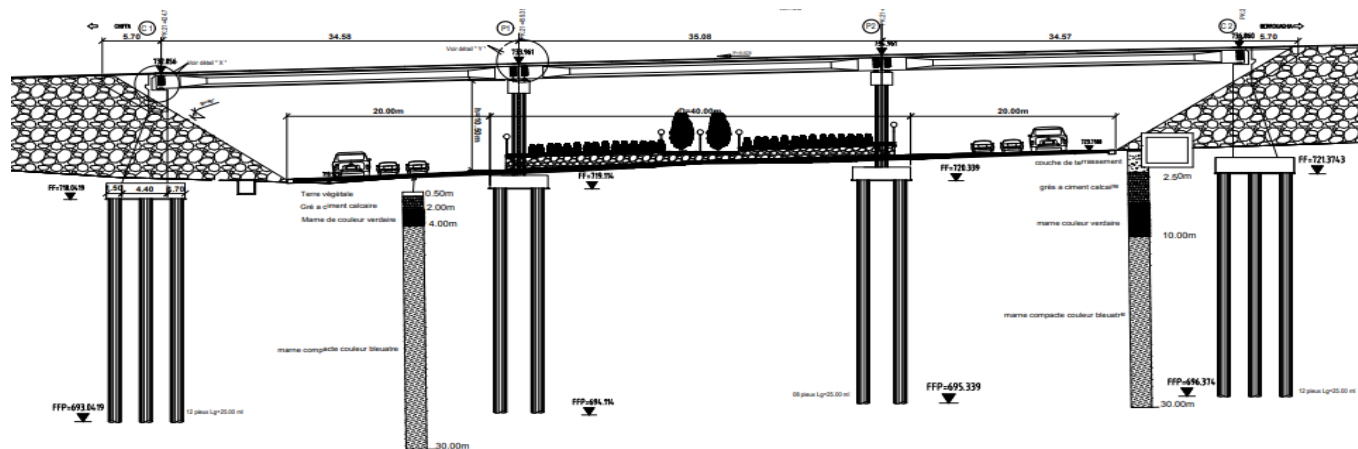


Figure 2.11: Coupe Longitudinale.

II.6.3- Profil en travers:

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal, Dans notre cas l'ouvrage est constitué d'une chaussée bidirectionnelle comportant les caractéristiques suivantes :

- Largeur totale : 15.75 m.
- 2x trois voies de 3,5 m.
- Un double dévers de 2,5% vers l'extérieur pour chaque chaussée.

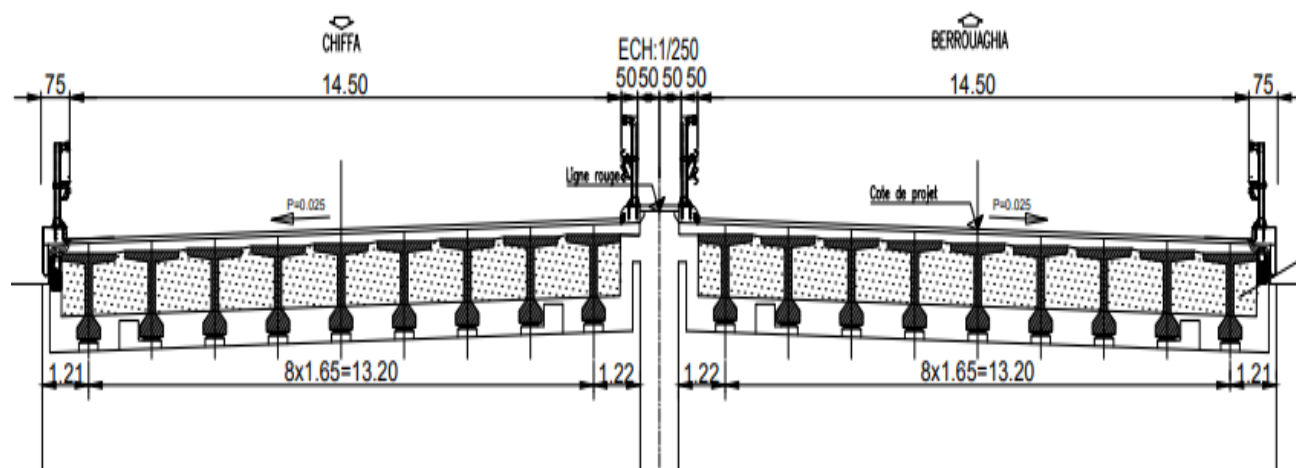


Figure 2.12: Coupe transversale.

II.7- Conclusion :

D'après les résultats des trois variantes, l'approche d'agrégation totale mène au choix de la variante pont à poutres multiples précontraintes par post-tension (VIPP), comme variante la mieux adaptée à ce projet.

Chapitre III:

Charges et leurs Répartitions

III.1- Introduction :

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- ✓ Les actions hors trafic,
- ✓ Les actions dues au trafic.

Il convient de classer les actions de trafic concerné et les autres actions spécifiques exercées sur les ponts en actions hors trafic sont les actions permanentes et les actions variables d'une part, les actions dues au trafic (système A, système B, les charges militaires et convois exceptionnels d'autre part).

III.2- Calcul de charges permanentes :

III.2.1- Poids propre des poutres :

III.2.1.1- Poutre principale :

$$P_p = ((S_1 \times l_1 + S_2 \times l_2) \times 25) / L$$

S_1 : section d'about de la poutre $\Rightarrow S_1 = 1.003868 \text{ m}^2$.

S_2 : section médiane de la poutre $\Rightarrow S_2 = 0.5703 \text{ m}^2$.

l_1 : la longueur de la poutre de section d'about $\Rightarrow l_1 = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m}$.

l_2 : la longueur de la poutre de section médiane $\Rightarrow l_2 = 2 \times 17 = 34 \text{ m}$.

L : longueur totale de la poutre $\Rightarrow L = 35 \text{ m}$.

$$\Rightarrow P_p = 14.57 \text{ KN/m.}$$

III.2.1.2- Entretoise :

$$P_{entr} = 2 (S_e \times l_e \times 25)$$

$$P_{entr} = 389.4 \text{ KN.}$$

$$P_{entr} = (389.4 / 35) = 11.13 \text{ KN/m.}$$

S_e : la section de l'entretoise : $S_e = 1.2 \times 0.5 = 0.6 \text{ m}^2$.

l_e : la largeur de l'entretoise : $l_e = 8 \times 1.47 + 2 \times 0.61 = 12.98 \text{ m}$.

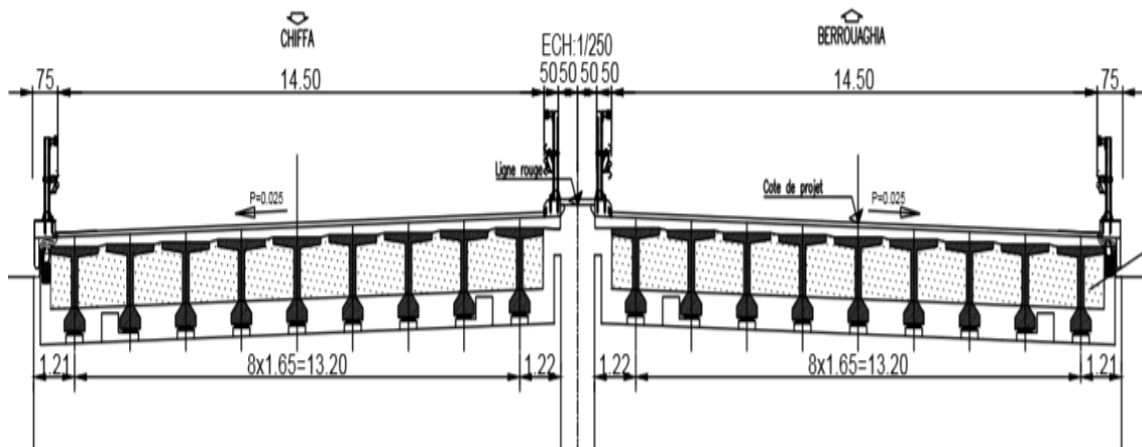


Figure 3.1: les dimensions de l'entretoise.

III.2.1.3- Poids propre de la dalle :

$$P_d = L_t \times e_h \times 25$$

$$\rightarrow P_d = 98.4375 \text{ KN/m.}$$

L_t : largeur de tablier $\Rightarrow L_t = 15.75 \text{ m.}$

e_h : épaisseur de la dalle $\Rightarrow e_h = 0.25 \text{ m.}$

III.2.1.4- Poids propre des équipements :

III.2.1.4.1- Revêtement et étanchéité :

On néglige la couche d'étanchéité.

$$P_{Rev} = \gamma_{rev} \times e \times l_r$$

$$P_{Rev} = 25.52 \text{ KN/m.}$$

γ_{rev} : poids volumique de couche de roulement $\Rightarrow \gamma_{rev} = 22 \text{ KN/m}^3.$

e : l'épaisseur de couche de roulement $\Rightarrow e = 0.08 \text{ m.}$

l_r : largeur roulable $\Rightarrow l_r = 14.5 \text{ m.}$

III.2.1.4.2- Les barrières :

Une barrière de chaque côté, de type BN4 :

$$P_b = 2 \times 0,65 = 1,3 \text{ KN/m.}$$

III.2.1.4.3- Les corniches :

$$P_c = 2(S \times 25)$$

$$P_c = 7.575 \text{ KN/m.}$$

S : la section de la corniche => $S = 0.1515 \text{ m}^2$.

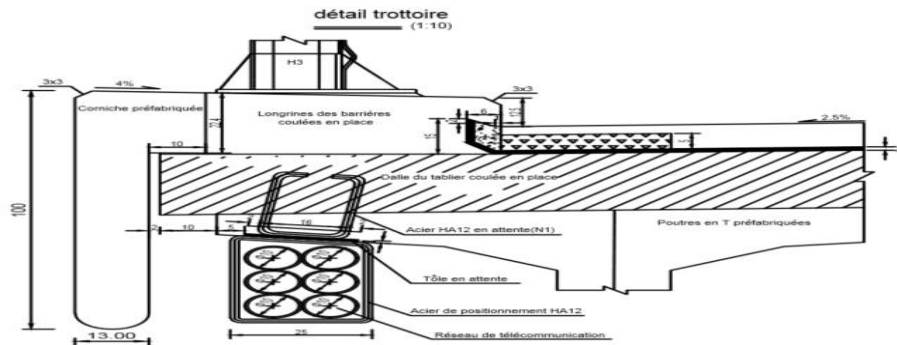


Figure 3.2: détail de trottoir.

$$P_T = 9 \times P_p + P_{entr} + P_d + P_{Rev} + P_b + P_c$$

$$P_T = 275.0925 \text{ KN/m}$$

$$P_T = 9628.2375 \text{ KN}$$

III.2.2- Calcul de l'effort tranchant max et le moment fléchissant max :

III.2.2.1- Effort tranchant :

$$T_{\max}(\text{KN}) = G \times (l/2) = 275.0925 \times (35/2)$$

$$T_{\max} = 4814.12 \text{ KN}$$

III.2.2.2- Moment fléchissant :

$$M_{\max}(\text{KN.m}) = G \times (l^2/8) = 275.0925 \times (35^2/8)$$

$$M_{\max} = 42123.54 \text{ KN.m}$$

III.3- Calcul des surcharges (charges de trafic) :

III.3.1- Caractéristiques du viaduc :

III.3.1.1- Largeur roulable :

$$l_r = l_t - 0.5 - 0.75 = 15.75 - 1.25 = 14.5\text{m} \quad l_t : \text{largeur totale du viaduc}$$

III.3.1.2- Largeur chargeable :

$$l_c = l_r - 2 \times 0.5 = 14.5 - 1 = 13.5\text{m}$$

III.3.1.3- Nombre de voies :

$$N = 13.5/3 = 4.5 \rightarrow N = 4 \text{ voies}$$

III.3.1.1- Largeur de voies :

$$l_v = 13.5/4 = 3,375\text{m}$$

III.3.1.2- Classe du Viaduc :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m sont de première classe selon le RCPR.

$$l_r = 14.5\text{m} > 7\text{m}.$$

Notre viaduc est de 1^{ère} classe.

III.3.2- Système de charge A :

Selon RCPR [6], pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, on utilise la formule :

$$A(L) = 2,3 + 360 \div (L+12)$$

$$A(L) = 2,3 + 360 \div (35+12)$$

D'où : $A(L) = 9.959 \text{ KN/m}^2$.

Détermination de a_1 et a_2 :

➤ Pour a_1 on a le tableau suivant :

Tableau 3.1:coefficients a_1 .

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

Nous avons :

- pont de 1^{ère} classe ➔ $a_1 = 0.75$
- Nombre de voies est 4
- Pour $a_2 = v_0/v$

v : étant la largeur d'une voie

v_0 : ayant les valeurs données par le tableau 3.2 :

Tableau 3.2: valeurs de v_0 .

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

On a : $v_0 = 3.5 \text{ m}$

$$a_2 = 3.5/3.5 \rightarrow a_2 = 1$$

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_1 = a_1 A(l)$$

$$\Rightarrow A_1 = 7.47 \text{ KN/m}^2.$$

→ $A_2 = a_2 A_1$

→ $A_2 = 7.47 \text{ KN/m}^2$.

Le système de charge A par mètre linéaire :

$A = A_2 \times \text{nombre de voies} \times \text{largeur de la voie}$

→ $A = 100.85 \text{ KN/m}$.

III.3.2.1- Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant max :

$M_{\max}(\text{KN. m}) = A \times (l^2/8)$

$M_{\max} = 15441,9 \text{ KN.m}$

$T_{\max}(\text{KN}) = A \times (l/2)$

$T_{\max} = 1764,88 \text{ KN}$

III.3.3- Système de charge B :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système B_c se compose de camions types,
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée,

Les deux systèmes B_c et B_r , s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe [6].

III.3.3.1- Système B_c :

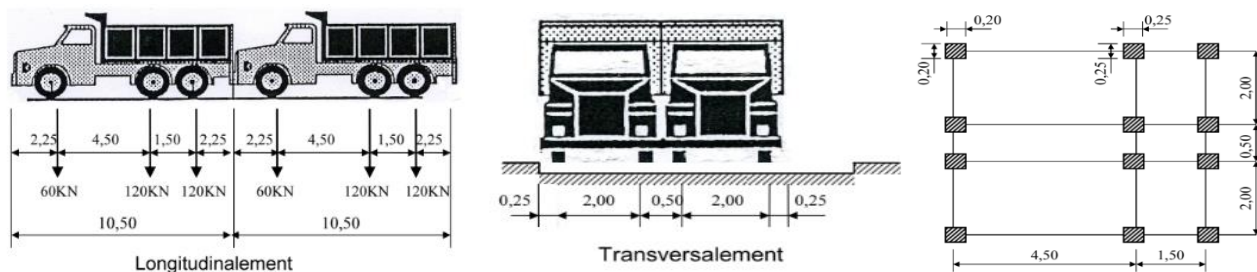


Figure 3.3: Système BC [6].

III.3.3.1.1- Calcul du coefficient de majoration dynamique :

- Selon RCPR [6] la loi de ce coefficient est :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1.05 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$G = 9628, 2375 \text{ KN}$

Pour 4 voies chargées :

$S = 4 (2 \times 300)$

$S = 2400 \text{ KN}$

→ $\delta = 1.0852$

III.3.3.1.2- La valeur de b_c :

Tableau 3.3: valeurs de b_c [6].

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Pour :

- 4 vois chargées
- Pont de 1^{ere} classe

→ $b_c = 0.8$

III.3.3.1.3- Calcul d'effort tranchant :

Suivant la ligne d'influence de l'effort tranchant dans le cas d'une poutre isostatique, l'effort tranchant doit être max sur appui :

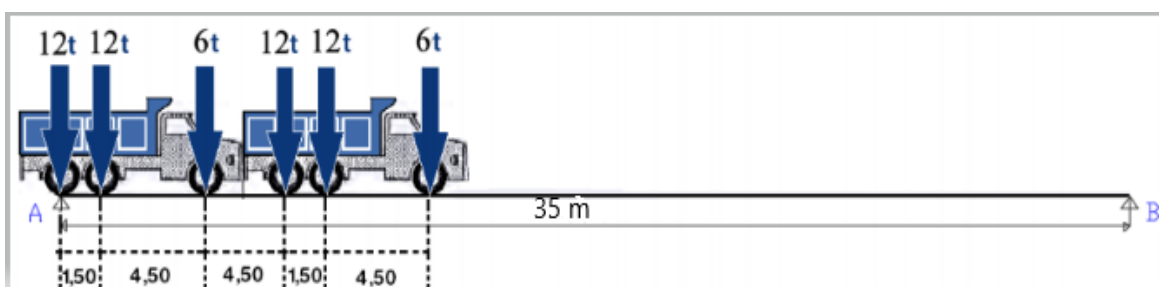


Figure 3.4: Répartition longitudinale des convois Bc pour le calcul de l'effort tranchant max [6].

$$\sum M/A = 0 \iff R_B \times 35 = 4230 \text{ KN} \rightarrow R_B = 120.86 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max 1} = 479.14 \text{ KN}$$

III.3.3.1.4- Calcul du moment fléchissant :

- On doit appliquer le théorème de BARRES pour la détermination de la section dangereuse qui va servir à déterminer le moment fléchissant max.

Pour cela ; on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_1^{k-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_1^K P_k$$

$$\sum_1^{3-1} P_k = 180 \leq \frac{600}{2} \leq \sum_1^3 P_k = 300 \rightarrow (\text{Vérifiée})$$

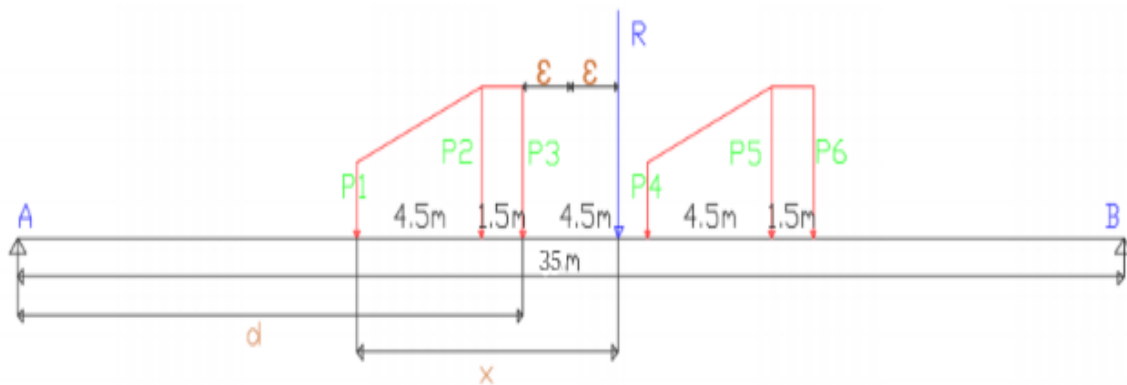


Figure 3.5: représentation de la recherche de la section dangereuse pour le système B_c [3].

$$\sum M/P1 = 0 \iff x = \frac{5670}{600} = 9.45\text{m}$$

$$2\epsilon + 6 = x \iff \epsilon = 1.725\text{m}$$

$$d + \epsilon = \frac{l}{2} = 17.5\text{m}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow d = 15.775\text{m}$$

$$\sum M/A = 0 \iff R_B \times 35 = 11535$$

$$R_B = 329.57 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 600 - R_B$$

$$R_A = 270.43 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = R_A \times 15,775 - 60 \times 6 - 120 \times 1,5 = 270,43 \times 15,775 - 60 \times 6 - 120 \times 1,5$$

$$M_{\max 1} \approx 3726 \text{ KN.m}$$

Finalement :

$$T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta \times b_c \times n$$

$$\rightarrow T_{\max} = 1663.88 \text{ KN}$$

Le moment max est :

$$M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta \times b_c \times n$$

$$\rightarrow M_{\max} = 12939.05 \text{ KN.m}$$

n : nombre de files ; n = 4

III.3.3.2- Système B_t :

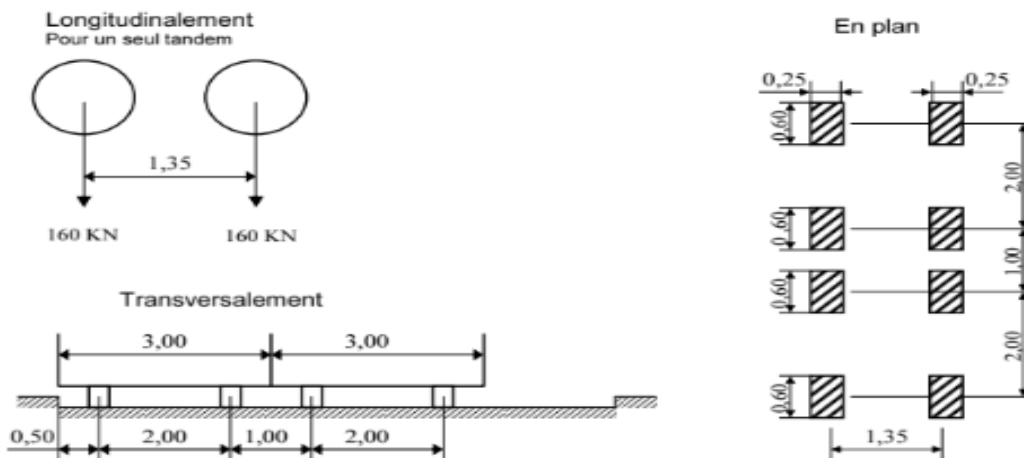


Figure 3.6: système B_t [6].

III.3.3.2.1- Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1.05 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$$G = 9628, 2375 \text{ KN}$$

Pour 2 tandems (selon RCPR pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée) :

$$S = 2 (2 \times 160)$$

$$S = 640 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \delta = 1.0542$$

III.3.3.2.2- La valeur de b_t :

On doit multiplier les valeurs des charges de système B_t par les coefficients b_t qui sont donnés en fonction de la classe du pont ; les valeurs sont les suivantes :

Tableau 3.4: valeurs de b_t [6].

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

→ Notre pont est de première classe donc : $b_t = 1.2$

III.3.3.2.3- Calcul d'effort tranchant :

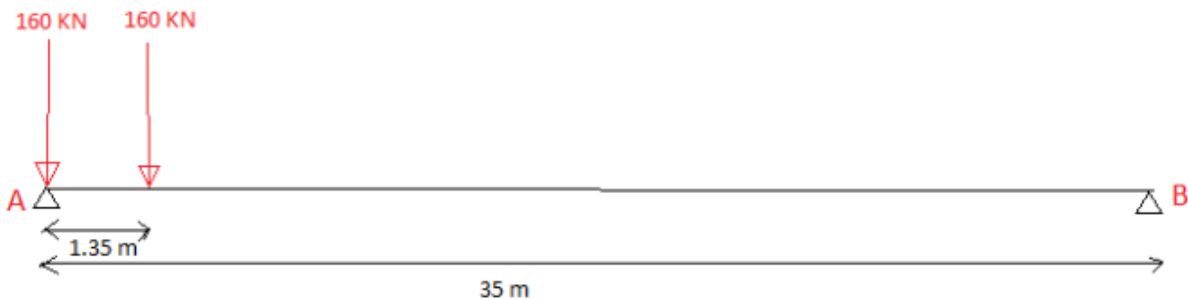


Figure 3.7: Répartition longitudinale des convois B_t pour le calcul de l'effort tranchant max.

$$\sum M_A = 0 \rightarrow 35 \times R_B = 216 \rightarrow R_B = 6.171 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max 1} = 313.82 \text{ KN}$$

III.3.3.2.4- Calcul du moment fléchissant :

De même manière que B_c on doit déterminer la section dangereuse pour calculer le moment fléchissant max :

Nous allons appliquer le théorème de BARRES.

$$\sum_1^{k-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_1^K P_k$$

$$\sum_1^1 P_k \leq \frac{320}{2} \leq \sum_1^2 P_k \rightarrow 160 \leq 160 \leq 320 \quad (\text{vérifiée})$$

⇒ Position de la section dangereuse :

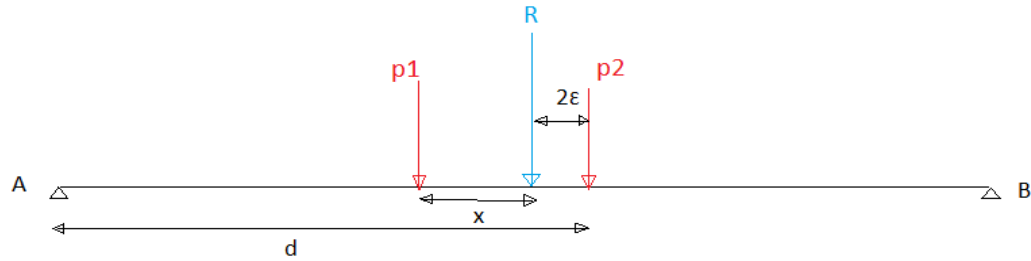


Figure 3.8: position de la section dangereuse.

$$\sum M_{/P2}=0 \rightarrow R \times 2\varepsilon = P_1 \times 1.35 \rightarrow \varepsilon = \left(\frac{216}{320 \times 2} \right) = 0.3375 \text{ m}$$

$$\rightarrow d - \varepsilon = \frac{l}{2} \rightarrow d = 17.8375 \text{ m}$$

$$\sum M_{/B}=0 \rightarrow R_A \times 35 = 5708 \rightarrow R_A = 163.08 \text{ KN}$$

$$\rightarrow M_{\max 1} = 163.08 \times 17.8375 - 160 \times 1.35 \rightarrow M_{\max 1} = 2692.9395 \text{ KN.m}$$

⇒ Finalement :

$$T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta \times b_t \times n$$

$$\rightarrow T_{\max} = 793.989 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant max :

$$M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta \times b_t \times n$$

$$\rightarrow M_{\max} = 6813.352 \text{ KN.m}$$

n: nombre de files ; n = 2

III.3.3.3- Système Br :

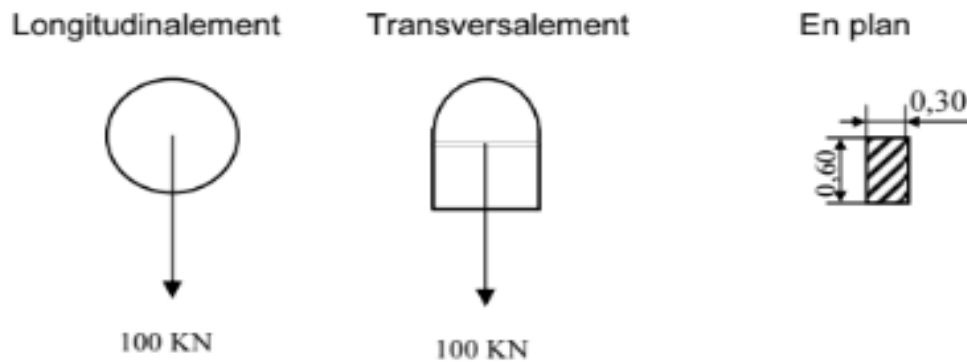


Figure 3.9: système Br [6].

III.3.3.3.1- Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1.05 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$G = 9628, 2375 \text{ KN}$; $S = 100 \text{ KN}$

→ Nous avons: $\delta = 1.0459$

III.3.3.3.2- Calcul d'effort tranchant :

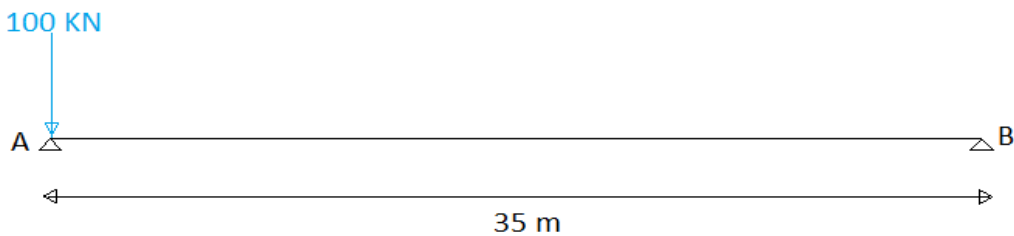


Figure 3.10: position de la charge B_r pour le calcul de l'effort tranchant max.

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow R_A = 100 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = R_A \times \delta$$

$$T_{\max} = 104.59 \text{ KN}$$

III.3.3.3.3- Calcul du moment fléchissant :

✓ Le moment doit être maximum si la charge concentrée se situe au centre de la poutre.

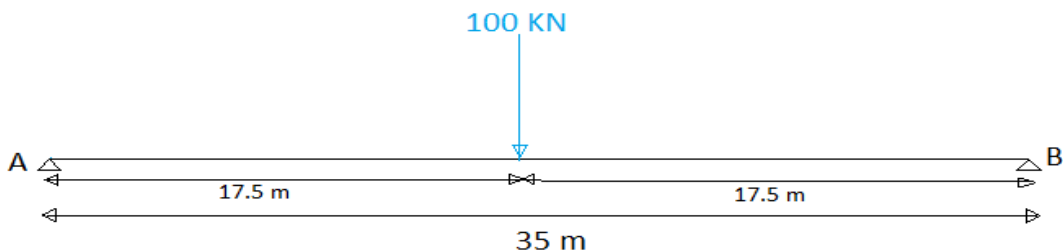


Figure 3.11: position de la charge B_r pour le calcul du moment fléchissant max.

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow R_A = 50 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = R_A \times \frac{l}{2} \times \delta$$

$$M_{\max} = 915.1625 \text{ KN.m}$$

III.3.3.4- Charges militaires :

Pour permettre la circulation des convois militaires de l'une des classes M80 ou M120, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B. Le CCTP précise alors la classe à considérer.

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts M_c et M_e dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont. Chaque système étant exclusif de toute autre charge routière :

- Le système M_c se compose de véhicules types à chenilles ;
- Le système M_e se compose d'un groupe de deux essieux.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, étant calculés par la même formule que celle du système B [6].

III.3.3.4.1- Système M_c :

- Avec la formule de coefficient de majoration dynamique suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1.05 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Les véhicules des systèmes M_c peuvent circuler dans le sens transversal avec un seul convoi ; et dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité mais il faut que la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

III.3.3.4.1.A- Convoi M_c 80 :

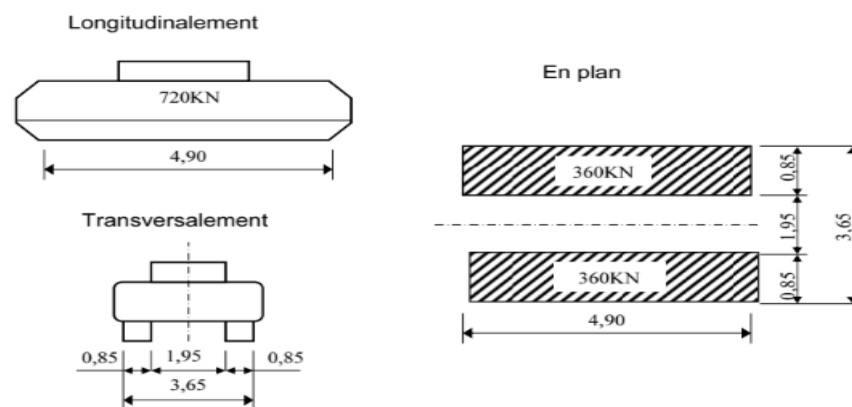


Figure 3.12: Convoi M_c 80 [6].

III.3.3.4.1.A.a- Calcul de l'effort tranchant :

On a : $G=9628, 2375 \text{ kN}$ et $S=720 \text{ kN}$

Après le calcul : $\delta = 1.0554$

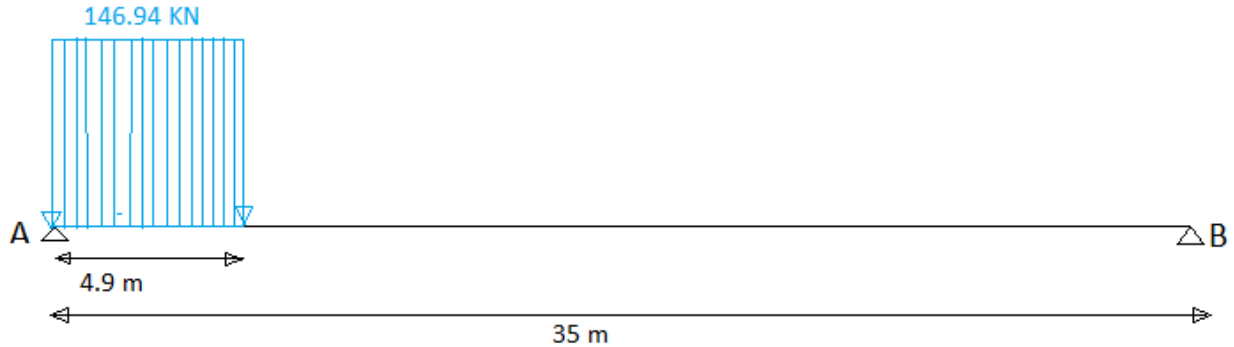


Figure 3.13: Position de Mc80 pour le calcul de l'effort tranchant max.

$$\text{À } x=0 : \sum M_{/A} = 0 \quad \leftarrow \rightarrow R_B \times 35 = 1764 \rightarrow R_B = 50.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A = T_{\max 1} = 669.5 \text{ kN},$$

$$\text{Alors : } T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta = 706^2.59 \text{ kN}$$

III.3.3.4.1.A.b- Calcul du moment fléchissant :

On a : $G=9628, 2375 \text{ kN}$ et $S=720 \text{ kN}$

Après le calcul : $\delta = 1.0554$

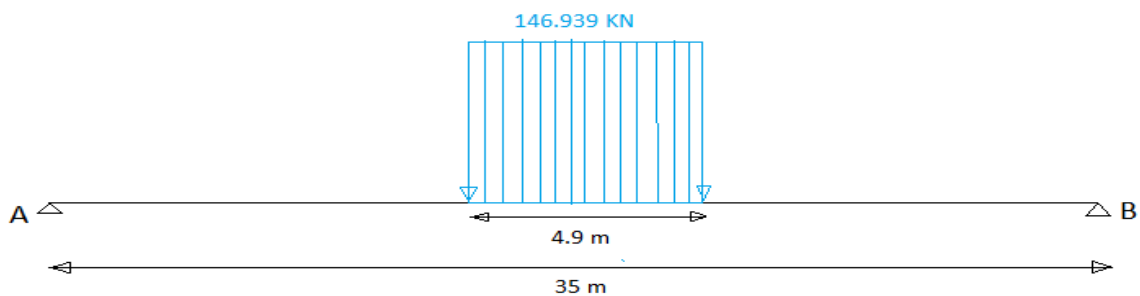


Figure 3.14: Position de Mc80 pour le calcul du moment fléchissant max.

$$\text{Nous avons : } R_A = R_B = 360 \text{ kN}$$

$$M_{\max 1} = R_A \times 17.5 - 360 \times \left(\frac{4.9}{4}\right)$$

$$M_{\max 1} = 5859 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta = 6183.58 \text{ kN.m}$$

III.3.3.4.1.B- Convoi Mc 120 :

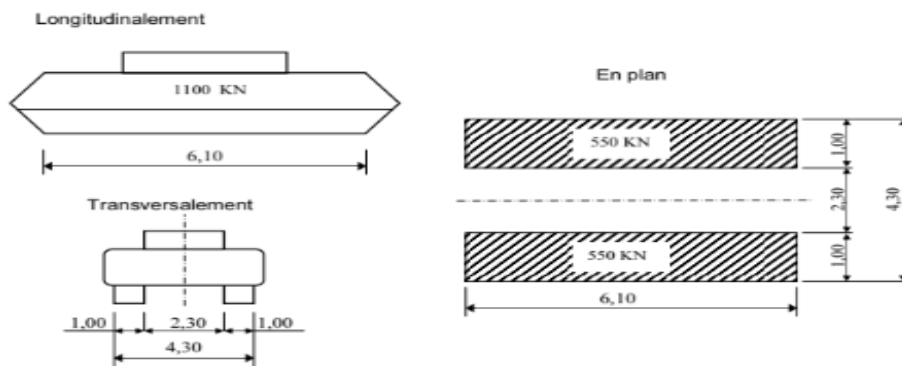


Figure 3.15: Convoi Mc 120 [6].

III.3.3.4.1.B.a- Calcul de l'effort tranchant :

On a : $G=9628, 2375 \text{ kN}$ et $S=1100 \text{ kN}$

Après le calcul : $\delta = 1.061$

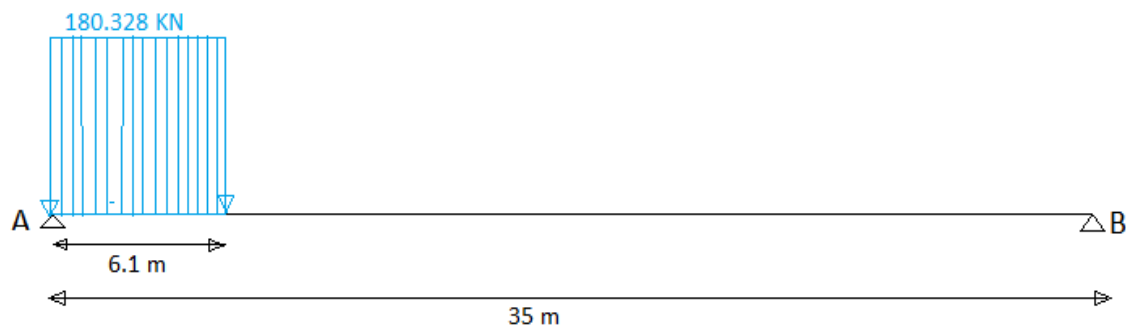


Figure 3.16: Position de Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant max.

Nous avons : $\sum M_B=0 \rightarrow 35 \times R_A = 35145 \leftrightarrow R_A = 1004.143 \text{ KN}$

$\rightarrow R_A = T_{\max 1} = 1004.143 \text{ KN}$

Finalement : $T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta = 1065.396 \text{ KN}$.

III.3.3.4.1.B.b- Calcul du moment fléchissant :

On a : $G=9628, 2375 \text{ kN}$ et $S=1100 \text{ kN}$

Après le calcul : $\delta = 1.061$

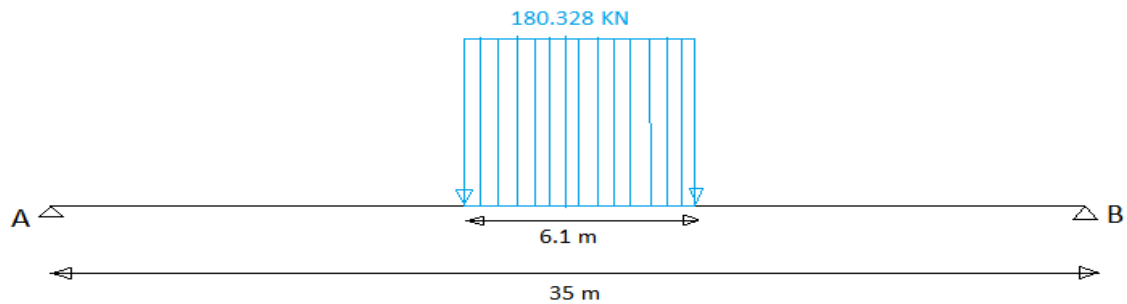


Figure 3.17: Position de Mc120 pour le calcul du moment fléchissant max.

$$R_A = R_B = 550 \text{ KN}$$

$$M_{\max 1} = R_A \times 17.5 - 550 \times \left(\frac{6.1}{4}\right) = 8786.25 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta = 9322.211 \text{ KN.m}$$

III.3.3.4.2- Système M_e :

III.3.3.4.2.A- Convoi M_e 80 :

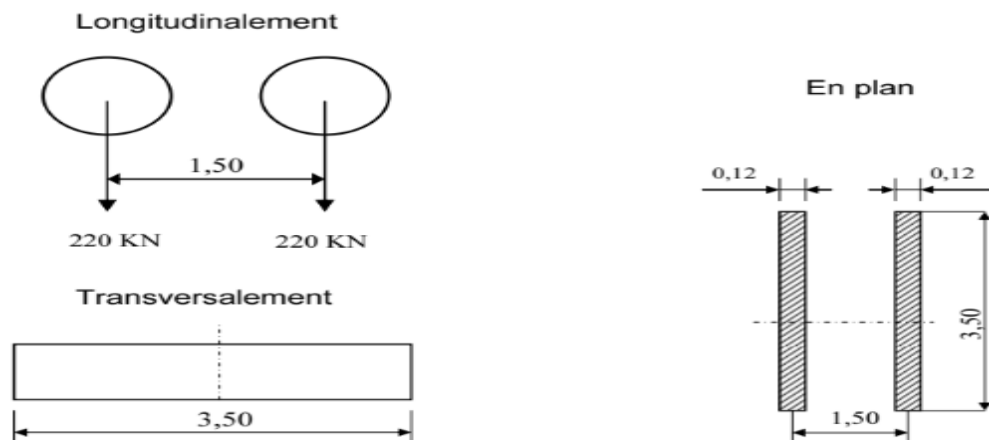


Figure 3.18: convoi Me 80 [6].

III.3.3.4.2.A.a- Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1.05 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

On a : $G=9628,2375 \text{ KN}$ et $S=440 \text{ KN}$

Après le calcul : $\delta = 1.0512$

III.3.3.4.2.A.b- Calcul de l'effort tranchant :

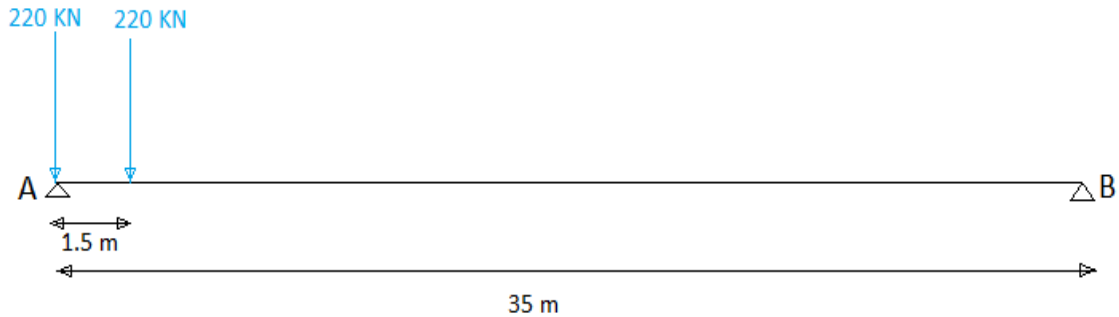


Figure 3.19: Position de Me 80 pour le calcul de l'effort tranchant max.

Nous avons : $\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 35 \times R_A = 15070$; $\leftarrow \rightarrow R_A = 430.571 \text{ KN}$

$T_{\max 1} = R_A = 430.571 \text{ KN}$

$T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta = 452.616 \text{ KN}$

III.3.3.4.2.A.c- Calcul du moment fléchissant :

De même manière que B_c on doit déterminer la section dangereuse pour calculer le moment fléchissant max :

Nous allons appliquer le théorème de BARRES.

$$\sum_1^{k-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_1^K P_k$$

$$\sum_1^1 P_k \leq \frac{440}{2} \leq \sum_1^2 P_k \rightarrow 220 \leq 220 \leq 440 \quad (\text{vérifiée})$$

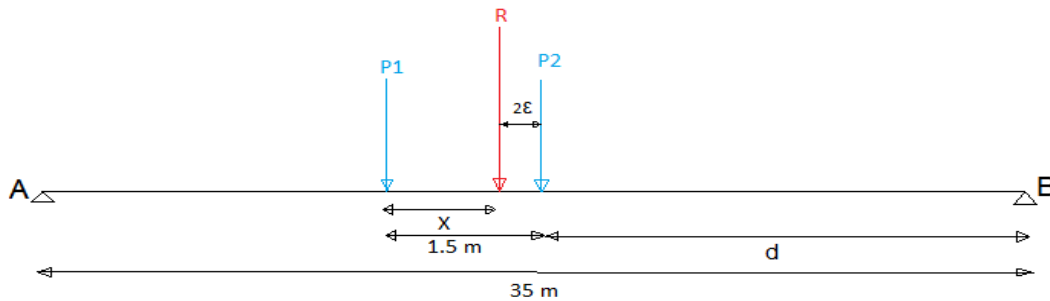


Figure 3.20: position de la section dangereuse selon le convoi Me 80.

$$\sum M_{/P2} = 0 \leftarrow 880 \times \epsilon = 330 \rightarrow \epsilon = 0.375 \text{ m}$$

$$d + \epsilon = l/2$$

$$\rightarrow d = 17.125 \text{ m}$$

Nous avons : $\sum M/A = 0 \iff 35 \times R_B = 7535 \iff R_B = 215.286 \text{ KN}$

$M_{\max 1} = 17.125 \times R_B = 3686.773 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta = 3875.536 \text{ KN.m}$

III.3.3.4.2.B- Convoi Me 120 :

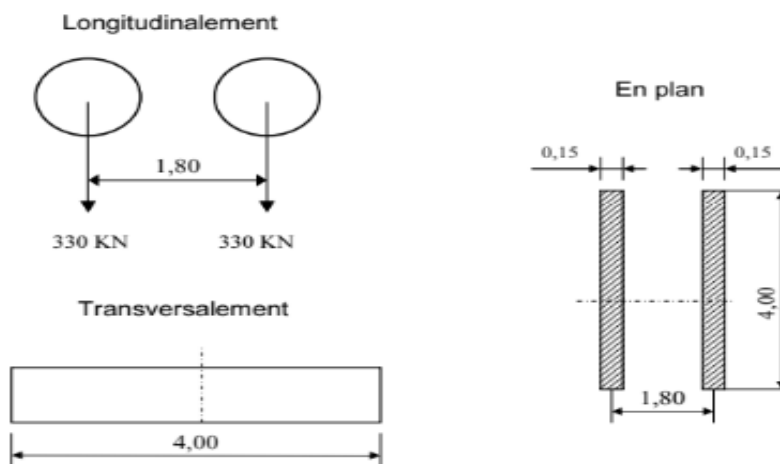


Figure 3.21: convoi Me 120 [6].

III.3.3.4.2.B.a- Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1.05 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

On a : $G=9628,2375 \text{ KN}$ et $S=660 \text{ KN}$

Après le calcul : $\delta = 1.0545$

III.3.3.4.2.B.b- Calcul de l'effort tranchant :

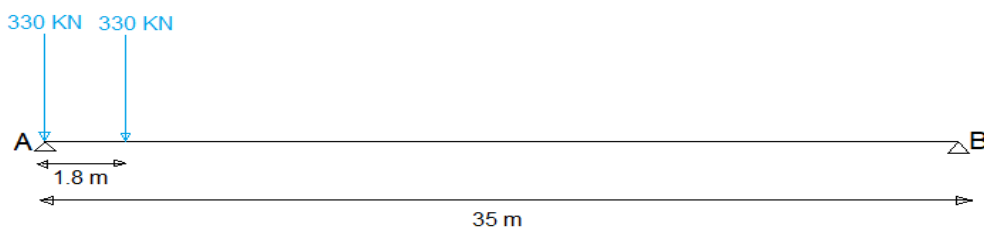


Figure 3.22: Position de Me 120 pour le calcul de l'effort tranchant max.

Nous avons : $\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 35 \times R_A = 21510 ; \leftrightarrow R_A = 614.571 \text{ KN}$

$T_{\max 1} = R_A = 614.571 \text{ KN}$

$T_{\max} = T_{\max 1} \times \delta = 648.066 \text{ KN}$

III.3.3.4.2.B.c- Calcul du moment fléchissant :

Nous allons appliquer le théorème de BARRES.

$$\sum_1^{k-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_1^K P_k$$

$$\sum_1^1 P_k \leq \frac{660}{2} \leq \sum_1^2 P_k \rightarrow 330 \leq 330 \leq 660 \quad (\text{vérifiée})$$

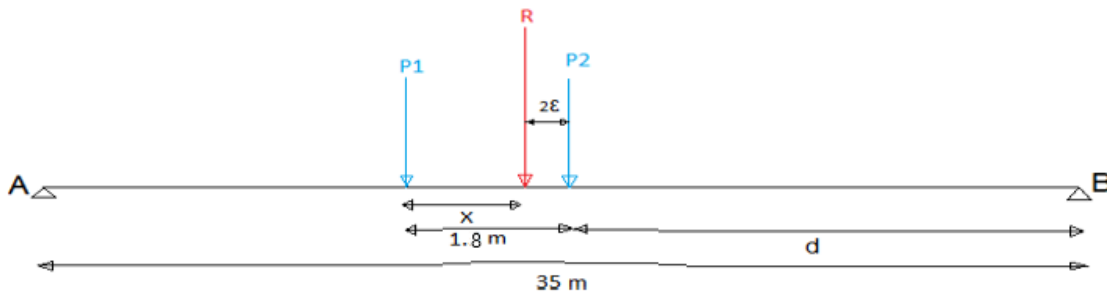


Figure 3.23: position de la section dangereuse selon le convoi Me 120.

$$\sum M_{/P_2} = 0 \leftarrow 1320 \times \varepsilon = 594 \rightarrow \varepsilon = 0.45 \text{ m}$$

$$d + \varepsilon = l/2$$

$$\rightarrow d = 17.05 \text{ m}$$

$$\text{Nous avons : } \sum M_{/A} = 0 \leftrightarrow 35 \times R_B = 11253 \leftrightarrow R_B = 321.514 \text{ KN}$$

$$M_{\max 1} = 17.05 \times R_B = 5481.819 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M_{\max 1} \times \delta = 5780.578 \text{ KN.m}$$

III.3.3.4.3- Charges exceptionnelles :

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types Dou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B ; elles ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques [6].

III.3.3.4.3.A- Convoi type D240 :

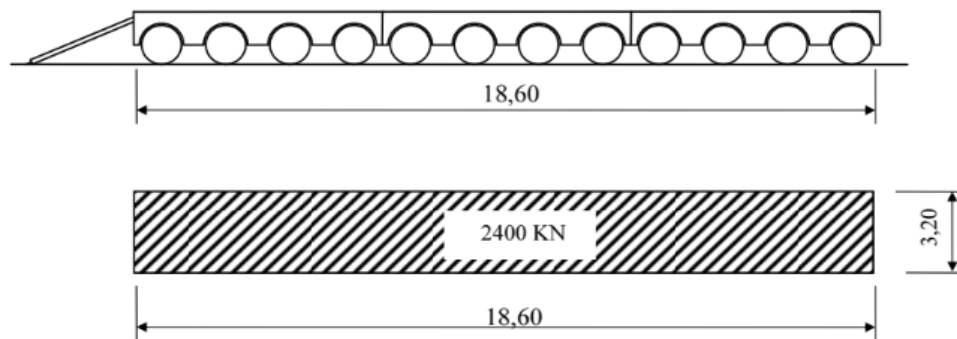


Figure 3.24: Convoi type D240 [6].

III.3.3.4.3.A.a- Calcul de l'effort tranchant :

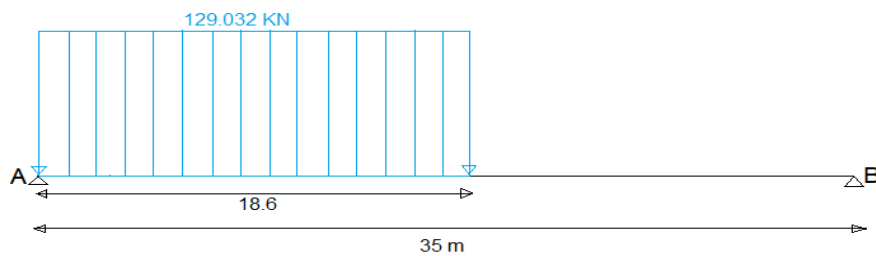


Figure 3.25: Position de D240 pour le calcul de l'effort tranchant max.

$$\sum M_{/B} = 0 \quad \longleftrightarrow \quad 35 \times R_A = 61680 \quad \longleftrightarrow \quad R_A = 1762.286 \text{ KN}$$

$$R_A = T_{\max} = 1762.286 \text{ KN}$$

III.3.3.4.3.A.b- Calcul du moment fléchissant :

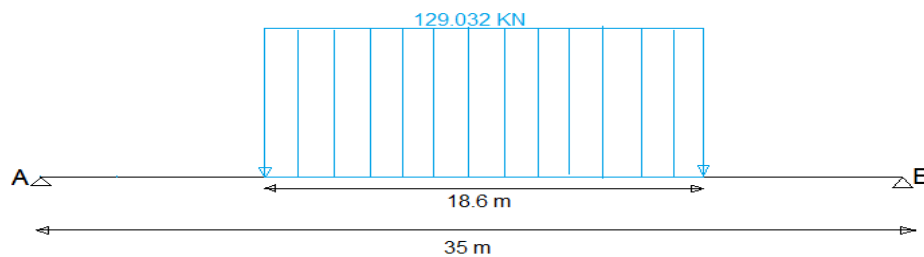


Figure 3.26: Position de D240 pour le calcul du moment fléchissant max.

$$R_A = R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = R_A \times 17.5 - 1200 \times \left(\frac{18.6}{4}\right)$$

$$M_{\max} = 15420 \text{ KN.m}$$

III.3.3.4.3.B- Convoi type E360 :

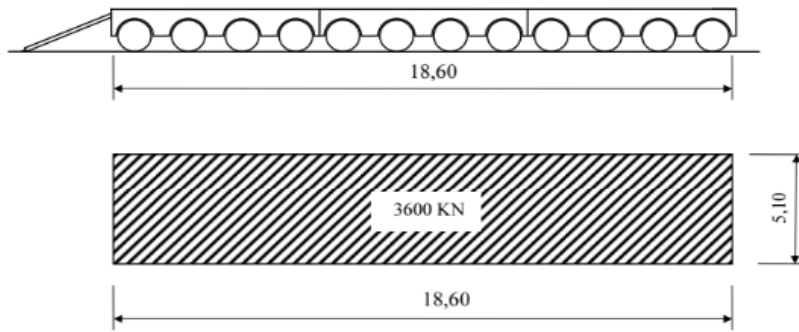


Figure 3.27: Convoi type E360 [6].

III.3.3.4.3.B.a- Calcul de l'effort tranchant :

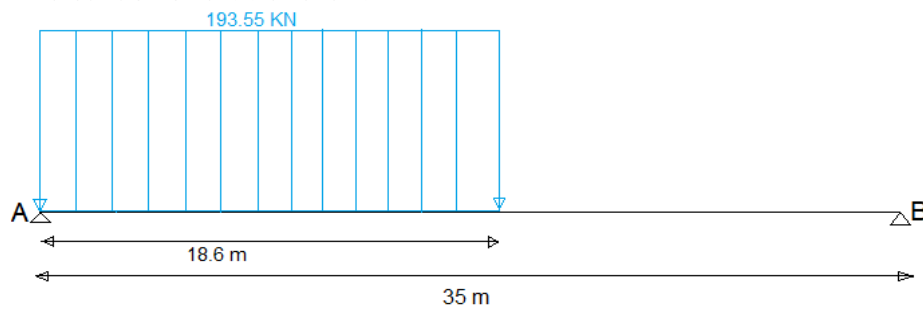


Figure 3.28: Position de E360 pour le calcul de l'effort tranchant max.

$$\sum M_{/B} = 0 \quad \leftarrow \rightarrow \quad 35 \times R_A = 92520 \quad \leftarrow \rightarrow \quad R_A = 2643.429 \text{ KN}$$

$$R_A = T_{\max} = 2643.429 \text{ KN}$$

III.3.3.4.3.B.b- Calcul du moment fléchissant :

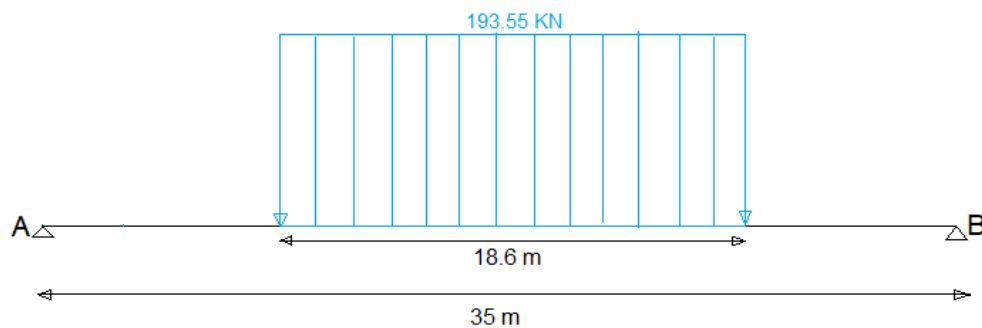


Figure 3.29: Position de E360 pour le calcul du moment fléchissant max.

$$R_A = R_B = 1800 \text{ KN.}$$

$$M_{\max} = R_A \times 17.5 - 1800 \times \left(\frac{18.6}{4}\right)$$

$$M_{\max} = 23130 \text{ KN.m}$$

- Finalement nous dressons un tableau ci-dessous qui résume toute les valeurs maximales des efforts tranchants et des moments fléchissant suivant les différents types de chargement.

Tableau 3.5: présentation des valeurs T_{max} et M_{max} sous différent type de chargement

Type de charge		Effort tranchante max (T_{max}) (KN)	Moment fléchissant max (M_{max}) (KN.m)
Charges permanentes		4814.12	42123.54
Système de charge A		1764, 88	15441, 9
Système de charge B	B_c	1663.88	12939.05
	B_t	793.989	6813.352
	B_r	104.59	915.1625
Charges militaires	$M_c 80$	706.59	6183.58
	$M_c 120$	1065.396	9322.211
	$M_e 80$	452.616	3875.536
	$M_e 120$	648.066	5780.578
Charges exceptionnelles	D240	1762.286	15420
	E360	2643.429	23130

III.4- Répartition transversale des efforts :

III.4.1- Méthode de calcul :

- La méthode utilisée est la méthode de **Guyon-Massonnet**, elle est utilisée dans le cas où il n'y a pas d'entretoise ou bien lorsque la rigidité de l'entretoise est négligeable par rapport à la rigidité de poutre principale.

III.4.2- Principe de la méthode :

- La méthode de **Guyon-Massonnet** permet de résoudre approximativement l'équation différentielle de la théorie des plaques.
- L'ouvrage calculé n'a pas d'entretoises intermédiaires, l'hourdis assure la répartition des charges.
- Le paramètre d'entretoisement (θ) et de torsion (α) et les abscisses des fibres permettent de déterminer les axes des poutres afin de calculer le coefficient de répartition transversale "K" pour le moment fléchissant et \mathcal{E} pour l'effort tranchant.

III.4.3- Calcul des paramètres fondamentaux du pont :

III.4.3.1- Paramètre d'entretoisement θ :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} \dots (1)$$

Tels que :

$$\rho_p = \frac{E I_p}{b_0}$$

$$\rho_e = \frac{E I_e}{l_0}$$

$2b$: Largeur active $\rightarrow 2b = 15.75 \text{ m}$;

L : Longueur de la poutre $\rightarrow L = 35 \text{ m}$;

ρ_p : Rigidité flexionnelle par unité de longueur des poutres ;

E : Module de Young ;

I_p : Moment d'inertie moyen de la poutre ;

b_0 : L'entraxe des poutres principales $\rightarrow b_0 = 1.65 \text{ m}$;

ρ_e : Rigidité flexionnelle par unité de longueur des entretoises ;

I_e : Moment d'inertie moyenne de l'entretoise ;

l_0 : Une bande de 1 m de largeur $\rightarrow l_0 = 1 \text{ m}$;

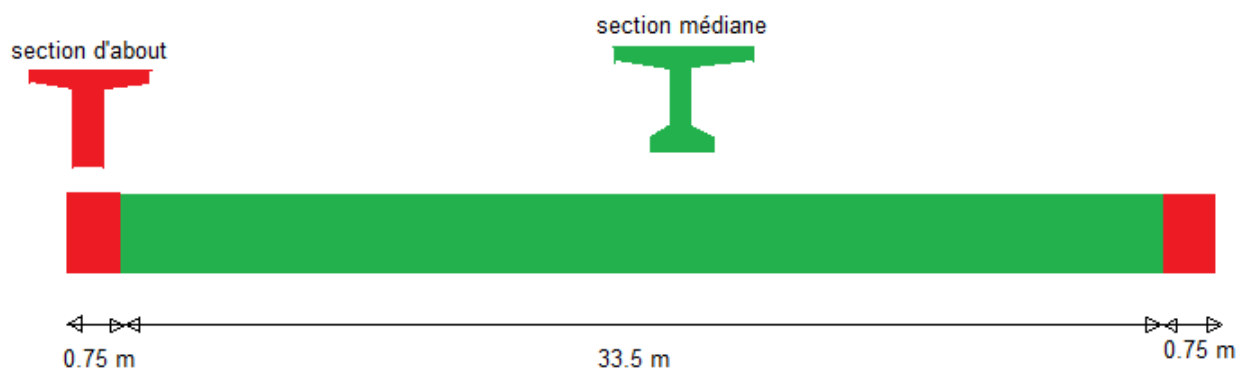


Figure 3.30: Représentation de la poutre principale longitudinalement.

$$I_p = \left(\frac{0.75}{17.5}\right) \times I_{d'about} + \left(\frac{16.75}{17.5}\right) \times I_{médiane} = \left(\frac{0.75}{17.5}\right) \times 0.2149 + \left(\frac{16.75}{17.5}\right) \times 0.1763$$

$$I_p = 0.178 \text{ m}^4.$$

$$\rho_p = E \frac{0.178}{1.65} = E \ 0.1079... (2)$$

$$I_e = \frac{0.25^3 \times 1}{12} = 1.3020 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\rho_e = E \frac{1.302 \times 10^{-3}}{1} = E \ 1.3020 \times 10^{-3} \dots (3)$$

On remplace (2) et (3) dans la relation (1) :

$$\Theta = \frac{7.875}{35} \sqrt[4]{\frac{E \ 0.1079}{E \ 1.302 \times 10^{-3}}}$$

$$\Theta \approx 0.68 > 0.3$$

→ On va utiliser la méthode de Guyon-Massonnet

III.4.3.2- Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \rho_e}} \dots (4)$$

$$\text{Avec : } \gamma_p = \frac{G \Gamma_p}{b_0} ; \gamma_e = \frac{G \Gamma_e}{l_0}$$

γ_p :Rigidité torsionnelle par unité de longueur des poutres ;

G :Module de torsion ; → $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, ν : coefficient de poisson ;

Γ_p :Inertie de torsion de la poutre ;

γ_e :Rigidité torsionnelle par unité de longueur des entretoises ;

Γ_e :Inertie de torsion de l'entretoise ;

- Pour calculer Γ_p , il faut utiliser la relation suivante :

$$\Gamma_p = K_{b/h} \times b \times h^3$$

- On peut l'obtenir les valeurs de $K_{b/h}$ dans ce tableau :

Tableau 3.6: valeurs de $K_{b/h}$.

b/h	1	1.2	1.5	1.75	2	2.25	2.5	3	4	5	10	>10
$K_{b/h}$	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.24	0.248	0.263	0.291	0.292	0.312	1/3

- Peur simplification on utilise une section simplifiée de la poutre (section médiane).

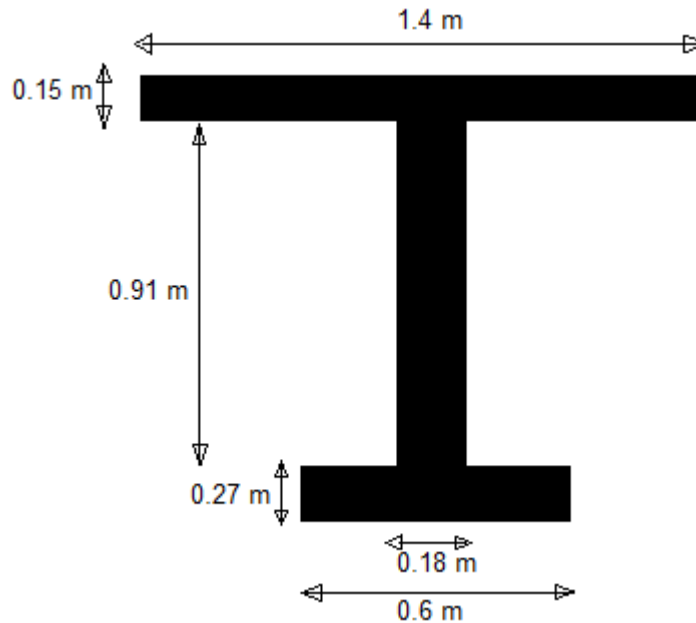


Figure 3.31: section simplifiée.

La section de table de compression est : $S = 0.2046 \text{ m}^2$

On a : $b=1.4 \text{ m} \rightarrow h= 0.15 \text{ m}$

La section du talon est : $S = 0.1641 \text{ m}^2$

Nous avons : $b = 0.6 \text{ m} \rightarrow h = 0.27 \text{ m}$

Les dimensions de l'âme : $b=0.91 \text{ m} ; h = 0.18 \text{ m}$

Remarque : il faut ajouter la moitié de l'hourdis.

Tableau 3.7: les valeurs de $K_{b/h}$ de chaque partie de la poutre.

	$K_{b/h}$
Table de compression	0.309
L'âme	0.292
Talon	0.238
L'hourdi	0.298

$$\Gamma_p = 0.309(1.4 \times 0.15^3) + 0.292(0.91 \times 0.18^3) + 0.238(0.6 \times 0.27^3) + (0.298(1.65 \times 0.25^3))/2$$

$$\Gamma_p = 9.6618 \times 10^{-3}$$

$$\Gamma_e = 2 \times I_e = 2.604 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- le coefficient de poisson étant nul $\rightarrow G = \frac{E}{2}$

$$\gamma_p = \frac{E \cdot 9.6618 \times 10^{-3}}{2 \times 1.65} = E \cdot 2.9278 \times 10^{-3} \dots (5)$$

$$\gamma_e = \frac{E \cdot 2.604 \times 10^{-3}}{2 \times 1} = E \cdot 1.302 \times 10^{-3} \dots (6)$$

On remplace (5) et (6) dans la relation (4) :

$$\alpha = \frac{E \times 10^{-3} (2.9278 + 1.302)}{2 \times E \sqrt{0.1079 \times 1.302 \times 10^{-3}}}$$

$$\alpha \approx 0.18$$

III.4.4- Définition des abscisses des fibres :

- Selon la méthode de **Guyon-Massonnet** ; on définit cinq fibres à partir de l'axe de poutraison (moitié de la poutre centrale) ; avec les excentricités suivantes : {e=0 ; e=b/4 ; e=b/2 ; e=3b/4 ; e=b}.
- On doit chercher par la suite les positions actives :

Tableau 3.8: abscisses des fibres étudiées.

Poutres	Position active(y)	Position/e=0 (en m)
①	0	0
②	22b/105	1.65
③	44b/105	3.3
④	22b/35	4.95
⑤	88b/105	6.6

III.4.5- Calcul de coefficient de répartition K :

Le coefficient K dépend de :

- ✓ La valeur du paramètre de torsion α ;
- ✓ La valeur du paramètre d'entretournement θ ;
- ✓ L'excentricité de la charge e ;
- ✓ L'ordonnée de la poutre considérée y.

Connaissant les deux paramètres (α et θ) et à l'aide des tableaux de **Guyon-Massonnet**, nous allons effectuer les différentes interpolations de K sur y , α et θ . Ceci nous permettra d'exprimer K en fonction de l'excentricité e , ($K(e)$) afin de déterminer le coefficient de répartition transversale (CRT) de chaque poutre.

$$\text{On a pour : } \begin{cases} \alpha = 0 \rightarrow K_0 \\ \alpha = 1 \rightarrow K_1 \end{cases}$$

Interpolation sur y : Poutre 1 $\rightarrow K_{0 \times b} = K_{0 \times b}$

$$\text{Poutre 2 } \rightarrow K_{22b/105} = 0.838K_{b/4} + 0.162K_{0 \times b}$$

$$\text{Poutre 3 } \rightarrow K_{44b/105} = 0.676K_{b/2} + 0.324K_{b/4}$$

$$\text{Poutre 4 } \rightarrow K_{22b/35} = 0.514K_{3b/4} + 0.486K_{b/2}$$

$$\text{Poutre 5 } \rightarrow K_{88b/105} = 0.352K_b + 0.648K_{3b/4}$$

Pour l'interpolation selon α l'équation n'est pas linéaire :

$$\text{Selon Sattler [7] (voir l'annexe) : } \theta = 0,68 \rightarrow 0,1 \leq \theta \leq 1 \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha (1 - e^{-\theta_0})$$

$$\text{Tell que : } \theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663} = \frac{0.065 - 0.68}{0.663} \rightarrow \theta_0 \approx -0.928$$

$$\text{Nous avons : } K_{0.18} = K_0 + (K_1 - K_0)0.1088098$$

Pour l'interpolation suivant θ :

$$K_0 (\theta=0.68) = 0.6 \{K_0 (\theta=0.7) - K_0 (\theta=0.65)\} + K_0 (\theta=0.65)$$

$$K_1 (\theta=0.68) = 0.6 \{K_1 (\theta=0.7) - K_1 (\theta=0.65)\} + K_1 (\theta=0.65)$$

✓ A partir des tableaux de Massonnet et les différentes interpolations, nous obtenons les tableaux suivants :

✓ Après l'interpolation de θ :

Tableau 3.9: les valeurs du coefficient K_0 pour $\theta=0.68$.

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.084	0.57676	1.05576	1.46112	1.64738	1.46112	1.05576	0.57676	0.084
b/4	-0.32458	0.13066	0.59228	1.05408	1.46112	1.6728	1.54008	1.21864	0.84934
b/2	-0.51512	-0.17296	0.18684	0.59228	1.05576	1.54008	1.92142	2.05988	2.09896
3b/4	-0.60214	-0.39976	-0.17296	0.13066	0.57676	1.21864	2.05988	3.002	3.88524
b	-0.6593	-0.60214	-0.51512	-0.32458	0.084	0.84934	2.09896	3.88524	6.08136

Tableau 3.10: les valeurs du coefficient K_1 pour $\theta=0.68$.

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7242	0.84266	0.99398	1.16294	1.25938	1.16294	0.99398	0.84266	0.7242
b/4	0.50004	0.6075	0.7525	0.94594	1.16294	1.31114	1.27008	0.55778	1.05358
b/2	0.35344	0.44454	0.57074	0.7525	0.99398	1.27008	1.4904	1.53526	1.51592
3b/4	0.25942	0.33618	0.44454	0.6075	0.84266	1.15778	1.53526	1.89502	2.12644
b	0.19376	0.25942	0.35344	0.50004	0.7242	1.05358	1.51592	2.12644	2.85738

✓ Après l'interpolation sur α :

Tableau 3.11: les valeurs du coefficient $K_{0.18}$ pour $\theta=0.68$.

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.15366003	0.60569253	1.04903773	1.42867509	1.6051618	1.42867509	1.04903773	0.60569253	0.15366003
b/4	-0.23485326	0.18254487	0.60971351	1.04231331	1.42867509	1.63344785	1.51070135	1.14673196	0.87156331
b/2	-0.42061216	-0.10576995	0.22861208	0.60971351	1.04903773	1.51070135	1.8745208	2.0027962	2.03551953
3b/4	-0.50839383	-0.31968252	-0.10576995	0.18254487	0.60569253	1.21201784	2.0027962	2.88154973	3.69386532
b	-0.56647871	-0.50839383	-0.42061216	-0.23485326	0.15366003	0.87156331	2.03551953	3.69386532	5.73055938

✓ Après l'interpolation suivant y :

Tableau 3. 12: les valeurs du coefficient $K_{0.18}$ ($\theta=0.68$) pour chaque poutre.

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre1 (0)	0.15366003	0.60569253	1.04903773	1.42867509	1.6051618	1.42867509	1.04903773	0.60569253	0.15366003
poutre2 (22b/105)	-0.17191411	0.25109479	0.68088403	1.10490392	1.45726594	1.60027466	1.43591185	1.05908357	0.75526298
poutre3 (44b/105)	-0.36042628	-0.01235595	0.35208894	0.74987584	1.17204024	1.55047122	1.7566433	1.72543139	1.65839772
poutre4 (22b/35)	-0.46573194	-0.21572101	0.05673972	0.39014882	0.8211583	1.35717803	1.94045436	2.45447551	2.88790927
poutre5 (88b/105)	-0.52883971	-0.3861089	-0.21659441	0.03562072	0.44657709	1.09217784	2.01431482	3.16748482	4.41078163

III.4.6- Lignes d'influence :

Le logiciel Excel a été utilisé pour tracer les lignes d'influence des poutres.

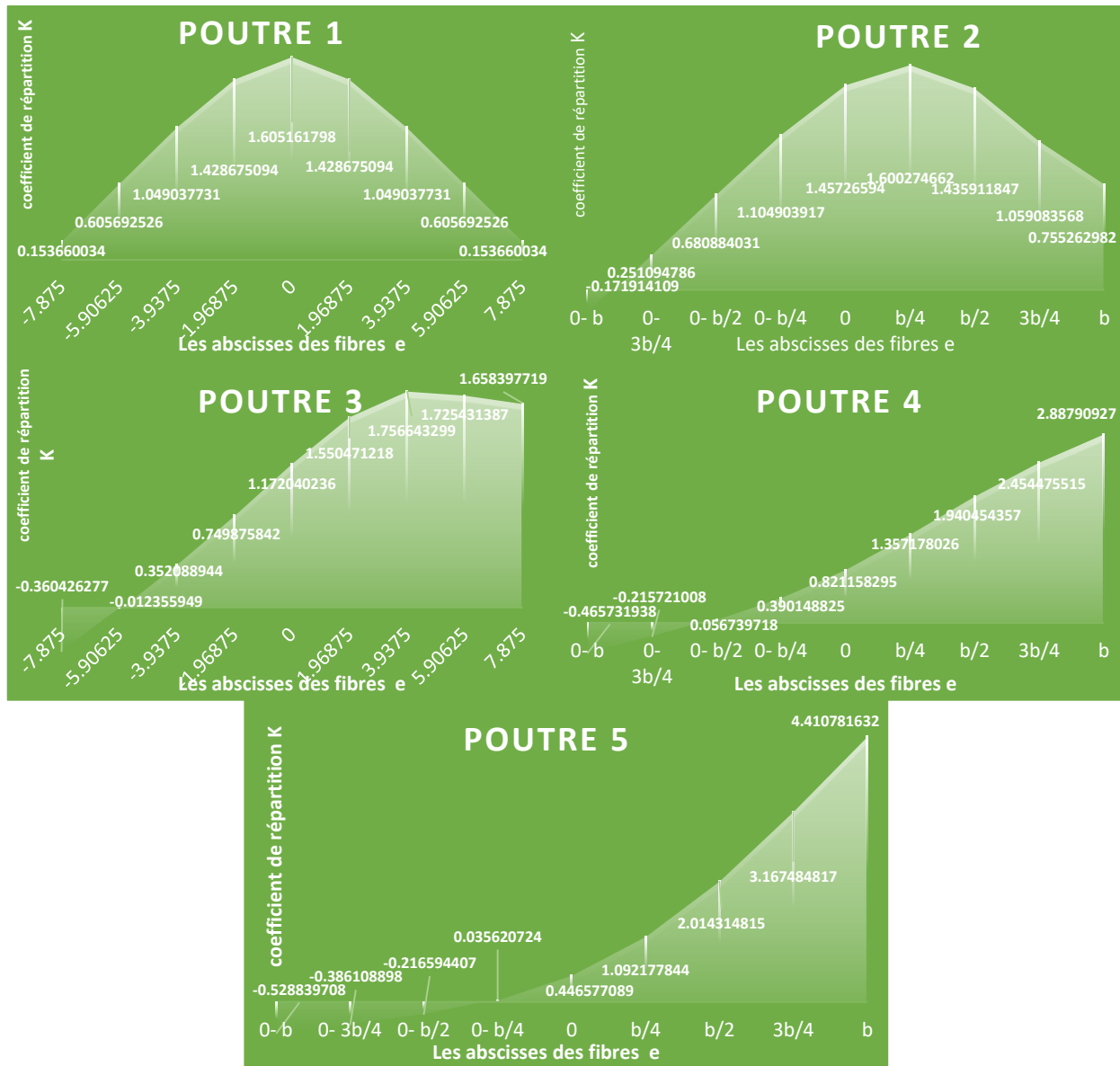


Figure 3.32: Lignes d'influence de K pour chaque poutre.

III.4.7- Calcul du coefficient de répartition transversal pour chaque chargement :

Pour la détermination de ce coefficient, il faut placer les surcharges dans les positions les plus défavorables données par les courbes des lignes d'influence.

Remarque :

- Pour des charges ponctuelles, on utilise la formule : $K_{\alpha} = \frac{\sum K_i}{m}$;

Avec : $\begin{cases} m : \text{nombre de files de roues} \\ K_i : \text{la valeur de } K \text{ dans la } i^{\text{ème}} \end{cases}$

- Pour une charge uniformément répartie, nous avons : $K_{\alpha} = \frac{\Delta}{l}$

où : $\begin{cases} \Delta : \text{aire de ligne d'influence de } K_{\alpha} \\ l : \text{largeur chargée} \end{cases}$

III.4.7.1- Charge B_c :

Tableau 3.13: Valeurs de K pour la charge B_c.

		Position /e=0	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
4 Voies chargées	K ₁	6.75	0.41	0.93	1.7	0.64	3.7
	K ₂	4.75	0.87	1.28	1.74	2.15	2.49
	K ₃	4.25	0.98	1.38	1.75	2.02	2.19
	K ₄	2.25	1.38	1.58	1.58	1.44	1.22
	K ₅	1.75	1.45	1.58	1.5	1.3	1.02
	K ₆	-0.25	1.58	1.41	1.12	0.77	0.4
	K ₇	-0.75	1.54	1.32	1.01	0.66	0.29
	K ₈	-2.75	1.3	0.93	0.59	0.26	0.06
	K _{0.18} (B _c)		1.19	1.3	1.37	1.16	1.42

III.4.7.2- Charge B_r :

On place la roue dans le cas le plus défavorable pour chaque poutre :

Tableau 3.14: Valeurs de K pour la charge B_r.

	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
K _{0.18} (B _r)	1.58	1.58	1.75	2.15	3.7

III.4.7.3- Charge B_t :

Tableau 3.15: Valeurs de K pour B_t .

		Position / e=0	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
2 Voies chargée	K_1	6.75	0.41	0.93	1.7	0.64	3.7
	K_2	4.75	0.87	1.28	1.74	2.15	2.49
	K_3	3.75	1.09	1.46	1.74	1.42	1.92
	K_4	1.75	1.45	1.58	1.5	1.3	1.02
	$K_{0.18} (B_t)$		0.96	1.31	1.67	1.38	2.28

III.4.7.4- Charge A:

On doit calculer la surface de la ligne d'influence de toute la largeur chargeable et utiliser la méthode de trapèze

$$K_\alpha = \frac{\Delta}{l} \text{ tel que : } \Delta = \left(\frac{l_n}{2}\right)[y_0 + y_n + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1})]$$

l_n : valeur de l'intervalle choisi.

Puis qu'on va calculer analytiquement, on doit augmenter l'intervalle choisi :

$$(l_c / 4) = (13.5/4) = 3.375$$

Tableau 3.16: Valeurs de K pour A.

		POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
4 voies chargées	<i>aire de ligne d'influence de la surface chargée</i>	14.6209631	14.3151002	13.8479842	13.1815481	12.4180249
	<i>largeur chargée (m)</i>	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5
	$K_{0.18} (A_L)$	1.08	1.06	1.03	0.98	0.92

III.4.7.5- Charge M_{c120} :

Le cas le plus défavorable est 2 chenilles symétriques par rapport à e=0.

Tableau 3.17: Valeurs de K pour M_{c120} .

	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
<i>aire de ligne d'influence de la surface chargée</i>	1.76605286	2.52583824	3.36624635	4.17644582	4.93813924
<i>largeur chargée (m)</i>	2	2	2	2	2
$K_{0.18} (M_{c120})$	0.88	1.26	1.68	2.09	2.47

III.4.7.6- Convoi type D₂₄₀:

Tableau 3.18: Valeurs de K pour convoi D240.

	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
<i>aire de ligne d'influence de la surface chargée</i>	2.47016887	3.84384346	5.51008602	7.18394867	8.78574668
<i>largeur chargée (m)</i>	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
<i>K_{0.18} (D₂₄₀)</i>	0.77	1.2	1.72	2.24	2.75

III.4.8- Répartition transversale des efforts tranchants :

On doit calculer le coefficient de répartition transversal de la même manière que le moment fléchissant pour deux cas (section sur appui et section courante).

III.4.9- Détermination de ε_α et ε'_α :

Les mêmes étapes que pour la détermination de (K), on effectue des interpolations sur α :

- ✓ En section sur appui : $\varepsilon'_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0) \times \alpha$
- ✓ En section courante :
$$\begin{cases} \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha & \text{si } |y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \\ \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha} & \text{si } |y| + |e| > \frac{3b}{4} \end{cases}$$

Les valeurs de ε_α et ε'_α sont déterminées à partir des tableaux de Guyon-Massonnet tel que :

$$\theta = 0.68 \rightarrow 0.6 \leq \theta \leq 0.7$$

L'interpolation sur y reste sans aucun changement

- ✓ 1^{er} cas : en section courante :
$$\begin{cases} \varepsilon_{0.18} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times 0.18 & \text{si } |y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \\ \varepsilon_{0.18} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{0.18} & \text{si } |y| + |e| > \frac{3b}{4} \end{cases}$$

On obtient le tableau suivant :

Tableau 3.19: Valeurs du coefficient $\epsilon_{0.18}$ ($\theta=0.68$) pour chaque poutre.

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
POUTRE1	0.03177071	0.09118266	0.16224956	0.22983028	0.27949242	0.2298274	0.16224956	0.09118266	0.03175374
POUTRE2	-0.00665625	0.04479499	0.10383521	0.17271923	0.23887982	0.27519648	0.22917188	0.16051339	0.10338595
POUTRE3	-0.0870595	0.01304464	0.05854156	0.11567147	0.18562939	0.25656465	0.30776275	0.25507025	0.21307836
POUTRE4	-0.08212122	-0.0100074	0.0234202	0.06793511	0.12882581	0.21394441	0.3213332	0.36061298	0.36701446
POUTRE5	-0.04543874	-0.02714597	-0.00451385	0.02975288	0.08193226	0.1548012	0.29730031	0.44873597	0.56824535

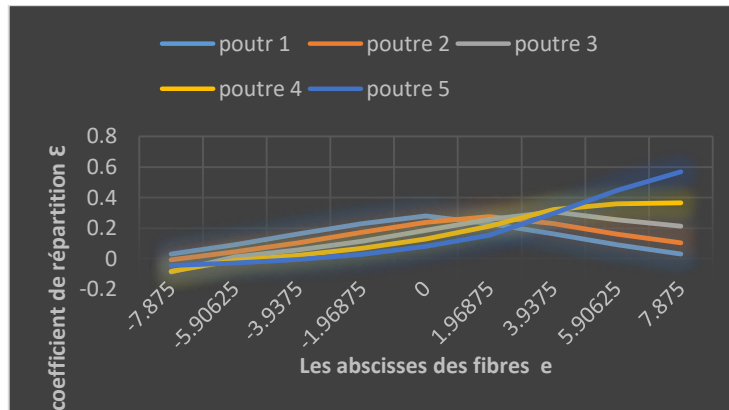


Figure 3.33: Lignes d'influence de ϵ pour chaque poutre.

✓ 2^{ème} cas : section sur appui $\epsilon'_{0.18} = \epsilon_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon_0) \times 0.18$

On trouve le tableau suivant :

Tableau 3.20: Valeurs du coefficient $\epsilon'_{0.18}$ ($\theta=0.68$) pour chaque poutre.

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
POUTRE1	0.01066416	0.0830013	0.15830054	0.23558851	0.30777395	0.23561731	0.15830054	0.0830013	0.01067136
POUTRE2	-0.04104273	0.01988531	0.08635429	0.15881725	0.23630824	0.31186622	0.2465719	0.17869109	0.11404443
POUTRE3	-0.19058826	-0.01953707	0.02931035	0.08851037	0.1615413	0.24937949	0.3465857	0.31414271	0.28716737
POUTRE4	-0.07688987	-0.04896453	-0.0170973	0.02652191	0.0920175	0.18907223	0.32300544	0.48949338	0.54213164
POUTRE5	-0.0806609	-0.07111745	-0.05692696	-0.02785085	0.03173611	0.06742583	0.31701566	0.56142051	0.87623604

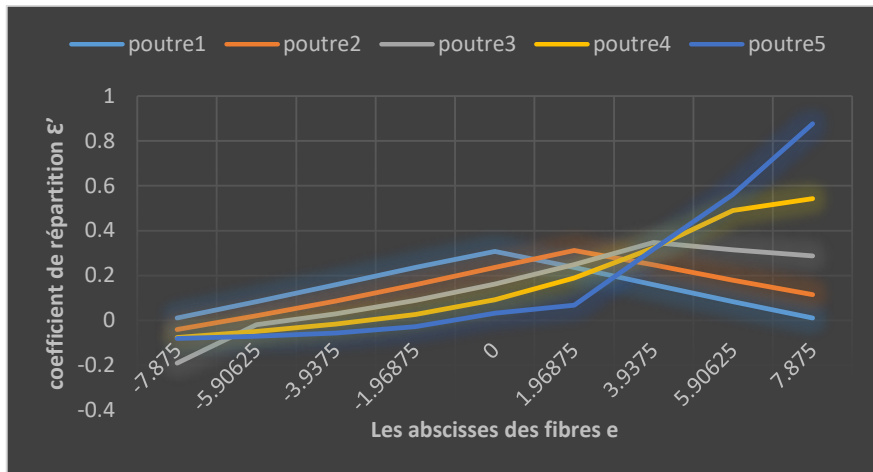


Figure 3.34: Lignes d'influence de ε' pour chaque poutre.

III.4.10- Calcul du coefficient de répartition transversal pour chaque chargement:

1^{er} cas (charges localisées) :

$$\epsilon_{\alpha} = \frac{\sum \epsilon_i}{m};$$

Avec ; m = nombre de files de roues.

2^{ème} cas (charges uniformément réparties) :

$$\epsilon_{\alpha} = \frac{\Delta}{l}; \quad \text{Avec } \begin{cases} \Delta: \text{aire d'influence} \\ l: \text{largeur chargée} \end{cases}$$

III.4.10.1- Section courante

III.4.10.1.1- Charges localisées :

Tableau 3.21: Valeurs de ϵ pour Les charges localisées (B_c , B_t , B_r).

		Position/ e = 0	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
Charge B_c (4 Voies chargées)	ϵ_1	6.75	0.07	0.14	0.24	0.36	0.5
	ϵ_2	4.75	0.13	0.2	0.29	0.34	0.36
	ϵ_3	4.25	0.15	0.22	0.3	0.33	0.32
	ϵ_4	2.25	0.22	0.27	0.26	0.23	0.18
	ϵ_5	1.75	0.24	0.27	0.25	0.2	0.15
	ϵ_6	-0.25	0.27	0.23	0.18	0.12	0.08
	ϵ_7	-0.75	0.26	0.21	0.16	0.11	0.06
	ϵ_8	-2.75	0.2	0.15	0.09	0.05	0.02
	$\epsilon_{0.18} (B_c)$		0.19	0.21	0.22	0.22	0.21
Charge B_t (2 Voies chargées)	ϵ_1	6.75	0.07	0.14	0.24	0.36	0.5
	ϵ_2	4.75	0.13	0.2	0.29	0.34	0.36
	ϵ_3	3.75	0.17	0.23	0.3	0.31	0.28
	ϵ_4	1.75	0.24	0.27	0.25	0.2	0.15
	$\epsilon_{0.18} (B_t)$		0.15	0.21	0.27	0.3	0.32
Charge B_r	$\epsilon_{0.18} (B_r)$		0.27	0.27	0.3	0.36	0.5

III.4.10.1.2- Charges uniformément réparties :

Tableau 3.22: Valeurs de ϵ pour Les charges uniformément réparties (A , MC_{120} , D_{240}).

		POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
La surcharge A_L	<i>aire de ligne d'influence de la surface chargée</i>	2.3905969 9	2.30885528	2.21817419	2.08182427	1.94494316
	<i>largeur chargée (m)</i>	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5
	$\epsilon_{0.18} (A_L)$	0.18	0.17	0.16	0.15	0.14
La surcharge M_{C120}	<i>aire de ligne d'influence de la surface chargée</i>	0.2771828 4	0.40302478	0.53003308	0.6285467	0.69479379
	<i>largeur chargée (m)</i>	2	2	2	2	2
	$\epsilon_{0.18} (M_{C120})$	0.14	0.2	0.27	0.31	0.35
La surcharge D_{240}	<i>aire de ligne d'influence de la surface chargée</i>	0.3825811 7	0.59842786	0.86830489	1.08368155	1.24027042
	<i>largeur chargée (m)</i>	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
	$\epsilon_{0.18} (D_{240})$	0.12	0.19	0.27	0.34	0.39

III.4.10.2- Section sur appui :

III.4.10.2.1- Charges localisées :

Tableau 3.23: Valeurs de ϵ' pour Les charges localisées (B_c , B_t , B_r).

		Position / e = 0	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
Charge B_c (4 Voies chargées)	ϵ'_1	6.75	0.05	0.15	0.3	0.51	0.7
	ϵ'_2	4.75	0.13	0.22	0.33	0.39	0.42
	ϵ'_3	4.25	0.15	0.24	0.34	0.35	0.36
	ϵ'_4	2.25	0.22	0.3	0.26	0.21	0.1
	ϵ'_5	1.75	0.24	0.3	0.24	0.18	0.06
	ϵ'_6	-0.25	0.3	0.23	0.15	0.08	0.02
	ϵ'_7	-0.75	0.28	0.21	0.13	0.07	0.009
	ϵ'_8	-2.75	0.2	0.13	0.07	0.009	-0.04
	$\epsilon'_{0.18} (B_c)$		0.2	0.22	0.23	0.22	0.2
Charge B_t (2 Voies chargées)	ϵ'_1	6.75	0.05	0.15	0.3	0.51	0.7
	ϵ'_2	4.75	0.13	0.22	0.33	0.39	0.42
	ϵ'_3	3.75	0.17	0.25	0.34	0.31	0.29
	ϵ'_4	1.75	0.24	0.3	0.24	0.18	0.06
	$\epsilon'_{0.18} (B_t)$		0.15	0.23	0.3	0.35	0.37
Charge B_r	$\epsilon'_{0.18} (B_r)$		0.8	0.3	0.34	0.51	0.7

III.4.10.2.2- Charges uniformément réparties :

Tableau 3.24: Valeurs de ϵ' pour Les charges uniformément réparties (A , MC_{120} , D_{240}).

		POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
La surcharge A_L	<i>aire de ligne d'influence de la surface chargée</i>	2.43185297	2.29828385	2.13113363	2.01717571	1.82043405
	<i>largeur chargée (m)</i>	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5
	$\epsilon'_{0.18} (A_L)$	0.18	0.17	0.16	0.15	0.13
La surcharge MC_{120}	<i>aire deligned'influence delasurfacechargée</i>	0.26751283	0.44679045	0.60736951	0.75225151	0.80960991
	<i>largeur chargée (m)</i>	2	2	2	2	2
	$\epsilon'_{0.18} (MC_{120})$	0.13	0.22	0.3	0.38	0.4
La surcharge D_{240}	<i>aire de ligne d'influence de la surface chargée</i>	0.35949819	0.65595259	1.02659582	1.32782269	1.51944601
	<i>largeur chargée (m)</i>	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
	$\epsilon'_{0.18} (D_{240})$	0.11	0.2	0.32	0.41	0.47

Remarque :

- On peut conclure que les coefficients de répartition transversale sur appuis (\mathcal{E}') sont plus grands qu'en section courante. De plus, l'effort tranchant étant plus important, on doit déterminer l'effort tranchant max (T_{max}) pour $X=0$.
- Le moment fléchissant est plus grand en $X = L/2$.

Remarque : Il faut diviser les coefficients (K et \mathcal{E}') par le nombre de poutres ;

$\eta = (K/N)$ ou (\mathcal{E}'/N) ; Avec $N = 9$ [8].

III.4.11- Répartition des moments max et des efforts tranchants max dans les poutres :

Tableau 3.25: Répartition du moment fléchissant max à $L/2$ pour chaque poutre.

	$M_{max}/9$	POUTRE 1		POUTRE 2		POUTRE 3		POUTRE 4		POUTRE 5	
		K	M (KN.m)	K	M (KN.m)	K	M (KN.m)	K	M (KN.m)	K	M (KN.m)
G	4680.39	1	4680.39	1	4680.39	1	4680.39	1	4680.39	1	4680.39
A _L (4 voies chargées)	1715.77	1.08	1853.03	1.06	1818.72	1.03	1767.24	0.98	1681.45	0.92	1578.51
B _c (4 files)	1437.67	1.19	1710.83	1.3	1868.97	1.37	1969.61	1.16	1667.7	1.42	2041.49
B _t (2 tandems)	757.04	0.96	726.76	1.31	991.72	1.67	1264.26	1.38	1044.72	2.28	1726.05
B _r	101.68	1.58	160.65	1.58	160.65	1.75	177.35	2.15	218.61	3.7	376.22
M _{c120}	1035.8	0.88	911.5	1.26	1305.11	1.68	1740.14	2.09	2164.82	2.47	2558.43
D ₂₄₀	1713.33	0.77	1319.26	1.2	2056	1.72	2946.93	2.24	3837.86	2.75	4711.66

Tableau 3.26: Répartition de l'effort tranchant max en $X=0$ pour chaque poutre.

	$T_{max}/9$	POUTRE 1		POUTRE 2		POUTRE 3		POUTRE 4		POUTRE 5	
		\mathcal{E}'	T(KN)	\mathcal{E}'	T(KN)	\mathcal{E}'	T(KN)	\mathcal{E}'	T(KN)	\mathcal{E}'	T(KN)
G	534.9	1	534.9	1	534.9	1	534.9	1	534.9	1	534.9
A _L (4 voies chargées)	196.1	0.18	35.3	0.17	33.34	0.16	31.38	0.15	29.42	0.13	25.49
B _c (4 files)	184.88	0.2	36.98	0.22	40.67	0.23	42.52	0.22	40.67	0.2	36.98
B _t (2 tandems)	88.22	0.15	13.23	0.23	20.29	0.3	26.47	0.35	30.88	0.37	32.64
B _r	11.62	0.8	9.3	0.3	3.49	0.34	3.95	0.51	5.93	0.7	8.13
M _{c120}	118.38	0.13	16.39	0.22	26.04	0.3	35.51	0.38	44.98	0.4	47.35
D ₂₄₀	195.81	0.11	21.54	0.2	39.16	0.32	62.66	0.41	80.28	0.47	92.03

III.4.12- Combinaisons des actions :

Les combinaisons des charges sont utilisées d’après le RCPR [chapitre 6] (voir l’annexe), pour la détermination des moments et des efforts ultimes et de service.

Tableau 3.27: Combinaison des charges pour moment fléchissant max à L/2 pour chaque poutre.

	Les combinaisons	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
E.L.U	1.35G + 1.605A	9292.64	9237.57	9154.95	9017.25	8852.04
	1.35G + 1.605B _c	9064.41	9318.22	9479.75	8995.19	9595.12
	1.35G + 1.605B _t	7484.98	7910.24	8347.66	7995.3	9088.84
	1.35G + 1.605B _r	6576.37	6576.37	6603.17	6669.4	6922.36
	1.35G + 1.35M _{c120}	7549.05	8080.43	8667.72	9241.03	9772.41
	1.35G + 1.35D ₂₄₀	8099.53	9094.13	10296.88	11499.64	12679.27
E.L.S	G + 1.2A	6904.03	6862.85	6801.08	6698.13	6574.6
	G + 1.2B _c	6733.39	6923.15	7043.92	6681.63	7130.18
	G + 1.2B _t	5552.5	5870.45	6197.5	5934.05	6751.65
	G + 1.2B _r	4873.17	4873.17	4893.21	4942.72	5131.85
	G + M _{c120}	5591.89	5985.5	6420.53	6845.21	7238.82
	G + D ₂₄₀	5999.65	6736.39	7627.32	8518.25	9392.05

Tableau 03.28: Combinaison des charges pour l’effort tranchant max en X=0 pour chaque poutre.

	Les combinaisons	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5
E.L.U	1.35G + 1.605A	778.7715	775.6257	772.4799	769.3341	763.02645
	1.35G + 1.605B _c	781.4679	787.39035	790.3596	787.39035	781.4679
	1.35G + 1.605B _t	743.34915	754.68045	764.59935	771.6774	774.5022
	1.35G + 1.605B _r	737.0415	727.71645	728.45475	731.63265	735.16365
	1.35G + 1.35M _{c120}	744.2415	757.269	770.0535	782.838	786.0375
	1.35G + 1.35D ₂₄₀	751.194	774.981	806.706	830.493	846.3555
E.L.S	G + 1.2A	577.26	574.908	572.556	570.204	565.488
	G + 1.2B _c	579.276	583.704	585.924	583.704	579.276
	G + 1.2B _t	550.776	559.248	566.664	571.956	574.068
	G + 1.2B _r	546.06	539.088	539.64	542.016	544.656
	G + M _{c120}	551.29	560.94	570.41	579.88	582.25
	G + D ₂₄₀	556.44	574.06	597.56	615.18	626.93

Les efforts maximaux sont donnés par les combinaisons suivantes :

$$\text{E.L.U : } 1.35G + 1.35D_{240} \begin{cases} M_U = 12679.27 \text{ KN.m} \\ T_U = 846.3555 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S : } G + D_{240} \begin{cases} M_S = 9392.05 \text{ KN.m} \\ T_S = 626.93 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5- Conclusion :

Même si chaque poutre supporte un pourcentage de charge différent l'une de l'autre, on prend le moment et l'effort maximum qui lui revient.

Pour le calcul des poutres, nous prenons les efforts de la poutre la plus sollicitée (cas le plus défavorable) pour faciliter la production et la mise en œuvre des poutres principales.

Chapitre IV: Etude du tablier

IV.1- Introduction :

Le tablier est composé d'une dalle en béton armé coulée sur place et de poutres préfabriquées en béton précontraint.

IV.2- Etude de la précontrainte des poutres

IV.2.1- Principe du béton précontraint

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais peu, et surtout aléatoirement, à la traction. Il est donc intéressant de construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans des zones où les charges extérieures développent des tractions de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de fissurer) et donc résistant à tout cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontraint (ou la précontrainte).

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension », qui consiste en la mise en tension des câbles, déjà enfilés dans des gaines, après que le béton soit déjà coulé et atteint une résistance suffisante à l'effort de la mise en tension.

IV.2.2- Précontrainte par post-tension

La technique de post-tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, les câbles de précontrainte sont enfilés et tendus à l'aide de vérins.

La post-tension permet de mettre en œuvre des forces de précontrainte beaucoup plus importantes que la pré-tension, puisque la résistance du banc de préfabrication n'est plus un facteur limitant [9].

La précontrainte est réalisée par des câbles ou torons mis en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis). Les câbles couramment utilisés sont constitués de torons T13 ou T15 super (93 mm² et 150 mm² de section) de toutes nuances (1770 ou 1860 MPa). Les armatures sont principalement caractérisées par leur contrainte à la rupture " $f_{p_{rg}}$ " et par leur contrainte limite conventionnelle d'élasticité à 0,1% " $f_{p_{eg}}$ ". Les câbles sont mis en place dans des conduits métalliques en feuillard. Pour la post-contrainte, le transfert des efforts des câbles vers le béton se fait au niveau des ancrages des câbles. L'effort important qui y transite demande un dimensionnement et une fabrication soignée. Le système actuellement utilisé par l'entreprise de réalisation (SAPTA) est " [Le système Freyssinet](#) " [10].

IV.2.2.1- Procédure de mise en tension

Les étapes sont :

- 1 - Mise en tension synchrone aux deux extrémités
- 2 - Semelle
- 3 - Appareil d'ancrage
- 4 - Plaque de fin de course et ancrage
- 5 - Vérin
- 6 - Vérin, ancrage et clip d'ancrage
- 7 - Phase de mise en tension
- 8 - Unité centrale de contrôle de mise en tension
- 9 - Bouton inférieur droit de la plaque d'unité centrale

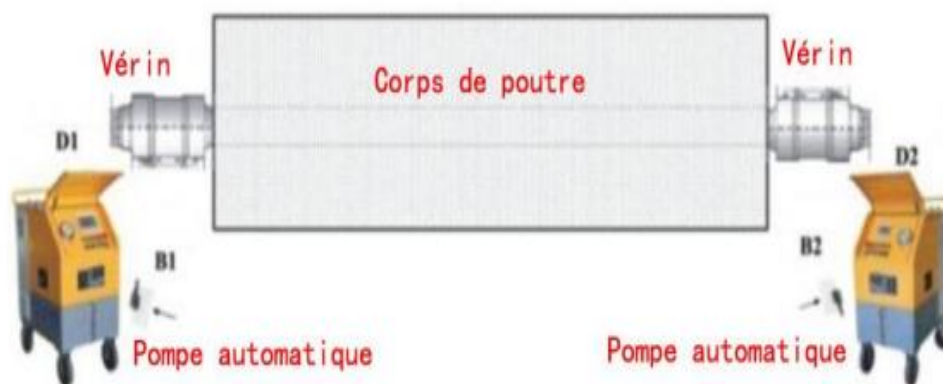


Figure 4.1: Représentation de la procédure de mise en tension .

IV.2.2.2- Phases de montage de la précontrainte

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

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

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur la "plaque d'about". Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté de coulis de ciment dans le but d'assurer l'adhérence entre l'acier et le béton, de même que pour la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est effectuée soit au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages, soit de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

IV.2.3- Caractéristiques des matériaux

IV.2.3.1- Béton :

Béton précontraint en phase de construction $f_{c7} = 23 \text{ MP}$

Béton précontraint en phase d'exploitation $f_{c28} = 35 \text{ MP}$

➤ La résistance caractéristique à la traction du béton est définie par :

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

Soit pour $f_{c28} = 35 \text{ MP} \rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MP}$

$f_{c7} = 23 \text{ MP} \rightarrow f_{t7} = 2,0 \text{ MP}$

- La résistance caractéristique à la compression du béton est définie par :

$$\sigma_{bc} = 0.5 f_{c28} \quad (\text{en service})$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{en construction})$$

- La mise en tension de la précontrainte ne se fera qu'à partir du 7^{ème} jour de la date de coulage du béton, à condition que le béton atteigne une résistance minimale de 20 MPa

Le coefficient de poisson est pris égal à : $\nu = 0,2$ (E.L.S)

$$\nu = 0,0 \quad (\text{E.L.U})$$

- Le module de déformation instantané du béton (courte durée < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Soit} \quad f_{c28} = 35 \text{ MP} \rightarrow E_{i28} = 35981,73 \text{ MP}$$

$$f_{c7} = 23 \text{ MP} \rightarrow E_{i7} = 31363,39 \text{ MP}$$

- Le module de déformation différée du béton (longue de la durée) :

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

$$\text{Soit} \quad f_{c28} = 35 \text{ MP} \rightarrow E_{v28} = 12102,95 \text{ MP}$$

$$f_{c7} = 23 \text{ MP} \rightarrow E_{v7} = 10549,51 \text{ MP}$$

- Pour les justifications à l'ELU.

La contrainte admissible en compression du béton: $F_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ combinaisons fondamentales

$\gamma_b = 1,15$ combinaisons accidentelles

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

IV.2.3.2- Aciers passifs :

- Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance feE400

La limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Module d'élasticité : $E_s = 210000 \text{ MPa}$

- Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible de l'acier vaut :

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

Avec : $\gamma_s = 1,15$ combinaisons fondamentales

$\gamma_s = 1,00$ combinaisons accidentelles

- Pour les justifications à l'ELS, la contrainte admissible en traction vaut ;

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right)$$

IV.2.3.3- Aciers de précontrainte :

Câble 12T15 standard classe 1860 TBR type Freyssinet ou équivalent

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

$$F_{peg} = 1600 \text{ MPa}$$

$$A_p = 140 \cdot 12 = 1680 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing_{\text{int gain}} = 80 \text{ mm}$$

Coefficient d'élasticité : $E_p = 190000 \text{ MPa}$

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

Coefficient de perte en ligne: $\phi = 0,002 \text{ m}^{-1}$

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

IV.2.4- Caractéristiques géométriques de la poutre

On détermine les caractéristiques géométriques des sections d'about et médiane en utilisant les formules suivantes :

- Section rectangulaire : $\begin{cases} B = b \cdot h \\ I = \frac{b \cdot h^3}{12} \end{cases}$

- Section triangulaire : $\begin{cases} B = \frac{bh}{2} \\ I = \frac{b \cdot h^3}{36} \end{cases}$

- Centre de gravité : $Y_G = \frac{\sum B_i \cdot y_i}{\sum B_i}$

- Moment d'inertie : $I_G = \sum I_i + \sum B_i (y_i - Y_G)^2$

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

- Rendement géométrique : $\rho = \frac{I_2}{v \cdot v'}$

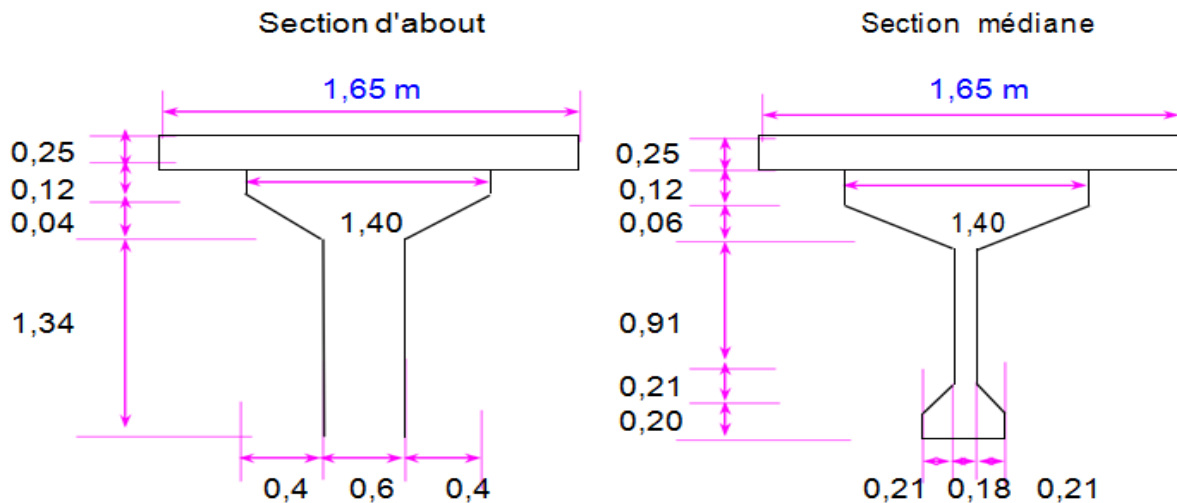


Figure 4.2: Dimensions des sections (d'about et médiane).

Tableau 4.1: Caractéristiques géométriques de la poutre.

	Section d'about		Section médiane	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
B (m ²)	1,0120	1,4245	0,5811	0,9936
v' (m)	0,8252	1,0157	0,8319	1,1101
V (m)	0,6748	0,6843	0,6681	0,5899
I (m ⁴)	0,2149	0,3654	0,1763	0,3016
i ² (m ²)	0,2124	0,2723	0,3033	0,3310
P	0,3814	0,3918	0,5458	0,5054

IV.2.5- Détermination du nombre de câbles

(Le nombre de câble est calculé à l'ELS selon le BPEL [11] et la vérification se fait à l'ELU)

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre+dalle):

$$B_{net} = 0,95 B_{brut}$$

$$I_{net} = 0,9 I_{brut}$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{B_{net} \cdot v \cdot v'}$$

Rappel des caractéristiques :

Tableau 4.2: Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre+dalle).

	Caractéristiques brutes	Caractéristiques nettes
B (m ²)	0,9936	0,9439
I (m ⁴)	0,3016	0,2714
ρ	0,5054	0,4788
v(m)	0,5899	0,5899
v'(m)	1,1101	1,1101

IV.2.5.1- Dimensionnement de l'effort de précontrainte

La précontrainte minimale est donnée par :

$$P_{\min} = \max [PI ; PII]$$

Avec :

$$PI = \frac{\Delta M + \rho n \cdot B n \cdot (v \cdot \sigma_{bt2} + v' \cdot \sigma_{bt1})}{\rho n \cdot h} \rightarrow \text{Section sous critique}$$

$$PII = \frac{\rho n \cdot v \cdot B n \cdot \sigma_{bt2} + M_{\max}}{\rho n \times v + v' - d} \rightarrow \text{Section sur critique}$$

Où:

- $\sigma_{bt1} = -1,5f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bt2} = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa}$.
- Hauteur totale $h = 1,75 \text{ m}$
- Distances minimales entre le barycentre des câbles et la fibre extrême
 $d = 0,1h = 0,175 \text{ m}$
- PI est la précontrainte minimale en section sous critique $e_p = - (c' + M_{\min} / P)$
- PII est la précontrainte minimale en section sur critique $e_p = - (v' - d)$
- σ_t est la Contrainte de traction du béton (négative)
 $\sigma_t = - (0.6 + 0.06f_{c28}) = - 2,7 \text{ MPa}$
- M_{\min} est le moment minimum à ELS $M_{\min} = M_G = 4,68039 \text{ MN.m}$
- M_{\max} est le moment maximum à ELS $M_{\max} = M_G + M_Q = 9,39405 \text{ MN.m}$

Nous avons :

$$PI = 2,34 \text{ MN}$$

$$PII = 7,12 \text{ MN}$$

Par conséquent:

$$P_{\min} = \text{Max} (1,23 ; 7,12)$$

$$P_{\min} = 7,12 \text{ MN}$$

Comme $PI < PII \rightarrow$ notre section est une section sur-critique (le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant. La précontrainte doit reprendre 100 % des charges permanentes).

$$\rightarrow e_p = - (v' - d) = - 0,94 \text{ m}$$

e_0 : excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre des câbles.

IV.2.5.2- Détermination du nombre total de câbles

Les câbles utilisés sont des câbles 12T15 standard ayant les caractéristiques suivantes [11]:

- La section de 12T15..... $A_p = 1680 \text{ mm}^2$
- Diamètre des gaines..... $\emptyset = 80\text{mm}$
- Contrainte limite de rupture garantie..... $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Contrainte limite d'élasticité garantie..... $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement angulaire..... $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire..... $\phi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage..... $g = 6 \text{ mm}$
- Relaxation à 1000 heures..... $\rho_{1000} = 2,5\%$ Très Basse Relaxation(TBR)
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte..... $E_p = 190000 \text{ MPa}$
- Contrainte à l'origine..... $\sigma_{p0} = \min (0,8f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) = 1440 \text{ MPa}$

Cas de post-tension (BPEL) [12]

La force exercée sur un seul câble P_0 est :

$$P_0 = \min [(0,8 \cdot f_{prg} \cdot A_p); (0,9 \cdot f_{peg} \cdot A_p)]$$

$$\text{Avec : } A_p = 140 \times 12 = 1680\text{mm}^2$$

$$P_0 = \min [(0,8 \cdot 1860 \cdot 1680 \cdot 10^{-6}) ; (0,9 \cdot 1600 \cdot 1680 \cdot 10^{-6})]$$

$$P_0 = \min [2,50 ; 2,42]$$

$$\rightarrow P_0 = 2,42 \text{ MN}$$

En estimant les pertes de précontrainte à 25% de P_0 on aura :

$$n \geq \frac{P}{(1-\Delta) \cdot P_0}$$

$$n \geq \frac{7,12}{0,75 \cdot 2,42}$$

$$n \geq 3,92$$

Donc on prend 4 câbles.

IV.2.5.3- Détermination du nombre de câbles à l'about

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0 .

D'où : $P_m = P_0 - \Delta P_0 = 0,9.P_0 = 0,9 \times 2,42 = 2,178 \text{ MN}$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivante :

Fibre supérieure : $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$

Fibre inférieure : $\sigma_{min} \leq \sigma_{bc}$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + M_p) \geq -1.5.ft_j = \sigma_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + M_p) \leq 0.6.fc_j = \sigma_{bc} \end{cases}$$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (Poutre seule)

Tableau 4.3: les caractéristiques nettes de la section médiane (Poutre seule).

	Caractéristiques brutes	Caractéristiques nettes
B(m ²)	0,5811	0,5520
I(m ⁴)	0,1763	0,1586
ρ	0,5458	0,5171
v(m)	0,6681	0,6681
v'(m)	0,8319	0,8319

$M_{min} = M_p = p_p \text{ (poutre seule)} \times L^2/8 = 0,01457 \times 35^2/8 = 2,231 \text{ MN.m}$

Avec : $P_p = 14,57 \text{ KN/m.}$

$P = n P_m$

$e_0 = -(v' - d') = -(0,8319 - 0,15) = -0,6819 \text{ m}$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{2,178}{0,5520} n + \frac{0,6681}{0,1586} (2,178 n \times (-0,6819) + 2,231) \geq -1,5 \times 2,7 = \sigma_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{2,178}{0,5520} n - \frac{0,8319}{0,1586} (2,178 n \times (-0,6819) + 2,231) \leq 0,6 \times 35 = \sigma_{bc} \end{cases}$$

$$\begin{cases} n \leq 5,84 \\ n \leq 2,78 \end{cases}$$

on place 2 câbles à l'about

Remarque : On place deux câbles à l'about et deux câbles en extradados.

IV.2.6- Vérification de la section médiane :

IV.2.6.1- Au 7^{ème} jours :

On tire les 2 câbles d'about à 50% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c7} = 23 \text{ MP}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \rightarrow f_{t7} = 2,0 \text{ MP}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c7} = 13,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5 \cdot f_{t7} = -3 \text{ MPa}$$

$$P = 0,5 \times 0,9 \cdot P_0 \cdot n$$

$$P = 0,5 \times 0,9 \times 2,42 \times 2 = 2,178 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mp) \geq -1.5 \cdot f_{tj} = \sigma_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mp) \leq 0.6 \cdot f_{cj} = \sigma_{bc} \end{cases}$$

avec $j=7$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{2,178}{0,5520} + \frac{0,6681}{0,1586} (2,178 \times (-0,6819) + 2,231) \geq -3 \\ \sigma_{inf} = \frac{2,178}{0,5520} - \frac{0,8319}{0,1586} (2,178 \times (-0,6819) + 2,231) \leq 13,8 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 7,08 \geq -3 \text{ MPa (vérifie)} \\ \sigma_{inf} = 0,03 \leq 13,8 \text{ MPa (vérifie)} \end{cases}$$

IV.2.6.2- Au 28^{ème} jours :

On tire les câbles d'about à 100% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = -1,5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$$

$$P = 0,9 . P_0 . n = 0,9 \times 2,42 \times 2 = 4,356 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + MG) \geq -1.5 . f_{tj}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + MG) \leq 0.6 . f_{cj}$$

Avec $j=28$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{4,356}{0,5520} + \frac{0,6681}{0,1586} (4,356 \times (-0,6819) + 2,231) \geq -4,05$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{4,356}{0,5520} - \frac{0,8319}{0,1586} (4,356 \times (-0,6819) + 2,231) \leq 21$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 4,77 \geq -4,05 \text{ MPa (vérifie)}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 11,77 \leq 21 \text{ MPa (vérifie)}$$

IV.2.7- Tracé des câbles :

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about

IV.2.7.1- Disposition constructive des câbles :

IV.2.7.1.1- Section d'about :

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,65 m entre 2 plaques d'encrage successives à l'about.

$$\sum M / \text{fibre inférieure} = 0$$

$$P.V' = P_1 . d_1 + P_2 . (d_1 + a)$$

$$\text{On a: } P_1 = P_2 = P/2$$

$$\rightarrow d_1 = \frac{2.Vr - a}{2}$$

On prend : $a = 0.65\text{m} \rightarrow d_1 = 0.45\text{ m}$

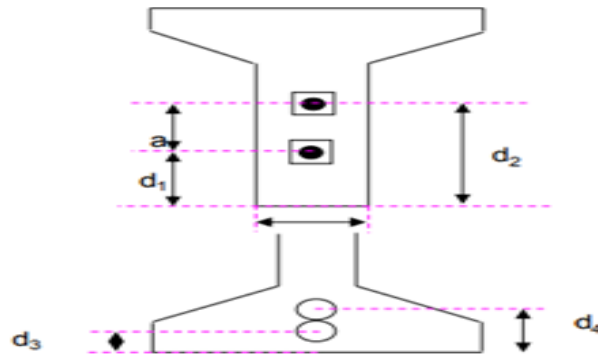


Figure 4.3: Disposition des câbles (Section d'about et Section à mi travée).

IV.2.7.1.2- Section à mi travée :

$$d_3 = 1,5. \Phi = 0,12\text{ m}$$

$$d_4 = d_3 + \Phi = 0.2\text{ m}$$

IV.2.7.2- Détermination de l'angle de relevage :

Dans la zone d'about, les contraintes de cisaillement sont importantes. De ce fait, les câbles sont relevés dans le but de développer des efforts verticaux ($P_i \sin\alpha_i$) afin de diminuer l'effort tranchant [12].

L'angle de relevage α est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \frac{(VM-V)}{P} \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \frac{(Vm +V)}{P}$$

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{arc sin} \frac{VM + Vm}{2P}$$

$$V_m : \text{Effort tranchant à vide sous (G)} \quad \rightarrow V_m (G) = 0,53\text{ MN.}$$

$$V_M : \text{Effort tranchant en charge sous (G + D240)} \quad \rightarrow V_M (G + D240) = 0,63\text{ MN}$$

- Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$$V = \tau . b_n . 0,8 . h$$

- Contrainte tangentielle limite à l'état limite de service.

$$\tau = [0,4 \cdot f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)]^{1/2}$$

- Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$$\sigma_x = \frac{p}{B_n} \text{ Avec : } P = n \cdot \Delta \cdot P_0 = 2 \times 0,75 \times 2,42 \rightarrow p = 3,63 \text{ MN}$$

$$B_n = B_{(p+d)} - n \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4}$$

$$\text{Avec : } B_{(p+d)} = 1,42 \text{ m}^2$$

$n = 2$: Nombre de câbles dans la section d'about

$\emptyset = 0,08 \text{ m}$: Diamètre de la gaine.

$$\rightarrow B_n = 1,41 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où : } \sigma_x = \frac{3,63}{1,41} = 2,57 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,4 \times 2,7 \times (2,7 + \frac{2}{3} \times 2,57)^{1/2} = 2,27 \text{ MPa}$$

$$b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \emptyset$$

$b_0 = 0,6 \text{ m}$: largeur inférieure de la section d'about

$m = 1$: Nombre de gaine par lit.

$K = 0,5$: Gaine injectée au coulis de ciment.

$\emptyset = 0,08 \text{ m}$: Diamètre de la gaine.

$$b_n = 0,6 - 1 \times 0,5 \times 0,08 = 0,56 \text{ m.}$$

$$V = 2,27 \times 0,56 \times 0,8 \times 1,75 = 1,78 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } -18,48^\circ \leq \alpha \leq 39,5^\circ$$

L'optimum de l'angle de relevage est donné par la formule suivante:

$$\alpha_{\text{opt}} = \arcsin \frac{VM + Vm}{2P}$$

$$\alpha_{\text{opt}} = \arcsin \left(\frac{0,84 + 0,25}{2 \times 3,63} \right) = 8,65^\circ$$

$$\alpha_{\text{opt}} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$$

$$\text{On fixe } \alpha_1 : \alpha_1 = 3,95^\circ \rightarrow \alpha_2 = 13,35^\circ \text{ et } \alpha_3 = \alpha_4 = 20^\circ$$

\rightarrow Câble moyen : $9,21^\circ$ (par construction)

IV.2.8-Calcul des pertes

IV.2.8.1- Phase N°1 : au 7^{ème} jours :

Les deux câbles d'about sont tirés à 50%

La section résistante est celle de la poutre seule.

IV.2.8.1.1- Pertes instantanées de précontrainte :

IV.2.8.1.1.A- Pertes par frottement :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f \cdot \alpha + \phi \cdot x)})$$

Avec:

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$$

$$f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$$

$$\phi = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

Déviations verticale: 0,161 rd

Déviations horizontale: 0,00 rd

$\alpha = 0,161 \text{ rd}$ Pour le câble moyen

Pour $x = L/2 = 17,50 \text{ m}$

$$\Delta\sigma_f(L/2) = 89,21 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_f(L/2)}{\sigma_{p0}} = 6,20 \%$$

IV.2.8.1.1.B- Pertes par recul d'ancrage :

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\frac{\Delta\sigma_f(L/2)}{(L/2)}}$$

avec: $g = 6 \text{ mm}$

$$E_p = 190000 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow d = 14,95 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta\sigma}{d} = \frac{\Delta\sigma_f}{L/2} \rightarrow \Delta\sigma = \frac{2 \cdot d \cdot \Delta\sigma_f}{L}$$

$$\Delta\sigma = 76,23 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{p0}} = 5,29 \%$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_r = \Delta\sigma - \Delta\sigma_f = -12,98 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_{p0}} = 0,90 \%$$

IV.2.8.1.1.C- Pertes par raccourcissement instantané du béton:

$$\Delta\sigma_b = 0,5 \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bco}$$

avec : $E_p = 190000 \text{ MPa}$

$E_{ij} = 31363,39 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bco} = \frac{p}{B_n} + \frac{1}{I_n} (p \cdot e_{01}^2 + M_G \cdot e_{01})$$

On a : $P = P_o - \Delta P$: Effort de précontrainte

$$P = (\sigma_o - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_r) A_p$$

$$\rightarrow P = 2,29 \text{ MN}$$

$$e_{01} = -v' + d_1 = -1,1101 + 0,45 = -0,66 \text{ m}$$

$$M_G = 2,23 \text{ MN}$$

$$B_n = 0,55 \text{ m}^2$$

$$I_n = 0,159 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bco} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_b = 3,85 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_b}{\sigma_{p0}} = 0,27 \%$$

IV.2.8.1.1.D- Pertes instantanées totales:

$$\Delta\sigma_{i \text{ tot}} = \sum \Delta\sigma = 80,08 \rightarrow \frac{\Delta\sigma_{i \text{ tot}}}{\sigma_{p0}} = 5,56 \%$$

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{i \text{ tot}} = 1359,92 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\sigma_{pi}}{\sigma_{p0}} = 94,43 \%$$

IV.2.8.1.2- Pertes différées de précontrainte :

IV.2.8.1.2.A- Pertes dues au retrait du béton :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r [1 - r(j)]$$

Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000$

Retrait total du béton (pour les régions tempérées) : $\varepsilon_r = 0,0003$

Une fonction du temps variant de 0 à 1 : $r_j = \frac{j}{j + 9rm}$

Le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres : $r_m = B/U$

Pour la section d'about:

$$B = B_1 - n \cdot A_p = 1,0120 - 2 \times 0,00168$$

$$B = 1,008 \text{ m}^2$$

($U = 11,47 \text{ m}$: périmètre)

$$r_m = 8,791 \text{ cm}$$

pour 7 jours :

$$r_j = \frac{7}{7 + 9rm} = 0,081$$

$$\varepsilon_r(j, j_0) = \varepsilon_r \cdot [r(j) - r(j_0)]$$

$$\varepsilon_r(7, 0) = \varepsilon_r \cdot [r(7) - r(0)]$$

$$\varepsilon_r(7, 0) = 0,0003 \times 0,081 = 2,67 \times 10^{-5}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_r = 4,67 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_{p0}} = 0,32 \%$$

IV.2.8.1.3- Pertes totales:

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_{i \text{ tot}} + \Delta\sigma_{\text{dif}} = 84,67 \text{ Mpa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{\text{tot}}}{\sigma_{p0}} = 5,88 \%$$

$$P_{\text{final}} = n \cdot (P_0 - \Delta P) = 2 \times 0,5 \times 2,42 \times (1 - 0,0588)$$

$$P_{\text{final}} = 2,28 \text{ MN}$$

IV.2.8.1.4- Vérification des contraintes à 7 jours:

$$P_1 = 1,02 \cdot P_0 - 0,8 \cdot \Delta P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98 \cdot P_0 - 1,2 \cdot \Delta P_0 = 2,20 \text{ MN}$$

$$\text{Avec : } \Delta P_0 = \Delta \sigma_{\text{tot}} \cdot A_p = 0,14 \quad \text{et} \quad P_0 = 2,42 \text{ MN}$$

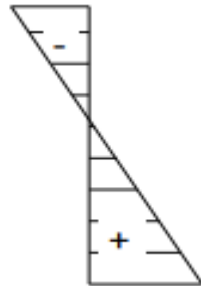
$$P_1 / B_n =$$

$$4,26 \text{ MPa}$$



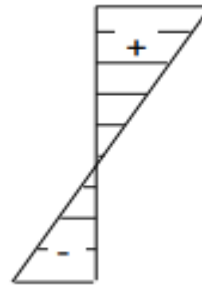
$$P_1 \cdot e_{01} \cdot V / I_n =$$

$$-6,53 \text{ MPa}$$



$$M \cdot V / I_n =$$

$$9,39 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{\text{sup}} =$$

$$7,12 \text{ MPa}$$



$$P_1 / B_n =$$

$$4,26 \text{ MPa}$$

$$P_1 \cdot e_{01} \cdot V' / I_n =$$

$$8,14 \text{ MPa}$$

$$M \cdot V' / I_n =$$

$$-11,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} =$$

$$0,7 \text{ MPa}$$

Avec :

$$B_n = 0,552 \text{ m}^2 ; V = 0,6681 \text{ m} ; V' = 0,8319 ;$$

$$e_{01} = -0,66 \text{ m} ; I_n = 0,1586 \text{ m}^4 ; M = 2,23 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{\text{bt}} = -1,5 f_{t7} = -3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} \geq \sigma_{\text{bt}} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,6 f_{c7} = 13,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{\text{bc}} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.8.2- Phase N°2 : au 28^{ème} jours.

Les deux câbles d'about sont tirés à 100%

La section résistante est celle de la poutre seule.

IV.2.8.2.1- Pertes instantanées de précontrainte :

IV.2.8.2.1.A- Pertes par frottement:

$$\Delta\sigma_{fr}(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-f\alpha - \phi x})$$

Avec: $\sigma_{p0} = 2880$ MPa

$$f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$$

$$\phi = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

Déviations verticale: 0,161 rd

Déviations horizontale: 0,000 rd

$\alpha = 0,161$ rd pour le câble moyen

Pour $x = L/2 = 17,50$ m

$$\rightarrow \Delta\sigma_{fr}(L/2) = 178,5 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_{fr}(L/2)}{\sigma_{p0}} = 6,20\%$$

IV.2.8.2.1.B- Pertes par recul d'ancrage:

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\frac{\Delta\sigma_{fr}(L/2)}{(L/2)}}}$$

Avec:

$$g = 6 \text{ mm}$$

$$E_p = 190000 \text{ MPa}$$

$$d = 10,57 \text{ m} < L/2$$

Donc dans cette phase la section médiane n'est pas affectée par le recul d'ancrage, les pertes sont celles calculées dans la 1^{ère} phase.

$$\rightarrow \Delta\sigma_r = -12,97 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_{p0}} = -0,45\%$$

IV.2.8.2.1.C- Pertes par raccourcissement instantané du béton:

$$\Delta\sigma_b = 0,5 \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bco}$$

Avec:

$$E_p = 190000,00 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 35981,73 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_b = 2,64 \cdot \sigma_{bco}$$

σ_{bco} : Contrainte de compression du béton au niveau du câble sous l'action de la précontrainte et des actions permanentes

$$\sigma_{bco} = \frac{P}{B_n} + \frac{1}{I_n} (P \cdot e_{01}^2 + M_g \cdot e_{01})$$

On à:

$$P = P_0 - \Delta P$$

$$P = (\sigma_0 - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_r) A_p$$

$$P = 4,56 \text{ MN}$$

$$e_{01} = -v' + d_1 = -0,672 \text{ m}$$

$$M_g = 2,23 \text{ MN}$$

$$B_n = 0,552 \text{ m}^2$$

$$I_n = 0,1586 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bco} = 11,80 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_b = 31,24 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_b}{\sigma_{p0}} = 1,08\%$$

IV.2.8.2.1.D- Pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_{itotal} = \sum \Delta\sigma = 196,7 \rightarrow \frac{\Delta\sigma_{itotal}}{\sigma_{p0}} = 6,83\%$$

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{itotal} = 2683,31 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\sigma_{pi}}{\sigma_{p0}} = 93,17\%$$

IV.2.8.2.2- Pertes différées de précontrainte :

IV.2.8.2.2.A- Pertes dues au retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \epsilon_r \cdot [1 - r(j)]$$

$$E_p = 190000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_r = 0,0003229$$

$$r_j = \frac{j}{j + 9 r_m}$$

$$r_m = B/U = 8,791 \text{ cm}$$

pour 28 jours :

$$r_{28} = \frac{28}{28 + 9 r_m} = 0,261$$

$$\epsilon_r(28, 7) = \epsilon_r [r(28) - r(7)]$$

$$\epsilon_r(28, 7) = 0,0003 [0,261 - 0,081] = 5,4 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_r(28, 0) = \epsilon_r \cdot r(28)$$

$$\epsilon_r(28, 0) = 0,0003 \times 0,261 = 7,83 \times 10^{-5}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_r(28, 7) = 8,31 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_r(28, 7)}{\sigma_{p0}} = 0,29\%$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_r(28, 0) = 12,98 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_r(28, 0)}{\sigma_{p0}} = 0,45\%$$

IV.2.8.2.2.B- Pertes dues à la relaxation des aciers:

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \cdot (\mu - \mu_0) \sigma_{pi}$$

avec:

$$\sigma_{pi} = 2683,31 \text{ MPa}$$

$$\mu_0 = 0,43$$

$$\rho_{1000} = 2,5$$

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{prj} = 0,72$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_p = 116,72 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{p0}} = 4,05\%$$

IV.2.8.2.2.C- Pertes dues au fluage du béton:

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

$$E_p = 190000,00 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 35981,73 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_{\text{fluage}} = 5,28 \cdot (\sigma_b + \sigma_M)$$

avec: σ_M : La contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble

$$\sigma_M = \frac{M_g}{I_n} \cdot e_{01} + \frac{A_p \cdot \sigma_{p0}}{B_n} [1 + (e_{01}^2 / i^2)]$$

$$M_g = 2,23 \text{ MN}$$

$$e_{01} = -0,672 \text{ m}$$

- les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule) :

$$I_n = 0,159 \text{ m}^4$$

$$B_n = 0,552 \text{ m}^2$$

$$i_n^2 = 0,3033 \times 0,95 = 0,288 \text{ m}^2$$

$$A_p = n \cdot A_{p1} = 2 \times 1680 \times 10^{-6} = 0,0034 \text{ m}^2$$

$$\sigma_M = 32,58 \text{ MPa}$$

- ✓ Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{max}} \cdot e_p}{I_n} + \frac{(\sigma_{pi} - \Delta\sigma_p) \cdot A_p}{B_n} \cdot (1 + e_p^2 / i^2)$$

Avec :

$$M_{\text{max}} = 6,74 \text{ MN}$$

$$e_p = -0,950 \text{ m}$$

- les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre+dalle):

$$I_n = 0,271 \text{ m}^4$$

$$B_n = 0,866 \text{ m}^2$$

$$i_n^2 = 0,3310 \times 0,95 = 0,314 \text{ m}^2$$

$$\sigma_b = 10,71 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 228,57 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_{fl}}{\sigma_{p0}} = 7,93 \%$$

IV.2.8.2.2.D- Pertes différées totales :

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

$$\frac{\Delta\sigma_d}{\sigma_{p0}} = 11,75\%$$

IV.2.8.2.3- Pertes totales :

$$\Delta\sigma_{total} = \Delta\sigma_{pi\ tot} + \Delta\sigma_d = 535,104 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_{total}}{\sigma_{p0}} = 18,58 \%$$

$$P_{final} = n \cdot (P_0 - \Delta P) = 2 \times 2,42 (1 - 0,1858) = 3,94 \text{ MN}$$

IV.2.8.2.4- Vérification des contraintes à 28 Jours :

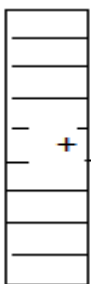
$$P_1 = 1,02P_0 - 0,8 \cdot \Delta P_0 = 4,22 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2 \cdot \Delta P_0 = 3,66 \text{ MN}$$

$$\text{Avec : } \Delta P_0 = \Delta\sigma_{tot} \cdot A_p = 0,9 \text{ et } P_0 = 4,84 \text{ MN}$$

$$P_1 / B_n =$$

$$7,64 \text{ MPa}$$

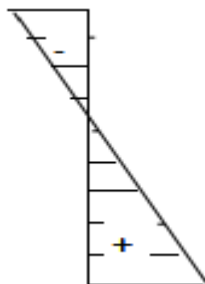


$$P_1 / B_n =$$

$$7,64 \text{ MPa}$$

$$P_1 \cdot e_{01} \cdot V / I_n =$$

$$-11,73 \text{ MPa}$$

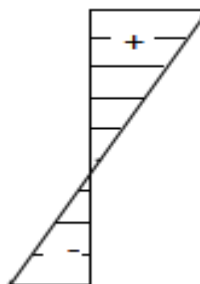


$$P_1 \cdot e_{01} \cdot V' / I_n =$$

$$14,61 \text{ MPa}$$

$$M \cdot V / I_n =$$

$$9,39 \text{ MPa}$$

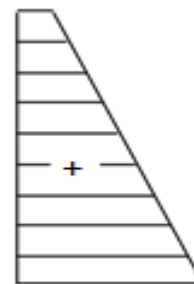


$$M \cdot V' / I_n =$$

$$-11,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} =$$

$$5,06 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{inf} =$$

$$10,85 \text{ MPa}$$

Avec :

$$B_n = 0,552 \text{ m}^2 ; V = 0,6681 \text{ m} ; V' = 0,8319 ;$$

$$e_{01} = -0,66 \text{ m} ; I_n = 0,1586 \text{ m}^4 ; M = 2,23 \text{ MNm}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1.5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} \geq \bar{\sigma}_{bt} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.8.3- Phase N°3 : Au 60^{ème} Jours.

au 60^{ème} jours: Le coulage de la dalle

La section résistante est celle de la poutre seule.

IV.2.8.3.1- Pertes instantanées de précontrainte:

Les pertes instantanées sont consommées en totalité

$$\Delta\sigma_{itotal} = \sum \Delta\sigma = 196,7 \rightarrow \frac{\Delta\sigma_{itotal}}{\sigma_{p0}} = 6,83\%$$

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{itotal} = 2683,31 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\sigma_{pi}}{\sigma_{p0}} = 93,17\%$$

IV.2.8.3.2- Pertes différées de précontrainte:

IV.2.8.3.2.A- Pertes dues au retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \epsilon_r \cdot [1 - r(j)]$$

$$E_p = 190000 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_r = 0,0003229$$

$$r_j = \frac{j}{j + 9rm}$$

pour 60 jours :

$$r_{60} = \frac{60}{60 + 9rm} = 0,43$$

$$\epsilon_r(60, 28) = 5,59 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_r(60, 0) = 1,29 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_r(60,28) = 6,04 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_r(60,28)}{\sigma_{p0}} = 0,21\%$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_r(60,0) = 19,02 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_r(60,0)}{\sigma_{p0}} = 0,66\%$$

IV.2.8.3.2.B- Perte due à la relaxation des aciers:

$$\rightarrow \Delta\sigma_p = 116,72 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{p0}} = 4,05\%$$

IV.2.8.3.2.C- Perte due au fluage du béton:

$$\rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 228,57 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_{fl}}{\sigma_{p0}} = 7,93 \%$$

IV.2.8.3.2.D- Pertes différées totales :

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

$$\frac{\Delta\sigma_d}{\sigma_{p0}} = 11,97\%$$

IV.2.8.3.3- Pertes totales:

$$\Delta\sigma_{total} = \Delta\sigma_{pi \text{ tot}} + \Delta\sigma_d = 541,44 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_{total}}{\sigma_{p0}} = 18,80 \%$$

$$P_{final} = n \cdot (P_0 - \Delta P) = 2 \times 2,42 (1 - 0,1880) = 3,93 \text{ MN}$$

IV.2.8.3.4- Vérification des contraintes à 60 jours:

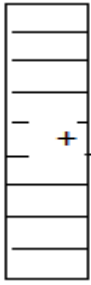
$$P_1 = 1,02P_0 - 0,8 \cdot \Delta P_0 = 4,22 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2 \cdot \Delta P_0 = 3,65 \text{ MN}$$

$$\text{Avec : } \Delta P_0 = \Delta\sigma_{tot} \cdot A_p = 0,9 \text{ et } P_0 = 4,84 \text{ MN}$$

$$P1 / B_n =$$

$$7,60 \text{ MPa}$$

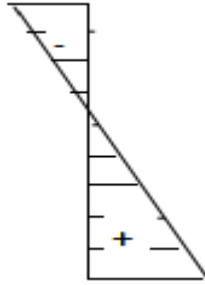


$$P1 / B_n =$$

$$7,60 \text{ MPa}$$

$$P1 \cdot e_{01} \cdot V / I_n =$$

$$-11,67 \text{ MPa}$$

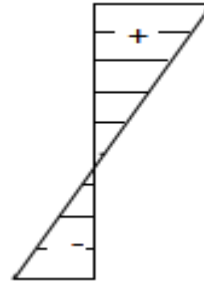


$$P1 \cdot e_{01} \cdot V' / I_n =$$

$$14,54 \text{ MPa}$$

$$M \cdot V / I_n =$$

$$9,39 \text{ MPa}$$

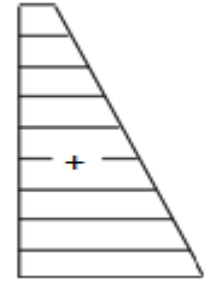


$$M \cdot V' / I_n =$$

$$-11,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} =$$

$$3,093 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{\text{inf}} =$$

$$12,23 \text{ MPa}$$

Avec :

$$B_n = 0,552 \text{ m}^2 ; V = 0,6681 \text{ m} ; V' = 0,8319 ;$$

$$e_{01} = -0,66 \text{ m} ; I_n = 0,1586 \text{ m}^4 ; M = 2,23 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bt}} = -1,5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} \geq \bar{\sigma}_{\text{bt}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.8.4- Phase N°4 : au 90^{ème} jours.

Au 90^{ème} jours: Mise en service de l'ouvrage

La section résistante est celle de la poutre + dalle.

IV.2.8.4.1- Pertes instantanées de précontrainte:

Les pertes instantanées sont consommées en totalité

$$\Delta \sigma_{\text{itotal}} = 196,7 \rightarrow \frac{\Delta \sigma_{\text{itotal}}}{\sigma_{p0}} = 6,83\%$$

$$\sigma_{\text{pi}} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\text{itotal}} = 2683,31 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\sigma_{\text{pi}}}{\sigma_{p0}} = 93,17\%$$

IV.2.8.4.2- Pertes différées de précontrainte:

IV.2.8.4.2.A- Pertes dues au retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r \cdot [1 - r(j)]$$

$$r_j = \frac{j}{j + 9rm}$$

$$r_m = B/U = 12,055 \text{ cm}$$

pour 90 jours :

$$r_{90} = \frac{90}{90 + 9rm} = 0,453$$

$$\varepsilon_r = 0,0003229$$

$$\varepsilon_r(90, 60) = \varepsilon_r [r(90) - r(60)]$$

$$\varepsilon_r(90, 60) = 7,14 \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_r(90, 0) = 1,46 \times 10^{-4}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_r(90,60) = 0,74 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_r(90,60)}{\sigma_{p0}} = 0,03\%$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_r(90,0) = 19,76 \text{ MPa} \rightarrow \frac{\Delta\sigma_r(90,0)}{\sigma_{p0}} = 0,6862\%$$

IV.2.8.4.2.B- Pertes dues à la relaxation des aciers:

$$\rightarrow \Delta\sigma_p = 116,72 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{p0}} = 4,05\%$$

IV.2.8.4.2.C- Pertes dues au fluage du béton:

$$\rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 228,57 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_{fl}}{\sigma_{p0}} = 7,93 \%$$

IV.2.8.4.2.D- Pertes différées totales :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p \rightarrow \frac{\Delta\sigma_d}{\sigma_{p0}} = 12 \%$$

IV.2.8.4.3- Pertes totales:

$$\Delta\sigma_{total} = \Delta\sigma_{pi\ tot} + \Delta\sigma_d = 542,30\text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta\sigma_{total}}{\sigma_{p0}} = 18,83\%$$

$$P_{final} = n \cdot (P_0 - \Delta P) = 2 \times 2,42 (1 - 0,1880) = 3,93\text{ MN}$$

IV.2.8.4.4- Vérification des contraintes à vide :

$$P_1 = 1,02P_0 - 0,8 \cdot \Delta P_0 = 4,17\text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2 \cdot \Delta P_0 = 3,65\text{ MN}$$

$$\text{Avec : } \Delta P_0 = \Delta\sigma_{tot} \cdot A_p = 0,9 \quad \text{et} \quad P_0 = 4,84\text{ MN}$$

$$P_1 / B_n =$$

$$4,41\text{ MPa}$$

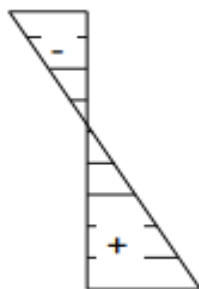


$$P_1 / B_n =$$

$$4,41\text{ MPa}$$

$$P_1 \cdot e_{01} \cdot V / I_n =$$

$$-7,51\text{ MPa}$$

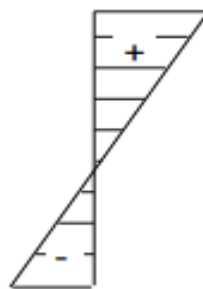


$$P_1 \cdot e_{01} \cdot V' / I_n =$$

$$14,14\text{ MPa}$$

$$M \cdot V / I_n =$$

$$9,27\text{ MPa}$$

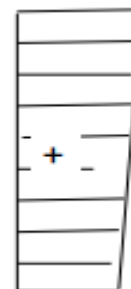


$$M \cdot V' / I_n =$$

$$-17,44\text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} =$$

$$6,17\text{ MPa}$$



$$\sigma_{inf} =$$

$$1,11\text{ MPa}$$

Avec:

$$B_n = 0,9439\text{ m}^2 ; \quad e_{01} = -0,91\text{ m} ; \quad V = 0,5899\text{ m} ; \quad V' = 1,1101 ; \quad I_n = 0,2979\text{ m}^4 ;$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1,5 f_{t28} = -4,05\text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} \geq \bar{\sigma}_{bt} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21\text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.8.4.5- Vérification des contraintes sous D240:

$$P2 / B_n =$$

$$4,86 \text{ MPa}$$

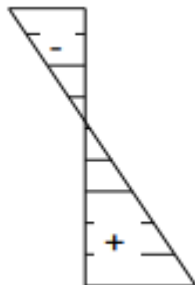


$$P2 / B_n =$$

$$4,86 \text{ MPa}$$

$$P2 \cdot e_{01} \cdot V / I_n =$$

$$-8,69 \text{ MPa}$$

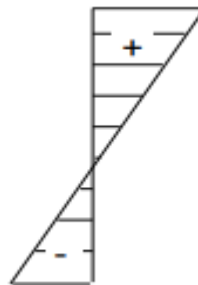


$$P2 \cdot e_{01} \cdot V' / I_n =$$

$$16,35 \text{ MPa}$$

$$M \cdot V / I_n =$$

$$13,35 \text{ MPa}$$

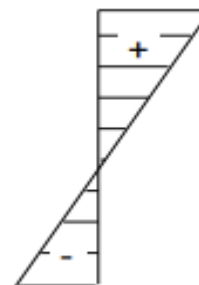


$$M \cdot V' / I_n =$$

$$-25,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} =$$

$$9,52 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{\text{inf}} =$$

$$-3,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1.5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} \geq \bar{\sigma}_{bt} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

IV.2.8.5- Tableau récapitulatif :

Tableau 4.4: Tableau récapitulatif.

N° de phase	(à 7 jours)	(à 28 jours)	(à 60 jours)	Pont à vide (90 jours)	Sous D240 (90 jours)
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre + Dalle
Pertes par frottement (MPA)	89,21	178,5	178,5	178,5	178,5
Pertes dues au recul d'ancrage (MPA)	-12,98	-12,98	-12,98	-12,98	-12,98
Pertes dues au raccourcissement instantané du béton(MPA)	3,85	31,24	31,24	31,24	31,24
Pertes dues au retrait du béton (MPA)	4,67	12,98	19,02	19,76	19,76
Pertes dues à la relaxation des aciers (MPA)	/	116,72	116,72	116,72	116,72
Pertes dues au fluage du béton (MPA)	/	228,57	228,57	228,57	235,84
Contrainte finale dans les câbles (MPa)	2795,25	2324,97	2318,93	2318,19	2310,92
P1=1,02 P0 -0,8 Δ P0 (MN)	2,35	4,22	4,22	4,17	4,17
P2=0,98 P0 -1,2Δ P0 (MN)	2,2	3,66	3,65	3,65	3,65
Fibre supérieure	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	13,8	21	21	21
	$\bar{\sigma}_{sup}$ (MPa)	7,12	5,06	3,09	6,17
	$\bar{\sigma}_{bt}$ (MPa)	-3	-4,05	-4,05	-4,05
Fibre inférieure	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	13,8	21	21	21
	$\bar{\sigma}_{inf}$ (MPa)	0,7	10,85	12,23	1,11
	$\bar{\sigma}_{bt}$ (MPa)	-3	-4,05	-4,05	-4,05

IV.2.9- Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant engendrés par le moment fléchissant et l'effort normal n'affaiblissent pas la sécurité de l'ouvrage en favorisant notamment la création de fissures d'âme, inclinées par rapport à la fibre moyenne de la poutre. Les essais effectués sur des poutres en béton précontraint soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture du béton :

$$\tau < \min (\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$$

1^{ère} MODE : Par fissuration, pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par:

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right]$$

2^{ème} MODE : Par compression-cisaillement, pour laquelle le cisaillement admissible est donnée par :

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x \right] \cdot \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right]$$

Avec :

: Contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{V_r \cdot S}{I_n \cdot b_n}$$

S : Moment statique par rapport au centre de gravité de la section

I_n : Moment d'inertie de la section

b_n : largeur nette

V_r : Effort tranchant réduit

$$V_r = V - \sum P_i \sin \alpha_i \rightarrow V_r = V - P \cdot \sum \sin \alpha_i$$

$$V_p = P_p \times L/2 = 0,01457 \times 35/2 = 0,25497 \text{ MN} \quad (\text{Poutre seule})$$

$$V_v = \frac{G \times (l/2)}{9} = \frac{0,2751 \times (35/2)}{9} = 0,53 \text{ MN} \quad (\text{à vide})$$

$$V_c = V_v + V_{D240} = 0,53 + 0,092 = 0,622 \text{ MN} \quad (\text{En charge})$$

$$\sum P_i \sin \alpha_i = \sin(3,95) + \sin(13,35) = 0,299$$

$$\rightarrow V_r = (V - 0,299 P)$$

$$b_n = b_0 - n \cdot k \cdot \Phi = 0,52 \text{ m}$$

Avec:

$$n = 1 ; K = 1 ; \Phi = 0,08 \text{ m} ; b_0 = 0,60 \text{ m}.$$

Caractéristiques de la section résistante:

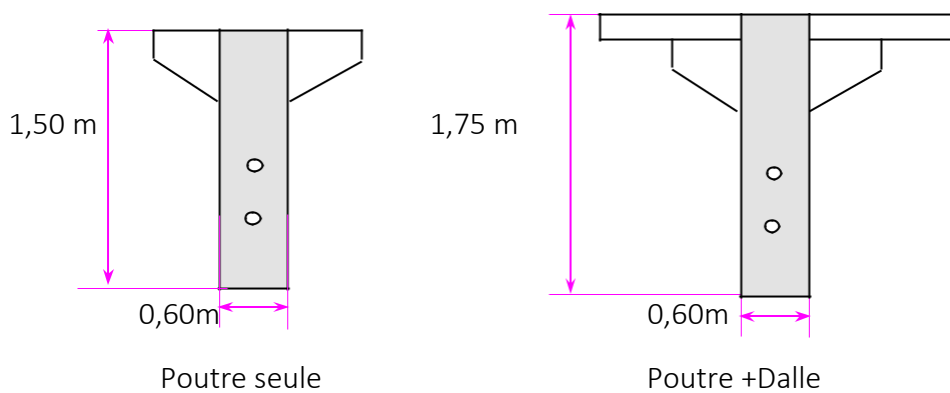


Figure 4.4: les sections résistante dans les (Poutre seule et Poutre +Dalle).

Tableau 4.5: les Caractéristiques de la section résistante.

	$I_n(m^4)$	$B_n(m^2)$	$V'_n(m)$	$V_n(m)$	$S(m^3)$
Poutre seule	0,1677	0,8899	0,7497	0,7503	0,1689
Poutre+Dalle	0,2445	1,0099	0,8507	0,8493	0,2164

Donc :

Pour la poutre seule:

$$\tau = 1,94V_r$$

Pour la poutre +Dalle:

$$\tau = 1,70V_r$$

on a :

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i}{B_n} \rightarrow \sigma_x = \frac{P \cdot \sum \cos \alpha_i}{B_n}$$

$$\sum \cos \alpha_i = \cos(3,95) + \cos(13,35) = 1,97$$

B_n : Section nette de la section homogène

B_n	Poutre seule	0,986 m ²
	Poutre+Dalle	1,239 m ²

Donc :

Pour la poutre seule:

$$\sigma_x = 1,997 P$$

Pour la poutre +Dalle:

$$\sigma_x = 1,590 P$$

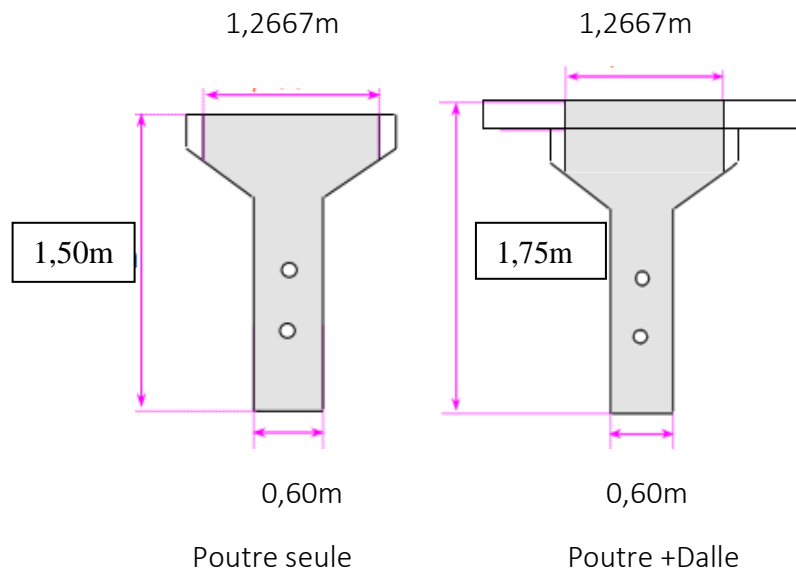


Figure 4.5: Section nette de la section homogène (Poutre seule et Poutre+Dalle).

IV.2.9.1- Vérification de la contrainte tangentielle sous P1 :

Tableau 4.6: Vérification de la contrainte tangentielle sous P1.

N° de phase	(à 7 jours)	(à 28 jours)	(à 60 jours)	Pont à vide (90 jours)	En charge (sous D240)
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre + Dalle
P1=1,02 PO -0,8 ΔPO	2,35	4,22	4,2	4,17	4,17
V	0,25497	0,25497	0,25497	0,53	0,622
Vr	-0,44768	-1,00681	-1,00083	-0,71683	-0,62483
σ_x	4,69295	8,42734	8,3874	6,6303	6,6303
τ^2_1	4,102906667	8,9836848	8,954928	7,689816	7,689816
τ_1	2,025563296	2,997279567	2,992478571	2,773051749	2,773051749
τ^2_2	8,122907861	16,13554493	16,13498927	15,78576414	15,78576414
τ_2	2,850071554	4,016907384	4,016838218	3,97313027	3,97313027
$\min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$	2,025563296	2,997279567	2,992478571	2,773051749	2,773051749
τ	-0,8684992	-1,9532114	-1,9416102	-1,218611	-1,062211
$\tau < \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

IV.2.9.2- Vérification de la contrainte tangentielle sous P2:

Tableau 4.7: Vérification de la contrainte tangentielle sous P2.

N° de phase	(à 7 jours)	(à 28 jours)	(à 60 jours)	Pont à vide (90 jours)	En charge (sous D240)
Section résistante	Poutre seule	Poutre seule	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre + Dalle
P2=0,98 PO -1,2ΔPO	2,2	3,66	3,65	3,65	3,65
V	0,25497	0,25497	0,25497	0,53	0,622
Vr	-0,40283	-0,83937	-0,83638	-0,56135	-0,46935
σ_x	4,3934	7,30902	7,28905	5,8035	5,8035
τ^2_1	3,943146667	8,1784944	8,164116	7,09452	7,09452
τ_1	1,9857358	2,859806707	2,857291725	2,663554017	2,663554017
τ^2_2	8,063392051	15,99594332	15,99111232	15,40169617	15,40169617
τ_2	2,83961125	3,999492883	3,998888886	3,92449948	3,92449948
$\min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$	1,9857358	2,859806707	2,857291725	2,663554017	2,663554017
τ	-0,7814902	-1,6283778	-1,6225772	-0,954295	-0,797895
$\tau < \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

IV.2.10- Ferrailage longitudinal passif

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

IV.2.10.1- Armatures longitudinales de peau

La répartition des armatures de peau (conformément au BPEL 91) doit être régulière, leur espacement est adapté en fonction de la dimension des pièces. La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre (longitudinalement) doit être d'au moins 3cm² par mètre linéaire de parement mesuré perpendiculairement à leur direction sans être inférieure à 0,10 % de la section du béton. La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale doit être d'au moins 2cm² par mètre linéaire du parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

$A_s \geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.

et $A_s \geq 0,1\%$ de la section du béton de la poutre homogène.

$$B_{(\text{poutre})} = 5520 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,1 \% B = 5,52 \text{ cm}^2$$

- $A_s \geq 3 \text{ cm}^2$
- $A_s \geq 5,52 \text{ cm}^2$

On prend des 5T12 $\rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

IV.2.10.2- Armatures longitudinales dans les zones tendues

Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}} \right)$$

Avec :

B_t: Aire du béton tendu

On a:

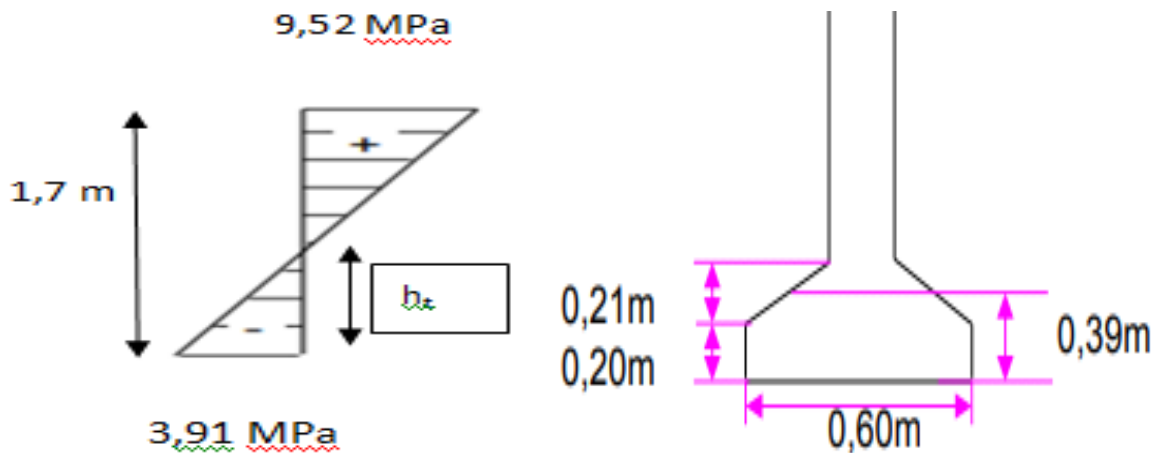
$$\frac{3,91}{ht} = \frac{9,52}{1,7 - ht} \rightarrow h_t = 0,39 \text{ m}$$

$$B_t = S_1 + S_2$$

$$B_t = 0,6 \times 0,2 + (0,6 + 0,22) \times 0,19 / 2$$

$$B_t = 0,198 \text{ m}^2 :$$

$\sigma_{bt} = 2,42 \text{ MPa}$: Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.



$f_e = 400 \text{ MPa}$: La limite élastique des armatures utilisées

L'effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t est :

$$N_{bt} = 0,5 \cdot B_t \cdot \sigma_{bt} = 0,5 \cdot 0,198 \cdot 2,42 = 0,239 \text{ MN}$$

$$A_s = 8,60 \text{ cm}^2$$

On prend : 5T16 $\rightarrow A_s = 10,048 \text{ cm}^2$

Figure 4.6: Dimensions de la section tendue du béton.

IV.2.11- Justification de la poutre à « L'ELU » :

Les calculs consistent à montrer que le point correspondant aux sollicitations de calculs (\bar{N}_U, \bar{M}_U) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction (N_U, M_U)

Calcul de M_u et N_u :

Le calcul se fait par approximation successive

On suppose que: $N_u = \bar{N}_U$ on cherche \bar{M}_U

La précontrainte de calcul prise à état limite ultime est la précontrainte probable:

$$P_m = P_0 - \Delta P_0 = 2,18 \text{ MN}$$

$$N_u = \gamma_p \cdot P_m$$

$\gamma_p = 1,15$ combinaisons fondamentales

$N_u = 2,51$ MN

$M_u = 1,35 \cdot M_G + 1,5 \cdot M_{D240}$

$M_u = 12,68$ MNm

1^{ère} itération

On suppose que le diagramme de déformation passe par les pivots A et B

Donc: $\epsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$

$\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

L'enrobage de la membrure inférieure est de 5 cm

$d_s = 1,75 - 0,05 = 1,7$ m

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow y = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_s} \cdot d_s \rightarrow y = 0,43 \text{ m}$$

$0,8 \cdot y = 0,34$ m

$B(0,8y) = 0,61$ m²

$$N_{bc} = B(y) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0,61 \times \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 12,09 \text{ MN}$$

Calcul de :

ϵ_{pm} : Allongement préalable

E_p : Déformation du béton

$$\epsilon_{pm} = \frac{Pm}{n \cdot A_p \cdot E_p}$$

$$\rightarrow \epsilon_{pm} = \frac{2,18}{2 \times 0,001680 \times 190000} = 3,415 \text{ ‰}$$

$$\Delta' \epsilon_p = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bpm} = \frac{Pm}{Bn} + \frac{1}{In} (Pe^2_0 + M_{\min} \cdot e_0)$$

$\sigma_{bpm} = -0,67$ Mpa

$$\rightarrow \Delta' \epsilon_p = -0,018 \text{ ‰}$$

$$\rightarrow \Delta'' \epsilon_p = 0,00 \text{ ‰} \quad \text{pas d'adhérence entre les armatures de précontrainte et le béton}$$

$$\rightarrow \sum \Delta \epsilon = \epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p = 3,397 \text{ ‰}$$

Equation traduisant le comportement de l'acier:

Pour les armatures passives: $\sigma_s = g(\epsilon_s) = E_s \cdot \epsilon_s = 2100 \text{ MPa}$

Pour les armatures actives: $\sigma_p = f(\epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p) - f(\epsilon_{pm})$

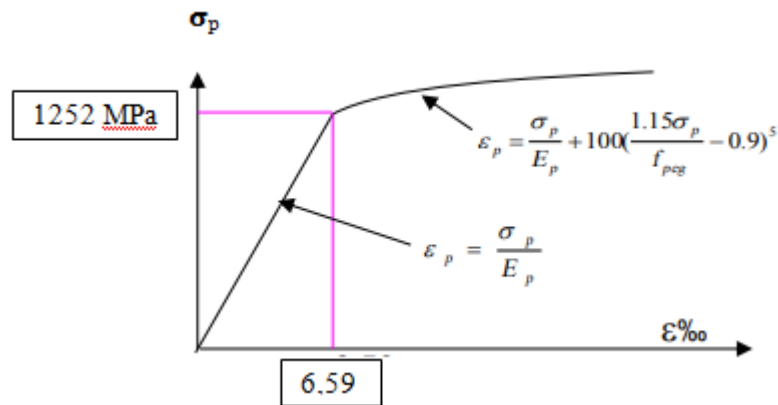


Figure 4.7: Courbe de Comportement de L'acier.

$$f(\epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p) = f(3,397) = 645,38 \text{ MPa}$$

$$f(\epsilon_{pm}) = f(3,415) = 648,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = f(\epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_p + \Delta'' \epsilon_p) - f(\epsilon_{pm}) = -3,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{N}_u = N_{bc} - N_p - N_s = N_{bc} - A_p \cdot \Delta \sigma_p - A_s \cdot \sigma_s$$

$$\bar{N}_u = 12,09 - 1,68 \times 10^{-3} \times (-3,42) - 10,048 \times 10^{-4} \times 2100$$

$$\bar{N}_u = 9,98 \text{ MN} > N_u = 2,51 \text{ MN}$$

Le diagramme de déformation choisi entraîne une section de béton tendue trop importante ; le diagramme doit tourner autour du pivot B.

2^{ème} itération

On suppose que: $N_u = \bar{N}_u$, on cherche \bar{M}_u

$$B = \frac{\gamma b}{0,85 \cdot f_{c28}} (N_u + A_p \cdot \Delta \sigma_p + A_s \cdot \sigma_s)$$

$$B = 0,61 \text{ m}^2$$

$$0,8y = -0,11 \text{ m} \rightarrow y = -0,14 \text{ m}$$

$$N_{bc} = B(y) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma b} = 0,61 \times \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 12,10 \text{ MN}$$

$$\overline{M}_u = N_{bc} \cdot Z + A_s \cdot \sigma_s (d_s - d_p)$$

avec:

$$d_s = 1,7 \text{ m}$$

$$d_p = H - \frac{(d_3 + d_4)}{2} = 1,75 - 0,16 = 1,59 \text{ m}$$

$$Z = d_p - 0,4y = 1,53 \text{ m}$$

$$\rightarrow \overline{M}_u = 18,75 \text{ MNm} > 12,68 \text{ MNm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.12- Justification des armatures transversales

IV.2.12.1- Armatures transversales de peau

Soit un cadre **HA12** par mètre de parement

IV.2.12.2- Minimum d'armatures transversales dans la partie centrale :

Celles-ci doivent être telles que:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{1,15 \cdot b_n \cdot S_t} > 0,6 \text{ MPa}$$

On fixe $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ (1cadre T 12)

$$S_t \leq \text{Inf} (1 \text{ m} ; 0,8h ; 3b_0)$$

$$S_t < 1,00 \text{ m}$$

$$b_n = b_0 - n \times K \times \phi = 0,6 - 1 \times 0,5 \times 0,08 = 0,56 \text{ m}$$

$$S_t < \frac{A_t \times f_e}{1,15 \times 0,6 \times b_n}$$

$$S_t < 23 \text{ cm}$$

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

IV.2.12.3- Justification des armatures transversales dans les zones d'appui

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues des treillis constitués par les bielles de béton et ses armatures.

$$\tau_{red.u} < \bar{\tau}_u = \frac{At \cdot f_e}{1,15 \cdot bn \cdot St} \cotg \theta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\tau_{redu} = \frac{S \cdot V_{red.u}}{In \cdot bn}$$

$$V_{red.u} = V_{u \max} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec : $V_{u \max} = 0,8464 \text{ MN}$

$$P = 1,09 \text{ MN}$$

$$V_{red.u} = 0,8464 - 1,09 \times 0,299$$

$$\rightarrow V_{redu} = 0,52 \text{ MN}$$

$$\tau_{redu} = \frac{0,16 \times 0,52}{0,33 \times 0,56}$$

$$\rightarrow \tau_{redu} = 0,45 \text{ MPa}$$

Avec $S = 0,16 \text{ m}^3$; $In = 0,33 \text{ m}^4$

L'inclinaison des bielles est telle que:

$$\text{tg} 2\theta_u = \frac{2 \tau_{redu}}{\sigma_{xu}}$$

avec : $\sigma_{xu} = \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i}{Bn} = 2,14 \text{ MPa}$

$$\text{tg} 2\theta_u = 0,42056 \rightarrow \theta_u = 11,40^\circ \text{ limité à } 30^\circ$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{2,26 \times 400}{1,15 \times 0,56 \times 0,2} 10^{-4} \cotg(30) + \frac{2,7}{3} = 2,12 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 2,12 \text{ MPa} > \tau_{redu} = 0,45 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.12.4- Justification des bielles de béton:

$$\tau_{redu} = \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} = 5,83 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.13- Vérification de la zone d'about

IV.2.13.1- Zone de régularisation :

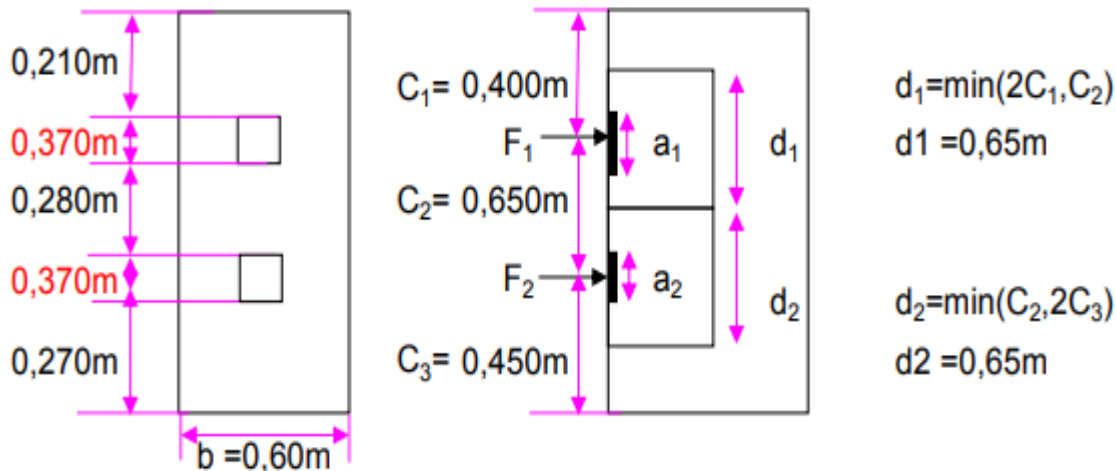


Figure 4.8: Zone de régularisation.

IV.2.13.2- Frettage de surface:

IV.2.13.2.1- Plan vertical:

$$A_s = 0,04 \frac{F}{\frac{2 \cdot f_e}{3}}$$

Avec : $F = \max (f_{j0}) = 2,42 \text{ MPa}$

$$A_s = 3,63\text{cm}^2$$

Soit un cadre de HA16 soit ($A_s = 4,02 \text{ cm}^2$)

IV.2.13.2.2- Plan horizontal:

$$A_s = 0,04 \frac{n \cdot F}{\frac{2 \cdot f_e}{3}}$$

$n = 2$ (nbr de câble)

$$\rightarrow A_s = 7,26\text{cm}^2$$

Soit 2 cadres de HA16 : ($A_s = 8,04 \text{ cm}^2$) (un cadre autour de chaque ancrage)

IV.2.13.3- Effet d'éclatement:

Contrainte de traction du béton:

$$\sigma_t = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{F_j 0}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

Au 7ème jours $\rightarrow f_{t7} = 2 \text{ MPa}$

Pour j=1

$$\sigma_t = 0.5 \left(1 - \frac{0,37}{0,65}\right) \frac{0,5 \times 2,42}{0,6 \times 0,65} = 0,67 \text{ MPa}$$

Avec $a_1 = a_2 = 0,37$; $d_1 = d_2 = 0,65$

$\sigma_t = 0,67 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Pour j=2

$\sigma_t = 0,67 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Au 28ème jour $\rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

Pour j=1

$$\sigma_t = 0.5 \left(1 - \frac{0,37}{0,65}\right) \frac{2,42}{0,6 \times 0,65} = 1,34 \text{ MPa}$$

$\sigma_t = 1,34 \text{ MPa} < 3,38 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Pour j=2

$\sigma_t = 1,34 \text{ MPa} < 3,38 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

IV.2.13.4- Contrainte de compression moyenne du béton:

$$\sigma_{cm} = \frac{F_j 0}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Au 7ème jours $\rightarrow f_{c7} = 23 \text{ MPa}$

Pour j=1

$$\sigma_{cm} = \frac{0,5 \times 2,42}{0,6 \times 0,65} = 3,10 \text{ MPa}$$

$\sigma_{cm} = 3,10 \text{ MPa} < 15,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Pour j=2

$\sigma_{cm} = 3,10 \text{ MPa} < 15,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Au 28^{ème} jour $\rightarrow f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Pour $j=1$

$$\sigma_{cm} = \frac{2,42}{0,6 \times 0,65} = 6,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{cm} = 6,20 \text{ MPa} < 23,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Pour $j=2$

$\sigma_{cm} = 6,20 \text{ MPa} < 23,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

IV.2.13.5- Ferrailage de la zone d'éclatement:

IV.2.13.5.1- Plan Vertical:

$$\bullet A_{ej} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) F_j 0}{K_j \cdot \frac{2}{3} \cdot f_e} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{0,37}{0,65} \right) 2,42}{1 \times \frac{2}{3} \times 400}$$

Avec : $K_j = 1$

$$A_{e1} = 9,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{e2} = 9,77 \text{ cm}^2$$

$$\bullet A_{emin} = 0,15 \frac{\max(F_j 0)}{\frac{2}{3} \cdot f_e} = 0,15 \frac{2,42}{\frac{2}{3} \times 400}$$

$$A_{emin} = 13,61 \text{ cm}^2$$

$$A_e = \sup(A_{ej}; A_{emin}) = 13,61 \text{ cm}^2$$

On dispose **4** cadres **HA16** ($A_s = 16,08 \text{ cm}^2$)

IV.2.13.5.2- Plan horizontal:

$$A_{ej} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) n \cdot F_{j0}}{K_j \cdot \frac{2}{3} \cdot f_e} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{0,37}{0,65} \right) 2 \times 2,42}{1 \times \frac{2}{3} \times 400}$$

Avec : $K_j = 1$

$$A_{e1} = 19,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{e1} = 19,54 \text{ cm}^2$$

- $A_{emin} = 0,15 \frac{\max(n \cdot F_{j0})}{\frac{2}{3} \cdot f_e} = 0,15 \frac{2 \times 2,42}{\frac{2}{3} \times 400}$

$$A_{emin} = 27,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \sup(A_{ej}; A_{emin}) = 27,22 \text{ cm}^2$$

On dispose de **8 cadres HA16** ($32,15 \text{ cm}^2$) soit 4 cadres autour de chaque plaque d'ancrage.

➤ Le schéma de ferrailages de la zone d'about:

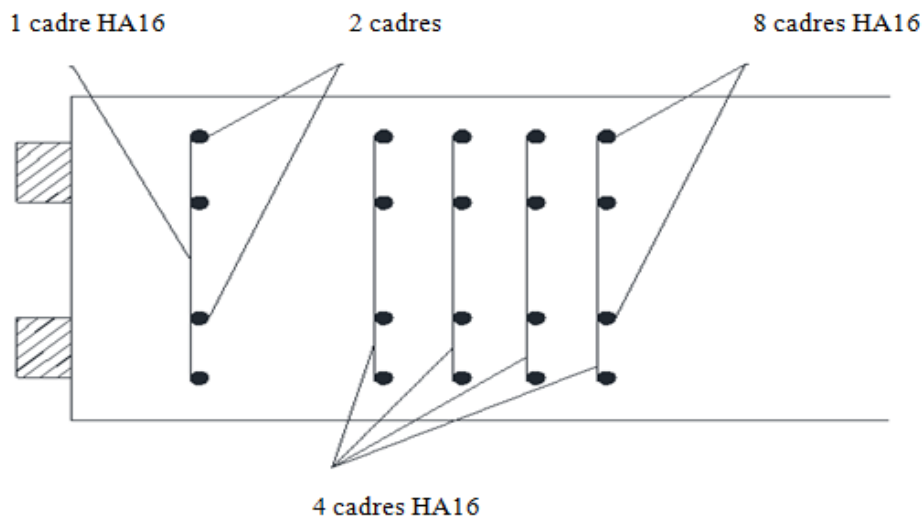


Figure 4.9: Ferrailage de la zone d'about.

IV.3- Etude de l'hourdis :

Après que, la répartition transversale des charges soit assurée et que l'hourdis joue parfaitement le rôle de l'entretoise (travaille comme un plancher d'un bâtiment mais avec des dimensions très différentes). On doit l'étudier pour garantir ses rôles ; ainsi, il supporte deux types de flexions : locale et globale.

Flexion locale + flexion globale = Flexion totale

IV.3.1- La flexion globale (transversale) de l'hourdis :

Notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, la naissance de la flexion globale doit être endossée par l'entretoise intermédiaire si elle existe. Mais si l'hourdis joue le rôle de ces entretoises intermédiaires, il doit supporter à lui seul ces moments transversaux.

On utilise la méthode de **Guyon-Massonnet** pour calculer le moment fléchissant transversal par ml de hourdis ; comme étant une entretoise intermédiaire, on utilise alors la formule suivante :

$$M_y(x, y) = \sum_1^{\infty} q_n \times \frac{b}{8} \times \mu_{n(\alpha)} \times \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right)$$

M_y : Moment fléchissant transversal (maximum à mi- portée) ;

P : Poids de la charge à étudier selon le type ;

b : mi- largeur de pont ;

x : Abscisse de la bande étudiée en flexion transversale ;

L : portée de la travée (m).

Remarque 1 : on suppose que le moment maximum est localisé au centre de la dalle ;

$x = L/2 = 17.5 \text{ m}$

$$\rightarrow \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times L}{2 \times L}\right) = 1$$

Remarque 2 :

On se contente des deux premiers termes du développement, avec n est impaire (1et 3).

IV.3.1.1- Calcul des coefficients μ_α sous différents cas de charges :

Le coefficient de répartition transversal $\mu(\alpha)$ dépend :

- ✓ La valeur du paramètre de torsion α ;
- ✓ La valeur du paramètre d'entretoisement θ ;
- ✓ L'excentricité de la charge e ;
- ✓ L'ordonnée de la poutre considérée y .

Il faut savoir que le paramètre α reste inchangé (voir chapitre 3).

Selon **Sattler** [7] (voir l'annexe) on a pour: $0.1 \leq \theta \leq 1 \rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta$

Tel que: $\beta = (1 - e^{\theta_0})$; Avec $\theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663}$

$$\begin{cases} \text{pour } n = 1 \rightarrow \theta_1 = \frac{b}{L} = \frac{7.875}{35} = 0.225 \\ \text{pour } n = 3 \rightarrow \theta_3 = 3\theta_1 = 0.675 \end{cases}$$

Nos paramètres sont : $\theta_1=0.225$; $\theta_3=0.675$; $\alpha=0.18$

$$\begin{cases} \text{pour } n = 1 \rightarrow \mu_{0.18} = 0.692\mu_1 + 0.308\mu_0 \\ \text{pour } n = 3 \rightarrow \mu_{0.180} = 0.356\mu_1 + 0.644\mu_0 \end{cases}$$

On a besoin de déterminer les valeurs de μ_1 et μ_0 selon les tableaux de Guyon-Massonnet avec l'utilisation d'interpolation suivant θ :

Pour $n = 1 \rightarrow \mu_0(\theta=0.225) = 0.25\{\mu_0(\theta=0.3) - \mu_0(\theta=0.2)\} + \mu_0(\theta=0.2)$

$\mu_1(\theta=0.225) = 0.25\{\mu_1(\theta=0.3) - \mu_1(\theta=0.2)\} + \mu_1(\theta=0.2)$

Pour $n = 3 \rightarrow \mu_0(\theta=0.675) = 0.75\{\mu_0(\theta=0.7) - \mu_0(\theta=0.6)\} + \mu_0(\theta=0.6)$

$\mu_1(\theta=0.675) = 0.75\{\mu_1(\theta=0.7) - \mu_1(\theta=0.6)\} + \mu_1(\theta=0.6)$

On va déterminer $\mu_{0.18}$ de la même manière que CRT ; mais cette fois seule la partie centrale de la poutre ($y=0$), reçoit la flexion transversale majorée.

- Interpolation suivant θ :

Tableau 4.8 : Valeurs du coefficient $\mu_0 \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.225$.

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		-2472.1575	-1238.0875	-2.69	1236.765	2482.8525	1236.765	-2.69	-1238.0875	-2472.1575

Tableau 4.9 : Valeurs du coefficient $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.225$.

e	B	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y									
0	-1751.695	-937.3225	-71.47	900.7	2042.3125	900.7	-71.47	-937.3225	-1751.695

Tableau 4.10 : Valeurs du coefficient $\mu_0 \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.675$.

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0										
	-1394.625	-775.3275	-104.095	722.48	1814.3275	722.48	-104.095	-775.3275	-1394.625	

Tableau 4.11 : Valeurs du coefficient $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.675$.

e	B	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y									
0	-415.42	-319.3675	-150.6875	228.55	1090.5225	228.55	-150.6875	-319.3675	-415.42

- Interpolation suivant α :

Tableau 4.12 : Valeurs du coefficient $\mu_{0.18} \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.225$.

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y									
0	-1973.59745	-1029.95812	-50.28576	1004.20802	2177.99882	1004.20802	-50.28576	-1029.95812	-1973.59745

Tableau 4.13 : Valeurs du coefficient $\mu_{0.18} \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.675$.

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y									
0	-1046.02802	-613.00574	-120.68193	546.64092	1556.65292	546.64092	-120.68193	-613.00574	-1046.02802

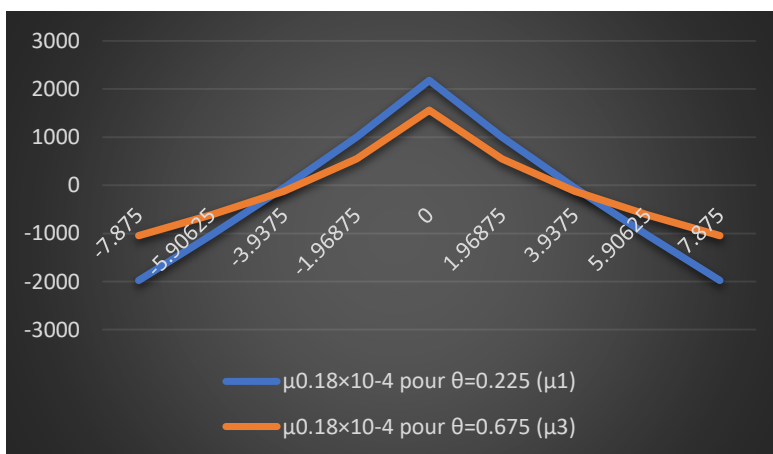


Figure 4.10: Ligne d'influence de $\mu_{0.18} \times 10^{-4}$ pour $(\theta=0.225 \text{ et } \theta=0.675)$.

- ✓ On doit déterminer les coefficients μ pour chaque chargement selon le cas le plus défavorable longitudinalement et transversalement-
- ✓ Pour la charge permanente on cherche l'aire correspondante (par la méthode de trapèze)
- ✓ Pour les charges de système B (B_c ; B_t ; B_r) : $\mu = \frac{1}{2} \sum \mu_i$
- ✓ Pour les charges militaires, on doit trouver les coefficients par la méthode de trapèze (calcul d'aire) utilisant la formule : $\mu = \frac{LM_c}{4} \sum \mu_i$
- ✓ Nous chargeons la largeur transversale selon la charge qu'on va calculer, on obtient le tableau suivant :

Tableau 4.14 : Coefficients μ_1 et μ_3 pour les charges.

	$\mu_{0.18} \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.225$	$\mu_{0.18} \times 10^{-4}$ pour $\theta=0.675$
La charge permanente G	0.0103024	0.026879619
La surcharge B_c	1 file	0.158178762
	2 files	0.288251207
	3files	0.304951583
	4 files	0.301367519
La surcharge B_t	1 file	0.158178762
	2 files	0.25995553
M_{c120}	0.059847803	0.035902698
D_{240}	0.272164778	0.183397655

IV.3.1.2- Calcul du moment transversal (M_y) :

- Pour une charge uniformément répartie: $P = \begin{cases} \frac{4q}{\pi} \text{ pour } n = 1 \\ \frac{4q}{3\pi} \text{ pour } n = 3 \end{cases}$
- Pour une charge concentrée: $P = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{n\pi d_i}{L}$
- Pour une charge partiellement répartie: $P = \frac{4q}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi d}{L}\right) \sin\left(\frac{n\pi c}{L}\right)$

IV.3.1.3- Charge permanente G :

La charge permanente couvre toute la largeur de notre viaduc :

$$P_1 = q_1 = (4 \times P_T)/\pi = (4 \times 275.0925)/3.14 = 350.26 \text{ KN/ml}$$

$$P_3 = q_3 = (4 \times P_T)/3\pi = (4 \times 275.0925)/9.42 = 116.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$$

$$\rightarrow \rightarrow M_y = 0.463 \text{ KN.m/ml}$$

IV.3.1.4- Surcharge B_c :

Il faut prendre les positions des roues comme elles sont disposées dans le théorème de BARRES :

$$1^{\text{ère}} \text{ roue de } 30 \text{ KN ; } x=9.775 \text{ m } \rightarrow \sin(9.775\pi/35)=0.77 ; \sin(29.325\pi/35)=0.49$$

$$2^{\text{ème}} \text{ roue de } 60 \text{ KN ; } x=14.275 \text{ m } \rightarrow \sin(14.275\pi/35)=0,96 ; \sin(42.825\pi/35)=-0.65$$

$$3^{\text{ème}} \text{ roue de } 60 \text{ KN ; } x=15.775 \text{ m } \rightarrow \sin(15.775\pi/35)=0.99 ; \sin(47.325\pi/35)=-0.89$$

$$4^{\text{ème}} \text{ roue de } 30 \text{ KN ; } x=20.275 \text{ m } \rightarrow \sin(20.275\pi/35)=0,97 ; \sin(60.825\pi/35)=-0.73$$

$$5^{\text{ème}} \text{ roue de } 60 \text{ KN ; } x=24.775 \text{ m } \rightarrow \sin(24.775\pi/35)=0,79 ; \sin(74.325\pi/35)=0,38$$

$$6^{\text{ème}} \text{ roue de } 60 \text{ KN ; } x=26.275 \text{ m } \rightarrow \sin(26.275\pi/35)=0,71 ; \sin(78.825\pi/35)=0,71$$

$$\checkmark \text{ Pour une file de roues : } P_1 = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{\pi d_i}{L} = 2 \times \left(\frac{2 \times 30}{35} (0.97 + 0.77) + \frac{2 \times 60}{35} (0.96 + 0.99 + 0.79 + 0.71) \right)$$

$$P_1 = 29.62 \text{ KN/ml}$$

$$P_3 = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{3\pi d_i}{L} = 2 \times \left(\frac{2 \times 30}{35} (0.49 - 0.73) + \frac{2 \times 60}{35} (0.71 + 0.38 - 0.89 - 0.65) \right)$$

$$P_3 = -3.91 \text{ KN/ml}$$

On doit comparer les moments pour les différents cas multipliés par b_c pour choisir le cas le plus défavorable :

- 1^{er} cas : (1 file de camions) ; b_c = 1.2

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 p_1 - \mu_3 p_3) = 5.014 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y \times b_c = 6.0165 \text{ KN.m/ml}$$

- 2^{ème} cas : (2 files de camions) ; b_c = 1.1

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 p_1 - \mu_3 p_3) = 9.128 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y \times b_c = 10.0409 \text{ KN.m/ml}$$

- 3^{ème} cas : (3 files de camions) ; $b_c = 0.95$

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 p_1 - \mu_3 p_3) = 9.607 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y \times b_c = 9.1264 \text{ KN.m/ml}$$

- 4^{ème} cas : (4 files de camions) ; $b_c = 0.8$

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 p_1 - \mu_3 p_3) = 9.494 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y \times b_c = 7.5955 \text{ KN.m/ml}$$

- ✓ Le 2^{ème} cas (2 files de camions) représente le cas le plus défavorable.

A retenir : $M_y = 9.128 \text{ KN.m/ml}$ avec $b_c = 1.1$ et $\delta = 1.188$

Remarque : on doit majorer les surcharges B_c , B_t et M_c 120 par le coefficient de majoration dynamique ; il faut aussi multiplier les surcharges B_c et B_t par b_c et b_t respectivement.

IV.3.1.5- Surcharge B_t :

On fait la même chose que la surcharge B_c sans oublier de positionner les charges de manière la plus défavorable utilisant le théorème de BARRES :

$$1^{\text{ère}} \text{ roue de } 80 \text{ KN} ; x=16.4875 \text{ m} \rightarrow \sin(16.4875\pi/35)=0.99 ; \sin(49.4625\pi/35)=-0.96$$

$$2^{\text{ème}} \text{ roue de } 80 \text{ KN} ; x=17.8375 \text{ m} \rightarrow \sin(17.8375\pi/35)=1 ; \sin(53.5125\pi/35)=-1$$

- ✓ Pour une file roues : $P_1 = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{\pi d_i}{L} = 2 \times \left(\frac{2 \times 80}{35} (0.99 + 1) \right)$

$$P_1 = 18.2 \text{ KN/m}$$

$$P_3 = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{3\pi d_i}{L} = 2 \times \left(\frac{2 \times 80}{35} (-0.96 - 1) \right)$$

$$P_3 = -17.92 \text{ KN/m}$$

- 1^{er} cas : (1 file de B_t) ; $b_t = 1.2$

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 p_1 - \mu_3 p_3) = 4.675 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y \times b_t = 5.6098 \text{ KN.m/ml}$$

- 2^{ème} cas : (2 files de B_t) ; $b_t = 1.2$

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 p_1 - \mu_3 p_3) = 7.597 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y \times b_t = 9.1168 \text{ KN.m/ml}$$

- ✓ Le 2^{ème} cas (2 files de B_t) représente le cas le plus défavorable.

$M_y = 7.597 \text{ KN.m/ml}$ avec $b_t = 1.2$ et $\delta = 1.151$

IV.3.1.6- Surcharge M_{c120} :

$$P = \frac{4q}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi d}{L}\right) \sin\left(\frac{n\pi c}{L}\right)$$

$$P_1 = \frac{4 \times 180.328}{\pi} \sin\left(\frac{\pi 17.5}{35}\right) \sin\left(\frac{\pi 3.05}{35}\right)$$

$$P_1 = 62.07 \text{ KN/ml}$$

$$P_3 = \frac{4 \times 180.328}{3\pi} \sin\left(\frac{\pi 52.5}{35}\right) \sin\left(\frac{\pi 9.15}{35}\right)$$

$$P_3 = -56.03 \text{ KN/ml}$$

$$q = 180,328 \text{ KN/m}$$

$$d = (35/2) = 17.5 \text{ m}$$

c : mi- chenille d'un véhicule type du système M_{c120} ; $\rightarrow c = 3.05 \text{ m}$

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 p_1 - \mu_3 p_3) = 5.637 \text{ KN.m/ml} \quad \text{avec } \delta = 1.181$$

✓ Pour les charges exceptionnelles on choisit convoi D240.

IV.3.1.7- Surcharge D240 :

$$P = \frac{4q}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi d}{L}\right) \sin\left(\frac{n\pi c}{L}\right)$$

$$P_1 = \frac{4 \times 129.032}{\pi} \sin\left(\frac{\pi 17.5}{35}\right) \sin\left(\frac{\pi 9.3}{35}\right)$$

$$P_1 = 121.76 \text{ KN/ml}$$

$$P_3 = \frac{4 \times 129.032}{3\pi} \sin\left(\frac{\pi 52.5}{35}\right) \sin\left(\frac{\pi 27.9}{35}\right)$$

$$P_3 = -32.59 \text{ KN/ml}$$

$$q = 129.032 \text{ KN/m}$$

$$d = (35/2) = 17.5 \text{ m}$$

c : mi- convoi type D240 ; $\rightarrow c = 9.3 \text{ m}$

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 p_1 - \mu_3 p_3)$$

$$M_y = 38.505 \text{ KN.m/ml}$$

Tableau 4.15: Moments transversaux pour les charges.

Les charges	G	B _c	B _t	M _{c120}	D ₂₄₀
M _y (KN.m/ml)	0.463	11.928	10.493	6.657	38.505

IV.3.2- La flexion locale de l'hourdis :

- ✓ On va calculer cette partie de la même manière qu'un plancher d'un bâtiment (une dalle fléchie dans les deux sens X et Y) ; On doit trouver les moments fléchissant M₁ et M₂ à partir des abaques de **PIGEAUD** utilisant :
- ✓ $l_x = \min (b_0 - e_{\text{âme}} ; L - e_{\text{ent}}) = \min (1.65 - 0.18 ; 35 - 0.5) = 1.47 \text{ m}$
- ✓ $l_y = \max (b_0 - e_{\text{âme}} ; L - e_{\text{ent}}) = \max (1.65 - 0.18 ; 35 - 0.5) = 34.5 \text{ m}$
- ✓ $E = \frac{3}{4} \times 0.08 + 0.5 \times 0.25 = 0.185 \text{ m}$

l_x : la petite portée;

l_y : la grande portée

b_0 : entre-axe des poutres principales ;

$e_{\text{âme}}$: l'épaisseur de l'âme de la poutre principale ;

L : la longueur de travée ;

e_{ent} : l'épaisseur de l'entretoise ;

E : hauteur de répartition (3/4 de l'épaisseur de la chaussée + 1/2 de l'épaisseur de l'hourdi)

- On doit calculer l'hourdis aux :
 - ✓ Charges permanentes (poids propre de l'hourdis et des équipements qui reposent sur lui) ;
 - ✓ Surcharges de système B (B_c, B_t et B_r).

Remarque : si les surcharges militaires et exceptionnelles sont indiquées dans le cahier de charge, il faut les calculer.

- Si la charge est une charge répartie sur toute la dalle (poids propre), alors il y a deux possibilités comme indiqué le tableau suivant :

Tableau 4.16 : Sens de travail de l'hourdis.

	Charge répartie sur toute la dalle	Charge uniformément répartie	Charge répartie partiellement ou concentrée
$\alpha (= l_x / l_y) < 0.4$	1 direction		2 directions
$0.4 \leq \alpha (= l_x / l_y) \leq 1$	2 directions		2 directions

IV.3.2.1- Moment fléchissant dû au poids propre :

- On utilise les abaques de **PIGEAUD** pour déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle rectangulaire chargée uniformément et simplement appuyée sur ses quatre côtés.
- On doit calculer α et α' pour trouver M_1 et M_2 à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

$\alpha = l_x / l_y = 1.47 / 34.5 = 0.04 \rightarrow$ la dalle est fléchiée dans le sens de la portée

$\alpha' = l_y / l_x = 34.5 / 1.47 = 23.47$

✓ D'après les abaques de **PIGEAUD** on trouve :

$$M_1 = 0.006$$

$$M_2 = 0.003$$

On a : $\begin{cases} M_a = (M_1 + \vartheta M_2)P \\ M_b = (\vartheta M_1 + M_2)P \end{cases}$ tel que : ϑ ...coefficient de poissant (0.15 pour le béton)

$$P_{Dalle} = \{(25 \times 0.25) + (22 \times 0.08)\} \times 34.5 \times 1.47$$

$$P_{Dalle} = 406.23 \text{ KN}$$

Nous avons : $\begin{cases} M_a = 2.62 \text{ KN.m/ml} \\ M_b = 1.58 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

M_a : le moment dans le sens de la petite portée ;

M_b : le moment dans le sens de la grande portée.

Nous avons dans le sens de la petite portée $\begin{cases} \text{Entravée: } M_{at} = 0.75M_a = 1.965 \text{ KN.m/ml} \\ \text{surappui: } M_{aa} = -0.5M_a = -1.31 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

Dans le sens de la grande portée $\begin{cases} \text{Entravée: } M_{bt} = 0.75M_b = 1.185 \text{ KN.m/ml} \\ \text{surappui: } M_{ba} = M_{aa} = -0.5M_a = -1.31 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

IV.3.2.2- Moment fléchissant dû à B_c :

- ✓ On doit calculer le coefficient de majoration dynamique δ à partir de la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2l} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

On détermine L pour connaître la section de couverture :

$L = \min (\max (\text{entre-axe des poutres de rive ; largeur roulable}) ; \text{portée de la poutre})$

$L = \min (\max (13.2; 14.5) ; 35) = 14.5 \text{ m.}$

$G = P_d + P_{rev} + P_b + P_c$

P_d : poids propre de l'hourdis ;

P_{rev} : poids propre de revêtement ;

P_b : poids propre de barrière ;

P_c : poids propre de corniche.

$G = (0.25 \times 14.5^2 \times 25) + (0.08 \times 14.5^2 \times 22) + (1.3 \times 14.5) + (7.575 \times 14.5)$

$G = 1812.79 \text{ KN}$

On peut déposer sur une surface de 14.5 m^2 , quatre camions de type B_c transversalement :

$S = 4 \times 300$

$S = 1200 \text{ KN}$

$\rightarrow \delta = 1.188$

Pour un pont de 1^{ère} classe et de 4 voies chargées $\rightarrow b_c = 0.8$

Calcul de moment longitudinal :

- ✓ Pour utiliser les abaques de **PIGEAUD**, il faut avoir une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque et on procède aux combinaisons diverses de rectangles chargés, soit aux surcharge civiles (B_c, B_t, B_r), ou militaires.

On utilise l'abaque N° 25 (b infinie, a = 2 m, E = 0.185 m) ; On doit interpréter a = 2 m, car la valeur 1.47 m ne figure pas dans les abaques et on trouve :

$M_b = 1175 \text{ daN.m/ml} = 11.75 \text{ KN.m/ml}$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{bt} = 1.188 \times 0.8 \times 0.75M_b = 8.3754 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{ba} = 1.188 \times 0.8 \times -0.5M_b = -5.5836 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.2.1- Calcul du moment transversal :

On utilise l'abaque N° 9 (b infinie, a = 2 m, E = 0.185 m)

$\rightarrow M_a = 2450 \text{ daN.m/ml} = 24.5 \text{ KN.m/ml}$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{at} = 1.188 \times 0.8 \times 0.75M_a = 17.4636 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{aa} = 1.188 \times 0.8 \times -0.5M_a = -11.6424 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.3- Moment fléchissant dû à B_t :

$$G = 1812.79 \text{ KN}$$

$$S = 640 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \delta = 1.151$$

Nous avons un pont de 1^{ère} classe $\rightarrow b_t = 1.2$

IV.3.2.3.1- Calcul du moment longitudinal :

On utilise l'abaque N° 15 (b infinie, a = 2 m, E = 0.185 m)

$$M_b = 1037.5 \text{ daN.m/ml} = 10.375 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{bt} = 1.151 \times 1.2 \times 0.75M_b = 10.7475 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{ba} = 1.151 \times 1.2 \times -0.5M_b = -7.165 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.3.2- Calcul du moment transversal :

On utilise l'abaque N° 10 (b infinie, a = 2 m, E = 0.185 m) $\rightarrow M_a = 2280 \text{ daN.m/ml} = 22.8 \text{ KN.m/ml}$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{at} = 1.151 \times 1.2 \times 0.75M_a = 23.6185 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{aa} = 1.151 \times 1.2 \times -0.5M_a = -15.7457 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.4- Moment fléchissant dû à B_r :

$$G = 1812.79 \text{ KN}$$

$$S = 100 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \delta = 1.111$$

IV.3.2.4.1- Calcul du moment longitudinal :

D'après l'abaque N° 20 (b infinie, a = 2 m, E = 0.185 m)

$$M_b = 1140 \text{ daN.m/ml} = 11.40 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{bt} = 1.111 \times 0.75M_b = 9.4991 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{ba} = 1.111 \times -0.5M_b = -6.3327 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.4.2- Calcul du moment transversal :

On utilise l'abaque N° 30 (b infinie, a = 2 m, E = 0.185 m)

$$\rightarrow M_a = 1640 \text{ daN.m/ml} = 16.4 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{at} = 1.111 \times 0.75M_a = 13.6653 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{aa} = 1.111 \times -0.5M_a = -9.1102 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.5- Moment fléchissant dû à M_{c120} :

$$G = 1812.79 \text{ KN}$$

$$S = 1100 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \delta = 1.181$$

$$u = 2E + a = 2 \times 0.185 + 1 = 1.37 \text{ m}$$

$$v = 2E + b = 2 \times 0.185 + 6.1 = 6.47 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.04 \quad \frac{u}{l_x} = \frac{1.37}{1.47} = 0.932 \quad \frac{v}{l_y} = \frac{6.47}{34.5} = 0.188 \quad P = 550 \text{ KN}$$

On utilise l'abaque 1 ($\alpha=0$) de Pigeaud (cas de la charge répartie sur un rectangle d'impact)

$$\begin{cases} M_1 = 0.099 \\ M_2 = 0.079 \end{cases}$$

IV.3.2.5.1- Calcul du moment longitudinal :

$$M_b = (\vartheta M_1 + M_2)P = 51.6175 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} \text{Entravée: } M'_{bt} = 1.181 \times 0.75M_b = 45.72 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{ba} = 1.181 \times -0.5M_b = -30.48 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.5.2- Calcul du moment transversal :

$$M_a = (M_1 + \vartheta M_2)P = 60.9675 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{at} = 1.181 \times 0.75M_a = 54 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{aa} = 1.181 \times -0.5M_a = -36 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.6- Moment fléchissant dû à D₂₄₀ :

La charge D₂₄₀ est une charge uniformément répartie sur un rectangle (u×v) au milieu de la dalle

$$u = 2E + a = 2 \times 0.185 + 1.47 = 1.84 \text{ m}$$

$$v = 2E + b = 2 \times 0.185 + 18.6 = 18.97 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.04 \quad \frac{u}{l_x} = \frac{1.84}{1.47} = 1.25 \quad \frac{v}{l_y} = \frac{18.97}{34.5} = 0.55$$

On utilise l'abaque 1 ($\alpha=0$) de Pigeaud (cas de la charge répartie sur un rectangle d'impact)

$$\begin{cases} M_1 = 0.065 \\ M_2 = 0.029 \end{cases}$$

Ainsi, on doit calculer le poids pour les dimensions de contact de D₂₄₀ avec la dalle (1.47×18.6)

$$P = \frac{2400 \times 1.47}{3.2} = 1102.5 \text{ KN}$$

IV.3.2.6.1- Calcul du moment longitudinal :

$$M_b = (\vartheta M_1 + M_2)P = 42.721875 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{bt} = 0.75M_b = 32.04 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{ba} = -0.5M_b = -21.36 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.2.6.2- Calcul du moment transversal :

$$M_a = (M_1 + \vartheta M_2)P = 76.458375 \text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M'_{at} = 0.75M_a = 57.34 \text{ KN.m/ml} \\ \text{sur appui: } M'_{aa} = -0.5M_a = -38.23 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

IV.3.3- Flexion totale :

Dans le sens X-X :

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_x^{tot} = M_x^{loc} + M_y^{glob} \\ \text{Sur appui: } M_x^{tot} = M_x^{loc} \end{cases}$$

Dans le sens Y-Y :

$$\begin{aligned} \text{En travée: } M_y^{tot} &= M_y^{loc} \\ \text{Sur appui: } M_y^{tot} &= M_y^{loc} \end{aligned}$$

Pour la flexion totale, nous avons le tableau suivant :

Tableau 4.17: Moments fléchissant totaux.

	Le sens X-X		Le sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
G	2.428	-1.31	1.185	-1.31
B _c	29.3916	-11.6424	8.3754	-5.5836
B _t	34.1115	-15.7457	10.7475	- 7.165
M _{c120}	60.657	-36	45.72	- 30.48
D ₂₄₀	95.845	- 38.23	32.04	- 21.36

IV.3.4- Combinaisons à ELU et à ELS :

$$M_x = \gamma_G \times M_{x\ tot}^{per} + sup\{\gamma_{Q1}^B \times sup(M_{x\ tot}^{Bc}; M_{x\ tot}^{Bt}); \gamma_{Q1}^{Mc} \times M_{x\ tot}^{Mc120}; \gamma_{Q1}^D \times M_{x\ tot}^{D240}\}$$

$$M_y = \gamma_G \times M_{y\ tot}^{per} + sup\{\gamma_{Q1}^B \times sup(M_{y\ tot}^{Bc}; M_{y\ tot}^{Bt}); \gamma_{Q1}^{Mc} \times M_{y\ tot}^{Mc120}; \gamma_{Q1}^D \times M_{x\ tot}^{D240}\}$$

Nous avons ; à l'ELU :

$$M_x = 1.35 \times M_{x\ tot}^{per} + sup\{1.605 \times sup(M_{x\ tot}^{Bc}; M_{x\ tot}^{Bt}); 1.35 \times M_{x\ tot}^{Mc120}; 1.35 \times M_{x\ tot}^{D240}\}$$

$$M_y = 1.35 \times M_{y\ tot}^{per} + sup\{1.605 \times sup(M_{y\ tot}^{Bc}; M_{y\ tot}^{Bt}); 1.35 \times M_{y\ tot}^{Mc120}; 1.35 \times M_{x\ tot}^{D240}\}$$

À l'ELS :

$$M_x = 1 \times M_{x\ tot}^{per} + sup\{1.2 \times sup(M_{x\ tot}^{Bc}; M_{x\ tot}^{Bt}); 1 \times M_{x\ tot}^{Mc120}; 1 \times M_{x\ tot}^{D240}\}$$

$$M_y = 1 \times M_{y\ tot}^{per} + sup\{1.2 \times sup(M_{y\ tot}^{Bc}; M_{y\ tot}^{Bt}); 1 \times M_{y\ tot}^{Mc120}; 1 \times M_{x\ tot}^{D240}\}$$

Enfin, nous avons le tableau suivant :

Tableau 4.18: Moments fléchissant avec les combinaisons.

	Le sens X-X		Le sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
ELU	132.67	-53.38	63.32	-42.92
ELS	98.27	-39.54	46.905	-31.79

IV.3.5- L'effort tranchant :

Pour faire la vérification par rapport à l'effort tranchant ; il faut d'abord calculer cet effort. Comme on peut estimer juste l'effort tranchant dû au poids propre et à la surcharge D_{240} . La combinaison majorée à l'ELU est : $(1.35 (G + D_{240}))$.

IV.3.5.1- Effort tranchant dû au poids propre :

On a ; Dans le sens X-X :

$$T_x = \frac{p}{2l_y + l_x} = \frac{406.23}{2 \times 34.5 + 1.47}$$

$$T_x = 5.76 \text{ KN}$$

Dans le sens Y-Y :

$$T_y = \frac{p}{3l_y} = \frac{406.23}{3 \times 34.5}$$

$$T_y = 3.92 \text{ KN}$$

IV.3.5.2- Effort tranchant dû au D_{240} :

$$\text{Au milieu de } u \rightarrow T = \frac{P}{3v} = \frac{1102.5}{3 \times 18.97} = 19.37 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v \rightarrow T = \frac{P}{2v+u} = \frac{1102.5}{2 \times 18.97 + 1.84} = 27.71 \text{ KN}$$

IV.3.5.3- Combinaison de l'effort tranchant à l'ELU ($G + D_{240}$) :

$$\text{Dans le sens X-X : } T = 1.35 (5.76 + 27.71) = 45.1845 \text{ KN}$$

$$\text{Dans le sens Y-Y : } T = 1.35 (3.92 + 19.37) = 31.4415 \text{ KN}$$

IV.3.6- Etude du ferrailage de l'hourdis :

On a besoin des caractéristiques suivantes :

- ✓ On va calculer avec la méthode des pivots
- ✓ L'épaisseur de l'hourdi est : $h = 25 \text{ cm}$

- ✓ Coefficient de fissuration pour les barres à hautes adhérences (HA) est : $\eta = 1.6$
- ✓ On va utiliser une bordure de 1 m → $b = 1$ m
- ✓ Pour d , on va prendre 90 % de l'épaisseur de l'hourdis :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5}$$

$$f_{bu} = \mathbf{19.83 \text{ Mpa}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$$

$$f_{su} = \mathbf{347.83 \text{ Mpa}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35$$

$$f_{t28} = \mathbf{2.7 \text{ Mpa}}$$

IV.3.6.1- Armatures transversales (X-X) :

IV.3.6.1.1- En travée (la nappe inférieure) :

Nous avons : $M_u = 132.67 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.13267}{1 \times 0.225^2 \times 19.83}$$

$$\mu = 0.1325 < \mu_{AB} = 0.187 \rightarrow \text{Pivot A} \begin{cases} \varepsilon_s = 1\% \\ \varepsilon_b < 0.35\% \end{cases}$$

$$\alpha = 1.202 (1 - \sqrt{1 - 2.055\mu})$$

$$\alpha = 0.1766$$

$$A_s = 0.81b \alpha d \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 0.81 \times 1 \times 0.1766 \times 0.225 \times \frac{19.83}{347.83}$$

$$A_s = \mathbf{1.8344 \times 10^{-3} m^2 = 18.344 cm^2}$$

On prend : 8HA18 avec un espacement de 12.5 cm.

IV.3.6.1.2- Sur appui (la nappe supérieure) :

Nous avons : $M_u = 53.38 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.05338}{1 \times 0.225^2 \times 19.83}$$

$$\mu = 0.0531 < \mu_{AB} = 0.187 \rightarrow \text{Pivot A} \begin{cases} \varepsilon_s = 1\% \\ \varepsilon_b < 0.35\% \end{cases}$$

$$\alpha = 1.202 (1 - \sqrt{1 - 2.055\mu})$$

$$\alpha = 0.0676$$

$$A_s = 0.81b \alpha d \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 0.81 \times 1 \times 0.0676 \times 0.225 \times \frac{19.83}{347.83}$$

$$A_s = 7.0207 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.0207 \text{ cm}^2$$

On prend : 7HA12 avec un espacement de 14.3 cm

IV.3.6.2- Les armatures longitudinales (Y-Y) :

IV.3.6.2.1- En travée (la nappe inférieure) :

$M_u = 63.32 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.06332}{1 \times 0.225^2 \times 19.83}$$

$$\mu = 0.0631 < \mu_{AB} = 0.187 \rightarrow \text{Pivot A} \begin{cases} \varepsilon_s = 1\% \\ \varepsilon_b < 0.35\% \end{cases}$$

$$\alpha = 1.202 (1 - \sqrt{1 - 2.055\mu})$$

$$\alpha = 0.0806$$

$$A_s = 0.81b \alpha d \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 0.81 \times 1 \times 0.0806 \times 0.225 \times \frac{19.83}{347.83}$$

$$A_s = 8.3748 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.3748 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA12 avec un espacement de 12.5 cm

IV.3.6.2.2- Sur appui (la nappe supérieure) :

$$M_u = 42.92 \text{ KN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.04292}{1 \times 0.225^2 \times 19.83}$$

$$\mu = 0.0428 < \mu_{AB} = 0.187 \rightarrow \text{Pivot A} \begin{cases} \varepsilon_s = 1\% \\ \varepsilon_b < 0.35\% \end{cases}$$

$$\alpha = 1.202 (1 - \sqrt{1 - 2.055\mu})$$

$$\alpha = 0.054$$

$$A_s = 0.81b \alpha d \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 0.81 \times 1 \times 0.054 \times 0.225 \times \frac{19.83}{347.83}$$

$$A_s = 5.6124 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.6124 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA10 avec un espacement de 12.5 cm

IV.3.7- Condition de non fragilité :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \alpha}{2}$$

$$\rho_0 \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.5525 \times 10^{-3} = 0.155\%$$

$$\rho_x = \frac{A_{s \min}}{b d} = \frac{5.6124 \times 10^{-4}}{1 \times 0.225} = 2.4944 \times 10^{-3} \geq \rho_0 \frac{3 - \alpha}{2} = 0.229 \%$$

$$\rho_x = 0.249 \% \geq 0.229 \% (\text{Vérifiée})$$

IV.3.8- Vérification au poinçonnement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{Q_u}{u_c \times h} \leq 0.045 f_{c28} = 0.045 \times 35 = 1.575 \text{ Mpa}$

Nous avons ; B_r est la charge concentrée la plus grande :

$\max (B_c = 60 \text{ KN} ; B_t = 80 \text{ KN} ; B_r = 100 \text{ KN})$

$Q_u = 1.605 \times 1.111 \times 100 = 178.3155 \text{ KN}$

$u_c = 2 \times (u + v) = 2 \times ((0.3+2 \times E) + (0.6+2 \times E)) = 3.28 \text{ m}$

$$\frac{Q_u}{u_c \times h} = \frac{0.1783155}{3.28 \times 0.25} = 0.21746 \text{ Mpa} \leq 0.045 f_{c28} = 1.575 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée → pas de poinçonnement.

IV.3.9- Armatures d'effort tranchant :

On 'a besoin d'armatures de l'effort tranchant s'il y a une reprise de bétonnage sur toute épaisseur de la dalle.

Dans le cas où les armatures pour la reprise de l'effort tranchant n'est pas nécessaire ; Il faut

vérifier que : $\tau_u = \frac{T}{bd} \leq 0.05 f_{c28}$; Avec $T = 45.1845 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{0.451845}{1 \times 0.225} = 0.20082 \text{ Mpa} \leq 0.05 \times 35 = 1.75 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(Vérifiée)}$$

Pas besoin d'armatures de cisaillement.

IV.4- CONCLUSION :

Après l'étude du tablier les résultats nous montrent que les dimensionnements de l'hourdis et de la poutre préfabriquée en béton précontraint sont justifiés. Ainsi, Ils satisfont les exigences des normes de conception.

Chapitre V: Etude dynamique

V.1- Introduction :

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre

La vérification de ces ouvrages vis-à-vis des actions dynamiques doit être telle que le risque de défaillance soit suffisamment faible.

Il n'y a pas de protection absolue et de risque « nul », mais une protection relative et un risque « acceptable », aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations : fissurations, destruction de certains éléments non structuraux [13].

V.2- Classification des ponts

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

Tableau 5.1 : classification des ponts [13].

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

- Dans notre cas l'ouvrage est classé dans le **groupe 1 (Pont stratégique)**.

V.3- Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée [13].

- Dans notre cas la zone est classée dans **la zone IIb : élevée**.

V.4- Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont

Tableau 5.2: Coefficient d'accélération de zone A [13].

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	Ila	Ilb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

- Dans notre cas le coefficient d'accélération de zone **A = 0,30**

V.5- Classification du sol :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

Catégorie S1 : (site rocheux)

Catégorie S2 : (site ferme)

Catégorie S3 : (site meuble)

Catégorie S4 : (site très meuble) [13]

- Dans notre cas la classe du sol **S2 : (site ferme)**

V.6- Analyse sismique :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la **méthode spectrale monomodale (mode fondamental)** ou par la **méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire)**.

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées [13].

Pour l'étude de notre ouvrage nous ferons appel à la méthode "**spectrale monomodale**".

V.6.1- Principe de la méthode spectrale monomodale :

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après [13].

V.6.2- Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale :

Nous devons vérifier la validité de cette méthode suivant les critères du guide RPOA [14] :

- ✓ La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale $M_{\text{modale}} > 0,7M_{\text{totale}}$ Cette condition est considérée comme vérifiée si $M_{\text{pile}} < 0,43M_{\text{tablier}}$.
- ✓ L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, le tablier de notre ouvrage est bien droit (tablier perpendiculaire aux appuis).
- ✓ L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas de vérification vis-à-vis de cette condition.
- ✓ Elle représente la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

V.6.3- Séisme longitudinal :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

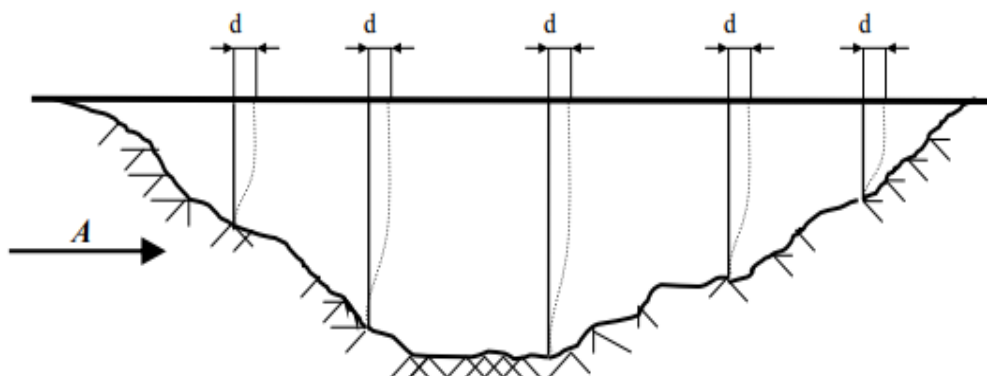


Figure 5.1: séisme longitudinal.

V.6.3.1- Détermination de la masse du système

La masse du système est égale à : $M_{sys} = G_t$

La masse du système est donc la masse du tablier seul, les surcharges routières n'étant pas prises en compte.

→ $M_{sys} = 28884,7125 \text{ kN}$

V.6.3.2- Détermination de la raideur longitudinale du système

La raideur du système est un assemblage en parallèle des 4 rigidités (2 culées et 2 piles).

$$K_{sys} = 2 \times K_{Culée} + K_{Pile 1} + K_{Pile 2}$$

V.6.3.2.1- Raideur des piles (K_{pile})

La raideur de la pile comprend la raideur du voile et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{aa}} + \frac{1}{K_{fondation}}} \quad [14]$$

Remarque : $\frac{1}{K_{fondation}} = 0$

La raideur des appareils d'appui (K_{aa}) est calculée selon le guide d'application du RPOA, par la formule suivante :

$$K_{aa} = \frac{G \cdot a \cdot b}{e} \quad [14]$$

- Pour les appareils d'appuis on prend des appareils en néoprène fretté de dimension 350x450x5(12+3).
- Les dimensions des appareils d'appui suivant la norme **NF EN 1337-3** sont :

$$a = 0,35 \text{ m}$$

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

$G = 1,2 \text{ MPa}$: module de cisaillement de l'appareil.

$e = 0,060 \text{ m}$: épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui [15].

$$K_{aa} = \frac{1,2 \times 0,35 \times 0,45}{0,06}$$

$$K_{aa} = 3,15 \text{ MN/m}$$

Dans notre cas la pile comprend 18 appareils d'appuis :

$$K_{aa} = 18 \times 3,15 = 56,7 \text{ MN/m}$$

La raideur d'un voile encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA par la formule suivante :

- Pour la pile 1 :
$$K_{\text{pile (1)}} = n \cdot \frac{3 \cdot E \cdot I}{h^3} \quad [14]$$

Avec : $n = 2$; nombre des voiles

$E = 33000 \text{ MPa}$; module de déformation instantanée du béton.

$I = 59,28 \text{ m}^4$; moment d'inertie d'un voile

$h = 11,05 \text{ m}$; hauteur de la pile 1

$$K_{\text{pile (1)}} = 2 \times \frac{3 \times 33000 \times 59,28}{11,05^3}$$

$$K_{\text{pile (1)}} = 8699,34 \text{ MN/m}$$

- Pour la pile 2 :
$$K_{\text{pile (2)}} = n \cdot \frac{3 \cdot E \cdot I}{h^3} \quad [14]$$

Avec : $h = 10,833 \text{ m}$; hauteur de la pile 1

$$K_{\text{pile (2)}} = 2 \times \frac{3 \times 33000 \times 59,28}{10,833^3}$$

$$\rightarrow K_{\text{pile (2)}} = 9232,66 \text{ MN/m}$$

Donc
$$K_{\text{pile 1}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{pile 1}}} + \frac{1}{K_{\text{aa}}}} = \frac{1}{\frac{1}{8699,34} + \frac{1}{56,7}} = 56,33 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{pile 2}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{pile 2}}} + \frac{1}{K_{\text{aa}}}} = \frac{1}{\frac{1}{9232,66} + \frac{1}{56,7}} = 56,35 \text{ MN/m}$$

V.6.3.2.2- Raideur de la culée ($K_{\text{culée}}$) :

La raideur à prendre en compte est celle des appareils d'appui puisque la culée est considérée comme étant infiniment rigide :

$$K_{\text{culée}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{culée}}} + \frac{1}{K_{\text{aa}}} + \frac{1}{K_{\text{fondation}}}} [13]$$

Remarque : $\frac{1}{K_{\text{culée}}} = \frac{1}{K_{\text{fondation}}} = 0$

$$K_{\text{culée}} = K_{\text{aa}}$$

$$K_{\text{culée}} = 9 \times 3,15$$

$$K_{\text{culée}} = 28,35 \text{ MN/m}$$

V.6.3.2.3- Raideur de système (k_{sys})

La raideur totale du système est :

$$K_{\text{sys}} = 2 \times K_{\text{culée}} + K_{\text{pile 1}} + K_{\text{pile 2}}$$

$$K_{\text{sys}} = 2 \times 28,35 + 56,33 + 56,35$$

$$K_{\text{sys}} = 169,38 \text{ MN/m}$$

V.6.3.3- Période propre longitudinale de l'ouvrage

La période propre de l'ouvrage est égale à :

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{M_{\text{sys}}}{K_{\text{sys}}}} [14]$$

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{2888,47125}{169380}} = 0,82 \text{ s}$$

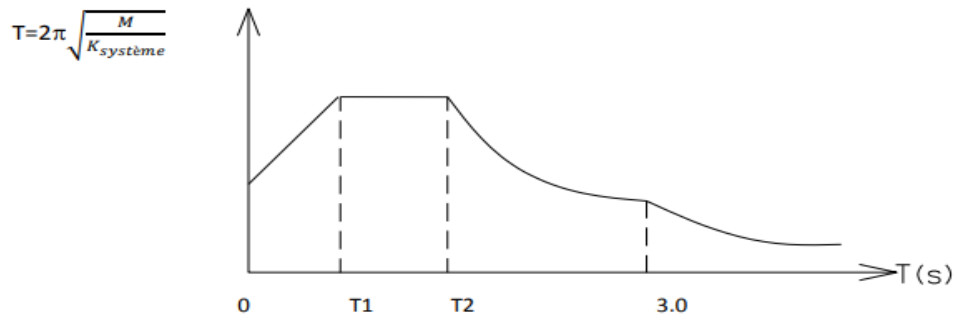


Figure 5.2: schéma du spectre de réponse pour $\zeta = 5\%$.

V.6.3.4- Spectre de réponse élastique S_{ae} :

On utilise le spectre de réponse élastique de la composante horizontale du règlement RPOA [13]:

Tableau 5.3: les valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale [13].

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

- ❖ Site S2 $T_1 = 0,15$ s
 $T_2 = 0,40$ s
 $S = 1,1$
- ❖ Groupe et Zone IIb $\rightarrow A = 0,30$
- ❖ Le taux d'amortissement est de 5% : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \rightarrow \eta = 1$
- ❖ Accélération de la pesanteur : $g = 9,81$ m/s²

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par [13].

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On à : $T_2 < T = 0,82 < 3 \text{ s}$

Donc : $S_{ae}(T, \zeta) = 2,5 \times \eta \times A \times g \times S \times \left(\frac{T_2}{T}\right)$

→ $S_{ae}(T, \zeta) = 3,948 \text{ m/s}^2$

V.6.3.5- Effort longitudinal :

V.6.3.5.1- Effort total :

$$F_{\text{tot}} = M_{\text{sys}} \times S_{ae}(T, \zeta)$$

$$F_{\text{tot}} = 28884,7125 \times 3,948$$

$$F_{\text{tot}} = 11,404 \text{ MN}$$

V.6.3.5.2- Effort sur pile1 :

$$F_{\text{pile 1}} = \frac{K_{\text{pile 1}}}{K_{\text{sys}}} \times F_{\text{tot}}$$

$$F_{\text{pile 1}} = \frac{56,33}{169,38} \times 11,404$$

$$F_{\text{pile 1}} = 3,793 \text{ MN}$$

V.6.3.5.3- Effort sur pile2 :

$$F_{\text{pile 2}} = \frac{K_{\text{pile 2}}}{K_{\text{sys}}} \times F_{\text{tot}}$$

$$F_{\text{pile 2}} = \frac{56,35}{169,38} \times 11,404$$

$$F_{\text{pile 2}} = 3,794 \text{ MN}$$

V.6.3.5.4- Effort sur culée :

$$F_{\text{culée}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} \times F_{\text{tot}}$$

$$F_{\text{pile 2}} = \frac{28,35}{169,38} \times 11,404$$

$$F_{\text{pile 1}} = 1,91 \text{ MN}$$

V.6.3.6- Déplacements :

V.6.3.6.1- Déplacement du tablier :

$$d_{\text{tablier}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a(T)$$

$$d_{\text{tablier}} = \left(\frac{0,82}{2\pi}\right)^2 \times 3,948$$

$$d_{\text{tablier}} = 6,7 \text{ cm.}$$

V.6.3.6.2- Déplacement de la tête des piles :

➤ Pour p1 :

$$d_{\text{pile1}} = \frac{F_{\text{pile 1}}}{K_{\text{pile 1}}}$$

$$d_{\text{pile1}} = \frac{3,793}{8699,34}$$

$$d_{\text{pile1}} = 0,044 \text{ cm}$$

➤ Pour p2 :

$$d_{\text{pile2}} = \frac{F_{\text{pile 2}}}{K_{\text{pile 2}}}$$

$$d_{\text{pile2}} = \frac{3,794}{9232,66}$$

$$d_{\text{pile2}} = 0,041 \text{ cm}$$

Le déplacement de la tête de pile est inférieur au déplacement du tablier, puisque ce dernier ne transmet pas son déplacement aux piles, mais il repose sur des appareils d'appuis qui encaissent ce déplacement.

V.6.3.7- Les joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus dans le but d'assurer la continuité entre deux travées du pont d'une part et entre le pont et la route d'une autre part, au moyen de tiges précontraintes. Ils permettent à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs paramètres, notamment le souffle c'est à dire le déplacement du tablier et l'intensité du trafic.

V.6.3.7.1- Classification des joints :

Les joints sont classés en trois catégories à savoir :

- ❖ Les joints lourds, destinés aux chaussées dont le TJMA (trafic journalier moyen annuel) dépasse les 3000 véhicules.
- ❖ Les joints semi lourds devant supporter un trafic variant entre 1000 et 3000 véhicules.
- ❖ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

V.6.3.7.2- Calcul des déplacements :

Dans le calcul des déplacements, on distingue ceux dus au :

V.6.3.7.2.A- Déplacement dû à la température :

$$\Delta_t = L \cdot \lambda \cdot \Delta_T$$

Avec : Δ_t : variation de la longueur due à la dilatation thermique

$\lambda = 10^{-5}$: Coefficient de dilatation (Cas du béton)

$\Delta_T = (35 \text{ et } 0)^\circ$: variation de température.

$$L = 105 \text{ m.}$$

$$\Delta_t = 105 \times 3,5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_t = 36,75 \text{ mm}$$

V.6.3.7.2.B- Déplacement dû au retrait :

$$\Delta_r = \epsilon_r \cdot L$$

Avec : Δ_r : variation de la longueur due au retrait.

$\epsilon_r = 3,5 \times 10^{-4}$: coefficient de dilatation due au retrait.

$$L = 105 \text{ m.}$$

$$\Delta_r = 3,5 \times 10^{-4} \times 105$$

$$\Delta_r = 36,75 \text{ mm}$$

V.6.3.7.2.C- Déplacement dû au fluage :

$$\Delta_f = \epsilon_f \cdot L$$

Avec : Δ_f : variation de la longueur due au fluage.

$\epsilon_f = 4 \times 10^{-4}$: coefficient de dilatation due au fluage.

$$L = 105 \text{ m}$$

$$\Delta_f = 4 \times 10^{-4} \times 105$$

$$\Delta_f = 42,00 \text{ mm}$$

V.6.3.7.2.D- Déplacement différé :

Le déplacement différé est égal à la somme des déplacements (retrait + fluage).

$$\Delta_d = \Delta_f + \Delta_r$$

$$\Delta_d = 42 + 36,75$$

$$\Delta_d = 78,75 \text{ mm}$$

V.6.3.7.2.E- Déplacement dû au séisme :

$$\Delta_s = \frac{f_{\text{tot}}}{K_{\text{Sys}}}$$

$$\Delta_s = \frac{11,404}{169,38}$$

$$\Delta_s = 67 \text{ mm}$$

V.6.3.7.2.F- Déplacement final :

$$\Delta L_{\text{final}} = \Delta_f + 0,4 \Delta_t + \frac{\Delta_s}{3}$$

$$\Delta L_{\text{final}} = 42 + 0,4 \times 36,75 + \frac{67}{3}$$

$$\Delta L_{\text{final}} = 79,03 \text{ mm}$$

- On prend un joint de **souffle 160**.
- Pour les appareils d'appuis on utilise des appareils en néoprène fretté de dimension 350x450x5(12+3). En ce qui concerne, les joints de chaussée situés au niveau des culées C1 et C2 (**les deux extrémités de l'ouvrage**) on choisit des joints de chaussée **souffle 160**.

V.7- Conclusion :

Cette étude va permettre de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Pour cela, Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

Chapitre VI: **Etude comparative**

VI.1- Introduction :

Nous sommes dans une ère de vitesse et des inventions numériques, il faut que les Ingénieurs maîtrisent l'utilisation des logiciels comme Robot ou Étapes ..., pour la rapidité et la précision des résultats.

VI.2- Présentation de logiciel :

Le logiciel utilisé est l'**Autodesk Robot Structural Analysis**. C'est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour l'étude des structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques en contraintes planes, déformations planes, éléments axisymétriques, éléments Volumiques.

VI.3- Modélisation du tablier :

Le but de l'utilisation du logiciel Robot est de calculer les moments fléchissant (M_{max}) et les efforts tranchants (T_{max}) pour les différents états limitent (ELU et ELS), après les étapes suivantes :

- Définition des axes de construction.
- Modéliser les poutres principales, la dalle et les appuis.

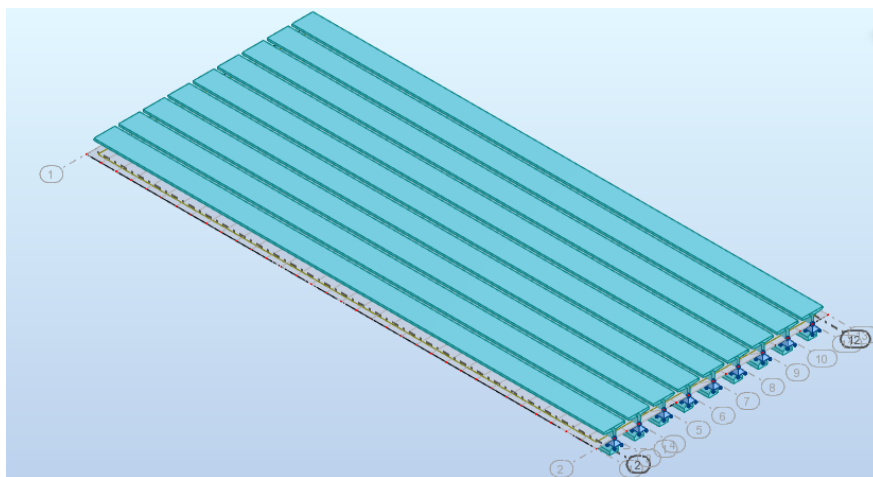


Figure 6.1: vue du modèle du tablier en 3D.

- Définition des charges permanentes (la charge de revêtement, corniche, barrière) et les surcharges (A , B_c , M_{c120} , D240).

Tableau 6.1: valeurs des charges considérées.

Poids propre de revêtement	0.18 (t/m ²)
Poids propre de barrière	0.76 (t/m)
Poids propre de corniche	0.065 (t/m)
Poids propre de surcharge A	0.7 (t/m ²)
Poids propre de surcharge Bc	Charge concentrée 6 t pour les essieux avant et 12 t pour chaque des deux essieux arrière [4 voies chargées (8 camions)]
Poids propre de surcharge Mc120	110 t
Poids propre de surcharge D240	240 t

- Définir les combinaisons de charges.

Tableau 6.2: Combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS.

Les combinaisons	
ELU	1.35G + 1.605A
	1.35G + 1.605B_c
	1.35G + 1.605B_t
	1.35G + 1.605B_r
	1.35G + 1.35M_{c120}
	1.35G + 1.35D₂₄₀
ELS	G + 1.2A
	G + 1.2B_c
	G + 1.2B_t
	G + 1.2B_r
	G + M_{c120}
	G + D₂₄₀

- La dernière étape est de calculer et afficher les moments et les efforts pour chaque combinaison afin d'obtenir les valeurs maximales.

Remarque : Vu que le pont est constitué de 3 travées isostatiques identiques, chaque travée travaille toute seule, pour cela on a modélisé qu'une seule.

VI.4- Effort interne dans les poutres :

VI.4.1- Moment fléchissant :

Le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable est 1.35 (G + D240) à l'E.L.U et (G + D240) à l'E.L.S :

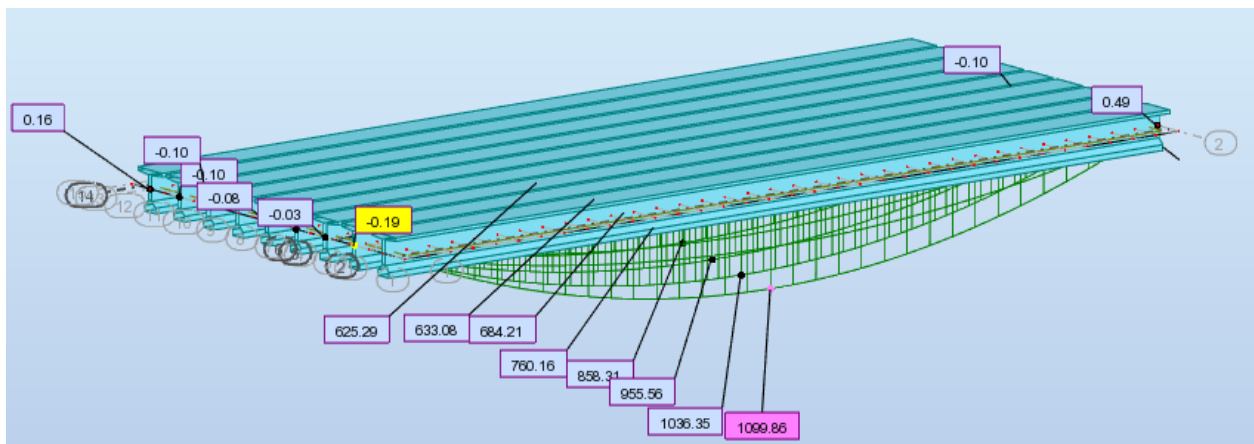


Figure 6.2: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

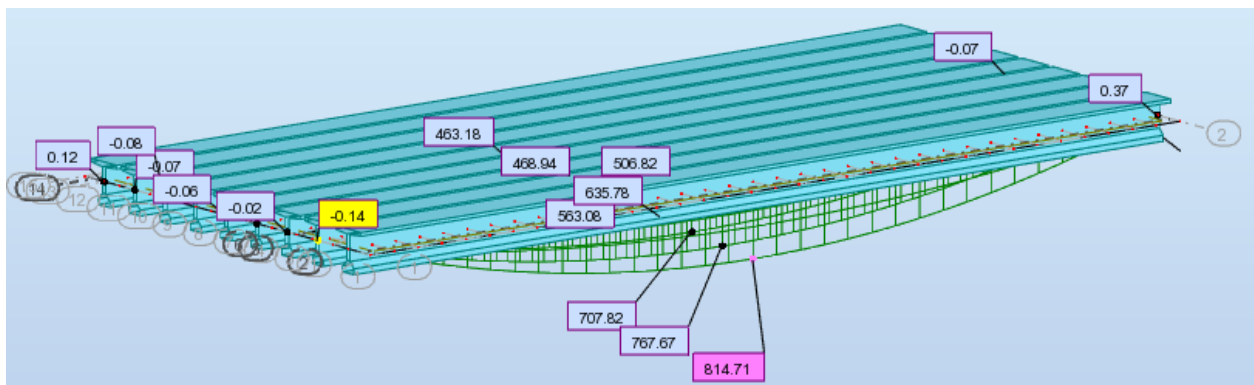


Figure 6.3: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

VI.4.2- Effort tranchant :

Le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1.35 (G + D240) à l'E.L.U et (G + D240) à l'E.L.S :

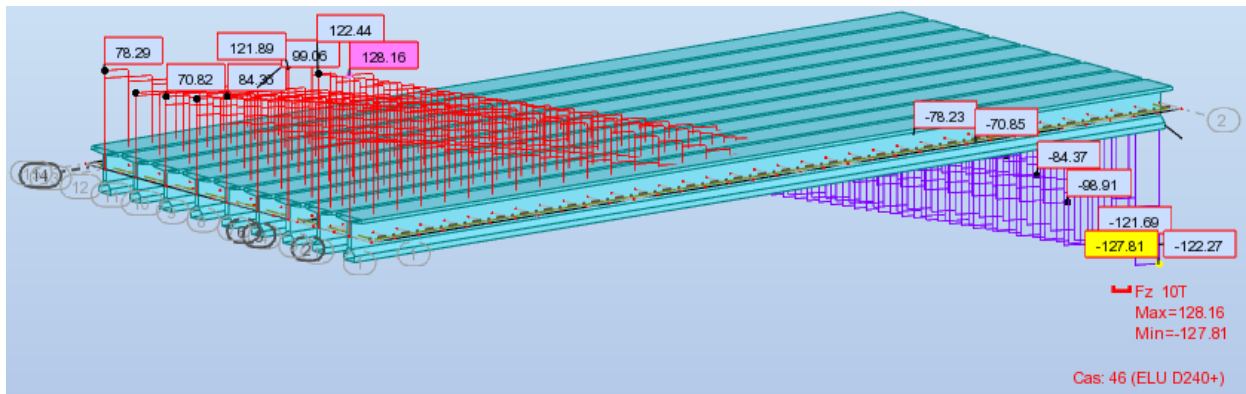


Figure 6.4: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

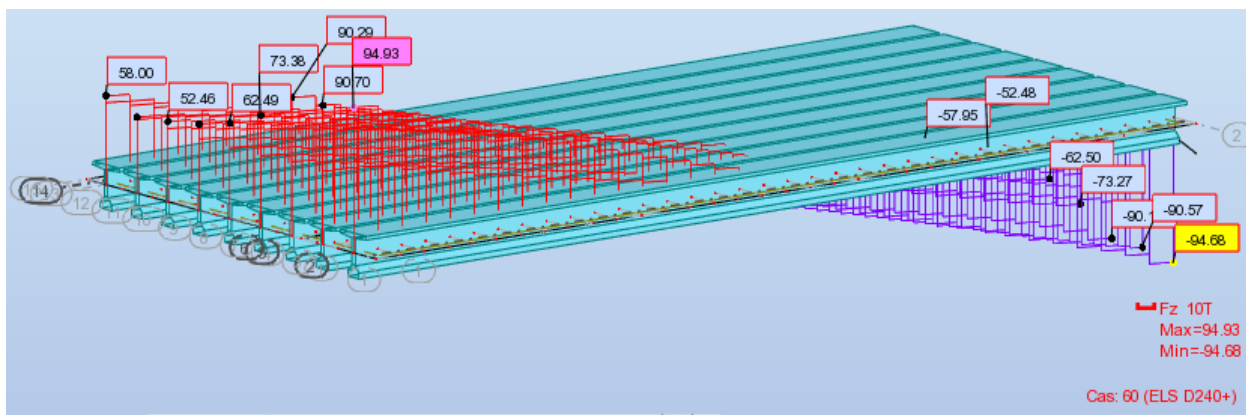


Figure 6.5: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

Les résultats sont les suivants :

$$\text{E.L.U : } 1.35G + 1.35D_{240} \left\{ \begin{array}{l} M_U = 1099.86 \text{ t.m} \\ T_U = 128.16 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S: } G + D_{240} \left\{ \begin{array}{l} M_S = 814.71 \text{ t.m} \\ T_S = 94.93 \text{ t} \end{array} \right.$$

VI.5- Conclusion :

Tableau 6.3: la comparaison entre les résultats analytiques et automatiques pour le moment fléchissant.

	Les combinaisons	M_{max} (analytique)	M_{max} (automatique)	le pourcentage (%) d'erreurs
ELU	1.35G + 1.605A	929.264	902.07	0.0293
	1.35G + 1.605B _C	959.512	842.76	0.1217
	1.35G + 1.35M _{C120}	977.241	1004.96	-0.0276
	1.35G + 1.35D ₂₄₀	1267.927	1099.86	0.1326
ELS	G + 1.2A	690.403	670.01	0.0295
	G + 1.2B _C	713.018	626.36	0.1215
	G + M _{C120}	723.882	744.43	-0.0276
	G + D ₂₄₀	939.205	814.71	0.1326

Tableau 6.4: la comparaison entre les résultats analytiques et automatiques pour l'effort tranchant.

	Les combinaisons	T_{max} (analytique)	T_{max} (automatique)	le pourcentage (%) d'erreurs
ELU	1.35G + 1.605A	77.87715	111.83	-0.3036
	1.35G + 1.605B _C	79.03596	104.15	-0.2411
	1.35G + 1.35M _{C120}	78.60375	137.01	-0.4263
	1.35G + 1.35D ₂₄₀	84.63555	128.16	-0.3396
ELS	G + 1.2A	57.726	83.04	-0.3048
	G + 1.2B _C	58.5924	77.44	-0.2434
	G + M _{C120}	58.225	101.49	-0.4263
	G + D ₂₄₀	62.693	94.93	-0.3396

La comparaison entre les résultats analytiques et automatiques pour le moment fléchissant et pour l'effort tranchant à ELU et à ELS montre que les résultats analytiques sont plus grands que ceux trouvés numériquement pour les 3 combinaisons sauf pour celle de M_{C120}.

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude représente une transition entre la formation et le domaine professionnel, l'occasion pour le futur Ingénieur de faire ses armes, de mettre en pratique ses connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation.

L'objectif de ce mémoire de PFE est l'étude et la conception d'un tablier de pont. Pour ce faire, Dans la première partie, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisante à l'aide de la méthode « WSM », qui nous a orienté vers la variante VIPP.

L'ensemble des éléments principaux ont été dimensionnés, notamment la poutre conformément aux directives imposées par la réglementation (BAEL, BPEL, RCPR, RPOA).

Après la détermination des charges et surcharges nous avons calculé les efforts maximaux pour l'état limite ultime (ELU) et l'état limite service (ELS). Puis à l'aide du logiciel Robot Structural qui est un outil de modélisation, d'analyse et de dimensionnement de différents types de structures et nous avons modélisé notre pont et vérifié les efforts maximaux à (ELU) et (ELS).

Par la suite nous avons dimensionné la précontrainte à partir des sollicitations maximales qui résultent de la combinaison la plus défavorable. Les câbles de précontrainte sont mis en tension selon les phases de construction.

Après l'évaluation des pertes instantanées et différées, l'estimation prise initialement a été vérifiée. Toutes les vérifications faites sur les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Par ailleurs, une étude dynamique du tablier a été faite, afin de choisir le type de joint de chaussée adapté.

La dernière étape à consister à une comparaison des résultats des efforts internes analytiques et automatiques à ELU et à ELS

Ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, nous a permis de bénéficier des connaissances et de l'expérience des techniciens du domaine de Génie Civil, et d'avoir une idée sur la vie professionnelle.

Références Bibliographiques

- [1] Anne BERNARD-GELY / Jean-Armand CALGARO. Conception des ponts
- [2] SETRA. (octobre 1985). Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception. 46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex – France
- [3] Achour MENASRI / Aghiles BEGRICHE .Conception et étude du Viaduc V5 sur la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest au PK 15+500. (2016). HARRACHE-ALGER : ENP
- [4] SETRA. (juin 2003). Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Guide de conception. 46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex – France .
- [5] SETRA. (Février 1996). Ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension (VIPP), Guide de conception. Service d'études techniques des routes et autoroutes .
- [6] DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D .T. R. REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES (RCPR).
- [7] Ch.MASSONNET. (1962). Complement à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples.
- [8] Mongi BEN OUÉZDOU. COURS D'OUVRAGES D'ART. Dimensionnement. École Nationale d'Ingénieurs de Tunis.
- [9] Cours de béton précontraint « ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES »
- [10] (Septembre 2014).La précontrainte Freyssinet.
- [11] BPEL99. (Avril 1992). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites .
- [12] (S.E.T.R.A). (Février 1996). Ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension (VIPP), Guide de conception. Service d'études techniques des routes et autoroutes. 46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex – France.

- [13] RPOA. (2008). DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D .T. R. REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART.
- [14] Guide RPOA. (Mars 2008). Ministère des travaux publics.
- [15] Norme NF EN 1337-3. (septembre 2005). Appareils d'appui structuraux.

Annexe

Les relations de Sattler :

Pour quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par Massonnet :

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

Pour plus de précision, **Sattler** a proposé les relations suivantes :

$$\begin{cases} K = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05} & 0 \leq \theta \leq 0.1 \\ K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha(1 - e^{-\theta_0}) & 0.1 \leq \theta \leq 1 \\ K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} & \theta > 1 \end{cases} \quad \text{tel que: } \theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663}$$

Les tableaux de Guyon Massonnet :

Tableau 1 : Les valeurs de coefficient K0 et K1 pour $\theta = 0.65$.

$\theta=0,65$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,5180	1,2565	0,9520
b/2	-0,5207	-0,1690	0,1974	0,6014	1,0524	1,5180	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,1690	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,9520	2,1547	3,8208	5,8338
$\theta=0,65$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,2310	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,6330	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,2860	0,3648	0,4734	0,6330	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,2860	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Tableau 2 : Les valeurs de coefficient K0 et K1 pour $\theta = 0.70$.

$\theta=0,70$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,0580	1,4938	1,6955	1,4938	1,0580	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,0670	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,0580	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464
$\theta=0,70$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7080	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,7080
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,7080	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tableau 3 : Les valeurs de coefficient $\mu_0 \times 10^{-4}$ et $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.20$.

$\theta = 0,20$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-2486	-1244	-1	1244	2491	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-1868	-987	-61	956	2116				

Tableau 4 : Les valeurs de coefficient $\mu_0 \times 10^{-4}$ et $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.30$.

$\theta = 0,30$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-2430	-1220	-7	1217	2457	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-1401	-787	-102	734	1820				

Tableau 5 : Les valeurs de coefficient $\mu_0 \times 10^{-4}$ et $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.60$.

$\theta = 0,60$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-1690	-903	-77	864	1999	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-525	-379	-152	201	1191				

Tableau 6 : Les valeurs de coefficient $\mu_0 \times 10^{-4}$ et $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.70$.

$\theta = 0,70$									
e	- b	-3b/4	-b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu(\alpha=0) \cdot 10^4$	-1296	-733	-113	675	1753	Symétrique			
$\mu(\alpha=1) \cdot 10^4$	-379	-299	-150	208	1057				

Combinaisons des charges :

Selon RCPR (6.2.1 et 6.2.2) :

Tableau 7 : Coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic.

Charges	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes, - Charges sur remblais	1,07	1,2
- Charges militaires, - Charges exceptionnelles	1,0	1,0
- Charges sur trottoirs, - Gardes corps, - Passerelles piétons	1,07	1,0

ELU - Combinaison fondamentale :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp}$$

ELS - Combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_r$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_{rp}$$

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable (y compris tassements d'appuis) ;

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_r : les charges de chaussées A(l) ou B avec les charges de trottoirs ;

Q_{rp} : les charges militaires ou exceptionnelles.

- Les combinaisons fondamentales pour l'ELU ou rares pour l'ELS sont multipliées par les coefficients du tableau 7 qui dépendent de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge pour laquelle il est référé.

Les abaques de PIGEAUD :

On utilise ces abaques pour calculer les moments de flexion locale (chapitre 4).

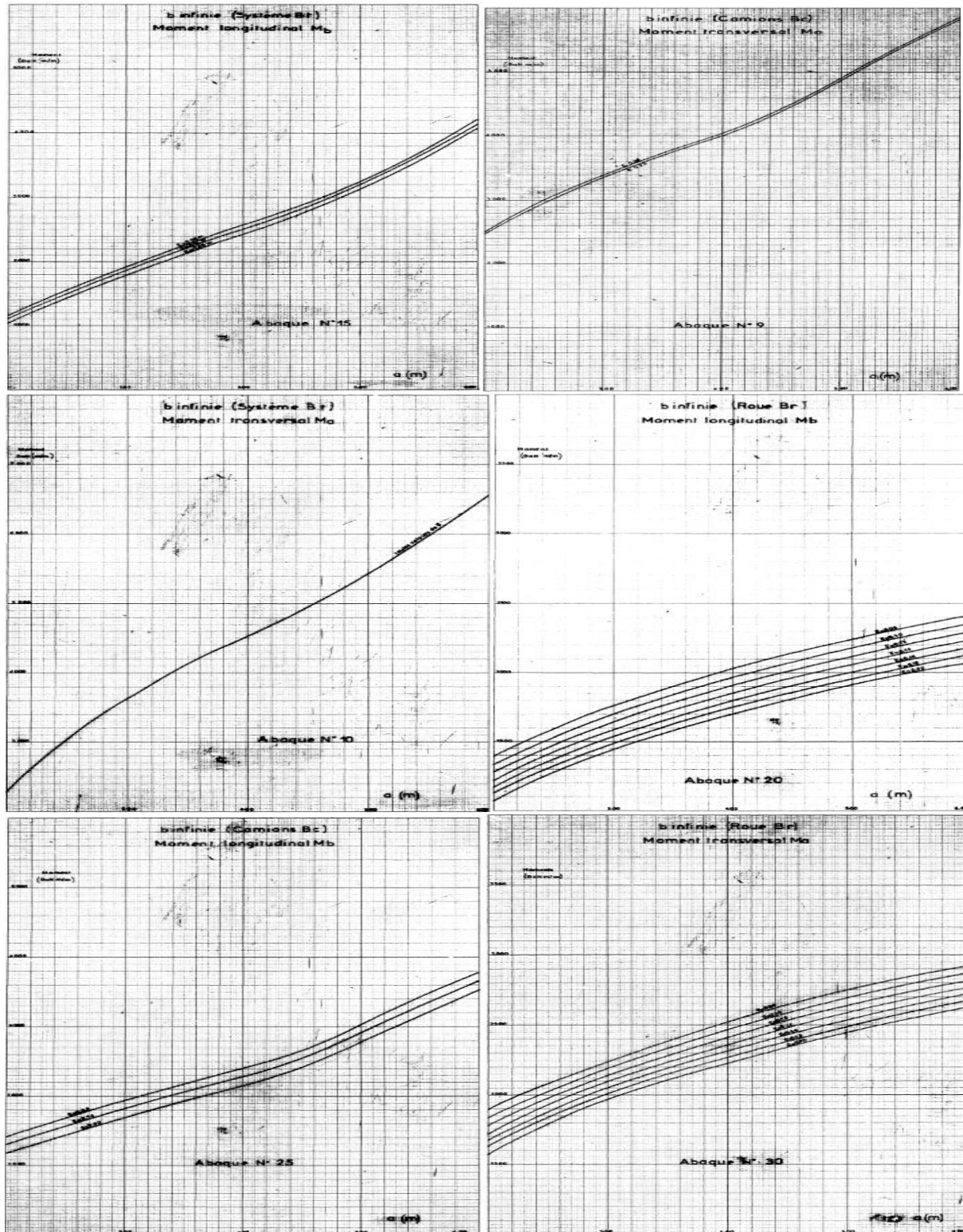


Figure 1 : Les abaques de PIGEAUD N°9;10;15;20;25;30 (Bulletin technique n°1 ; SETRA).

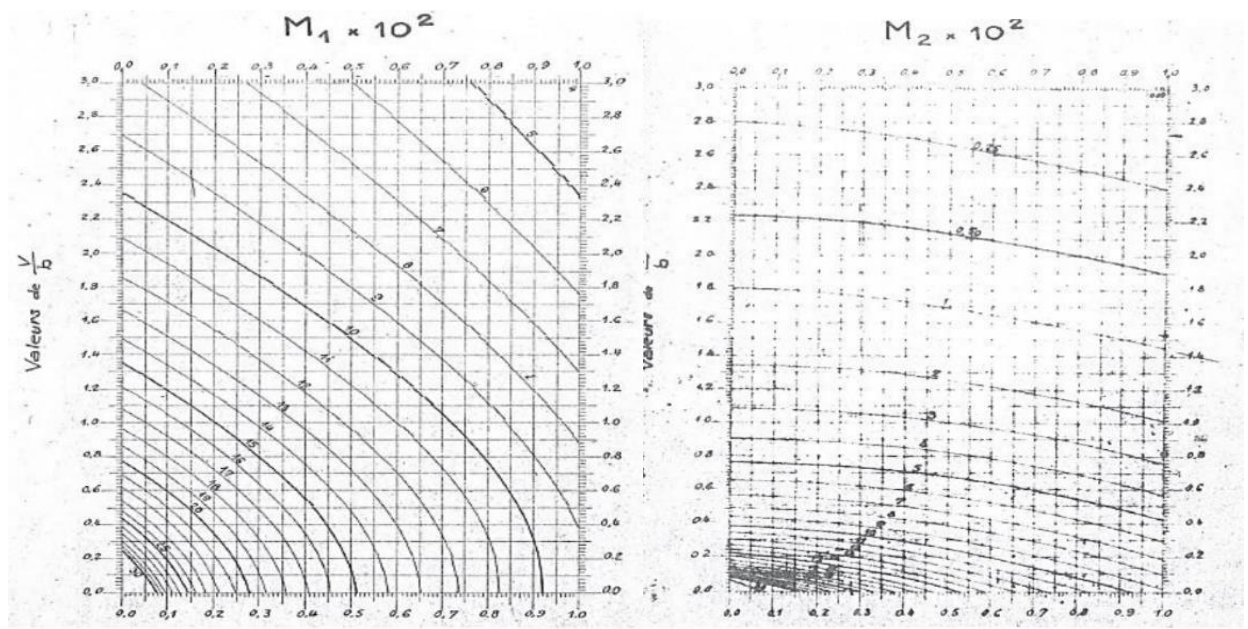


Figure 2 : Les abaques de Pigeaud pour $\rho = 0$ (cas de la charge répartie sur un rectangle d'impact).

Classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie :

N°	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
01	ADRAR	0
02	CHLEF	0
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C	
	Groupe de communes B	IIb
	El karimia, Harchoun, sendjas, Oued sly, Boukadir	
	Groupe de communes C	IIa
	Ouled Ben Abd El Kader Hadjadj	
03	LAGHOUAT	I
04	OUM EL BOUAGHI	I
05	BATNA	I
06	BEJAIA	IIa
07	BISKRA	I
08	BECHAR	0
09	BLIDA	0
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	
	Groupe de communes B	IIb
	Meftah, Djebabra, Souhane, Larbaa, Ouled Selama, Bougara, Hammam Melouane, Ain Romana	
10	BOUIRA	IIa
11	TAMENRASSET	0
12	TEBESSA	I
13	TLEMCEN	I
14	TIARET	I
15	TIZI-OUZOU	I
	Groupe de communes A	IIb
	Mizrana	
	Groupe de communes B	IIa
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	
16	ALGER	III
17	DJELFA	I
18	JIJEL	IIa
19	SETIF	IIa
20	SAIDA	I
21	SKIKDA	IIa
22	SIDI BEL-ABBES	I
23	ANNABA	IIa
24	GUELMA	IIa
25	CONSTANTINE	IIa
26	MEDEA	IIb
	Groupe de communes A	IIb
	El hamdania , Medea, Tamesguida,	
	Groupe de communes B	IIa
	Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C	
	Groupe de communes C	I
	Bou Aiche, Chahbounia, Boughzoul, Saneg, Meftaha, Ouled	

	Maref, El Aounet, Ain Boucif, Sidi Damed, Ain Ouksir, Cheniguel	
27	MOSTAGANEM Groupe de communes A Ouled Boughalem, Achaacha, Khadra, Nekmaria Groupe de communes B Sidi Lakhdar, Tasghait, Ouled Maalah Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B	III IIb IIa
28	M'SILA Groupe de communes A Beni Ilmane, Ounougha, Hammam Dalaa, Tarmount, Ouled Mansour, M'sila, M'tarfa, Maadid, Ouled Derradj, Ouled Addi, Dahahna, Berhoum, Ain Kadra, Magra, Belaiba Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	IIa I
29	MASCARA Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B Groupe de communes B Ain Fares, Ain fekran, Bouhanifia, Guerdjoum, Oued Taria, Ghris, Benaine, Mokhda, Aouf, Gharouss, Nesmoth, M'hamid, Hachem, Oued El Abtal, Ain Ferrah.	IIa I
30	OUARGLA	0
31	ORAN	IIa
32	EL BAYADH	I
33	ILLIZI	0
34	BORDJ BOU ARRERIDJ	IIa
35	BOUMERDES Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C Groupe de communes B Afir, Benchoud, Taouerga, Baghlia, Oued Aissa, Naciria, Bordj Menail, Isser, Beni Amrane, Souk El Had, Bouzegza Keddar, Kharouba, Larbatache, Khemis El khechna, Ouled Moussa, Hammadi. Groupe de communes C Timezrit, Ammal, Chaabet El Aneur	III IIb IIa
36	EL TARF	IIa
37	TINDOUF	0
38	TISSEMSILT	IIa
39	EL OUED	0
40	KHENCHELA	I
41	SOUK AHRAS	I
42	TIPAZA	III
43	MILA	IIa
44	AIN DEFLA Groupe de communes A Tacheta, Zegara, El Abadia, Ain Bouyahia, El Attaf Groupe de communes B El Amra, Mekhtaria, Arib, Rouina, Ain Defla, Bourashed, Zeddine, Tiberkanine, Meliana, Ain Turki, Hammam Righa, Ain Benian, Houceinia, Boumadfaa	III IIb

	<p>Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B</p>	IIa
45	NAAMA	I
46	AIN TEMOUCHENT	IIa
47	GHARDAIA	0
48	RELIZANE	III
	<p>Groupe de communes A Mediouna, Sidi M'hamed Ben Ali, Mazouna, El Guettar</p>	IIb
	<p>Groupe de communes B Merdja Sidi Abed, Oued Rhiou, Ouarizane, Djidiouia, Hamri, Beni Zenthis</p>	IIa
	<p>Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et B</p>	

Les diagrammes des efforts du tablier par Robot :

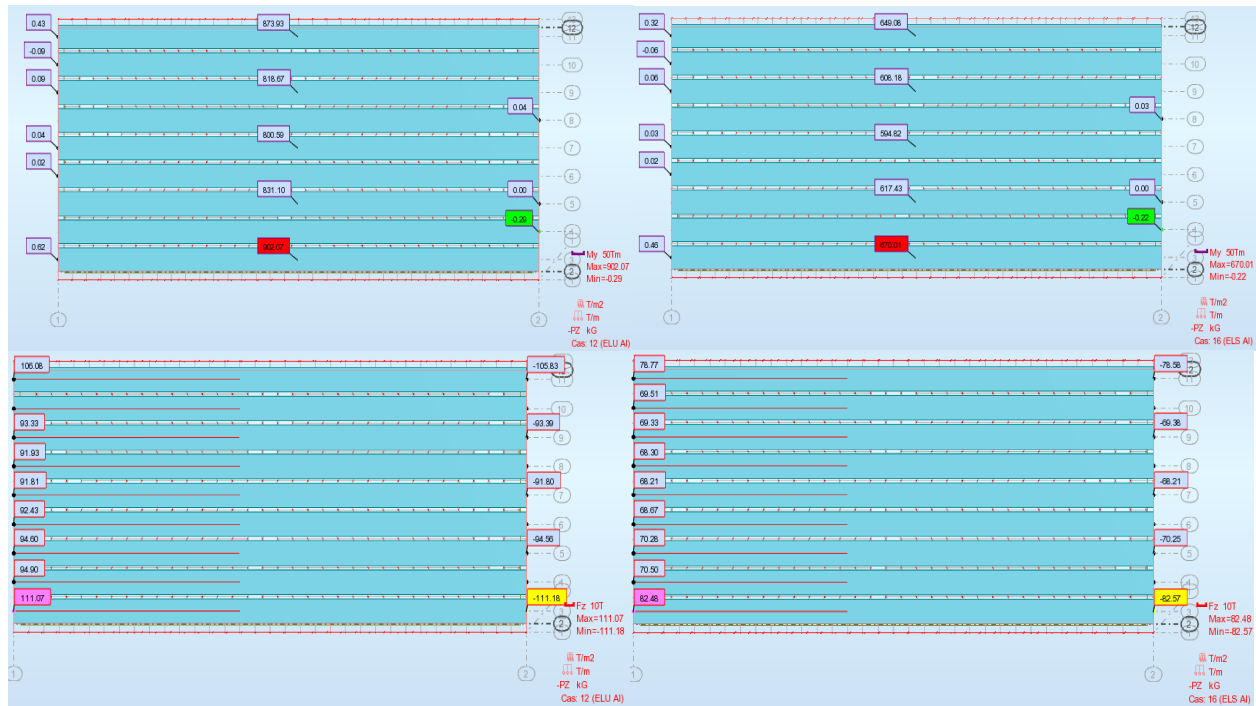


Figure 3 : Les efforts (My et Tz) pour la charge AL sous les combinaisons ELU et ELS.

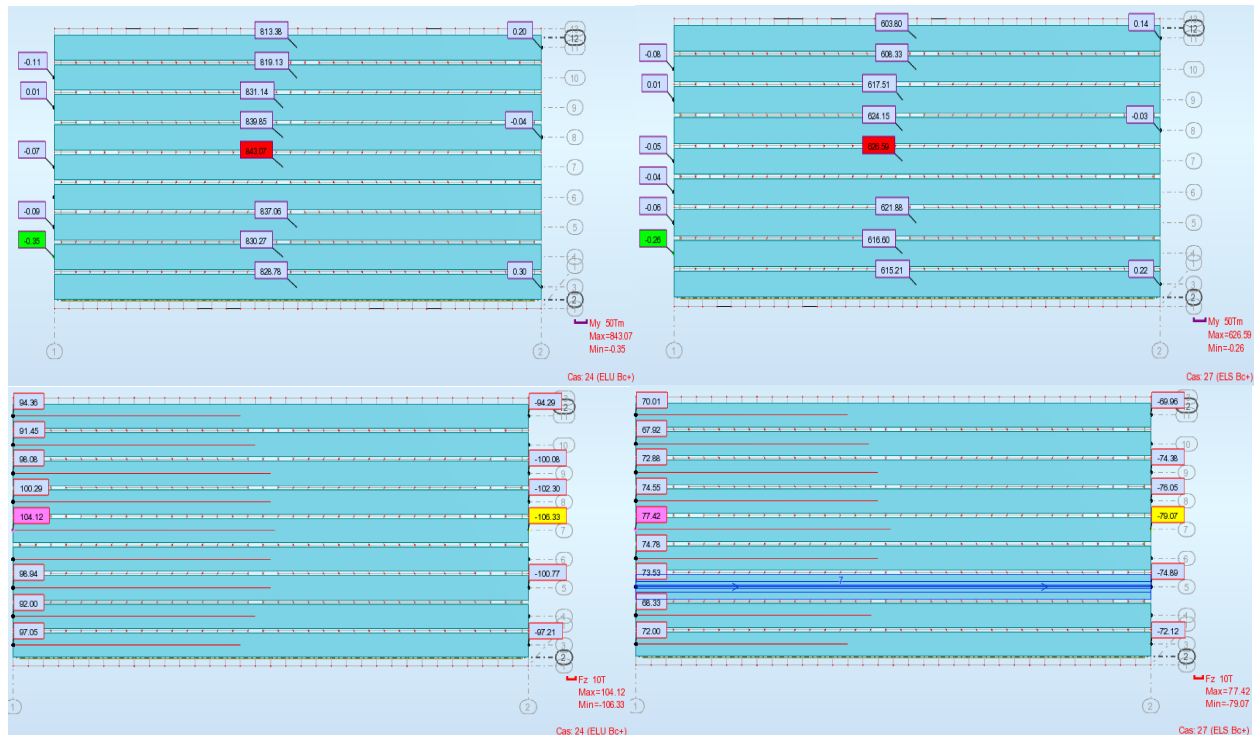


Figure 4 : Les efforts (M_y et T_z) pour la charge B_c sous les combinaisons ELU et ELS.



Figure 5 : Les efforts (M_y et T_z) pour la charge M_{c120} sous les combinaisons ELU et ELS.