

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil



Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

**ETUDE ET CALCUL D'UN PONT A POUTRE
EN BETON PRECONTRAIT REALISE PAR
POST-TENSION**

Réalisé par :

Mr. GASMI Rabah
Mr. KACIMI Amar

Encadré par :

Mme. Pr.R. KETTAB

Composition du Jury :

Président	Mme. D.CHERID	MAA	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme. R.KETTAB	Pr	ENP
Examineur	Mr. R.BOUTEMEUR	Dr	ENP
	Mme. H.MOHABEDDINE	MAA	ENP
	Mr. A.DJERRIR	EXPERT	SAPTA

Promotion : juin 2016

*Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP 182 El-Harrach
16200 Alger, Algérie*

ملخص

الهدف من هذا العمل هو حساب ودراسة جسر مبني باستعمال عارضات من الخرسانة المسلحة السابقة الاجهاد متكون من ثلاثة اقسام: 36.1 متر طولا و 31.5 متر عرضا يعطي منفذ لي 4 ممرات. هذا المشروع يدخل في إطار ربط ميناء بجاية بالطريق السيار شرق-غرب عند احنيف. البلاط من الخرسانة المسلحة مستند على 16 روافد مسبقة الإجهاد. البنية الفوقية ترتكز على دعامتين جانبيتين وقائمتين. التصميم انجز بحبكة إعلامية بواسطة البرنامج أوتودسك روبو. قمنا بحساب والتحقق الإجهاد المسبق وتسليح العناصر المكونة للبنية الفوقية.

الكلمات المفتاحية: جسر، رافدة، بلاطة، خرسانة مسلحة، الخرسانة السابقة الاجهاد، جهاز دعم.

Abstract

Study and design of a prestressed girder bridge constituted of 3 isostatic spans of a length of 36.1m each one and a width of 31.5 m allowing 4 lanes of traffic. This project comes within the framework of the execution of the road link between BEJAIA harbor and the EST-OUEST highway at AHNIF. The slab of reinforced concrete laid on 16 girders and the superstructure is supported by 2 piers and 2 abutments.

Calculation and verification of passive and active reinforcement is executed after the determination of solicitations using Autodesk Robot 2014 software.

Keywords: Bridge, girder, main slab, reinforced concrete, prestressed concrete, cross-beam, bearing mechanism.

Résumé

Étude et calcul d'un pont à poutre préfabriqué en précontrainte constitué de 3 travées isostatiques de longueur 36,1m chacune et de largeur 31,5m donnant accès à 4 voies de circulation. Ce projet rentre dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à L'autoroute EST-OUEST au niveau d'AHNIF. L'hourdis en béton armé étant appuyé sur 16 poutres, la super structure est supporté par 2 piles et 2 culées.

Le calcul et vérification du ferrailage passif et actif n'est fait qu'après détermination des sollicitations par le logiciel Autodesk Robot 2014.

Mots clef: pont, poutre, hourdis général, béton armé, béton précontraint, entretoise, appareil d'appui.

DEDIDACE

Je remercie **ALLAH** tous puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience de mener ce modeste travail à sa fin.

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir,
À toi je dédie ce travail en témoignage de mon profond amour,
Toi qui est la lumière de ma vie, ma très chère mère **OUARDIA**.

Au guide de ma vie, celui qui a répondu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là,
À toi cher père **SAID**.

À mes frères Hamid, Mourad, Karim, Samir, Toufik, Farid, Ahmed et Ilyan.
À ma chère sœur Samia et mes belles sœurs.

Tous les membres de ma famille

À mon ami et binôme Rabah, et sa famille.

À mes chers amis : Nassim, Mohamed, Aghilas, Yacine, Mouloud, Hakim et Rabah.

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire
Enfin À tous ceux qui m'aiment.

KACIMI Amar

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Ceux qui représentent tout pour moi, mes chers parents, qui n'ont jamais cessé de m'encourager afin de franchir tout obstacle durant mes années d'étude.

Mes deux frères Djamel et Yacine au près de qui j'ai trouvé réconforts et encouragements.

Tous mes amis qui m'ont apporté l'aide et le soutien durant ces années de formation.

GASMI RABAH

REMERCIEMENTS

Nous ne remercierons jamais assez notre encadreur Pr .KETTAB.R pour nous avoir si bien orientés dans notre travail, à qui sincérité, dévouement et minutie ne font pas faute.

Nous n'oublierons jamais l'effort fourni par Dr Mr.ABDESSEMED afin de trouver solution à nos problèmes.

Nous remercions l'ensemble des ingénieurs de l'Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Arts, pour leur accueil et leur disponibilité remarquable.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et aussi à tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à notre formation de manière professionnelle.

Enfin, nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encouragé et soutenu.

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
INTRODUCTION GENERALE.....	17
Chapitre I : Description du projet	
I.1 Introduction.....	18
I.2 Présentation du projet.....	18
I.2.1 Données géométriques	18
I.2.2 Données fonctionnellese	18
I.2.3 Données géotechniques.....	21
I.2.4 Données sismologiques.....	21
I.2.5 Données climatiques	21
Chapitre II : Caractéristiques des matériaux	
II.1 Introduction	22
II.2 Documents et règlements utilisés	22
II.3 BETON	22
II.3.1. Résistance à la compression	22
II.3.2. Résistance à la traction	23
II.3.3. Contrainte admissible de compression	23
II.3.4. Module de déformation longitudinale du béton « E »	24
II.3.5. Coefficient de poisson ν	25
II.1.6. Module de déformation transversale du béton « G » :	25
II.1.7. Diagramme contrainte-déformation du béton.....	25
II.4 LES ACIERS	26
II.4.1. Les aciers passifs	26
II.5 Conclusion	28
Chapitre III : Caractéristiques de La poutre	
III.1 Introduction	29
III.2 Pré-dimensionnement de la poutre.....	29
III.2.1 La hauteur de la poutre.....	29
III.2.2 Largeur de la table de compression.....	30
III.2.3 Epaisseur de l'âme.....	30
III.2.3 Le Talon	30
III.2.4 Goussets	30
III.3 Détermination du nombre de poutres par travée	31
III.4 Hourdis (dalle).....	31
III.5 Caracteristiques de l'ouvrage	31
III.6 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre	31
III.6.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée	32
III.6.2 Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about	35

III.7 Conclusion :.....	37
-------------------------	----

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

IV.1 Introduction.....	38
IV.2 Caractéristiques du pont.....	38
IV.2.1 Largeur roulable (Lr)	38
IV.2.3 Largeur chargeable (Lc).....	38
IV.2.4 Nombre de voies (N).....	38
IV.2.5 Largeur de voie (Lv)	38
IV.2.6 Classe du pont	39
IV.3 Calcul des charges.....	39
IV.3.1 Charges permanentes CP	39
IV.3.2 Les charges complémentaires permanentes(CCP).....	40
IV.4 Evaluation des surcharges	42
IV.4.1 Système de charge A(L).....	42
IV.4.2 Système de charges B	44
IV.4.2.1 Système Bc.....	44
IV.4.2.2 Système Br	47
IV.4.2.3 Système Bt	47
IV.4.3 Système militaire Mc 120	48
IV.4.4 Convois exceptionnels	49
IV. 5 Autres surcharges	50
IV.5.1 Surcharges sur trottoir	50
IV.5.2 Le vent.....	50
IV.5.3 La température	50
IV.5.4 Efforts de freinage.....	51
IV.5.5 Evaluation des actions accidentelles	52
IV.6 Combinaisons des charges	52
V.6.1 Coefficients de majoration	52
V.6.2 Les combinaisons de charges	53
IV.7 LES MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX	53
IV.7.1 Moments fléchissants dus au poids propre	53
IV.7.2 Moments fléchissants longitudinaux dus aux surcharges	54
IV.7.2.1 Moment fléchissant à $x = 0.5L$	54
IV.8 LES EFFORTS TRANCHANTS.....	60
IV.8.1 Effort tranchant dû au poids propre	60
IV.8.2 Effort tranchant dû au surcharge	60
IV.9 : Conclusion	65

Chapitre V : Répartition transversale des efforts

V.1 Introduction	66
V.2 Description du logiciel Autodesk Robot	66
V.2.1 Equation fondamentale de la MEF	66
V.3 Modélisation.....	67
V.4 Cas de charges	68

V.5 Les Etats Limites	69
V.6 résultats de calcul obtenus par le logiciel ROBOT	71
V.6.1 Moments de flexion.....	71
V.6.2 Efforts tranchants	72
V.7 Conclusion.....	73

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

VI.1 Introduction.....	74
VI.2 Précontrainte par post-tension.....	74
VI.3 Mise en œuvre des câbles et ancrages.....	74
VI.4 Programme de mise en tension des câbles	74
VI.5 Montage de la précontrainte.....	75
VI.6 Injection des câbles	75
VI.7 Dimensionnement de la précontrainte.....	76
VI.7.1 Caractéristiques des matériaux.....	76
VI.7.2 Détermination du nombre de câbles à mi-travée.....	76
VI.7.3 Détermination du nombre de câbles à l'about	77
VI.8 Disposition constructive des câbles	78
VI.8.1 Angle de relevage.....	79
VI.8.2 Allure des câbles	81
VI.9 Les pertes de précontrainte.....	84
VI.9.2 Les pertes instantanées	84
VI.9.2.1 Pertes de frottement	84
VI.9.2.2 Pertes dues au recul d'encrage	86
VI.9.2.3 Pertes dues au raccourcissement élastique du béton	88
VI.9.3 Les pertes de tension différées	90
VI.9.3.1 Les pertes dues au retrait du béton.....	90
VI.9.3.2 Les pertes par relaxation	91
VI.9.3.3 Pertes dues au fluage.....	92
VI.9.4 Pertes totales	93
VI.10 Conclusion	94

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

VII.1 Introduction.....	95
VII. 2 Phases de construction	95
VII.3 Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections	96
VII.3.1 Caractéristiques nettes de la section médiane.....	96
VII.3.2 Caractéristiques homogènes de la section médiane (Poutre + dalle).....	97
VII.4 Justifications de la poutre à l'ELS	97
VII.4.1 Justification des contraintes normales	97
VII.4.2 Justification des contraintes tangentielles.....	103
VII.4.1.1 Détermination de la contrainte normale « σ_x ».....	104
VII.4.1.2 Détermination de la contrainte tangentielle « τ ».....	104
VII.4.1.3 Ferrailage passif longitudinal	106
VII.5 Justification de la poutre à l'ELU	107

VII.5.1 Justification des contraintes normales	107
VII.5.2 Justification des contraintes tangentielles.....	111
VII.5.3 Justification des armatures transversales dans la zone d'appui	112
VII.6 Conclusion	113

Chapitre VIII : Etude de L'hourdis

VIII.1 Introduction	114
VIII.2 Méthodologie de calcul	114
VIII.3 Modélisation de l'hourdis.....	114
VIII.3.1 Résultats de la modélisation	115
VIII.4 Ferrailage du hourdis.....	118
VIII.4.1 Suivant x-x	118
VIII.4.1.1 Nappe inférieure	118
VIII.4.1.2 Nappe supérieure	120
VIII.4.2 Suivant y-y	121
VIII.4.2.1 Nappe inférieure	121
VIII.4.2.2 Nappe supérieure	122
VIII.5 Conclusion.....	123

Chapitre XI : Etude de L'entretoise d'about

IX.1 Introduction.....	124
IX.2 Schématisation statique de l'entretoise d'about.....	124
IX.2.1 Calcul des sollicitations	124
IX.2.1.1 Moment fléchissant à l'ELU	125
IX.2.1.2 Moment fléchissant à l'ELS.....	125
IX.2.1.3 L'effort tranchant à l'ELU	126
IX.2.1.4 L'effort tranchant à l'ELS	126
IX.3 Ferrailage longitudinal	127
IX.4 Ferrailage transversal	128
IX.4.1 Vérification du cisaillement	128
IX.4.2 Espacement au niveau de l'appui.....	128
IX.4.3 Pourcentage minimal.....	128
IX.4.4 Largeur de la bielle.....	129
IX.5 Conclusion	129

Chapitre X : Calcul des déformations

X.1 Introduction	130
X.2 Calcul des flèches	130
X.2.1 Calcul de la flèche due au poids propre	130
X.2.2 Calcul de la flèche due à la précontrainte.....	130
X.2.3 Flèche de construction.....	132
X.2.4 Flèche due aux surcharges.....	132
X.2.5 Flèche en service	132
X.2.6 Conclusion.....	132
X.3 Calcul des rotations	133
X.3.1 Rotation due aux charges permanentes	133

X.3.2	Rotation due à la précontrainte.....	133
X.3.3	Rotation sous surcharge A(l).....	134
X.3.4	Conclusion.....	134
X.4	Calcul des déplacements horizontaux	134
X.4.1	Déplacement dû à la rotation d'appui (en service en charge)	134
X.4.2	Déplacement dû au retrait.....	135
X.4.3	Déplacement dû au fluage	135
X.4.4	Déplacement dû à la variation de la température	135
X.4.5	Conclusion.....	135

Chapitre XI : Les équipements du tablier

XI.1	Introduction.....	136
XI.2	L'appareil d'appuis	136
XI.2.1	Choix de l'appareil d'appui.....	136
XI.2.2	Réaction maximum	137
XI.3	Dimensionnement des appareils d'appuis.....	137
XI.3.1	L'aire des appareils d'appuis (axb).....	137
XI.3.2	Epaisseur nominale d'élastomère T_e	138
XI.3.3	Dimension en plan de l'appareil	138
XI.4	Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions.....	139
XI.4.1	Action dynamique	139
XI.4.1.1	Efforts de freinage.....	139
XI.4.1.2	Surcharge du vent.....	139
XI.4.1.3	Effet sismique	140
XI.4.2	Action statique	140
XI.4.2.1	Effort dû aux déformations	140
XI.5	Vérification de l'appareil d'appui	141
XI.5.1	Respect de la limite de déformation.....	141
XI.5.2	Stabilité au flambement	143
IX.5.3	Stabilité en rotation	143
IX.5.4	Vérification de la condition de non-glissement :	144
XI. 6	Dimensionnement des frettes	145
XI.7	Etudes des dès d'appuis	145
XI.7.1	Pré-dimensionnement.....	145
XI.7.2	Ferraillage du dé d'appui	145
XI.7.2.1	Armature de chaînage	145
XI.7.2.2	Armatures de profondeur	145
XI.7.2.3	Armatures de diffusion.....	146
XI.8	Joint de chaussée.....	147
XI.8.1	Calcul du souffle des joints	147
XI.8.1.1	Souffle dû au fluage	147
XI.8.1.2	Souffle dû au retrait.....	147
XI.8.1.3	Souffle dû à la température :	148
XI.8.1.4	Souffle dû à la rotation causée par des charges d'exploitation	148

XI.8.2 Choix de type de joint	148
XI.9 Evacuation des eaux	149
XI.9.1 Objectif du système.....	149
XI.9.2 La mise en œuvre du système	149
XI.10 Conclusion	149
CONCLUSION GENERALE	150
Bibliographie.....	152
Annexe	153

Liste des tableaux

Tableau II. 1 : Contrainte admissible de compression à L'ELU	23
Tableau II. 2 : Contrainte admissible de compression a L'ELS.....	24
Tableau II. 3 : Module de la déformation élastique du béton.....	24
Tableau II. 4 : Module de déformation transversale du béton.....	25
Tableau II. 5 : Contrainte limite de l'acier à L'ELS	27
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée.....	32
Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à mi-travée	33
Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about.....	35
Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à l'about	36
Tableau IV.1 : Poids propre de poutres.....	39
Tableau IV.3 : Coefficient a_1 en fonction de la classe de pont.	43
Tableau IV.4 : Valeur de V_0 en fonction de la classe.....	43
Tableau IV.5 : Valeurs de A pour différentes voies chargées.....	44
Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient b_c	45
Tableau IV.7 : Coefficient de majoration dans le système Bc (δB_c).	46
Tableau IV.8 : Charge de système Bc par essieu.	46
Tableau IV.9 : Valeurs du coefficient de majoration Br.	47
Tableau IV.10 : Valeur de b_t	48
Tableau IV.11 : Valeurs du coefficient de majoration pour le système Bt (δB_t).	48
Tableau IV.12 : Coefficient de majoration dans le système Mc (δM_{c120}).	49
Tableau IV.13 : Valeurs de gradient thermique " ΔT ".	51
Tableau IV.14 : Effort de freinage au système A(L).....	51
Tableau IV.15 : Effort de freinage au système Bc.....	51
Tableau IV.16 : Coefficient d'accélération de zone " A ".	52
Tableau VI.17: Valeurs des coefficients de majoration.	52
Tableau IV.18 : Moment fléchissant dû aux poids propre.	53
Tableau IV.19 Moment fléchissant dû à la surcharge A (L) pour $x = L/2$	54
Tableau IV.20 : Calcul des ordonnées.....	56
Tableau IV.21 : Calcul des ordonnées.....	56
Tableau IV.22 : Moment fléchissant maximum sous le système Bc.....	57
Tableau IV.23: Moment fléchissant par poutre sous le système Bc.	57
Tableau IV.24 : Moment fléchissant maximum sous le système Bt.	58
Tableau IV.25 : Récapitulatif de moment dû aux surcharges à $x = 0.5L$	59
Tableau IV.26 : Effort tranchant dû aux poids propre.	60
Tableau IV.27 : Effort tranchant dû à la surcharge A(L).	60
Tableau IV.28 : Effort tranchant dû à la surcharge Bc à ($x=0L$).	61
Tableau IV.29 : Effort tranchant dû à la surcharge Bc à ($x=0,25L$).	62
Tableau IV.30 : Effort tranchant dû à la surcharge Bt à ($x=0L$).	62
Tableau IV.31 : Effort tranchant dû à la surcharge Bt à ($x=0,25L$).	63
Tableau IV.32 : Récapitulatif de l'effort tranchant dû aux surcharges.	65
Tableau.V.1 : Les différentes combinaisons	70

Tableau VI. 1 : Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane en BP.....	76
Tableau VI. 2 : Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane sans hourdis en BP.	77
Tableau VI. 3 : Equation de l'allure pour chaque câble.....	81
Tableau VI. 4 : Position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure.....	82
Tableau VI. 5 : Pertes par frottement pour chaque câble.	85
Tableau VI. 6 : Pertes par recul d'ancrage pour chaque câble.....	87
Tableau VI. 7 : Pertes par raccourcissement élastique du béton pour chaque câble.....	89
Tableau VI. 8 : Pertes instantanées totales	90
Tableau VI. 9 : Pertes par relaxation pour chaque câble.....	92
Tableau VI. 10 : Pertes de fluage pour chaque câble	93
Tableau VI. 11 : Pertes différées totales	93
Tableau VI. 12 : Pertes totales	94
Tableau VII.1 : Caractéristiques brutes de la section médiane.	96
Tableau VII.2 : Caractéristiques nettes de la section médiane.....	96
Tableau VII.3 : Caractéristiques brutes de la section médiane. (Poutre + dalle).....	96
Tableau VII.4 : Caractéristiques nettes de la section médiane.(poutre + dalle).....	96
Tableau VII.5 : Caractéristiques homogènes de la section médiane.(poutre + dalle).....	97
Tableau VII.6 : Caractéristiques homogènes de la section médiane.(poutre + dalle	97
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes tangentielles.	105
Tableau VIII.1 : Valeurs des moments maximaux.....	118
Tableau XI.1 : caractéristiques physiques des joints Wd.....	149

Liste des figures

Figure I.1 : Plan de situation de l'ouvrage	18
Figure I.2 : tracé en Plan	19
Figure I.3 : Coupe transversale droite en travée.....	20
Figure I.4 : Les zones sismiques en Algérie.....	21
Figure II.1 : Diagramme contraintes déformations du béton	25
Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations de calcul d'acier à l'ELU	26
Figure II.3 : Câble de précontrainte	27
Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre.....	29
Figure III.2 : Largeur de l'âme.....	32
Figure III.3 : Notation utilisée.....	33
Figure III.4 : Section médiane sans hourdis	34
Figure III.5 : Section médiane avec hourdis	34
Figure III.6 : Section d'about sans hourdis	36
Figure III.7 : Section d'about avec hourdis.....	37
Figure IV.1 : Variation de la section de la poutre.	39
Figure IV.2 : Disposition des poutres sur l'un des tabliers.	40
Figure IV.3 : Vue de face de la dalle.....	40
Figure IV.4 : Vue de face de revêtement	41
Figure IV.5 : Vue de face de l'étanchéité.....	41
Figure IV.6 : Vue de face de l'entretoise.	41
Figure IV.7 : Disposition de la charge Bc.....	45
Figure IV.8 : Dimensions de Br.	47
Figure IV.9 : Système Bt.....	47
Figure IV.10 : Système Mc 120.	48
Figure IV.11 : Convoi type D240.....	49
Figure IV.12 : Convoi type E360.....	50
Figure IV.13 : Coupe longitudinale de la poutre.....	53
Figure IV.14 : Ligne d'influence sous le chargement A(L).	54
Figure IV.15 : Les charges et leurs ordonnées.	55
Figure IV.16 : Résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc.	55
Figure IV.17 : Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc.	56
Figure IV.18 : Poutre sous le chargement Br.	57
Figure IV.19 : Position de la résultante, système Bt.	58
Figure IV.20 : Poutre sous le chargement Mc120.....	58
Figure IV.21 : Poutre sous le chargement D240.....	59
Figure IV.22: Poutre sous la charge du poids propre.....	60
Figure IV.23 : Poutre sous la surcharge A(L).	60
Figure IV.24: Poutre sous la surcharge Bc à (x=0L).....	61
Figure IV.25 : Poutre sous la surcharge Bc à (x=0,25L).....	61
Figure IV.26 : Poutre sous la surcharge Bt à (x=0L).	62
Figure IV.27 : Poutre sous la surcharge Bt à (x=0,25L).	62

Figure IV.28 : Poutre sous la surcharge Br à $(x=0 L)$.	63
Figure IV.29 : Poutre sous la surcharge Br à $(x=0,25 L)$.	63
Figure IV.30 : Poutre sous la surcharge Mc120 à $(x=0 L)$.	63
Figure IV.31 : Poutre sous la surcharge Mc120 à $(x=0,25 L)$.	64
Figure IV.32 : Poutre sous la surcharge D240 à $(x=0 L)$.	64
Figure IV.33 : Poutre sous la surcharge D240 à $(x=0,25 L)$.	64
Figure V.1 : Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot.	67
Figure V.2 : Exemple d'introduction des CCP (revêtement +étanchéité).	68
Figure V.3 : Exemple d'introduction des CCP (barrière de sécurité).	68
Figure V.4 : Introduction de la surcharge de trottoir.	69
Figure V.5 : Diagramme des moments fléchissants dus aux charges permanentes.	71
Figure V.6 : Diagramme des moments fléchissants sous combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D240).	71
Figure V.7 : Diagramme des moments fléchissants sous combinaison La plus défavorable à l'ELU (ELU D240).	72
Figure V.8 : Diagrammes des efforts tranchants sous charges permanentes	72
Figure V.9 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D240).	73
Figure V.10 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (ELU D240)	73
Figure VI.1 : Disposition des câbles en section médiane	78
Figure VI.2 : Disposition des câbles à l'about.	79
Figure VI.3 : Disposition des câbles à mi- travé	79
Figure VI.4.a : Allure du câble numéro 1	82
Figure VI.4.b : Allure du câble numéro 2	83
Figure VI.4.c : Allure du câble numéro 3	83
Figure VI.4.d : Allure du câble numéro 4	83
Figure VI.5 : Allure des câbles de précontrainte	84
Figure VI.6 : Allure des câbles (1) et (2) en plan	84
Figure VI.7 : Diagramme des tensions	86
Figure VII.1 : Diagramme de contrainte sous chargement	106
Figure VII.2 : Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU	107
Figure VII.3 : Ferrailage passif de la poutre.	113
Figure VIII.1 : Section de l'hourdis considérée.	114
Figure VIII.2 : Coupe transversale du tablier	114
Figure VIII.3 : Moment de la flexion dû à la combinaison 1 (ELU, x-x, Bc)	115
Figure VIII.4 : Moment de la flexion dû à la combinaison 4 (ELS, x-x, Bc)	115
Figure VIII.5 : Moment de la flexion dû à la combinaison 1 (ELU, y-y, Bc)	116
Figure VIII.6 : Moment de la flexion dû à la combinaison 3 (ELU, y-y, D240)	116
Figure VIII.7 : Moment de la flexion	117
Figure VIII.8 : Moment de la flexion dû à la combinaison 6 (ELS, y-y, D240)	117
Figure VIII.9 : Ferrailage du hourdis suivant x-x.	123
Figure VIII.10 : Ferrailage du hourdis suivant y-y.	123

Figure IX.1 : Schéma statique de l'entretoise	124
Figure IX.2 : Diagramme du moment fléchissant à L'ELU	125
Figure IX.3 : Diagramme du moment fléchissant à L'ELS.	125
Figure IX.4 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU	126
Figure IX.5 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.....	126
Figure IX.6 : Section transversale de l'entretoise	127
Figure IX.7: Ferrailage de l'entretoise d'about.....	129
Figure X.1 : Fleche due au poids propre de la poutre	130
Figure X.1 : Diagramme de M_p	131
Figure X.2 : Diagramme de \bar{M}	131
Figure X.3 : Diagramme de M_p	133
Figure X.4 : Diagramme de \bar{M}	133
Figure X.5 : Diagramme de $M_{A(L)}$	134
Figure X.6 : Diagramme de \bar{M}	134
Figure XI.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.	137
Figure XI.2 : définition géométrique d'un appareil d'appui	137
Figure XI.3 : Dimensions de l'appareil d'appuis	139
Figure XI.4 : Dimensions de dé d'appui	145
Figure XI.5 : Ferrailage du dé d'appui.....	146
Figure XI.6 : Joint à peigne en console.....	149

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique d'un pays se traduit par une augmentation du pouvoir d'achat et l'accès à un certain confort grâce aux biens de consommation.

L'augmentation du nombre de véhicules se traduit par une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile et surtout dans le secteur du transport urbain, et pour faire face à ce problème on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies et des ponts.

Un pont se définit comme un ouvrage d'art destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle ou pour permettre le passage sans croisement au niveau de deux voies de circulation, suivant leur destination, on distingue le Pont – Route, Pont – Rail, Pont – Canal et Pont – aqueduc.

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

Sa conception consiste à faire une combinaison adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées tout en respectant un aspect architectural pour une meilleure intégration. Son dimensionnement constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un pont à poutres à trois travées en béton précontraint par post-tension, franchissant Oued ILLOULA (AKBOU wilaya de BEJAIA), sur une longueur de **108.3m** et dont la longueur de chaque travée est de **36.1m**.

On présentera le projet et les caractéristiques des matériaux utilisés en chapitre un et deux respectivement. Ensuite, on déterminera les caractéristiques géométriques de la poutre en chapitre trois ainsi que les charges et surcharges susceptibles d'être appliquées à l'ouvrage en chapitre quatre.

Par la suite, en chapitre cinq; on modélisera notre tablier à l'aide du logiciel **ROBOT 2014**. Après exploitation des résultats de la modélisation, on étudiera la précontrainte en chapitre six et on procèdera à la justification de la poutre en chapitre sept. L'étude de l'hourdis et de l'entretoise se fera en chapitre huit et neuf respectivement.

En fin, en chapitre dix on vérifiera les déformations engendrées par diverses sollicitations. Les dimensionnements de l'appareil d'appui et du joint de chaussées se feront au 11^{ème} et dernier chapitre.

Cette étude se terminera par une conclusion générale.

I.1 Introduction

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par l'Agence Nationale des Autoroutes, cette présente étude entre dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA a L'autoroute EST-OUEST au niveau d'AHNIF sur **100 km**.

I.2 Présentation du projet

I.2.1 Données géométriques

L'ouvrage d'art considéré se situe à **1 km** au sud d'AKBOU entre les **PK 65+545.850** et **PK 65+654.150** traversant Oued ILLOULA.

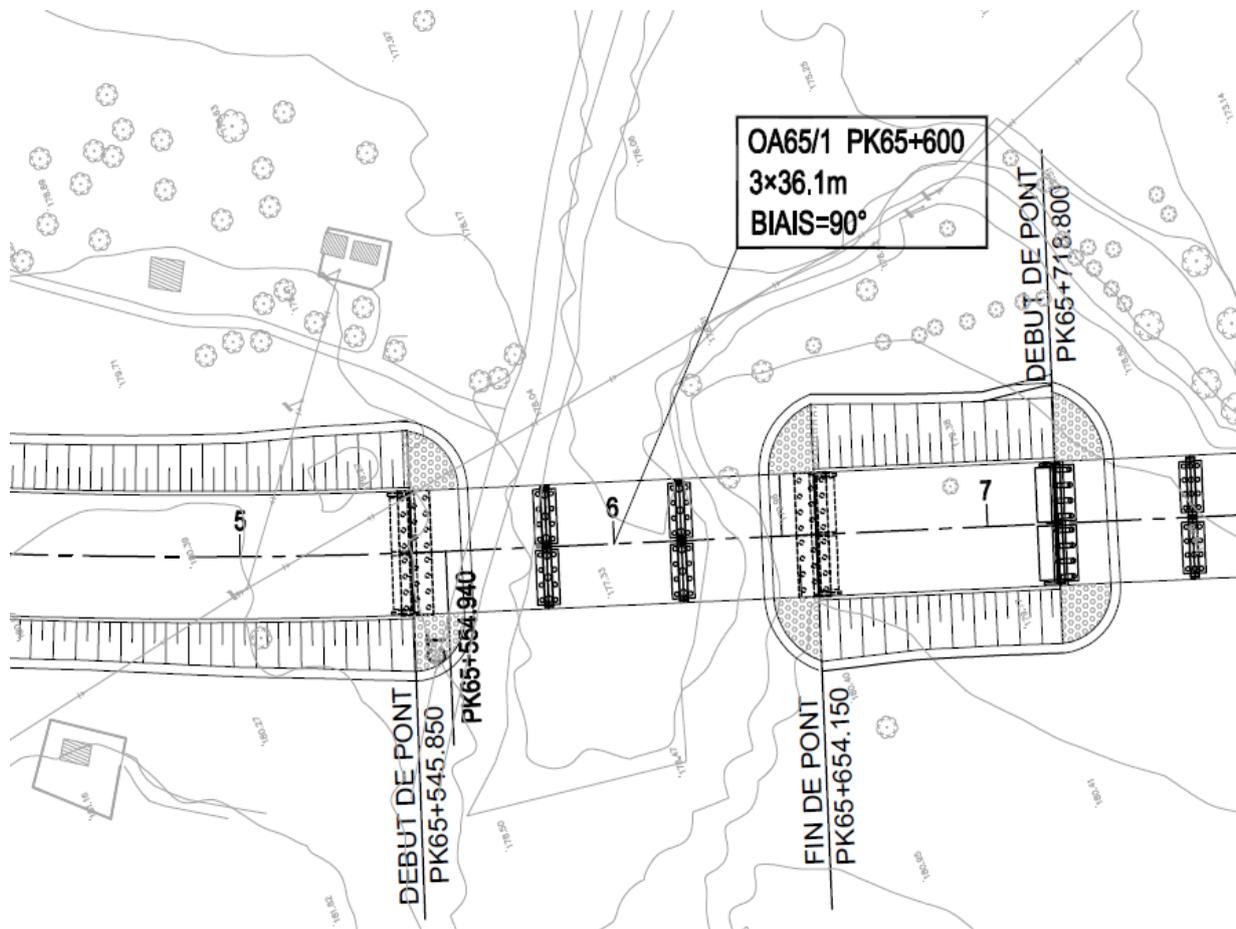


Figure I.1 : Plan de situation de l'ouvrage

I.2.2 Données fonctionnelles

Les données fixées par le maître de l'ouvrage, sont :

- Les données relatives à la voie portée qui sont le tracé en plan, le profil en long et le Profil en travers
- Les données relatives à l'obstacle franchi qui sont les gabarits à respecter selon L'obstacle à franchir (route, voie ferrée).

- Tracé en plan :

Vu que l'axe de l'ouvrage forme un angle de **90 grade** avec l'axe de oued, et se situe dans un tracé linéaire de la route, sa structure géométrique sera alors **biaise et droite**.

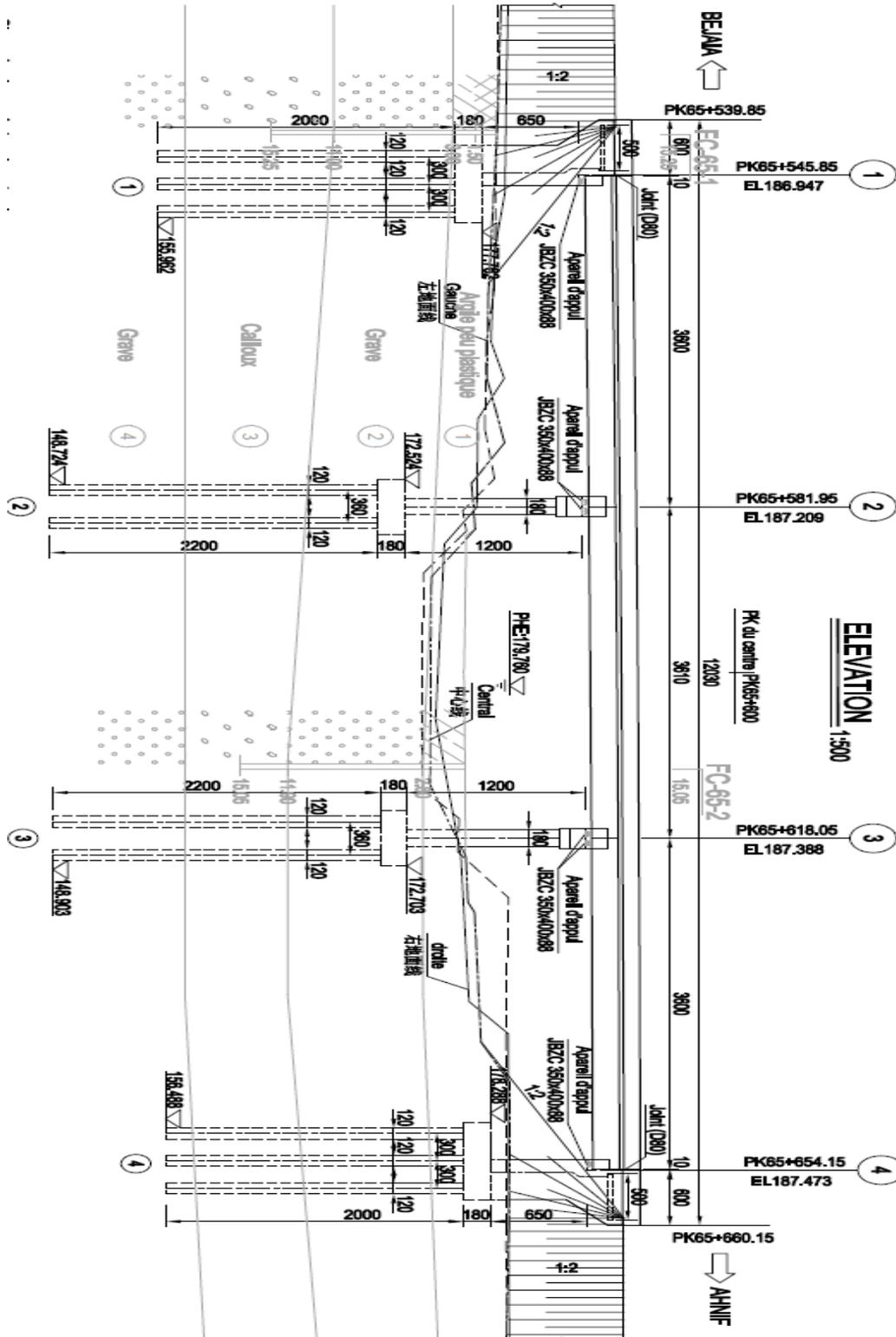


Figure I.2 : tracé en Plan

- Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan ; il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles. Il présente une longueur de **108.3m** et une **pente longitudinale de $I=0,53\%$, $I=0,50\%$ et $I=0,24\%$.**

- Profil en travers

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur de la chaussée : **15.75 m**
- Largeur roulable : **14.5 m**
- Largeur chargeable : **13.5 m**
- Nombre de voies de circulation : **4 voies.**
- Largeur d'une voie = **3.375 m.**
- Dévers : en toit **$P=2,5\%$**

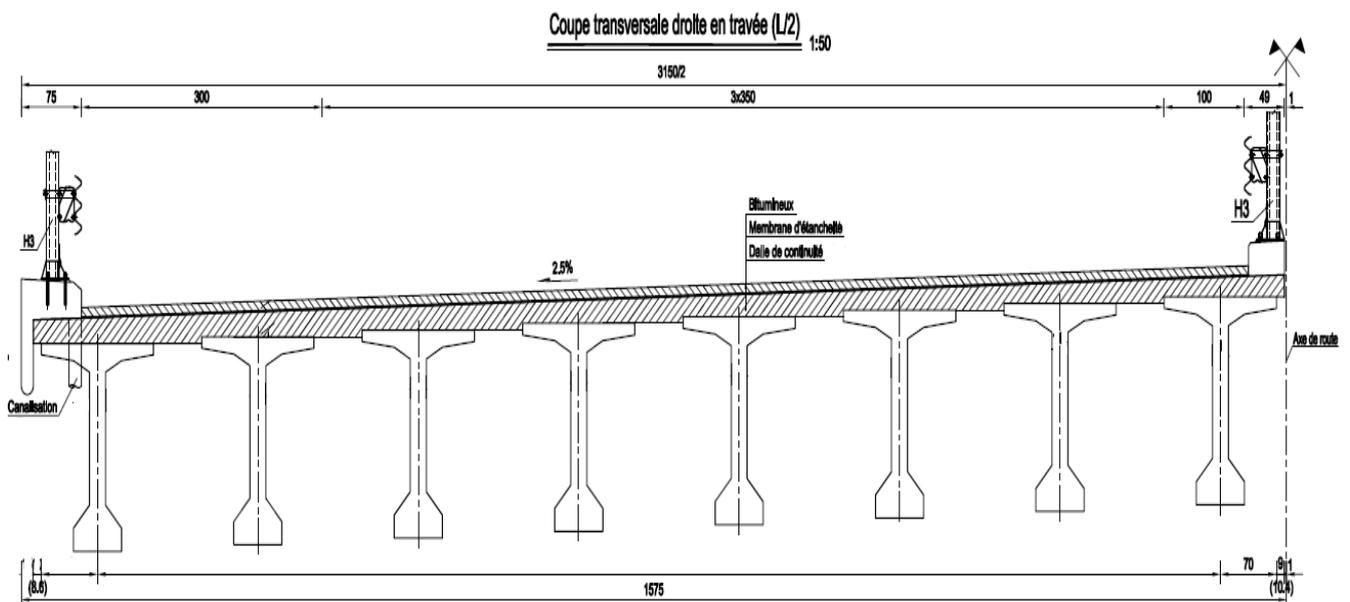


Figure I.3 : Coupe transversale droite en travée

II.1 Introduction

En génie civil, le choix des matériaux (acier, béton,...) a une importance primordiale, lors du calcul d'un pont. On donne dans ce chapitre les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de notre ouvrage.

II.2 Documents et règlements utilisés

- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Fascicule 61 titre II du CPC « Cahier des Prescriptions Communes » pour les cas de charges.
- Fascicule 62 titre V ce sont Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

II.3 BETON

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée « f_{c28} », avec un contrôle strict et une masse volumique normale ($\rho \cong 2500 \text{ kg/m}^3$).

II.3.1. Résistance à la compression

La résistance du béton à la compression simple est mesurée sur des éprouvettes cylindriques, âgées de 28 jours. La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées de leur dispersion, suivant une loi statique variable.

- Pour la dalle :

$$f_{cj} = \begin{cases} 40 \text{ MPa} & j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour les appuis :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

II.3.2. Résistance à la traction

Le béton en général est caractérisé par sa résistance à la compression f_{c28} . Sa résistance à la traction f_{tj} joue aussi un rôle très important sur son comportement mécanique, particulièrement pour l'adhérence. Les règles **BAEL** donnent pour un béton âgé de « j » jours la relation :

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

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (40) = 3 \text{ MPa} & \text{(Pour la dalle)} \\ 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (27) = 2,22 \text{ MPa} & \text{(Pour les appuis)} \end{cases}$$

II.3.3. Contrainte admissible de compression

➤ A l'État Limite Ultime :

Les règles **B.A.E.L** donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à l'Etat Limite Ultime

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b)$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ en situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

θ : coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & t > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 & 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,85 & t < 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

Pour $\theta=1$ on aura les valeurs de f_{bu} dans le tableau II.1 :

Tableau II. 1 : Contrainte admissible de compression a L'ELU

γ_b	1.15	1.5
Pour les dalles	29.50 MPa	22.66 MPa
Pour les appuis	19.95 MPa	15.30 MPa

➤ **A l'Etat Limite de Service :**

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

Les valeurs de σ_b sont données dans le tableau II.2

Tableau II. 2 : Contrainte admissible de compression a L'ELS

	En service	En construction
Pour les dalles	20.00 MPa	24.00 MPa
Pour les appuis	13.50 MPa	16.20 MPa

II.3.4. Module de déformation longitudinale du béton « E »

➤ **Module de déformation instantanée**

Selon l'article 2.1.4 du Fascicule 62-Titre I (Section II), pour les charges dont la durée d'application est inférieure à **24 heures** (telles que les charges routières), le module de déformation instantané du béton E_{ij} est donné par :

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

➤ **Module de déformation différée**

Pour les charges de longue durée (tel que poids propre, superstructure, précontrainte...), et en tenant compte des effets du fluage, le module de déformation élastique E_{vj} du béton est donné par :

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

Tableau II.3 : Module de la déformation élastique du béton

Béton	Module d'élasticité transversal	Module de déformation instantanée du béton (MPa)					Module de déformation différé du béton (MPa)				
	$G = 0,4 E_b$	$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$					$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$				
	(MPa)	j=14	j=16	j=18	j=22	j≥28	j=14	j=16	j=18	j=22	j≥28
f_{c27}	13200	31319	31707	32022	32505	33000	10534	10665	10771	10934	11000
f_{c40}	15048	35702	36145	36505	37035	37619	12009	12158	12279	12464	12654

II.3.5. Coefficient de poisson ν

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0.3**, mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0.2** ; quant au cas d'un béton fissuré ν devient nul.

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes de ν :

$$\begin{cases} 0.2 & \text{Zone non fissurée (ELS).} \\ 0 & \text{Zone fissurée (ELU).} \end{cases}$$

II.1.6. Module de déformation transversale du béton « G » :

Il est donné par la formule suivante :

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

Les valeurs de G sont données dans le tableau II.4

Tableau II. 4 : Module de déformation transversale du béton

ν	Zone non fissurée	Zone fissurée
Pour les dalles	15674.78	18809.74
Pour les appuis	13750.00	16500.00

II.1.7. Diagramme contrainte-déformation du béton

Le diagramme déformations ϵ_{bc} , contraintes σ_b du béton comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ϵ_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation ϵ_{bc} . L'arc de la parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc}= 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc}=0,85 f_{c28} / (\theta. \gamma_b)$, tel que la déformation du béton ne peut dépasser 2 ‰ correspondant à la compression simple maximale.

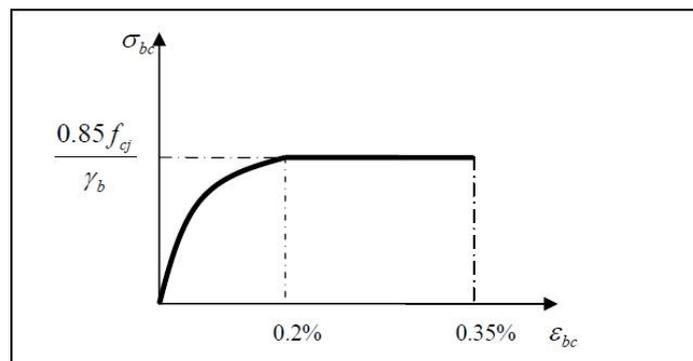


Figure II.1 : Diagramme contraintes déformations du béton

II.4 LES ACIERS

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

- Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

II.4.1. Les aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé. (Les armatures passives sont tendues sous des sollicitations extérieures).

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance **Fe E500**.

Le Module d'élasticité longitudinal de l'acier, appelé "**Module de Young**" est donné par l'expression suivante :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte de l'acier à l'ELU :

La contrainte à l'ELU de l'acier est donnée par :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{le Coefficient de sécurité, fixé à : } \begin{cases} 1 & \text{Combinaison accidentelle.} \\ 1.15 & \text{Combinaison fondamentale.} \end{cases}$$

D'où les valeurs suivantes de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa} & \text{Combinaison accidentelle.} \\ \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa} & \text{Combinaison fondamentale.} \end{cases}$$

La figure II.2 représente la loi de comportement de l'acier passif pour les calculs à l'ELU

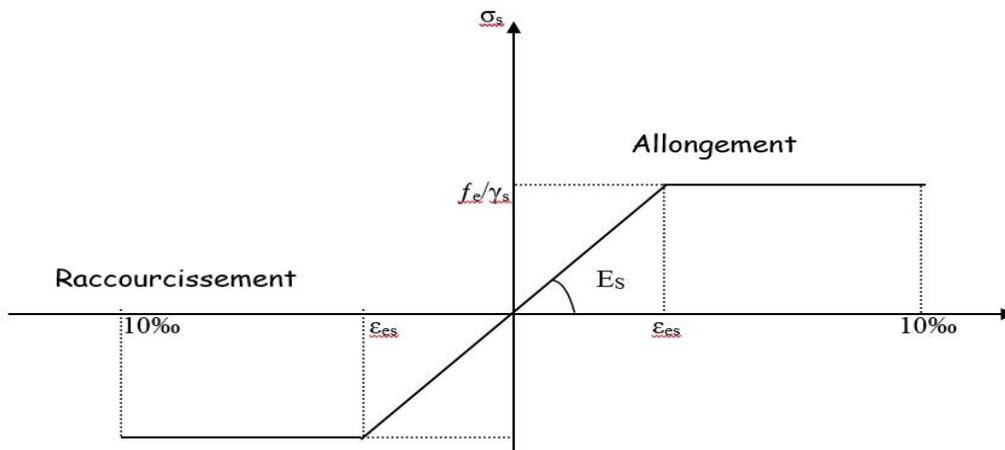


Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations de calcul d'acier à l'ELU

➤ **Contrainte de l'acier à l'ELS :**

Selon l'article 4.5.33 du Fascicule 62-Titre I (Section I), pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible de l'acier vaut : (tableau II.5)

Tableau II. 5 : Contrainte limite de l'acier à L'ELS

		Pour les dalles	Pour les appuis
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes	Pas de limitation des contraintes	Pas de limitation des contraintes
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ Ou $\eta=1$ pour RL et 1.6 pour HA	$\sigma_s = \text{Min}(\frac{2}{3} 500; 110\sqrt{1.6 \times 3})$ $\sigma_s = \text{Min}(333.33; 241)$ $\sigma_s = 241 \text{ MPa}$	$\sigma_s = \text{Min}(\frac{2}{3} 500; 110\sqrt{1.6 \times 2.22})$ $\sigma_s = \text{Min}(333.33; 207.31)$ $\sigma_s = 207.31 \text{ MPa}$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \text{Min}(0.5 \cdot f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$ Ou $\eta=1$ pour RL et 1.6 pour HA	$\sigma_s = \text{Min}(0.5 \times 500; 90\sqrt{1.6 \times 3})$ $\sigma_s = \text{Min}(250; 197.2)$ $\sigma_s = 197.2 \text{ MPa}$	$\sigma_s = \text{Min}(0.5 \times 500; 90\sqrt{1.6 \times 2.22})$ $\sigma_s = \text{Min}(250; 169.6)$ $\sigma_s = 169.6 \text{ MPa}$

II.4.2. Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers actifs sont classés par catégories : fils, barres, torons.



Figure II.3 : Câble de précontrainte

➤ **Limite élastique :**

Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89 % de la résistance garantie à la rupture.

➤ Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal E_P des aciers de précontraintes est de :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2 \times 10^5 \text{ MPa} & \text{Pour les fils et les barres.} \\ 1.9 \times 10^5 \text{ MPa} & \text{Pour les torons.} \end{array} \right.$$

➤ Acier pour les poutres :

Le procédé utilisé est le procédé de « FREYSSINET ». La précontrainte est réalisée par post-tension ; les câbles utilisés sont de type 9T15.

• Caractéristiques géométriques :

- Nombre de torons par câble : 9.
- Section nominale de l'acier : $A_p = 1350 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de la gaine $\phi = 75 \text{ mm}$.
- Masse nominale $\gamma = 1.10 \text{ Kg/m}$.

• Caractéristiques mécaniques :

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1644 \text{ MPa}$.
- Force nominale de rupture : $F_r \geq 259 \text{ kN}$.
- Force nominale de déformation garantie : $F_p \geq 230 \text{ kN}$
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire : $\phi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
- La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} \leq 2.5 \%$

II.5 Conclusion

Les principaux matériaux utilisés sont le béton ($f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$), les aciers passifs (FeE500) et les aciers actifs (des câbles 9T15 de classe **1770 TBR**). On procèdera au pré-dimensionnement des éléments constitutifs de pont dans le chapitre suivant.

III.1 Introduction

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

III.2 Pré-dimensionnement de la poutre

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

Les poutres **VIPP** (**Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes**) sont des poutres de section variable (figure II.1), d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant, d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

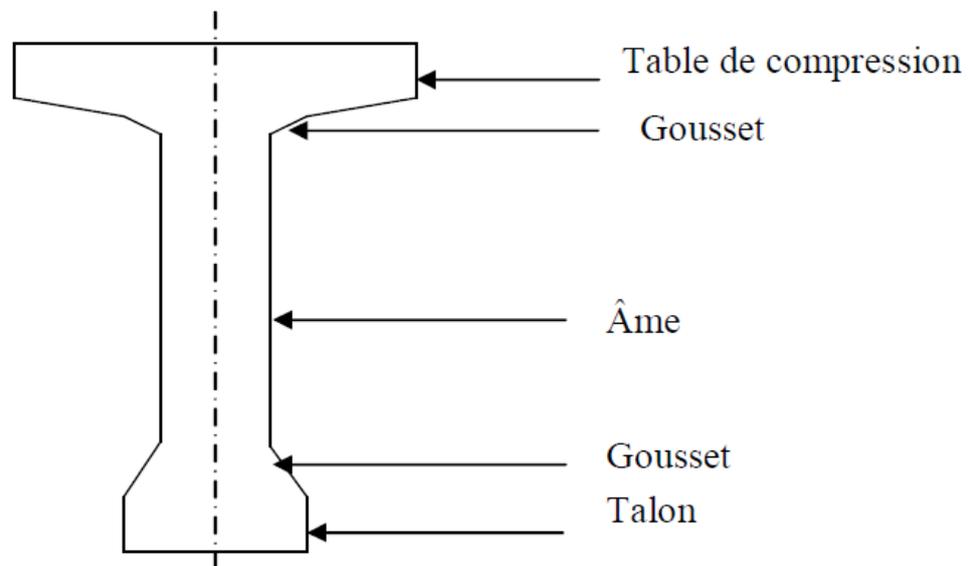


Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre

III.2.1 La hauteur de la poutre

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

C'est pourquoi, on considère généralement que l'élancement optimal L/h , égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres, se situe entre **17** et **20**.

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{17}$$

On a : $L = 36.1\text{m}$ alors $1.80\text{m} \leq h_t \leq 2.12\text{m}$. On prendra \rightarrow **ht = 1,80m.**

III.2.2 Largeur de la table de compression

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$0,6 h_t \leq b, \text{ soit } 0,6 \times 1,8 \leq b \rightarrow 1,08 \leq b \quad \text{on fixe} \rightarrow \mathbf{b_0=1,4 \text{ m.}}$$

➤ Épaisseur de la table de compression :

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm} \quad \text{on pose} \rightarrow \mathbf{e = 10\text{cm.}}$$

III.2.3 Épaisseur de l'âme

➤ En travée :

$$18 \leq b_0 \leq 25 \quad \text{on fixe} \rightarrow \mathbf{b_0 = 20\text{cm.}}$$

➤ Au niveau des appuis :

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

On fixe $\rightarrow \mathbf{b_0= 60\text{cm}}$

III.2.3 Le Talon

Ces dimensions doivent être telles qu'on puisse y introduire tous les câbles nécessaires dans L'axe de la travée et que les contraintes de compression à la construction n'excèdent pas la contrainte admissible.

Sa largeur L_t est généralement comprise entre **45** et **80cm**, et son épaisseur et comprise habituellement entre **18** et **28** cm, donc on adopte :

- **la largeur** : on fixe $\rightarrow \mathbf{L_t = 60\text{cm}}$
- **Épaisseur** : on fixe $\rightarrow \mathbf{b_0 = 20\text{cm}}$

III.2.4 Gousset

Le gousset est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

➤ Gousset du talon :

$$\text{En travée :} \quad \alpha_3 = 45^\circ \rightarrow \mathbf{e_3 = 20\text{cm.}}$$

➤ Gousset de la table de compression :

$$\text{En travée :} \quad \left[\begin{array}{l} \alpha_1 = 10^\circ \rightarrow \mathbf{e_1 = 5\text{cm.}} \\ \alpha_2 = 27^\circ \rightarrow \mathbf{e_2 = 10\text{cm.}} \end{array} \right.$$

$$\text{A l'appui :} \quad \left[\begin{array}{l} \alpha_1 = 8^\circ \rightarrow \mathbf{e_1 = 5\text{cm.}} \\ \alpha_2 = 45^\circ \rightarrow \mathbf{e_2 = 2.5\text{cm.}} \end{array} \right.$$

III.3 Détermination du nombre de poutres par travée

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

$$N = \frac{L_a}{d}$$

Avec : L_a : la largeur de tablier égale à 31.5 m.

d : entraxe des poutres : $1,5 \text{ m} \leq d \leq 2,5 \text{ m}$. On fixe leur entraxe $\rightarrow d = 2 \text{ m}$.

Soit $N = 31.5/2 = 15.75$ on prendra $\Rightarrow N = 16$ poutres.

III.4 Hourdis (dalle)

En général, l'hourdis possède 3 vocations : il sert de dalle de couverture, il supporte les surcharges et les transmet aux poutres et il joue le rôle d'entretoisement transversal.

- Son épaisseur en général : $20 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm} \rightarrow$ On fixe : $h_0 = 20 \text{ cm}$
- Largeur : \rightarrow on fixe $L = 200 \text{ cm}$.

III.5 Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

➤ Portée de l'ouvrage.....	108,3m
➤ Longueur de la travée.....	36,1m
➤ Longueur des poutres précontraintes.....	35,9m
➤ Distance entre deux appuis.....	34.9 m
➤ Hauteur des poutres.....	1,80m
➤ Nombre des poutres	16 poutres
➤ Entre axe de poutres	2m
➤ Largeur des glissières	2,5m
➤ Largeur de la chaussée.....	29m
➤ Largeur totale du pont	31.5m
➤ Epaisseur de l'hourdis.....	0.20m

III.6 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

Le calcul des contraintes se fait pour sections nettes, il ne faut pas donc tenir compte des sections de câbles de précontrainte qui ne participent pas à la résistance. Avant de connaître le nombre exact de câbles, cette déduction peut en première approximation d'avant-projet se faire de façon forfaitaire pour environ **5%** sur la section, et **10%** sur le moment statique.

- I_{Δ} : Moment d'inertie par rapport à Δ telle que $I_{\Delta} \text{ (nette)} = I_{\Delta} \text{ (brute)} - 10\% I_{\Delta} \text{ (brute)}$;
- S_{Δ} : Moment statique telle que $S_{\Delta} \text{ (nette)} = S_{\Delta} \text{ (brute)} - 5\% S_{\Delta} \text{ (brute)}$;
- B : Section de la poutre telle que $B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)}$;

- I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité ;
 Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$.
 Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$.

➤ Variation de la largeur de l'âme :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme (fig II.2), les membrures supérieure et inférieure sont les éléments résistant à la flexion. L'âme de la poutre sera donc dimensionnée pour résister à l'effort tranchant, et pour permettre un bétonnage correct.

L'effort tranchant V provoque des contraintes de

Cisaillement transversales τ .

L'expression générale :

$$\tau = V/b_0Z. \text{ Telle que :}$$

V = Effort tranchant à l'ELU.

Z = Hauteur utile.

b_0 = largeur de la poutre ou l'âme.

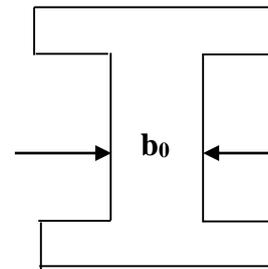


Figure III.2 : Largeur de l'âme

Donc pour reprendre la contrainte de cisaillement τ au voisinage de l'appui auquel l'effort tranchant V atteint son maximum, on augmente la largeur de l'âme b_0 .

III.6.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée

➤ Poutre seule :

Les caractéristiques de la poutre seule à mi- travée sont représentées sur le tableau III.1

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée

Désignation	dimensions						
	x.y	B (cm ²)	Zi (cm)	S/Δ=B.Z	I ₀ (cm ⁴)	di (cm)	I/g=I ₀ +B.di ²
1x1	60.20	1200	10	12000	40000	88,8136364	9505434,413
2x2	20.20	400	26,67	10668	8888,88889	72,1436364	2090770,598
1x3	20.145	2900	92,5	268250	5081041,67	6,3136364	5196641,48
2x4	20.10	200	161,67	32334	1111,11111	-62,8563636	791295,6001
2x5	40.5	200	168,34	33668	277,777778	-69,5263636	967060,8249
1x6	60.5	300	167,5	50250	625	-68,6863636	1415969,963
1x7	140.10	1400	175	245000	11666,6667	-76,1863636	8137773,465
B brute		6600					
B nette		6270					
S/Δ brute				652170			
S/Δ nette				619561,5			
I/g brute							28104946,34
I/g nette							25294451,71

- Note : Section rectangulaire
 Section triangulaire

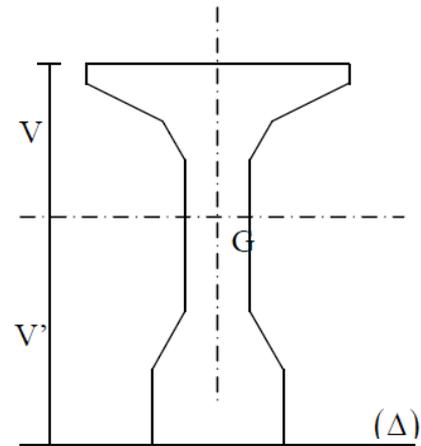
Sachant que :

$$V' = S/\Delta_{\text{nette}} / B_{\text{nette}}$$

$$V = h - V'$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B_{\text{nette}})$$

Avec : ρ : Rendement géométrique de la section.



On obtient : $V' = 98,8136364 \text{ cm.}$

$$V = 81,1863636 \text{ cm.}$$

$$\rho = 0,55874706$$

$\rho = 56\%$. Correspond à une section légère.

➤ **Poutre avec hourdis :**

Les caractéristiques de la poutre avec hourdis à mi-travée sont représentées sur le tableau III.2

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à mi- travée

Désignation	Dimensions						
	X.Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B. Z	I ₀ (cm ⁴)	di(cm)	I/g=I ₀ +B.di ²
poutre		6600	98,813636	652170			28104946,34
hourdis	200.20	4000	190	760000	133333,333	56,77641507	13027578,57
B brute		10600					
B nette		10070					
S/Δ brute				1412170			
S/Δ nette				1341561,5			
I/g brute							41132524,91
I/g nette							37019272,42

On obtient: $V' = 133,223585 \text{ cm.}$

$$V = 66,7764151 \text{ cm.}$$

$$\rho = 0,45914693$$

$\rho = 46\%$. Correspond à une section normale.

Les figures III.4 et III.5 récapitulent les dimensions de la poutre de la section médiane sans et avec hourdis.

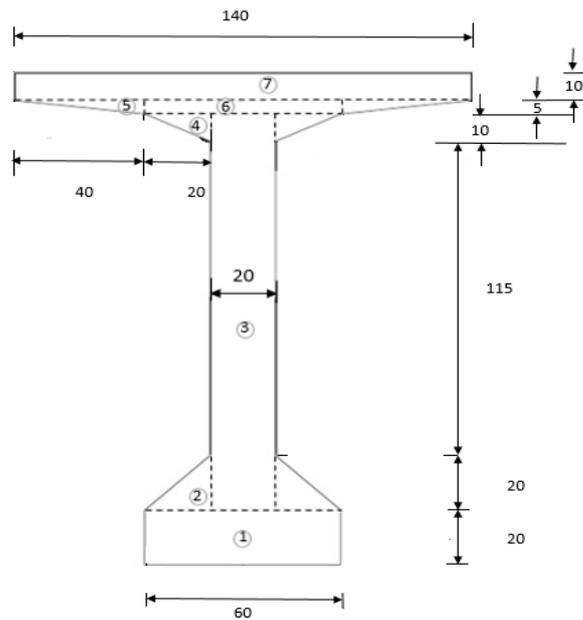


Figure III.4 : Section médiane sans hourdis

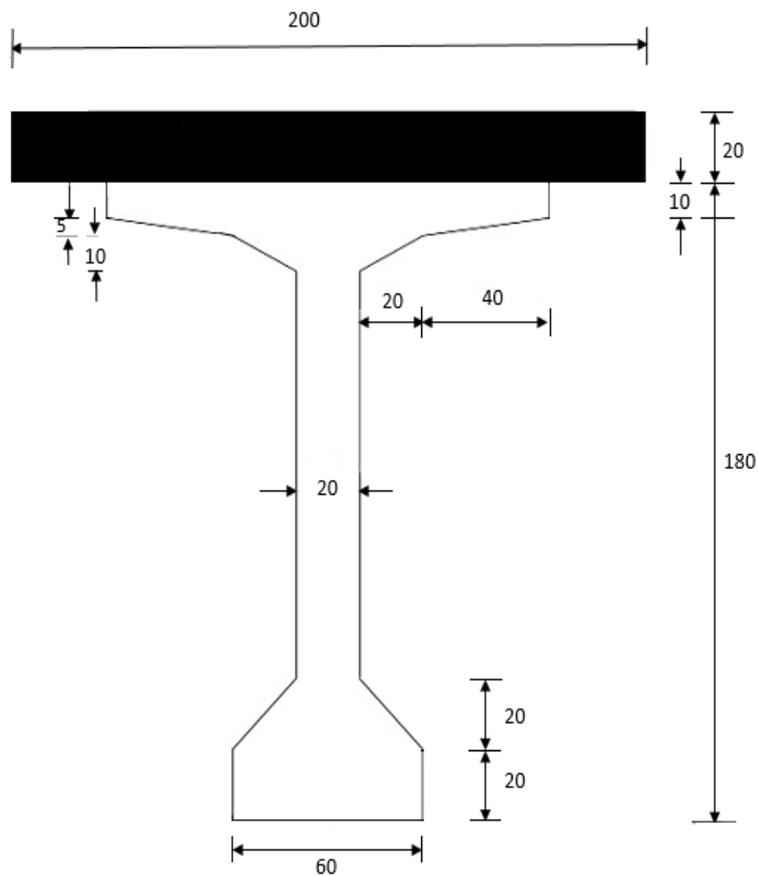


Figure III.5 : Section médiane avec hourdis

III.6.2 Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

➤ Poutre seule :

Les caractéristiques de la poutre seule à l'about sont représentées sur le tableau III.3

Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Désignation	Dimensions						
	x.y	B (cm ²)	Zi (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	di(cm)	I/g=I ₀ +Bxdi ²
1x1	(60)(165)	9900	82,5	816750	22460625	16,3136364	25095358,85
2x2	(2,5)(2,5)	6,25	164,17	1026,0625	2,17013889	-65,3563636	26698,75928
2x3	(37,5)(5)	187,5	168,33	31561,875	260,416667	-69,5163636	906358,8182
1x4	(65)(5)	325	167,5	54437,5	677,083333	-68,6863636	1533967,46
1x5	(140)(10)	1400	175	245000	11666,6667	-76,1863636	8137773,465
B brute		11818,75					
B nette		11227,813					
S/Δ brute				1148775,4			
S/Δ nette				1091336,7			
I/g brute							35700157,36
I/g nette							32130141,62

En appliquant les formules de V' , V et ρ (voir page 17).

On obtient :

$$V' = 97,1994024 \text{ cm.}$$

$$V = 82,8005976 \text{ cm.}$$

$$\rho = 0,39507351$$

$\rho = 40\%$. Donc correspond à une section normale.

➤ Poutre avec hourdis :

Les caractéristiques de la poutre avec hourdis à l’about sont représentées sur le tableau III.4

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à l’about

Désignation	Dimensions (cm)						
	X.Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=Bx Z	I ₀ (cm ⁴)	d _i (cm)	I/g=I ₀ +Bxdi ²
poutre		11818,75	97,1994024	1148775,4			35700157,36
hourdis	200.20	4000	190	760000	133333,333	69,33462268	19362492,94
B brutes		15818,75					
B nette		15027,813					
S/Δ brute				1908775,4			
S/Δ nette				1813336,7			
I/g brute							55062650,3
I/g nette							49556385,27

On obtient : $V' = 120,665377 \text{ cm.}$

$V = 79,3346227 \text{ cm.}$

$\rho = 0,38275062$

$\rho = 38\%$. Donc correspond à une section normale.

Les figures III.6 et III.7 récapitulent les dimensions de la poutre de la section d’about sans et avec hourdis.

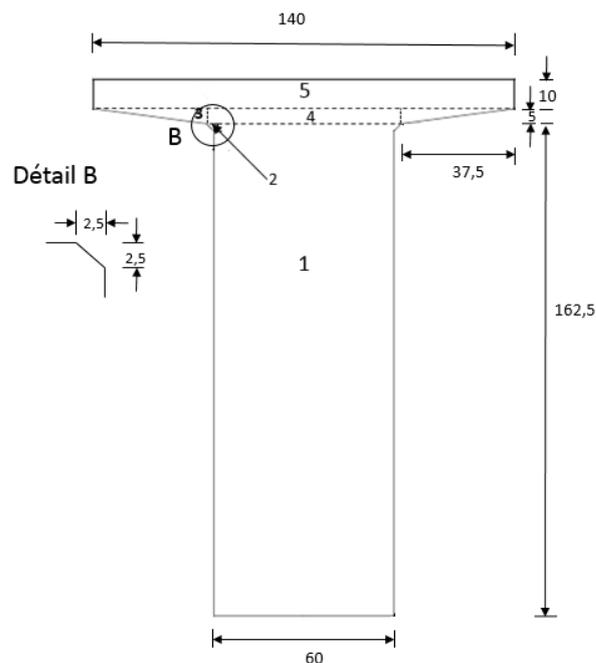


Figure III.6 : Section d’about sans hourdis

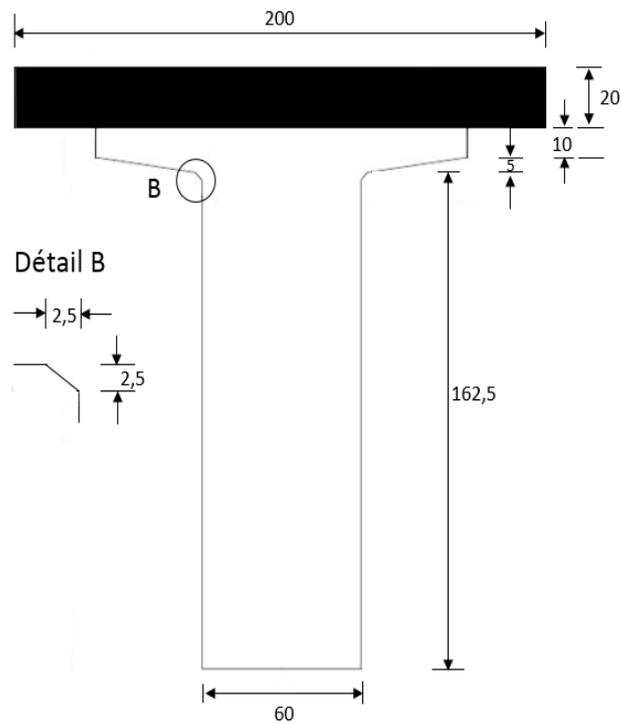


Figure III.7 : Section d'about avec hourdis

III.7 Conclusion :

Pour notre ouvrage, on prendra une épaisseur de dalle de **20 cm**, et une poutre de hauteur totale **1,80 m**. L'épaisseur de l'âme est de **60cm** à l'about, et de **20 cm** pour la section médiane.
On procèdera ensuite au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter.

IV.1 Introduction

En phase de service, l'ouvrage doit résister et tenir sous l'effet des différentes actions et sollicitations dues aux :

- Charges permanentes :
 - Le poids propre de la structure porteuse ;
 - Les compléments de charges (charges des trottoirs, revêtements, dispositifs de sécurité).
- Actions mobiles :
 - Les charges routières : sont définies souvent par un règlement, qui est dans le cas d'un pont routier le **fascicule 61 titre II, [RPOA]** ;
 - Les charges climatiques : essentiellement vent et température ;
 - Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme. La prise en compte de l'action des séismes est définie par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99**).

IV.2 Caractéristiques du pont

Les ponts route sont classés en trois catégories en fonction de la largeur roulable et de leur destination. Dans notre cas les caractéristiques sont :

IV.2.1 Largeur roulable (L_r)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou de bordures. Dans notre projet, elle est égale à :

$$L_r = 14.5 \text{ m}$$

IV.2.3 Largeur chargeable (L_c)

Elle se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière, barrière) lorsqu'il existe.

$$L_c = 13.5 \text{ m}$$

IV.2.4 Nombre de voies (N)

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

$$N = E(L_c/3) = 4 \text{ voies}$$

IV.2.5 Largeur de voie (L_v)

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_v = L_c/N = 3.375 \text{ m}$$

IV.2.6 Classe du pont

Les spécifications pour classer les ponts sont :

- $L_r \geq 7.00m \rightarrow$ un pont de 1ère classe.
- $5.50 m < L_r < 7.00 m \rightarrow$ un pont de 2ème classe.
- $L_r \leq 5.50 m \rightarrow$ un pont de 3ème classe.

Pour notre projet, il s’agit d’un pont ayant une largeur roulable $L_r = 14.5m$,c’est donc un pont de 1ère classe.

IV.3 Calcul des charges

Le calcul concerne les charges permanentes et les surcharges d’exploitation

IV.3.1 Charges permanentes CP

Elles contiennent seulement le poids propre des poutres et de la dalle (tablier).

❖ **Le poids propre de la poutre**

La figure IV.1 représente la variation de la section de la poutre

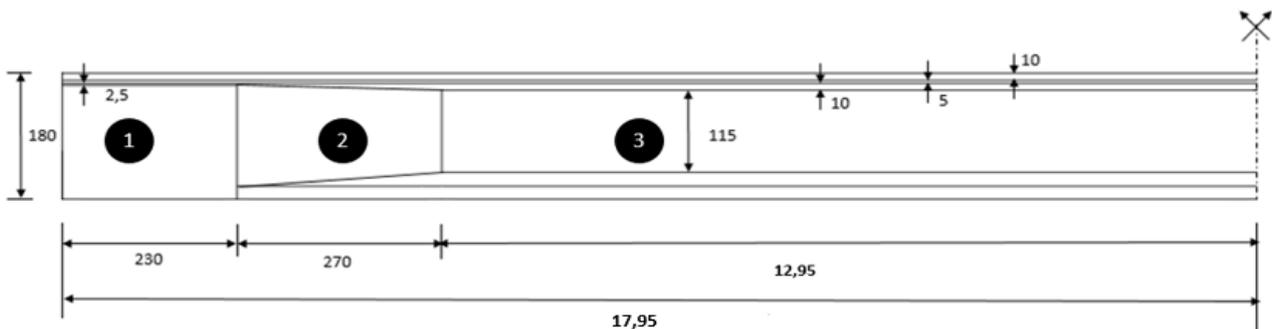


Figure IV.1 : Variation de la section de la poutre.

Notre poutre a une largeur totale de $17,95 \times 2$. Dans le tableau IV.1, nous détaillons le calcul du poids propre des poutres.

Tableau IV.1 : Poids propre de poutres.

	S_1	S_2	S_3
Section nette (m²)	1,1228	0,8749	0,627
Longueur (m)	2,3	2,7	12,95
Densité (t/m³)	2,5	2,5	2,5
Poids total (t)	68,7592		
Poids total en (t/ml)	1,9153		

N.B : Dans notre projet ; il y a **deux ponts** identiques en parallèle, donc on peut faire l’étude d’un seul tablier.

La figure IV.2 montre que le tablier est supporté par 8 poutres.

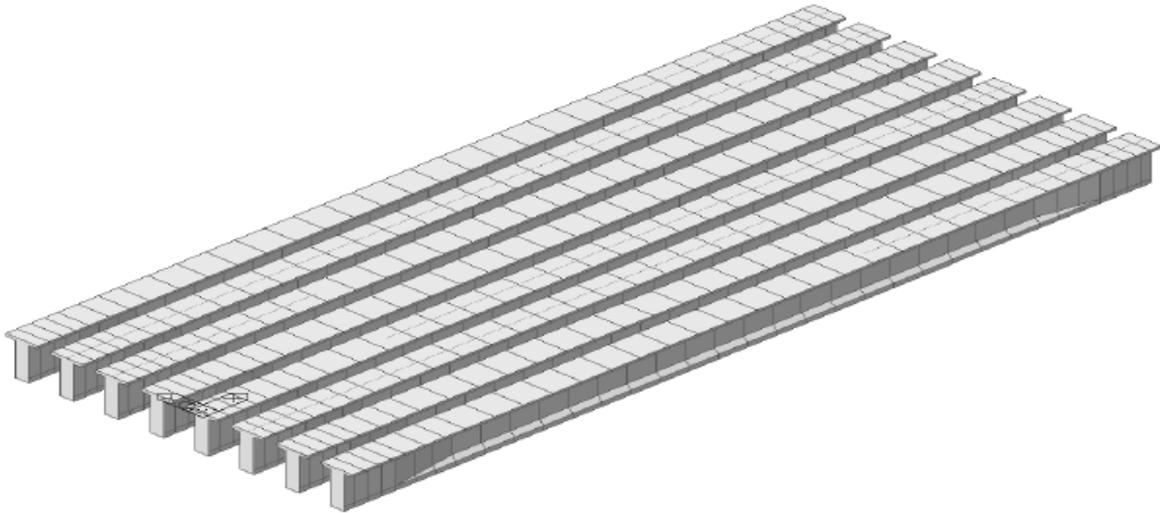


Figure IV.2 : Disposition des poutres sur l'un des tabliers.

D'où : $P_{\text{poutres}} = 1.9153 \times 8 \text{ (poutres)} = 15,3224 \text{ t/ml}$

❖ Poids propre de la dalle

On a une dalle en béton armé de **20cm** d'épaisseur (voir figure IV.3).

$$P_{\text{dalle}} = e_{\text{dalle}} \times l \times \rho_{\text{B.A}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 2.5 \times 0.20 \times 15,75 = 7,8750 \text{ t/ml.}$$

$$P_{\text{dalle}} = 7,8750 \text{ t/ml}$$

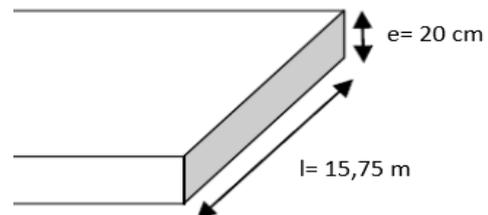


Figure IV.3 : Vue de face de la dalle

En conclusion nous aurons au total pour les charges permanentes :

$$CP = P_{\text{poutres}} + P_{\text{dalle}}$$

$$= (15,3224 + 7,8750) \text{ t/ml}$$

$$CP = 23,1974 \text{ t/ml}$$

IV.3.2 Les charges complémentaires permanentes(CCP)

Les charges permanentes complémentaires comprennent :

- Le revêtement.
- L'étanchéité
- Les corniches.
- Les garde-corps et glissière de sécurité.
- L'entretoise.

a. Poids du revêtement

On a une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de **8.5cm** d'épaisseur (voir figure IV.4)

$$P_{rev} = e \times l \times \rho_{BB}$$

Avec : $\rho_{BB} = 2,4t/m^3$, $e = 0,085m$, $l = 14,5m$

D'où : $P_{rev} = 2,9580 t/ml$

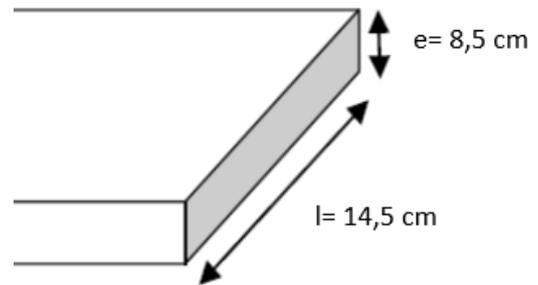


Figure IV.4 : Vue de face de revêtement

b. Etanchéité (la chape)

Une couche d'étanchéité mince de **0.5cm** d'épaisseur (voir figure IV.5).

$$P_{étan} = e \times l \times \rho_{\text{membrane d'étanchéité}}$$

Avec : $\rho_{\text{membrane d'étanchéité}} = 2,2t/m^3$,

$e = 0,005 m$, $l = 14,5m$

D'où : $P_{étan} = 0,1595 t/ml$

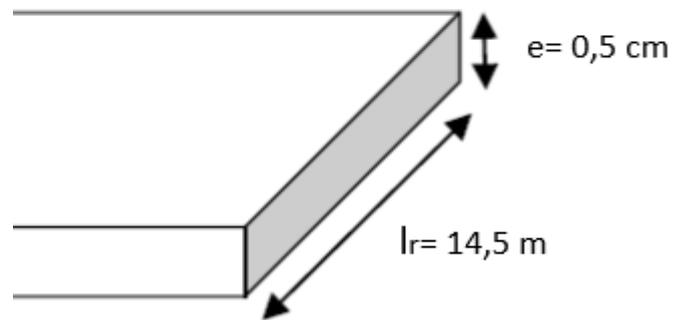


Figure IV.5 : Vue de face de l'étanchéité

c. H3 en rives de l'autoroute

Selon le fascicule 61 titre II, le poids des corniches y compris les H3, les longrines et les bordures : $P_{(cor, H3, bord, long)} = 0,8200 t/ml$

d. Barrières de sécurité

$$P_{bar\ sec} = 0,7240 t/ml$$

e. Entretoise

Les dimensions de l'entretoise sont indiquées sur la figure IV.6.

$$P_e = 0.3 \times 1.6 \times 2.5 = 1.2000 t/ml$$

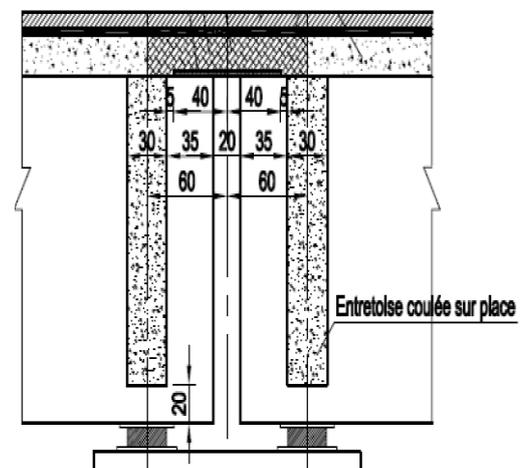


Figure IV.6 : Vue de face de l'entretoise.

Les compléments de charges total sont égaux a :

$$CCP = P_{rev} + P_{étan} + P_{(cor, H3, bord, long)} P_{bar\ sec} + P_{ent}$$

CCP = 5,8615 t/ml

Le tableau IV.2 récapitule l'ensemble des charges permanentes auxquelles est soumis notre pont.

Tableau IV.2 : Récapitulatif du poids total du tablier.

	Eléments	Poids (t/ml)
CP	Poutres	15,3224
	Dalle	7,8750
CCP	Etanchéité	0,1595
	Revêtement	2,9580
	Bordures, H3, les longrines, les corniches	0,8200
	Les barrières de sécurité	0,7240
	Entretoise x 2	2,4000
Poids total de tablier (t/ml)	30,2589	

D'où : $P = (CP + (CPP - P_{entr})) \times L_{(portée)} + P_{entr} \times L_{(longueur\ de\ l'entretoise)}$

Avec : L : portée de la travée = 36,1 m ; L : longueur de l'entretoise = 14 m

P = 1039,3063 t

IV.4 Evaluation des surcharges

D'après le fascicule **61 titre II**, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La charge routière type : A (I).
- La charge routière type : B (Bc, Bt, Br).
- La charge militaire Mc : (Mc120).
- Convoi exceptionnel : D240.
- Le vent : w.
- La température : T.
- L'effort de freinage : F.
- Le séisme : E.

IV.4.1 Système de charge A(L)

Le système A(L) se compose d'une charge uniformément répartie exprimée en (Kg/m²) dont l'intensité dépend de la longueur chargée L(m) donnée par :

$$A = 230 + 36000 / (L + 12)$$

La largeur et la longueur de la zone chargée sont choisies de manière à produire les effets maximaux sur l'ouvrage.

La valeur de $A(L)$ est majorée par deux coefficients a_1, a_2 :

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

Avec :

$A(L)$: pour une travée chargée.

L : la longueur de la portée.

L_c : la largeur chargeable.

- ❖ a_1 : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau IV.3.

Tableau IV.3 : Coefficient a_1 en fonction de la classe du pont. [RCPR]

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0,95	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Pour notre ouvrage, les valeurs de a_1 sont comme suit :

$$a_1 \begin{cases} 1 & \dots \text{pour 1 voie.} \\ 1 & \dots \text{pour 2 voies.} \\ 0,95 & \dots \text{pour 3 voies.} \\ 0,75 & \dots \text{pour 4 voies.} \end{cases}$$

- ❖ Le coefficient $a_2 = V_0 / V$

Tel que :

- V : la largeur d'une voie, soit : $V = 3,375 \text{ m}$
- V_0 : ayant les valeurs données par le tableau IV.4 :

Tableau IV.4 : Valeur de V_0 en fonction de la classe de pont. [RCPR]

Classe de pont	V_0 (m)
Première classe	3,50
Deuxième classe	3
Troisième classe	2,75

D'où : $V_0 = 3.50 \text{ m}$

Ce qui nous donne : $a_2 = 1,037$

La charge $A(L) = a_1 \cdot a_2 \cdot A \cdot L_c$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tous les résultats pour les différents cas de charges sont inscrits dans le tableau IV.5 :

Tableau IV.5 : Valeurs de A pour différentes voies chargées.

Nombre de voies	a_1	a_2	A(L) kg/m ²	A(L) t/m ²	Largeur de voie (m)	A(t/ml)
1	1	1,0370	978,4400	0,97844	3,3750	3,4244
2	1	1,0370	978,4400	0,97844	6,7500	6,8488
3	0,9	1,0370	978,4400	0,97844	10,1250	9,2459
4	0,75	1,0370	978,4400	0,97844	13,5000	10,2733

IV.4.2 Système de charges 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 Bc se compose de camions types,
- Le système Br se compose d'une roue isolée,
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

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

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé suivant le fascicule 61 titre II par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0.6}{1+4xG/S}$$

Avec :

- L : Longueur de la travée.
- G : La charge permanente de l'ouvrage.
- S : La surcharge B maximale.

IV.4.2.1 Système Bc

Un camion type du système Bc comporte 3 essieux, tous à roues simples munies de pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale.....**30t.**
- Masse portée par chaque essieu arrière**12 t.**
- Masse portée par l'essieu avant.....**6 t.**
- Longueur d'encombrement**10, 5 m.**
- Largeur d'encombrement.....**2, 5m.**
- Distance des essieux arrière.....**1.5m.**
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière**4,5 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu**2 m.**
- Surface d'impact d'une roue arrière.....**carré de 0.25m de côté.**
- Surface d'impact d'une roue avant.....**carré de 0,20 m de côté.**

➤ **Disposition dans le sens transversal :**

Le nombre maximal de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation ; il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible. Les files peuvent être accolées ou non.

➤ **Disposition dans le sens longitudinal :**

Le nombre de camions est limité à deux ; la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

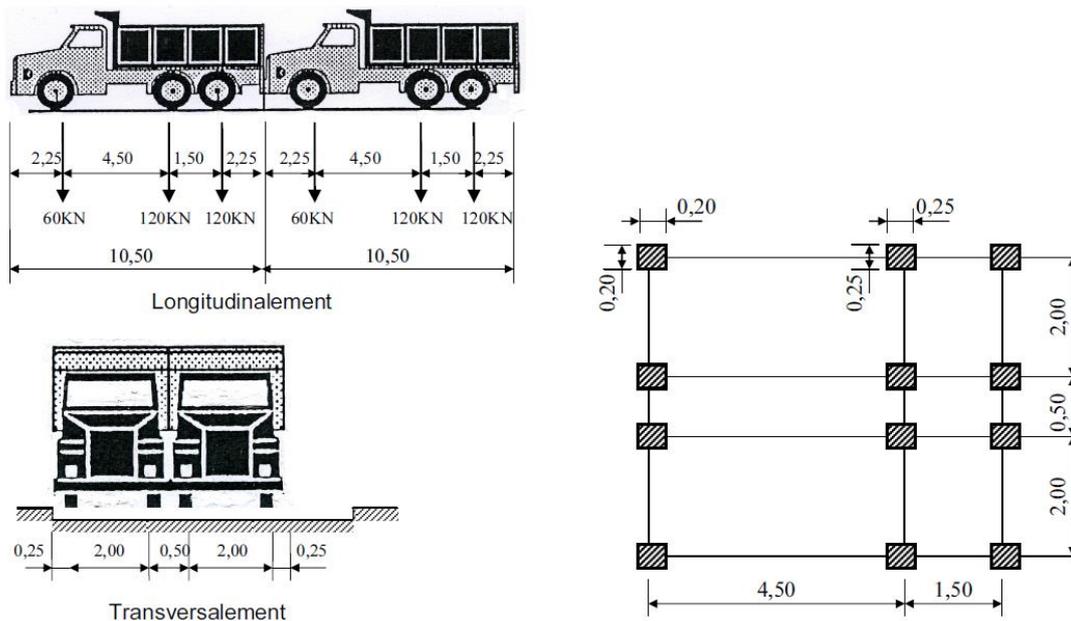


Figure IV.7: Disposition de la charge Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc qui est donné dans le tableau IV.6 :

Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient bc.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1.0	1.0	-	-	-
3	1.0	0.8	-	-	-

Pour notre ouvrage, les valeurs de bc sont comme suit :

$$bc \begin{cases} 1,2 & \dots\dots \text{pour 1 file.} \\ 1,1 & \dots \text{ pour 2 files} \\ 0,95 & \dots \text{ pour 3 files} \\ 0,8 & \dots \text{ pour 4 files} \end{cases}$$

➤ **Application à notre projet (pour L =36,1 m) :**

G = 1039,3063 t

• Une voie chargée :

- **S (bc) = 1,2×60 = 72 t**
- $\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 36,1} + \frac{0,6}{1+4 \times 1039,3063/72} = 1,0589$
- Charge par essieu (t) :
 - E. Avant = n x 6 x δ_{bc} x bc (n est le nombre de files) = 7,6239 t
 - E. Arrière = n x 12 x δ_{bc} x bc = 15,2478 t

• Deux voies chargées :

- **S (bc) = 2×1,1×60 = 132 t**
- $\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 36,1} + \frac{0,6}{1+4 \times 1039,3063/132} = 1,0671$
- Charge par essieu (t) :
 - E. Avant = n x 6 x δ_{bc} x bc (n est le nombre de files) = 14,0861 t
 - E. Arrière = n x 12x δ_{bc} x bc = 28,1721 t

Avec la même procédure on calcule pour la 3^{ème} et la 4^{ème} voie,

Les résultats sont récapitulés dans le tableau IV.7 :

Tableau IV.7 : Coefficient de majoration dans le système Bc (δ_{Bc}).

Cas de chargement	bc	B	S _{bc}	l(m)	G(t)	δ_{bc}
Une file	1,2	60	72	36,1	1039,3063	1,0589
Deux files	1,1	120	132	36,1	1039,3063	1,0671
Trois files	0,95	180	171	36,1	1039,3063	1,0724
Quatre files	0,8	240	192	36,1	1039,3063	1,0751

Et le tableau IV.8 donne la charge obtenue par essieu.

Tableau IV.8 : Charge de système Bc par essieu.

Charge par essieu (t)		
1	E. avant	7,6239
	E. arrière	15,2478
2	E. avant	14,0861
	E. arrière	28,1721
3	E. avant	18,3375
	E. arrière	36,6749
4	E. avant	20,6429
	E. arrière	41,2857

IV.4.2.2 Système Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 10 t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut-être placé n'importe où sur la largeur roulable.

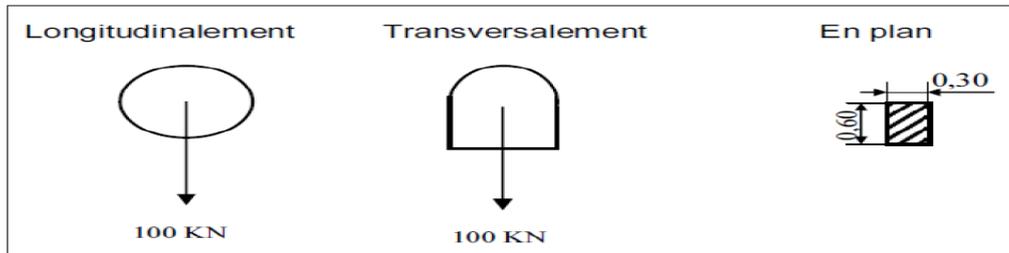


Figure IV.8: Dimensions de Br.

✓ Calcul de coefficient de majoration δ_{Br} :

Pour notre ouvrage, les résultats sont inscrits dans le tableau IV.9 :

Tableau IV 9 : Valeurs du coefficient de majoration Br.

Chargement Br	S_{br} t	L(m)	G (t)	δ_{br}
	10	36,1	1039,3063	1,0501

IV.4.2.3 Système Bt

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

Un tandem du système comporte deux essieux à roues simples munies de pneumatiques qui répondent aux caractéristiques suivantes (figure IV.9) :

- Charge portée par chaque essieu.16 t
- Distance des deux essieux.1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.2 m.

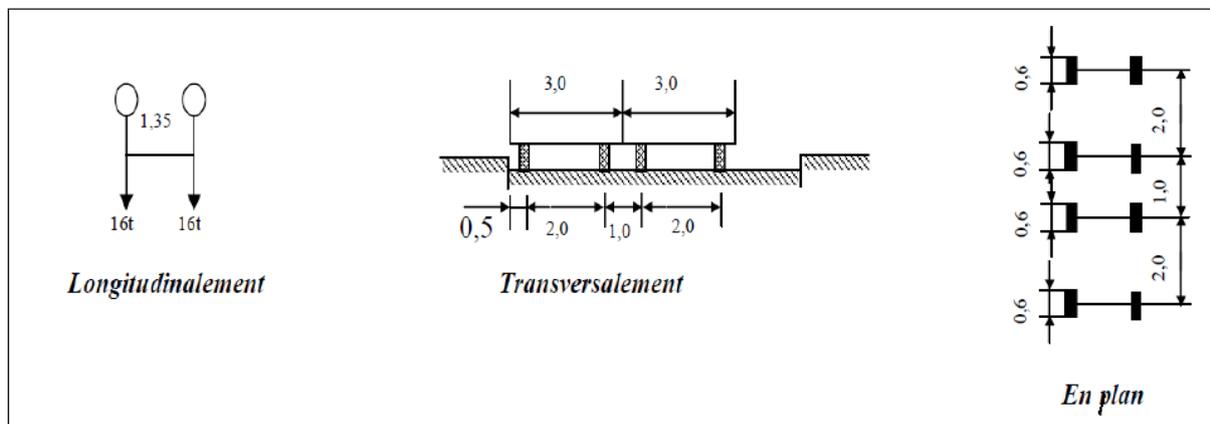


Figure IV.9 : Système Bt.

La valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt, donné dans le tableau IV.10 :

Tableau IV.10 : Valeur de bt. [RCPR]

Classe de pont	bt
1 ^{ère} classe	1,20
2 ^{ème} classe	1,00

✓ Calcul du coefficient de majoration δ_{Bt} :

Soit S_{Bt} la charge maximale qu'on peut placer sur le pont multipliée par bt :

$$S_{Bt} = B \times b_t$$

Les résultats sont donnés dans le tableau IV.11 :

Tableau IV.11 : Valeurs du coefficient de majoration pour le système Bt (δ_{Bt}).

Cas de chargement	bt	Sbt (t)	L(m)	G(t)	δ_{bt}	Charge/essieu (t)
Un tandem	1,2	38,4	36,1	1039,3063	1,0609	20,3691
Deux tandems	1,2	76,8	36,1	1039,3063	1,0663	40,9453
Trois tandems	1,2	115,2	36,1	1039,3063	1,0716	61,7230
Quatre tandems	1,2	153,6	36,1	1039,3063	1,0768	82,6967

IV.4.3 Système militaire Mc 120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que ceux définis précédemment (A et B). Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles (voir figure IV.10) et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale110 t
- Longueur d'une chenille6,10 m
- Largeur d'une chenille.1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles.3,30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

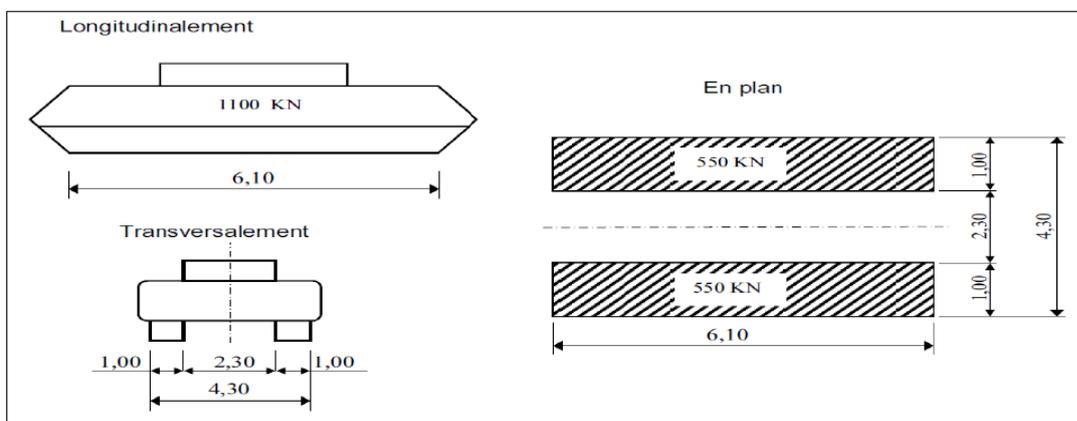


Figure IV.10 : Système Mc 120.

- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convois est illimité tel que la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

a. Coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système Mc 120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ tel que :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0.6}{1+\frac{4xG}{S}}$$

Avec :

- L : Longueur de la travée chargée.
- G : Charge permanente de l'ouvrage.
- S : Charge maximale pour Mc 120, tel que : S=110 t.

b. La charge majorée de Mc120 :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau IV.12

Tableau IV.12 : Coefficient de majoration dans le système Mc (δ_{Mc120}).

Chargement	S_{Mc}	L(m)	G(t)	δ_{Mc}	P_{Mc} (t) : charge par chenille	P_{Mc} (t/ml)
Mc 120	110	36,1	1039,3063	1,0641	117,0541	19,1892

IV.4.4 Convois exceptionnels

Ce sont les convois de type D ou E.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majoration pour effets dynamiques. Elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

a. Convoi type D

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types D280 ou D240.

Prenant le cas le plus défavorable, la charge maximale de ce convoi type par mètre linéaire est celle correspondant au convoi type **D240**.

➤ **Convoi type D240**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois (03) éléments, de quatre (04) lignes à deux (02) essieux de 240 t. Il répond aux caractéristiques suivantes (figure IV.11) :

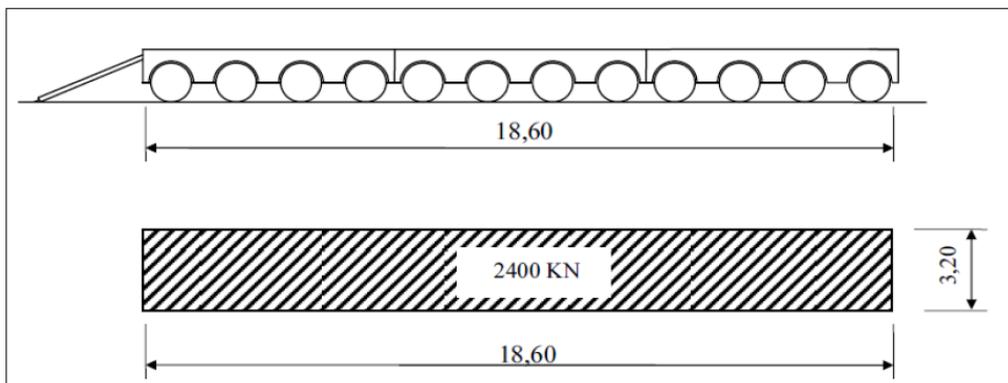


Figure IV.11 : Convoi type D240.

La charge maximale de système D240 est égale à : $S_{D240} = 240 \text{ t}$.

Soit par mètre linéaire $S_D = 240 / 18.6 = 12.9 \text{ t/ml}$

b. Convoi type E

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types E400 ou E360. Le convoi type E400 ou E360 est supposé seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. En Prenant le cas le plus défavorable, la charge maximale de ce convoi type par mètre linéaire est celle correspondant au convoi type E360.

➤ Convoi type E360

Le convoi type E360 comporte une remorque de trois (03) éléments, de quatre (04) lignes à trois (03) essieux. Il répond aux caractéristiques suivantes (figure IV.12) :

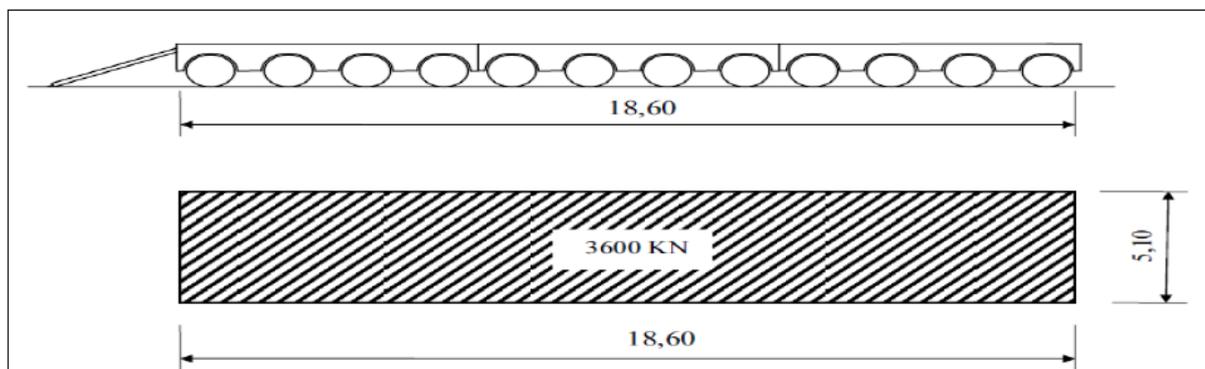


Figure IV.12 : Convoi type E360.

La charge maximale du système E est égale à : $S_E = 360 \text{ t}$.

Soit par mètre linéaire $S_E = 360 / 18.6 = 19.35 \text{ t/ml}$

IV. 5 Autres surcharges

IV.5.1 Surcharges sur trottoir

Nous appliquons sur les trottoirs réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes une charge uniforme de 150 kg/m^2 , de façon à produire l'effet maximal envisagé. Puisque, pour notre cas, on a un seul trottoir, alors :

$$S_T = 0.15 \times 0.75 = 0.1125 \text{ t/ml}$$

IV.5.2 Le vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée sur toute la surface de la structure, et il développe une pression de :

- 0.200 t/m^2 lorsque l'ouvrage est en service.
- 0.125 t/m^2 lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

IV.5.3 La température

➤ Variations linéaires

La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : pour la région de BEJAIA $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$.

➤ **Gradient thermique**

Le gradient thermique est la différence de température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados. Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

En général, les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique sont données dans le tableau IV.13 :

Tableau IV.13 : Valeurs de gradient thermique "ΔT". [RCPR]

	En phase de construction (C°)	Gradient en phase de service (C°)
Type 1 (tablier métallique)	± 18	± 10
Type 2 (tablier mixte)	± 15	± 8
Type 3 (tablier en béton)	±12	± 7

IV.5.4 Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage qui sont des efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre de sens de circulation.

Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage (voir tableau IV.14 et IV.15) :

Tableau IV.14 : Effort de freinage au système A(L). [RCPR]

Effort de freinage au système A(L)							
Nombre de voies	A (t/ml)	A (t)	Lv (m)	L(m)	S (m ²)	F=1/ (20+0.0035xS)	Hf en (t)
					S= Lv x L		Hf = Fx A
1	3,4240	123,6064	3,3750	36,1000	121,8375	0,0490	6,0513
2	6,8490	247,2489	6,7500	36,1000	243,6750	0,0480	11,8568
3	9,2460	333,7806	10,1250	36,1000	365,5125	0,0470	15,6857
4	10,2730	370,8553	13,5000	36,1000	487,3500	0,0461	17,0856

Tableau IV.15 : Effort de freinage au système Bc. [RCPR]

Effort de freinage au système Bc			
Nombre de voies chargées	bt	P bt (t)	Hf en (t)
1	1,2	30	36
2	1,1	30	33
3	0,95	30	28,5
4	0,8	30	24

IV.5.5 Evaluation des actions accidentelles

Les actions sismiques sont classées parmi les actions accidentelles et elles sont déterminées suivant les formules indiquées dans les règlements parasismiques des ouvrages d'art. (R.P.O.A).

➤ Action sismique

Notre ouvrage étant un pont routier est classé dans le groupe **1** (pont très important), zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).

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 (voir tableau IV.16) :

Tableau IV.16 : Coefficient d'accélération de zone 'A'. [RPA]

Groupe du pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Alors pour notre ouvrage, $A = 0.25.g$

IV.6 Combinaisons des charges

V.6.1 Coefficients de majoration

Les coefficients de majoration à l'E.L.U, l'E.L.S et l'E.L.A sont mentionnés dans le tableau IV.17 :

Tableau VI.17: Valeurs des coefficients de majoration.

	ELU	ELS
Poids propre(G)	1.35	1.00
Surcharge A(L)	1.6	1.20
Système Bc	1.6	1.20
Système Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
Gradient thermique ΔT	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharge sur les trottoirs S(t)	1.60	1.20
Le séisme (E)	/	/

V.6.2 Les combinaisons de charges

a. Combinaison des charges à l'E.L.S : G+1.2Q

$$G+ 1.2 (A (l) +S_T)$$

$$G+1.2(BC+S_T)$$

$$G+ Mc 120$$

$$G+ D 240$$

b. Combinaison des charges à l'E.L.U : 1.35 G+1.6 Q

$$1.35 G + 1.6 (A (l) +S_T)$$

$$1.35G +1.6(BC+S_T)$$

$$1.35 G + 1.35 Mc120$$

$$1.35 G + 1.35 D240$$

IV.7 LES MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX

IV.7.1 Moments fléchissants dus au poids propre

En utilisant la méthode de la RDM

On trouve que le moment fléchissant est sous la forme suivante :

$$M(x) = q \frac{L}{2} (x) - q \cdot x^2/2$$

Avec :

$$q = 30,2589 \text{ t}$$

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2}$$

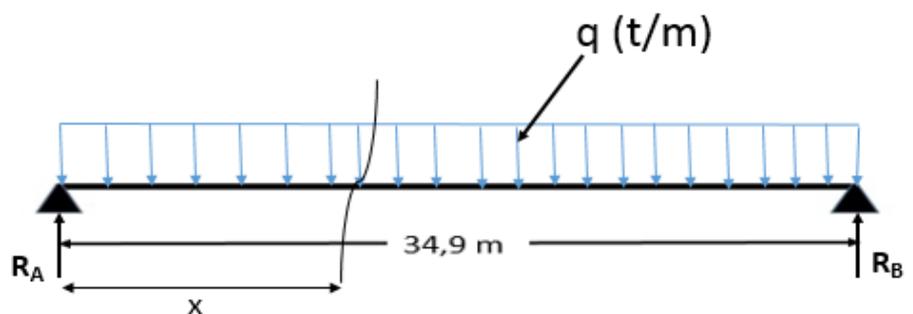


Figure IV.13 : Coupe longitudinale de la poutre

Les valeurs du moment fléchissant pour diverses sections sont représentées dans le tableau IV.18

Tableau IV.18 : Moment fléchissant dû aux poids propre.

Position de la section	M(x) en (t.m)
x=0 L	0
x=0,25 L	3455,2165
x=0,5L	4606,9553

IV.7.2 Moments fléchissants longitudinaux dus aux surcharges

Utilisation des lignes d'influence

La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre ; pour une poutre isostatique, cette courbe est formée de deux droites. Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force F dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément, c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

IV.7.2.1 Moment fléchissant à $x = 0.5L$

a) Surcharge $A(L)$

$$y_0 = \frac{a \times b}{L} ; a = b = 17,45 \text{ m} ; L = 34,9 \text{ m}.$$

$$y_0 = 8,725$$

$$\text{Surface} = 2 \cdot (Y_0 \times a) / 2 = \mathbf{152,251 \text{ m}^2}$$

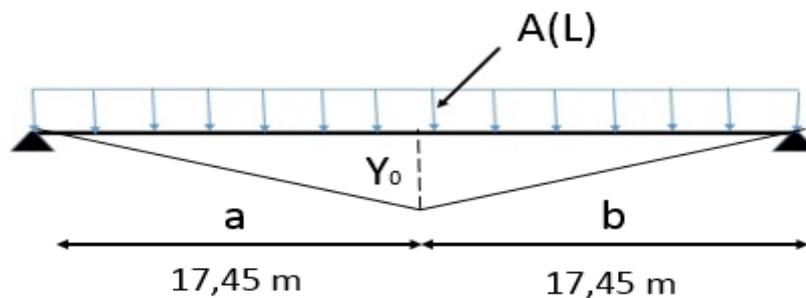


Figure IV.14: Ligne d'influence sous le chargement $A(L)$.

Tableau IV.19 Moment fléchissant dû à la surcharge $A(L)$ pour $x = L/2$.

Nombre de voies	$A(L)$ (t.ml)	S (m ²)	$M(x=0,5)$ (t.m)
1	3,4240	152,2510	521,3083
2	6,8490	152,2510	1042,7437
3	9,2460	152,2510	1407,7041
4	10,2730	152,2510	1564,1156

b) Surcharge due au système B

b-1) Surcharge Bc

Pour le système **bc**, nous utilisons le théorème de **BARRE** pour déterminer la section dangereuse de la poutre.

Le théorème s'annonce comme suit :

Le moment maximum dans la poutre est atteint lorsque la résultante R et l'un des essieux sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre. Le moment maximum est ainsi obtenu sous l'essieu en question.

$$M(\max) = \sum_{i=1}^n p_i \cdot y_i$$

Tel que :

y_i : les ordonnées.

P_i : la charge appliquée.

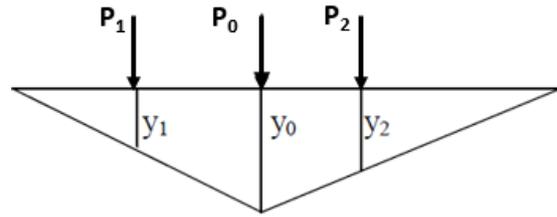


Figure IV.15: Les charges et leurs ordonnées.

1er cas : R se trouve à droite de l'axe médian ; le moment maximal est obtenu au droit de L'essieu de 12 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de la position de la résultante R du convoi :

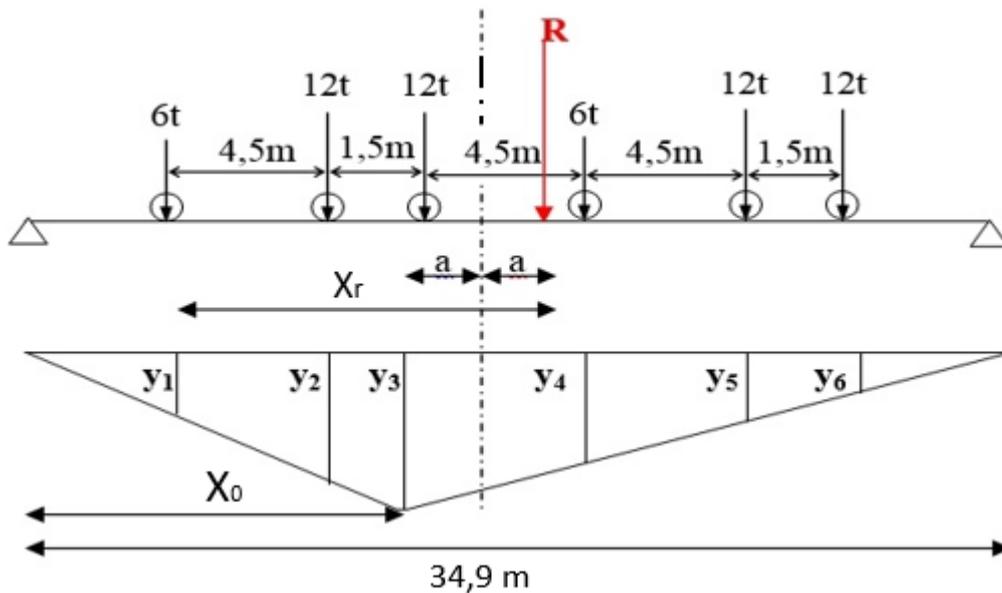


Figure IV.16: Résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc.

- Détermination de « a » :

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5 = R \cdot x_r$$

$$R \cdot x_r = 567 \text{ t.m, or : } R = \sum P_i = 60 \text{ t} \Rightarrow x_r = 9.45 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } 2a = X_r - 6 = 3.45 \text{ m} \Rightarrow a = 1.725 \text{ m}$$

Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_3 = x_0(L-x_0) / L \quad \text{tel que : } x_0 = L/2 - a$$

$$AN / x_0 = 17.45 - 1.725 = 15.725 \text{ m}$$

$$Y_3 = 15.725(34.9 - 15.725) / 34.9$$

$$Y_3 = 8.64 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique le théorème de Thalès.

Tableau IV.20 : Calcul des ordonnées.

y1	y2	y3	y4	y5	y6
5,3400	7,8200	8,6400	6,6100	4,5800	3,9100

Moment fléchissant :

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 6 \times 5,34 + 12 \times 7,82 + 12 \times 8,64 + 6 \times 6,61 + 12 \times 4,58 + 12 \times 3,91 = \mathbf{371,1 \text{ t.m}}$$

2^{ème} cas : R se trouve à gauche de l'axe médian ; le moment maximal est obtenu au droit de L'essieu de 6 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de la position de la résultante R du convoi :

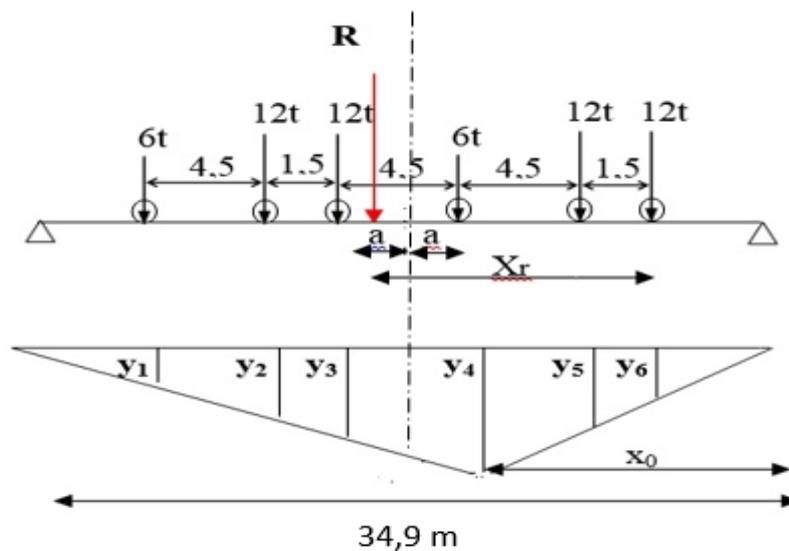


Figure IV.17: Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc.

- Détermination de « a » :

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 12 \times 1,5 + 6 \times 6 + 12 \times 10,5 + 12 \times 12 + 6 \times 16,5 = R \cdot x_r$$

$$R \cdot x_r = 423 \text{ t.m, or : } R = \sum P_i = 60 \text{ t} \Rightarrow x_r = 7,05 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } 2a = x_r - 6 = 1,05 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{a = 0,5250 \text{ m}}$$

Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_4 = x_0(L-x_0) / L \quad \text{tel que : } x_0 = L/2 - a$$

$$AN / x_0 = 17,45 - 0,525 = 16,9250 \text{ m}$$

$$Y_4 = 16,925 \cdot (34,9 - 16,925) / 34,9$$

$$\mathbf{Y_4 = 8,7170 \text{ m}}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique le théorème de Thales.

Tableau IV.21 : Calcul des ordonnées.

y1	y2	y3	y4	y5	y6
3,6250	5,8070	6,5340	8,7170	6,3990	5,6270

Moment fléchissant :

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 6 \times 3,625 + 12 \times 5,807 + 12 \times 6,534 + 6 \times 8,717 + 12 \times 6,399 + 12 \times 5,62$$

$$M_2 = \mathbf{366,4560 \text{ t.m}}$$

On conclut que le cas le plus défavorable est celui du **1^{er} cas** (résultante à droite de l'axe de la poutre).

Tableau IV.22 : Moment fléchissant maximum sous le système Bc.

Nombre de voie	δ_{bc}	M (t.m)	bc	M (max) t.m
1	1,0589	370,1	1,2	470,2787
2	1,0671	740,2	1,1	868,8542
3	1,0724	1110,3	0,95	1131,1514
4	1,0751	1480,4	0,8	1273,2624

Avec : $M_{max} = M \times bc \times \delta_{bc}$

$$M = P \sum Y_i$$

$$Y_1 + Y_4 = 5,34 + 6,61 = 11,95$$

$$Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 7,82 + 8,64 + 4,58 + 3,91 = 24,95$$

$$M = P \text{ e. avant } (Y_1 + Y_4) + P \text{ e. arrière } (Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6)$$

Tableau IV.23: Moment fléchissant par poutre sous le système Bc.

Nombre de voie	δ_{bt}	Essieu	p(t)	Y_i	M(t,m)	M/ n
1	1,0589	E.AV	7,6239	11,95	471,5382	58,9423
		E.AR	15,2478	24,95		
2	1,0671	E.AV	14,0861	11,95	871,2228	108,9028
		E.AR	28,1721	24,95		
3	1,0724	E.AV	18,3375	11,95	1134,1719	141,7715
		E.AR	36,6749	24,95		
4	1,0751	E.AV	20,6429	11,95	1276,7609	159,5951
		E.AR	41,2857	24,95		

Avec : **n** : nombre de poutre égal à **8**

b-2)-Système Br

- Moment fléchissant sera nul aux extrémités.
- Moment fléchissant à $x=0,5L$:
 $Y = (L/2) (L/2)/L = (34,9/2)^2/34,9$
 $\Rightarrow Y = \mathbf{8.725 \text{ m}}$

Le moment sera maximal à mi- travée

Sa valeur vaut :

$$M_{max} = P \times Y = 10 \times 8.725 = \mathbf{78.25 \text{ t.m}}$$

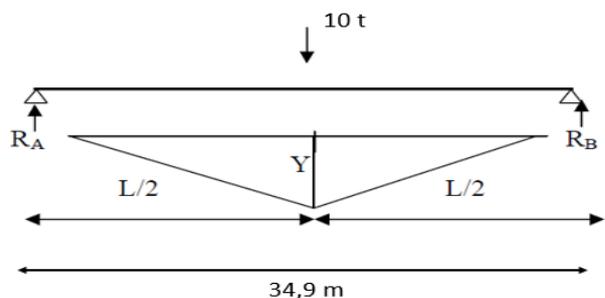


Figure IV.18: Poutre sous le chargement Br.

b-3) Surcharge Bt

Un seul cas se présente pour la position de la résultante R par rapport à l'axe de la poutre

Détermination de a :

$$2a = (1.35 \times 16) / 34,9 = 0,618$$

$$a = 0,309$$

$$y_1 = 8,722 \text{ et } y_2 = 8,06$$

$$M = \sum P_i \cdot y_i$$

$$M = 16 \cdot (8,722 + 8,06)$$

$$M_{\max} = 268,512 \text{ t.m}$$

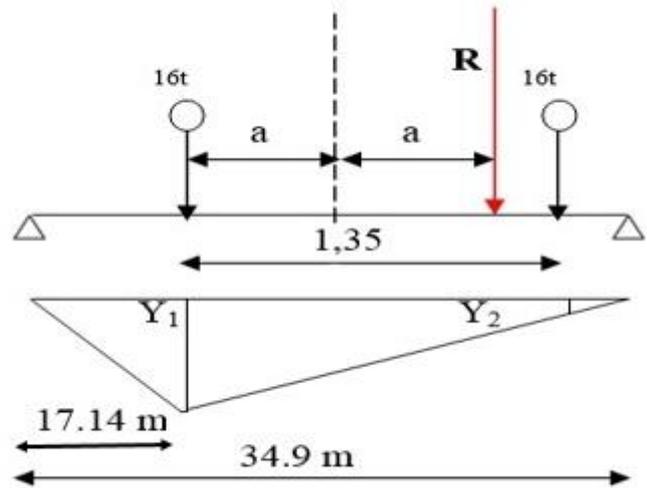


Figure IV.19: Position de la résultante, système Bt.

Tableau IV.24 : Moment fléchissant maximum sous le système Bt.

	δ_{bt}	M_{\max}	bt	$M_{Bt\max}$ (t.m)
Un tandem	1,0609	268,5120	1,2	341,8373
Deux tandems	1,0663	537,0240	1,2	687,1544
Trois tandems	1,0716	805,5360	1,2	1035,8549
Quatre tandems	1,0768	1074,0480	1,2	1387,8419

Avec : $M_{Bt\max} \text{ (t.m)} = \delta_b \cdot bt \cdot M_{\max}$

c) Système militaire Mc 120

Moment fléchissant sera nul aux extrémités.

Moment fléchissant à $x=0.5L$:

$$R_A = R_B = \frac{19,19 \times 6,1}{2} = 58,5295 \text{ t}$$

$$M = R_A \cdot x - q \cdot (3.05^2/2)$$

$$= 58,5295 \times 17,45 - 19,19 \cdot (3.05^2/2)$$

$$= 932,0823 \text{ t.m}$$

D'où : $M_{c120\max} = 932.0823 \text{ t.m}$

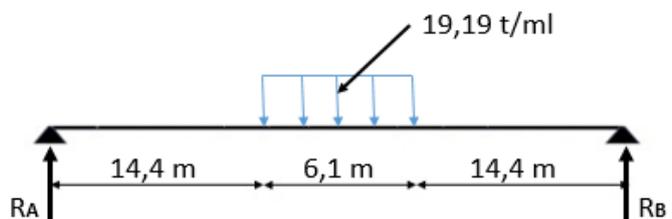


Figure IV.20: Poutre sous le chargement Mc120.

d) Système D240

$R_A = R_B = 119,97 \text{ t}$

Moment fléchissant à $x=0.5L$:

$M = R_A \cdot x - q \cdot (9.3^2/2)$

$M = 119,97 \times 17,45 - 12,9 \times (9.3^2/2)$

$M_{\max} = 1535,6160 \text{ t.m}$

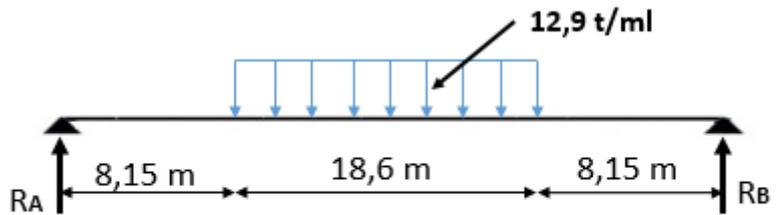


Figure IV.21: Poutre sous le chargement D240.

Tableau IV.25 : Récapitulatif de moment dû aux surcharges à $x = 0.5L$.

Surcharge		P(t) en t/ml	M (t.m)	M0 =M/8(t.m)	
A(L)	1 voie	3,4244	521,3083	65,1635	
	2 voies	6,8488	1042,7437	130,3430	
	3 voies	9,2459	1407,7041	175,9631	
	4 voies	10,2733	1564,1156	195,5145	
Bc	1 file	E. avant	7,6239	471,5382	58,9423
		E. arrière	15,2478		
	2 files	E. avant	14,0661	871,2228	108,9028
		E. arrière	28,1721		
	3 files	E. avant	18,3375	1134,1719	141,7715
		E. arrière	36,6749		
	4 files	E. avant	20,6429	1276,7609	159,5951
		E. arrière	41,2857		
Bt	Un tandem		16	341,8373	42,7297
	Deux tandems		16	687,1544	85,8943
	Trois tandems		16	1035,8549	129,4819
	Quatre tandems		16	1387,8419	173,4802
Br		10	78.2500	9,7813	
Mc 120		19,19	932,0823	116,5103	
D240		12,9	1535,6160	191,9520	

IV.8 LES EFFORTS TRANCHANTS

IV.8.1 Effort tranchant dû au poids propre

En utilisant la méthode de la RDM :

$$R_A = R_B = q \cdot \frac{L}{2}$$

$$T(x) = R_A - q \cdot x$$

- $R_A = R_B = 528,0178 \text{ t}$

- $T(x=0 \text{ L}) = R_A = 528,0178 \text{ t}$

- $T(x=0,25 \text{ L}) = R_A - q \cdot (4,3635) = 264,0089 \text{ t}$

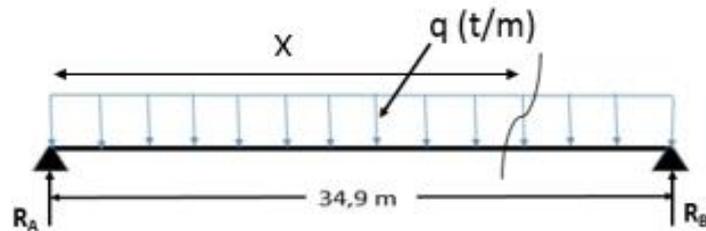


Figure IV.22: Poutre sous la charge du poids propre.

Tableau IV.26 : Effort tranchant dû aux poids propre.

Position de la section	T(x) en (t)
x=0 L	528,0178
x=0,25 L	264,0089
x=0,5L	0

IV.8.2 Effort tranchant dû au surcharge

a) Surcharges A (L) :

$$R_A = R_B = q \cdot \frac{L}{2}$$

$$T(x) = R - A(L) \cdot x$$

- Pour une voie :

- $R_A = R_B = 59,756 \text{ t}$

$T(x=0) = R_A = 59,7560 \text{ t}$

$T(x=0,25L) = R_A - A(L) \cdot (4,363) = 59,756 - 3,424 \cdot (4,363) = 44,8170 \text{ t}$

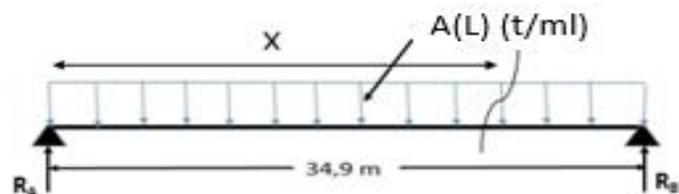


Figure IV.23 : Poutre sous la surcharge A(L).

Le calcul se fait de la même manière pour les autres cas, les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau IV.27 : Effort tranchant dû à la surcharge A(L).

Nombre de voie	L/2	A(L) t/m	R(A) t	T (x=0) t	0,25 L	T(x=0,25 L) t
1	17,45	3,4244	59,7561	59,7561	4,3635	44,8171
2	17,45	6,8488	119,5122	119,5122	4,3635	89,6341
3	17,45	9,2459	161,3414	161,3414	4,3635	121,0061
4	17,45	10,2733	179,2683	179,2683	4,3635	134,4511

b) Système de charge B

b-1) Système Bc :

Pour x=0L :

$$R_A + R_B = 60 \text{ t}$$

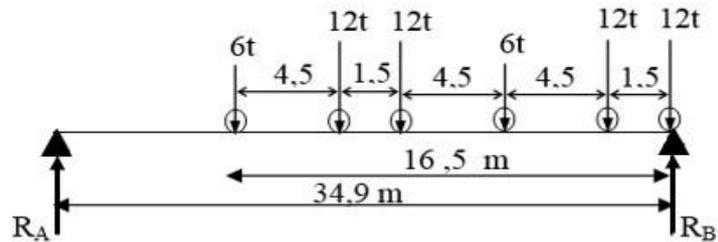


Figure IV.24: Poutre sous la surcharge Bc à (x=0L).

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 34,9 = 12 \times 1,5 + 6 \times 6 + 12 \times 10,5 + 12 \times 12 + 6 \times 16,5 = 423 \text{ t.m}$$

$$T_A = R_A = 12,12 \text{ t et } T_B = R_B = 47,88 \text{ t}$$

Pour une voie : $T(x=0 L) = R_B = 47,88 \text{ t}$.

$$\begin{aligned} T_{\max}(x=0 L) &= T \times \delta_{bc} \\ &= 47,88 \times 1,0587 \\ &= 50,691 \text{ t} \end{aligned}$$

Tableau IV.28 : Effort tranchant dû à la surcharge Bc à (x=0L).

Nombre de voie	T (t)	δ_{bc}	T(max) t
1	47,88	1,0589	50,7001
2	95,76	1,0671	102,1855
3	143,64	1,0724	154,0395
4	191,52	1,0751	205,9032

Pour x= 0.25 L :

$$R_A + R_B = 60 \text{ t}$$

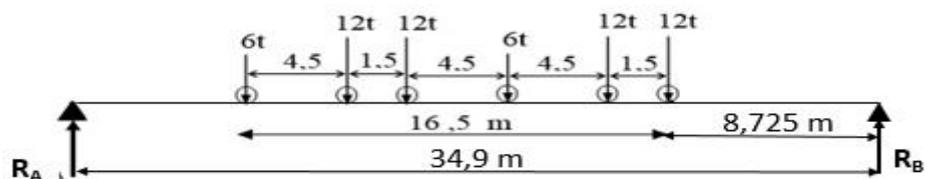


Figure IV.25 : Poutre sous la surcharge Bc à (x=0,25L).

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times 34,9 = 12 \times 8,725 + 12 \times 10,225 + 6 \times 14,725 + 12 \times 19,225 + 12 \times 20,725 + 6 \times 25,225 = 946,5 \text{ t.m}$$

$$T_A = R_A = 27,12 \text{ t et } T_B = R_B = 32,88 \text{ t}$$

$$T(x=0,25) = 32,88 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} T_{\max}(x=0 L) &= T \times \delta_{bc} \\ &= 32,88 \times 1,0587 \\ &= 34,810 \text{ t} \end{aligned}$$

Tableau IV.29 : Effort tranchant dû à la surcharge Bc à (x=0,25L).

Nombre de voie	T (t)	δ_{bc}	T(max) t
1	32,88	1,0589	34,8166
2	65,76	1,0671	70,1725
3	98,64	1,0724	105,7815
4	131,52	1,0751	141,3972

b-2) Système Bt :

A : x=0 L

$R_A + R_B = 32 \text{ t}$

$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 34,9 = 16 \times 1,35$
 $T_A = R_A = 0,62 \text{ t}$ et $T_B = R_B = 31,38 \text{ t}$



Figure IV.26: Poutre sous la surcharge Bt à (x=0L).

Pour un tandem :

$T(x=0 \text{ L}) = R_B = 31,38 \text{ t}$.

$T_{\max}(x=0 \text{ L}) = T \times \delta_{bc}$
 $= 31,38 \times 1,0587$
 $= 33,288 \text{ t}$

Tableau IV.30 : Effort tranchant dû à la surcharge Bt à (x=0L).

	δ_{bt}	T	T (max)
Un tandem	1,0609	31,38	33,2910
Deux tandems	1,0663	62,76	66,9210
Trois tandems	1,0716	94,14	100,8804
Quatre tandems	1,0768	125,52	135,9466

A : x= 0.25 L

$R_A + R_B = 32 \text{ t}$

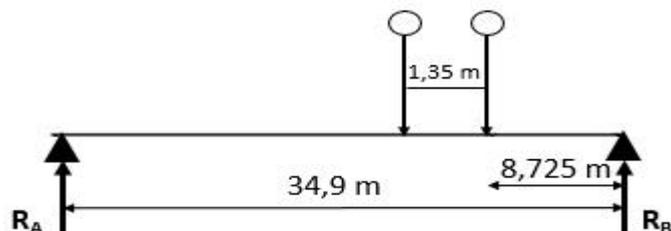


Figure IV.27: Poutre sous la surcharge Bt à (x=0,25L).

$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 34,9 = 16 \times 8,725 + 16 \times 10,075 = 300,8 \text{ t.m}$
 $T_A = R_A = 8,62 \text{ t}$ et $T_B = R_B = 23,38 \text{ t}$

Tableau IV.31 : Effort tranchant dû à la surcharge Bt à (x=0,25L).

	δ_{bt}	T (t)	T (max) t
Un tandem	1,0609	23,3800	24,8039
Deux tandems	1,0663	46,7600	49,8602
Trois tandems	1,0716	70,1400	75,1620
Quatre tandems	1,0751	93,5200	100,5434

b-3) Système Br

A : x=0 L

$T_{max} = 10 \text{ t}$

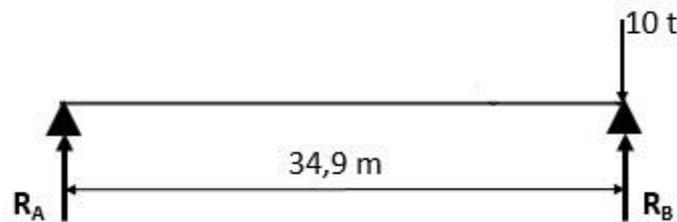


Figure IV.28 : Poutre sous la surcharge Br à (x=0 L).

A : x=0,25 L

$R_A + R_B = 10 \text{ t}$

$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 34,9 = 10 \times 8,725$

$T_A = R_A = 2,5 \text{ t}$ et $T_B = R_B = 7,5 \text{ t}$

D'où : $T_{max} = 7,5 \text{ t}$

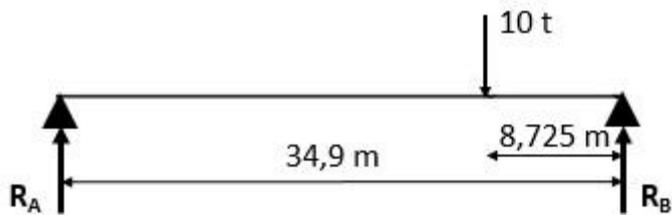


Figure IV.29: Poutre sous la surcharge Br à (x=0,25 L).

c) Surcharge Mc120

A x = 0L :

$R_A + R_B = 110 \text{ t}$

$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 34,9 = 110 \times 3,05$

$T_A = R_A = 9,61 \text{ t}$ et $T_B = R_B = 100,39 \text{ t}$

D'où : $T_{max} = 100,39 \text{ t}$

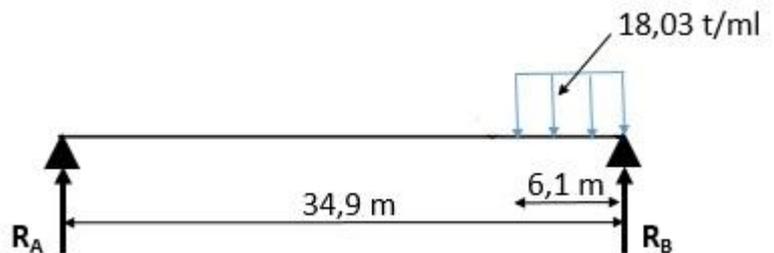


Figure IV.30: Poutre sous la surcharge Mc120 à (x=0 L).

$A x = 0,25L :$

$$R_A + R_B = 110 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 34,9 = 110 \times (3,05 + 8,725)$$

$$T_A = R_A = 37,11 \text{ t et } T_B = R_B = 72,89 \text{ t}$$

D'où : $T_{\max} = 72,89 \text{ t}$

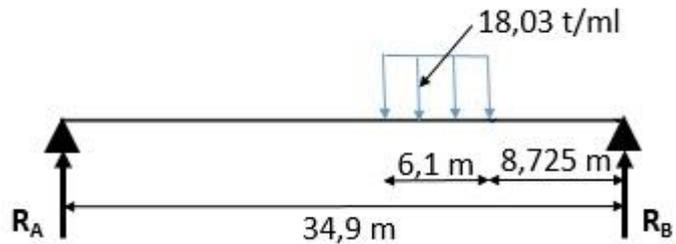


Figure IV.31: Poutre sous la surcharge Mc120 à ($x=0,25 L$).

d) Surcharge D240

$A x = 0L :$

$$R_A + R_B = 240 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 34,9 = 240 \times 9,3$$

$$T_A = R_A = 63,95 \text{ t et } T_B = R_B = 176,05 \text{ t}$$

D'où : $T_{\max} = 176,05 \text{ t}$

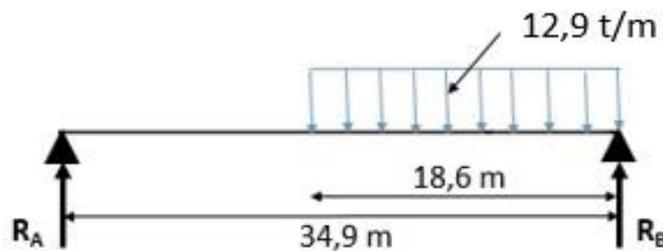


Figure IV.32: Poutre sous la surcharge D240 à ($x=0 L$).

$A x = 0,25L :$

$$R_A + R_B = 240 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 34,9 = 240 \times (8,725 + 9,3)$$

$$T_A = R_A = 123,95 \text{ t et } T_B = R_B = 116,05 \text{ t}$$

D'où : $T_{\max} = 123,95 \text{ t}$

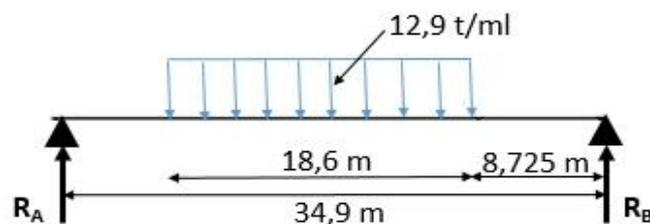


Figure IV.33: Poutre sous la surcharge D240 à ($x=0,25 L$).

Tableau IV.32: Récapitulatif de l'effort tranchant dû aux surcharges.

Surcharge		P(t) en t/ml	Pour x = 0L		Pour x = 0,25L		
			Tmax (t)	T0 = T/8 (t)	Tmax (t)	T0 = T/8 (t)	
	1 voie	3,4244	59,7561	7,4695	44,8171	5,6021	
	2 voies	6,8488	119,5122	14,9390	87,6341	10,9543	
A(L)	3 voies	9,2459	161,3414	20,1677	121,0061	15,1268	
	4 voies	10,2733	179,2683	22,4085	134,4511	16,8064	
	1 file	E. avant	7,6239	50,7001	6,3375	34,8166	4,3521
		E. arrière	15,2478				
Bc	2 files	E. avant	14,0861	102,1855	12,7732	70,1725	8,7716
		E. arrière	28,1721				
	3 files	E. avant	18,3375	154,0395	19,2549	105,7815	13,2227
		E. arrière	36,6749				
	4 files	E. avant	20,6429	205,9032	25,7379	141,3972	17,6747
		E. arrière	41,2857				
	un tandem	16	33,2910	4,1614	24,8039	3,1005	
	deux tandems	16	66,9210	8,3651	49,8602	6,2325	
Bt	Trois tandems	16	100,8804	12,6101	75,1620	9,3953	
	quatre tandems	16	135,9406	16,9933	100,5434	12,5679	
br		10	10	1,25	7,5	0,9375	
Mc 120		18,03	100,3800	12,5480	72,8700	9,1090	
D240		12,9	176,0500	22,0060	123,9200	15,4900	

IV.9 : Conclusion

Les calculs dans ce chapitre sont d'une importance capitale, puisque ils nous permettront d'étudier notre ouvrage soumis à des charges et surcharges sous différentes combinaisons à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

V.1 Introduction

L'ouvrage étudié est une structure avec une seule travée isostatique, composée de huit poutres en BP. Les poutres sont considérées comme éléments «barres», elles sont appuyées, d'un côté sur un appui simple et de l'autre côté sur un appui double. La dalle est considérée comme élément «panneau».

Les surcharges sont disposées suivant le **Fascicule 61 titre II**, et le **R.C.P.R** de façon à obtenir des sollicitations maximales.

V.2 Description du logiciel Autodesk Robot

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire, d'une manière approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

L'analyse numérique fournit les moyens de résoudre, par « **discrétisation** », les équations aux dérivées partielles associées à un problème physique. L'introduction des lois de comportement dans un code en éléments finis est aujourd'hui assez bien maîtrisée. Le logiciel de calcul se situe ainsi au bout d'une chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable par l'ingénieur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud. La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

V.2.1 Equation fondamentale de la MEF :

L'équation fondamentale de la **MEF** est $[K] \{U\} = \{F\}$, basée sur la méthode matricielle des déplacements en mécanique des solides et des structures.

$[K]$ - matrice de rigidité caractérisant le système ($n \times n$).

$\{U\}$ - vecteur des DDL – Degrés De Libertés (n), inconnus ; par exemple, les déplacements et les rotations des nœuds en mécanique des solides et des structures.

$\{F\}$ - vecteur des sollicitations appliquées (n), connu.

Pour une modélisation exacte du comportement des ouvrages, l'ingénieur est appelé à suivre la **chronologie** suivante :

- Définir les nœuds et les éléments (créer le maillage).
- Pour chaque élément, établir la matrice de rigidité élémentaire $[K_e]$ reliant les degrés de libertés (déplacements) nodaux $\{u_e\}$ et les forces $\{f_e\}$ appliquées aux nœuds :

$$[K_e] \{u_e\} = \{f_e\}.$$

- Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global $[K] \{U\} = \{F\}$ de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds.
- Modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites.
- Résoudre le système $[K] \{U\} = \{F\}$ et obtenir les déplacements $\{U\}$ aux nœuds.
- Calculer les gradients (déformations et contraintes) dans les éléments et les réactions aux nœuds sur lesquels les conditions aux limites sont imposées.

Le **ROBOT** est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages d'art. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

V.3 Modélisation

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure. Quelle que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

1. la définition de la structure ;
2. la définition des différentes sections de l'ouvrage, par le logiciel Auto CAD, puis introduction dans le logiciel Robot ;
3. la définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
4. la définition des conditions d'appuis ;
5. le choix de la méthodologie de calcul ;
6. la définition des cas de charges et des combinaisons de calcul.

La figure V.1 montre une vue générale en 3D de l'ouvrage sur le logiciel de ROBOT

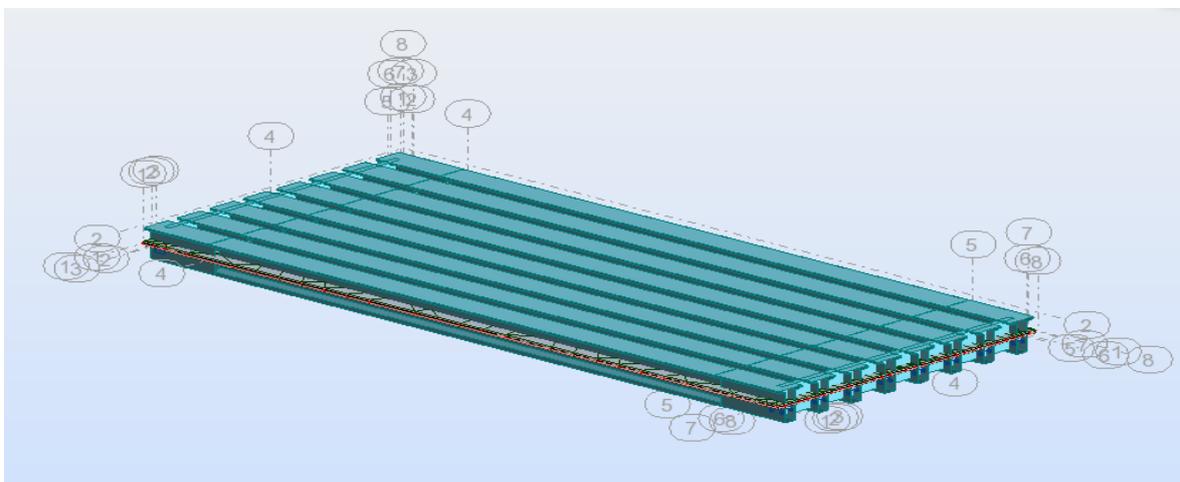


Figure V.1 Vue en 3D de l'ouvrage sur le logiciel Robot.

V.4 Cas de charges

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues :

1. au poids propre (CP)
2. au complément de poids propre (revêtement, étanchéité, barrières de sécurité, bordures et corniches) : CCP
3. à la charge A
4. à la surcharge Bc
5. aux surcharges militaires Mc120
6. au convoi exceptionnel D240 et
7. aux surcharges de trottoir St

Les figures V.2 ET V.3 nous montrent des exemples d'introduction des CCP

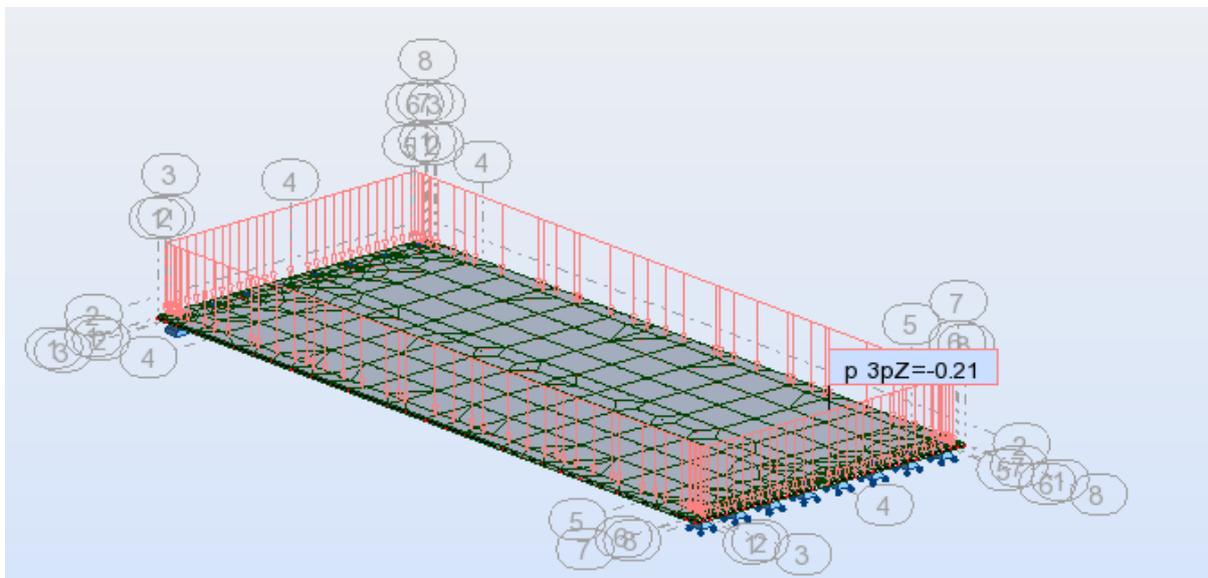


Figure V.2 : Exemple d'introduction des CCP (revêtement +étanchéité).

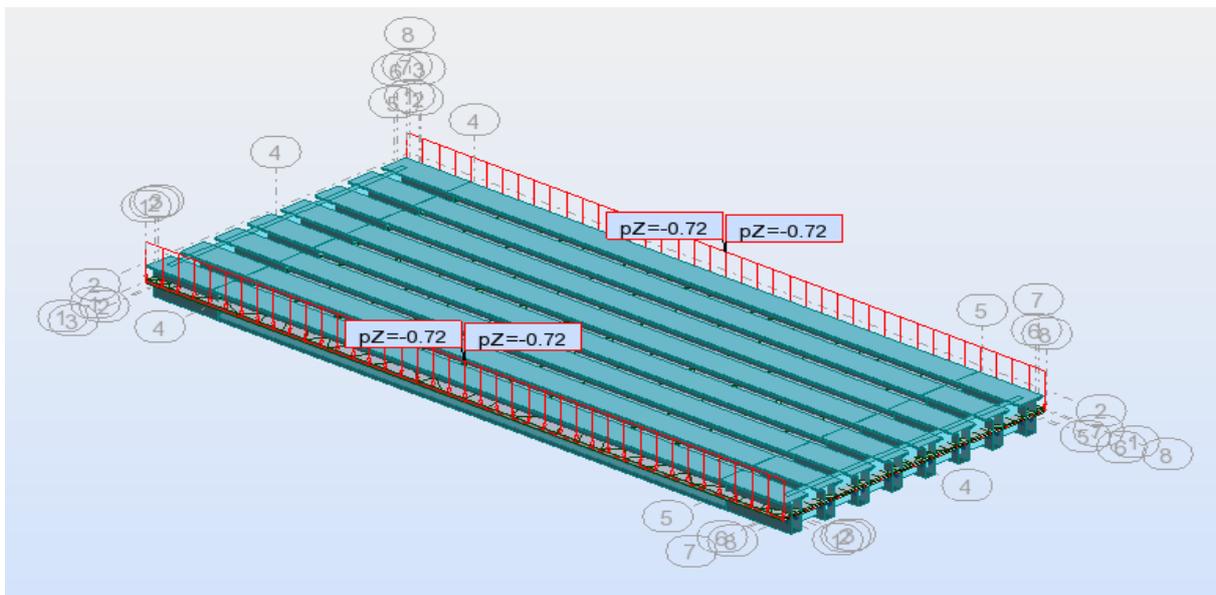


Figure V.3 : Exemple d'introduction des CCP (barrière de sécurité).

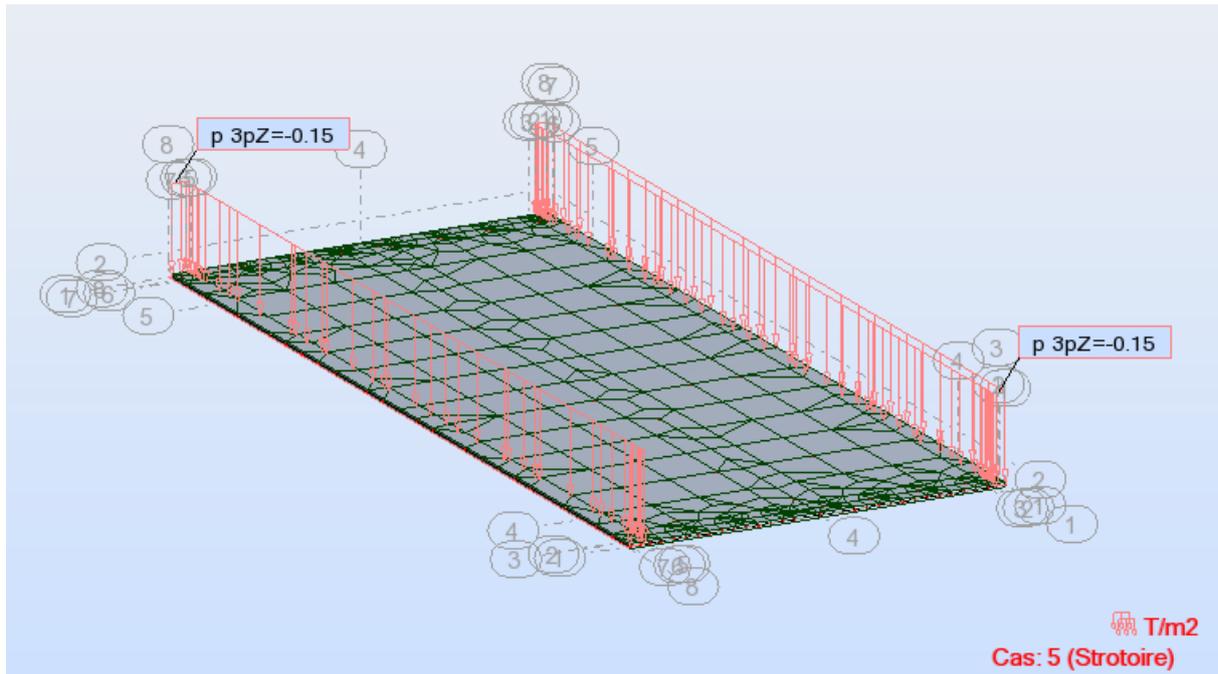


Figure V.4 : Introduction de la surcharge de trottoir.

V.5 Les Etats Limites

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

On distingue deux états limites :

➤ Etat limite de service (**ELS**)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes ; la durabilité de la structure est remise en cause. On distingue :

- l'Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures.
- l'Etat limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- l'Etat limite de déformation : flèche maximale.

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est à dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

➤ Etat limite ultime (**ELU**)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- l'Etat limite de l'équilibre statique.
- l'Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- l'Etat limite de stabilité de forme : flambement

Le tableau V.1 récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter le pont, ainsi que les coefficients de pondération selon les Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.

Tableau.V.1 : Les différentes combinaisons [RCPR]

Nom du cas	Nature	Type d'analyse
PP	Permanente	Statique linéaire
CCP	Permanente	Statique linéaire
St	D'exploitation	Statique linéaire
A (I)	D'exploitation	Statique linéaire
Bc	D'exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
D 240	D'exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
Mc120	D'exploitation	Analyse de cas de charges roulantes
Comb G	PP+CCP	Combinaison linéaire
ELS A	$G+1,2(A+St)$	Combinaison linéaire
ELS Bc	$G+1,2(Bc+St)$	Combinaison linéaire
ELS D240	$G+1,2(D+St)$	Combinaison linéaire
ELS Mc120	$G+1,2(Mc120+St)$	Combinaison linéaire
ELU A	$1,35G+1,5(A+St)$	Combinaison linéaire
ELU Bc	$1,35G+1,5(Bc+St)$	Combinaison linéaire
ELU D240	$1,35G+1,5(D240+St)$	Combinaison linéaire
ELU Mc120	$1,35G+1,5(Mc120+St)$	Combinaison linéaire

V.6 résultats de calcul obtenus par le logiciel ROBOT

Les résultats obtenus sont donnés sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion et les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

V.6.1 Moments de flexion

Les figures V.5 à V.7 représentent les diagrammes de moments fléchissants sous différentes combinaisons.

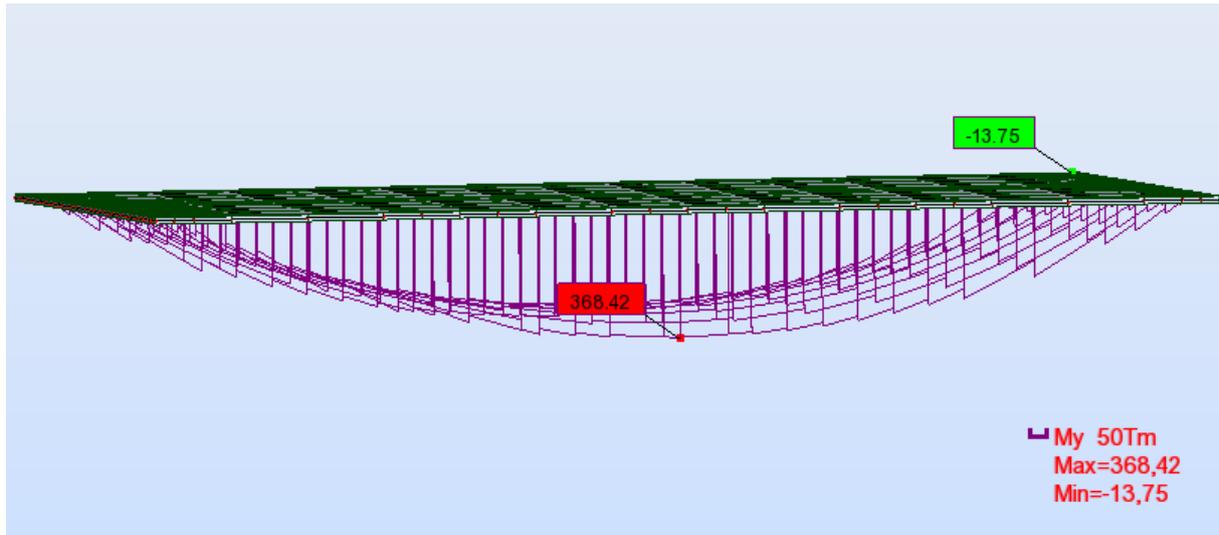


Figure V.5 : Diagramme des moments fléchissants dus aux charges permanentes.

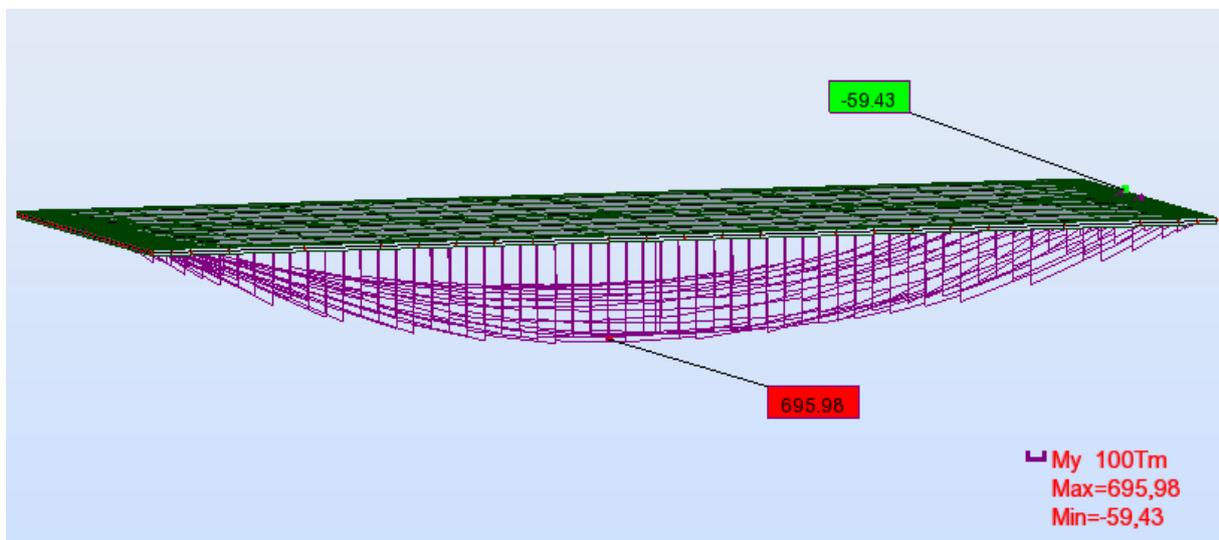


Figure V.6 : Diagramme des moments fléchissants sous combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D240).

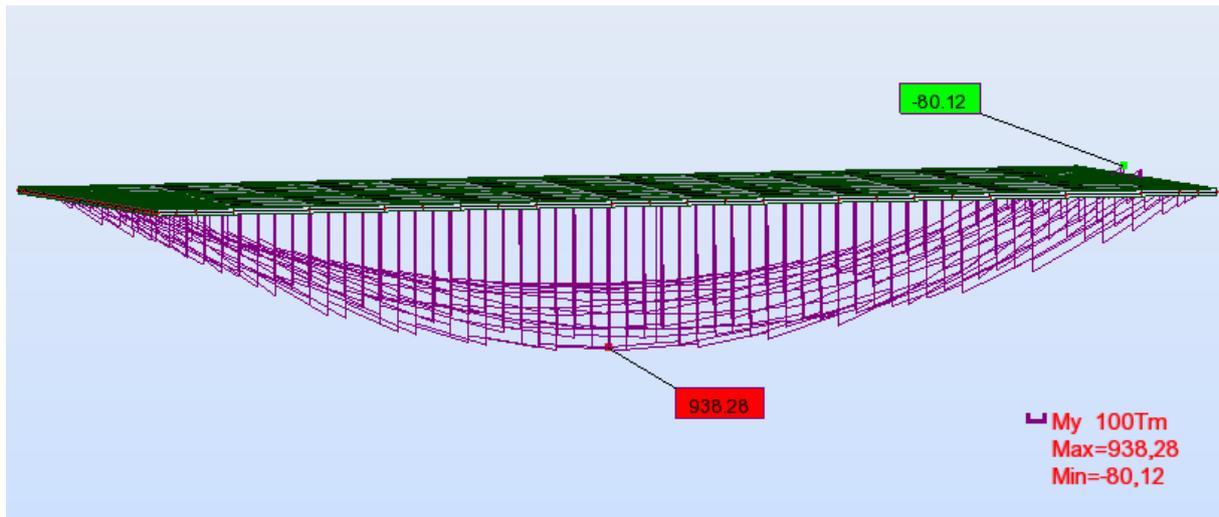


Figure V.7 : Diagramme des moments fléchissants sous combinaison La plus défavorable à l'ELU (ELU D240).

Remarque

La valeur du moment fléchissant négatif est due à la présence d'une console à l'extrémité de chaque poutre qui a pour dimension 0,5 m.

V.6.2 Efforts tranchants

Les figures V.8 à V.10 représentent les diagrammes des efforts tranchants sous différentes combinaisons.

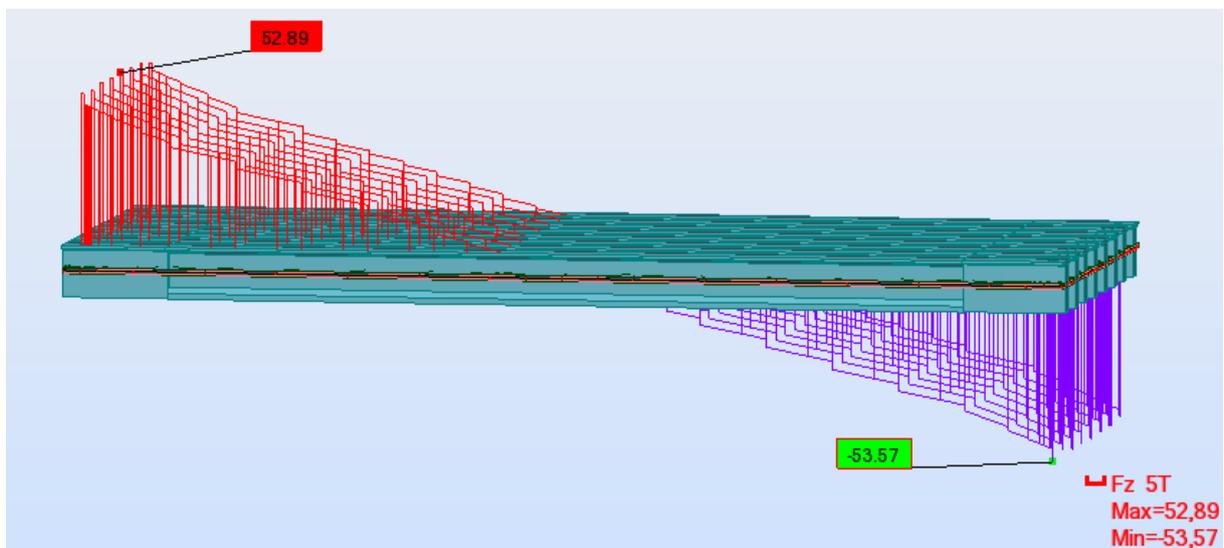


Figure V.8 : Diagrammes des efforts tranchants sous charges permanentes.

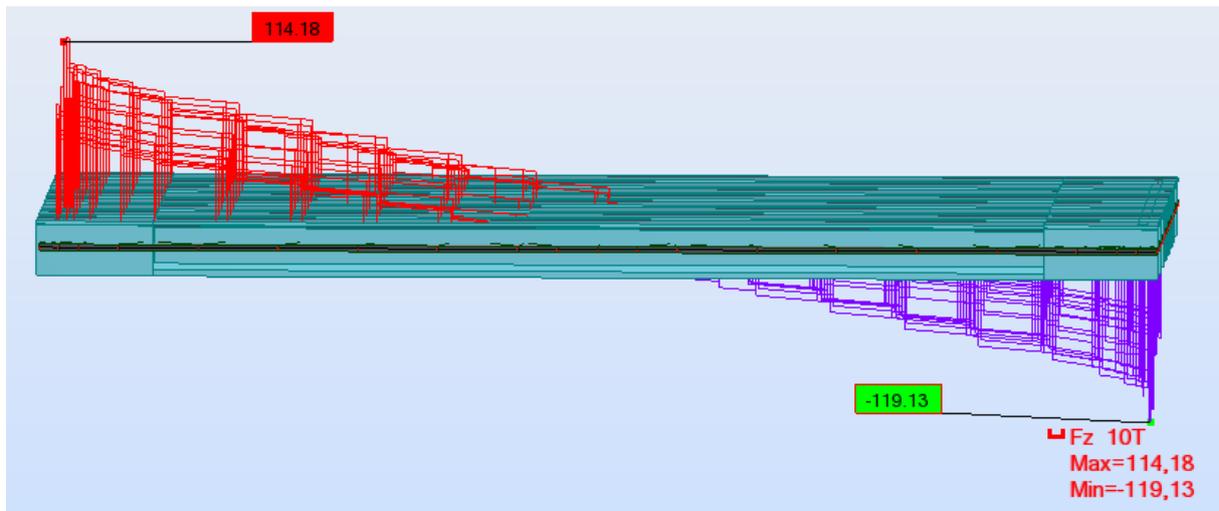


Figure V.9 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D240).

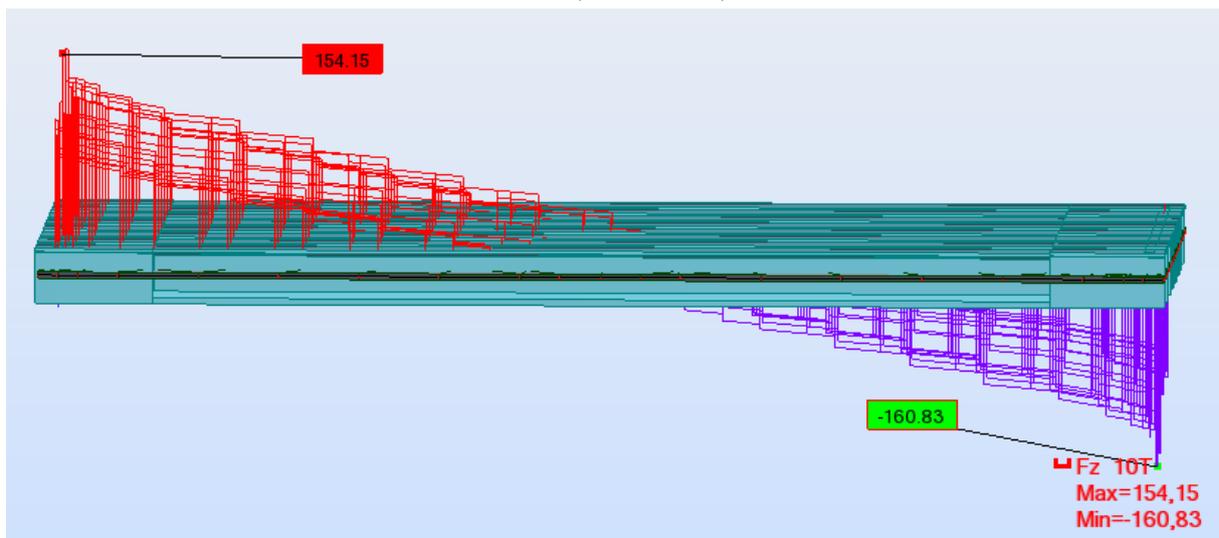


Figure V.10 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (ELU D240)

V.7 Conclusion

Après avoir déterminé les éléments de réduction, le moment maximum est donné par la combinaison suivante (la poutre la plus sollicitée) : $C_p + C_{cp} + D_{240}$ (ELS).

Tel que $M_{\max} = 695,98 \text{ t.m}$ et $T_{\max} = 119,13 \text{ t}$.

On pourra, par la suite, procéder au calcul de la précontrainte ainsi qu'au ferrillage des éléments constructifs du tablier, et les vérifier à l'E.L.U et à l'E.L.S.

VI.1 Introduction

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression et mal à la traction. Pour cela, on a recours à la précontrainte qui est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau avant la mise en service des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le sollicitent après sa mise en service.

On distingue deux modes de précontrainte :

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

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par **post tension**.

VI.2 Précontrainte par post-tension

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

VI.3 Mise en œuvre des câbles et ancrages

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée ; l'utilisation des plaques d'ancrage préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les ancrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, on procède à la fixation de la gaine car il est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

VI.4 Programme de mise en tension des câbles

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un

ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude ; il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance minimum égale à $0,9 f_{c28}$.

VI.5 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 au coulis de ciment dans le but de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixées aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VI.6 Injection des câbles

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ainsi qu'une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble ; ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussé par le coulis d'injection. La formulation d'un coulis de ciment est : **25 kg** de ciment + **6 kg** de sable **0/2** mm (tamisé) + **12 litres** d'eau+ Plastifiant (**750g** intra plats de Sika).

Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour

- Lever la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements.

- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement.
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

VI.7 Dimensionnement de la précontrainte

VI.7.1 Caractéristiques des matériaux

➤ Béton précontraint

$f_{c28} = 40 \text{ MPA}$

$f_{t28} = 3 \text{ MPA}$

Contraintes admissibles : 

a/ En compression

- En construction : $\sigma_{bc1} = 24 \text{ MPA} (0,6x f_{c28})$
- En service : $\sigma_{bc2} = 20 \text{ MPA} (0,5 x f_{c28})$

b/ En traction

- En construction : $\sigma_{bt1} = - 4,5 \text{ MPA} (-1,5.ft_{28})$
- En service : $\sigma_{bt2} = - 3 \text{ MPA} (-ft_{28})$

➤ Acier

- Ancrage : 9T15
- f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1860 Mpa.
- f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie = 1644 Mpa.
- La section nominale de l'acier $A_P = 1350 \text{ mm}^2$.

VI.7.2 Determinacion du nombre de câbles à mi-travée

La précontrainte se calculera pour la section de la poutre avec hourdis à mi travée qui a pour caractéristiques (voir chapitre III, § III.6.1)

Tableau VI. 1 : Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane en BP

Bn (m ²)	I/g (m ⁴)	V' (m)	V (m)	ρ	$d^2 = 1.5 \text{ } \varnothing_{\text{gaine}}(\text{m})$	H(m)
1,0070	0,3701	1,3322	0,6678	0,4691	0,1125	2

Données : $M_{MAX} = 6,9602 \text{ MN.m}$
 $M_{MIN} = 3,6825 \text{ MN.m}$
 $M_g = 2,58 \text{ MN.m}$ avec M_g : moment du au poids propre de la poutre seul

$\Rightarrow \Delta M = 3,28 \text{ MN.m}$

On calcule les valeurs de P_I et P_{II} correspondant respectivement à la section sous-critique et sur-critique ; la valeur la plus grande est la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section. [G. DREUX, J.MAZARS et M.RIMBOEUF]

$P_I = \Delta M / \rho h = 3,2777 / 0.4691 \times 2.00 = 3,49 \text{ MN.}$

$P_{II} = M_{MAX} / (\rho v + v' - d^2) = 4,55 \text{ MN.}$

$P_{II} > P_I$: alors notre section est sur critique ; le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage; l'effort de précontrainte économique P_I n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :

$P_{min} = \sup (P_I, P_{II}) = 4,55 \text{ MN.}$ —————> Section sur-critique.

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

$$= \min (1.9975 ; 2,008)$$

$P_0 = 1,9975 \text{ MN}$

NB : Estimation des pertes à **32%**.

$$P_{m(x,t)} = P_0 - \Delta P_{i(x,t)} \longrightarrow P = P_0 - 0.32 P_0$$

$$P = 0.68 P_0 = 1.3583 \text{ MN.}$$

$$P_{min} \leq n \times P_0 \times 0.68 \quad ; \quad \text{avec } n = \text{nombre de câbles}$$

$$\text{D'où } n \geq 3,35$$

Donc : nous prenons **n = 4 câbles de 9T15**

➤ **Vérification de la borne supérieure de la précontrainte**

Nous vérifions que P_0 n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble

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

$$n \times p_0 \leq Bn \times \sigma_{bc} - \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho h}$$

$$n \times P_0 = 4 \times 1,998 = 7,992 \text{ MN}$$

$$B_n \times \sigma_{bc} - \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho h} = 1,0070 \times 24 - \frac{3,28}{0,4691 \times 2} = 20,76 \text{ MN}$$

$$7,992 \text{ MN} \leq 20,764 \text{ MN} \quad \text{vérifiée}$$

VI.7.3 Determination du nombre de câbles à l'about

Les caractéristiques géométriques (voir chapitre III) prises en compte sont celles de la poutre sans hourdis à mi- travée :

Tableau VI. 2 : Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane sans hourdis en BP

Bn (m ²)	I/g (m ⁴)	V' (m)	V (m)	ρ	d' = 1.5 Ø _{gaine} (m)	H(m)
0,6270	0,2529	0,9881	0,8119	0,5587	0,1125	1,8

Ces câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle.

$$e_0 = -(V' - d') = - 0.8756 \text{ m (sections sur-critiques).}$$

Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, on doit vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure.

Soit la vérification des deux inégalités :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} \geq \sigma_{bt} \\ \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{V}{I_n} (P \cdot e_0 + M_{poutre})$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{V'}{I_n} (P \cdot e_0 + M_{poutre})$$

$$\text{AN/ } \sigma_{sup} = 8,28 + P(-1,216) \geq -4,5 \quad \dots\dots\dots 1$$

$$\sigma_{inf} = -10,08 + P(4,716) \leq 24 \quad \dots\dots\dots 2$$

De 1 $P \leq 10,51 \text{ MN}$

De 2 $P \leq 6,27 \text{ MN}$

D'ou:

$$P = n \times P_0 \times 0,9 \implies n = \frac{P}{0,9 \times P_0}$$

FS : $n \leq 5.84$

FI : $n \leq 4.02$

Conclusion : on prend quatre câbles à l'about (**n=4**)

VI.8 Disposition constructive des câbles

A l'about, [d'après le document SETRA].
 On prendra un espacement de 40cm entre deux câbles successifs, et on détermine 'd' de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

$$\sum M/FI = 0$$

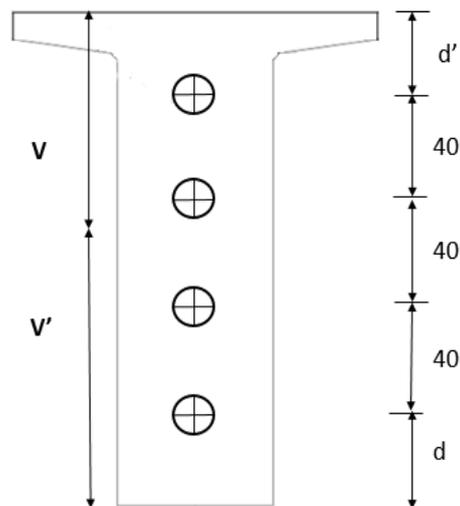


Figure VI.1:Disposition des câbles en section médiane

$$4 P_0 V' = P_1 x d + P_2 (e_v + d) + P_3 (2e_v + d) + P_4 (3e_v + d)$$

$$4 P_0 = P_0 (4d + 6e_v)$$

$$d = \frac{4 V' - 6 e v}{4} = \frac{4 (0,9719) - 6 (0,4)}{4}$$

$$d = 37,1 \text{ cm}$$

$$d' \text{ où : } d' = 180 - (3 \times 40 + 37,1)$$

$$d' = 22,5 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives, on adoptera dans notre cas pour la section d'about :

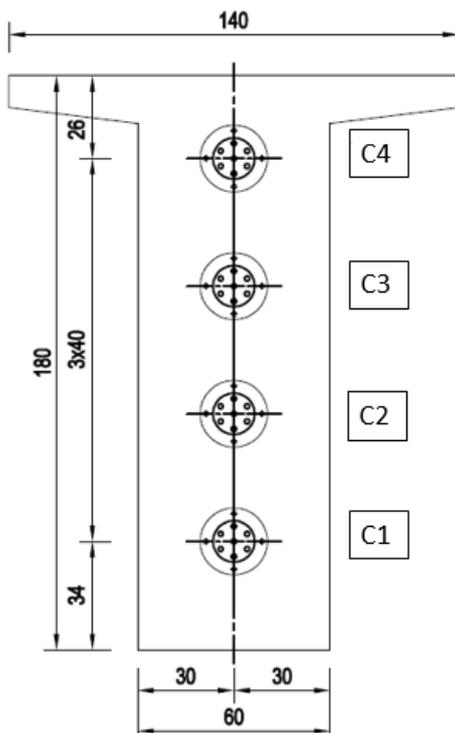


Figure VI.2 : Disposition des câbles à l'about.

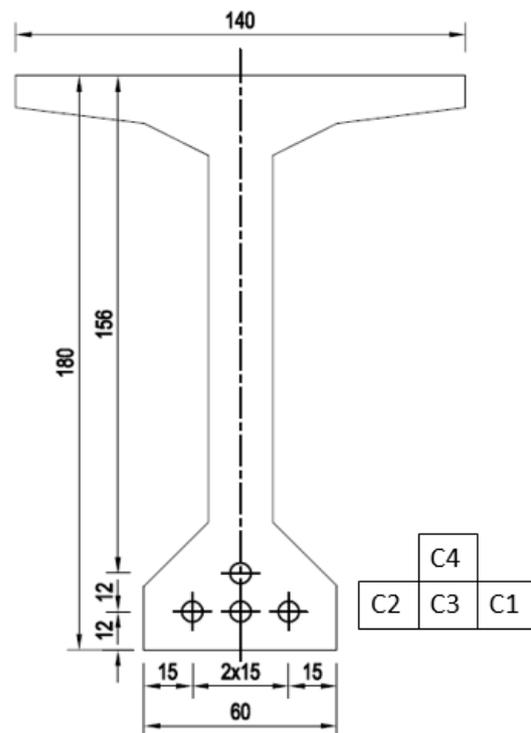


Figure VI.3 : Disposition des câbles à mi-travée

VI.8.1 Angle de relevage

À l'extrémité, les contraintes de cisaillement sont généralement importantes. De ce fait, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes, soit à l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui :

$$-V \leq V_{red} \leq V$$

Avec : V : étant l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.

$$V_{red} = V_m - P \sin \alpha$$

$$V_{red} = V_M - P \sin \alpha$$

V_m : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre.

V_M : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à E.L.S.

$$\text{Avec : } \begin{cases} V_M = 119,13 \text{ t} = 1,19 \text{ MN} \\ V_m = 53,57 \text{ t} = 0,54 \text{ MN} \end{cases}$$

L'expression de l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'about est donnée par :

$$\bar{V} = \tau \times b_n (0.8H)$$

Avec :

- b_n est largeur nette de la section d'about telle que : $b_n = b_0 - n \times k \times \Phi$

$$\begin{cases} n : \text{nombre de gaines par lit (n=1).} \\ k = 0,5 \text{ pour post-tension avec injection de coulis de ciment} \\ \Phi = 0,075 \text{ m, diamètre de la gaine} \\ b_n = 0,5 - (1 \times 0,5 \times 0,081) = 0,45 \text{ m} \\ b_0 = 0,6 \text{ m} \end{cases}$$

$$\longrightarrow b_n = 0,5 - (1 \times 0,5 \times 0,075) = 0,56 \text{ m}^2.$$

- τ = contrainte tangentielle limite à l'E.L.S tel que : $\tau = (0.4f_{tj} (f_{tj} + 2/3 \sigma_x))^{1/2}$

$$\begin{cases} f_{tj} = f_{t28} = 3 \text{ Mpa} \\ \sigma_x = P/B_n ; P = n \times (1 - \Delta p) \times P_0 = 4 \times 0,68 \times 1,998 = 5,43 \text{ MN.} \\ B_n = B_0 - 2\pi\Phi^2/4 = 1,5818 - 2 \times 3,14 \times 0,075^2 / 4 = 1,57 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\longrightarrow \sigma_x = 5,43 / 1,57 = 3,46 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow \tau = (0.4 \times 3 (3 + 2/3 \times 3.46))^{1/2} = 2,52 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\bar{V} = \tau \times b_n (0.8H) = 2,52 \times 0,56 (0,8 \times 2) = 2,26 \text{ MN}$$

D'après les conditions imposées sur appui on aura :

$$\text{Arcsin} ((VM-V)/p) \leq \alpha \leq \text{Arcsin} ((Vm+ V)/p)$$

$$\text{Arcsin} ((1,19 - 2.26)/5,43) \leq \alpha \leq \text{Arcsin} ((0,54 + 2,26)/5,43)$$

$$-11.36^\circ \leq \alpha \leq 30.04^\circ$$

L'optimum de l'angle de relevage est déterminé par la relation suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arcsin} ((VM+Vm)/2p) = \text{Arcsin} ((1,19+0,53)/2 \times 5,43) = 9,16^\circ$$

$$\alpha_{opt} = 9,16^\circ.$$

VI.8.2 Allure des câbles

Le tracé adopté est un tracé parabolique et cela pour optimiser au mieux l'effet de la précontrainte tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant.

Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre. Chaque câble est divisé en deux parties, une rectiligne et la deuxième parabolique. Cette dernière est régie par l'équation $\Rightarrow Y = a x^2 + b x + c$ (le repère a pour origine le point d'ancrage).

On pose :

$L_c \Rightarrow$ longueur de la partie courbe ;

$L_r \Rightarrow$ longueur de la partie rectiligne.

Câble 1 :

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$1/ x = 0 \quad \text{alors} \quad Y = c = 0,34 \text{ m}$$

$$2/ x = 17,95$$

Alors :

$$Y = 0,12 = a (17,95)^2 + b(17,95) + 0,34$$

$$3/ x = 17,95: Y' = 2*a*17,95 + b = 0$$

Alors :

$$a = 0,000683 ;$$

$$b = -0,0245 ;$$

$$c = 0,34 ;$$

D'où :

$$Y = 0,000683 x^2 - 0,0245 x + 0,34$$

N.B : le détail de calculs pour les autres câbles est donné dans l'annexe.

Le tableau VI.3 récapitule l'équation de chaque câble

Tableau VI. 3 : Equation de l'allure pour chaque câble

Câble	Equation
1	$Y = 0,000683 x^2 - 0,0245 x + 0,34$
2	$Y = 0,00192 x^2 - 0,0689 x + 0,74$
3	$Y = 0,003166 x^2 - 0,1136 x + 1,14$
4	$Y = 0,00403 x^2 - 0,1447 x + 1,54$

Le tableau VI.4 donne les positions de chaque câble à différentes sections par rapport à la fibre inférieure.

Tableau VI. 4 : Position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure

Câble numéro 1		Câble numéro 2		Câble numéro 3		Câble numéro 4	
x	y	x	y	x	y	x	y
0	0,340	0	0,740	0	1,140	0	1,540
1	0,316	1	0,673	1	1,030	1	1,399
2	0,294	2	0,610	2	0,925	2	1,267
3	0,273	3	0,550	3	0,828	3	1,142
4	0,253	4	0,495	4	0,736	4	1,025
5	0,235	5	0,443	5	0,651	5	0,917
6	0,218	6	0,395	6	0,572	6	0,817
7	0,202	7	0,351	7	0,500	7	0,724
8	0,188	8	0,311	8	0,433	8	0,640
9	0,175	9	0,275	9	0,374	9	0,564
10	0,163	10	0,242	10	0,320	10	0,496
11	0,153	11	0,213	11	0,273	11	0,435
12	0,144	12	0,188	12	0,232	12	0,383
13	0,137	13	0,167	13	0,198	13	0,339
14	0,131	14	0,150	14	0,169	14	0,303
15	0,126	15	0,137	15	0,148	15	0,276
16	0,123	16	0,128	16	0,132	16	0,256
17	0,121	17	0,122	17	0,123	17	0,244
17,95	0,120	17,95	0,120	17,95	0,120	17,95	0,240

Les figures VI.4. (a, b, c, d) représentent l'allure de chaque câble

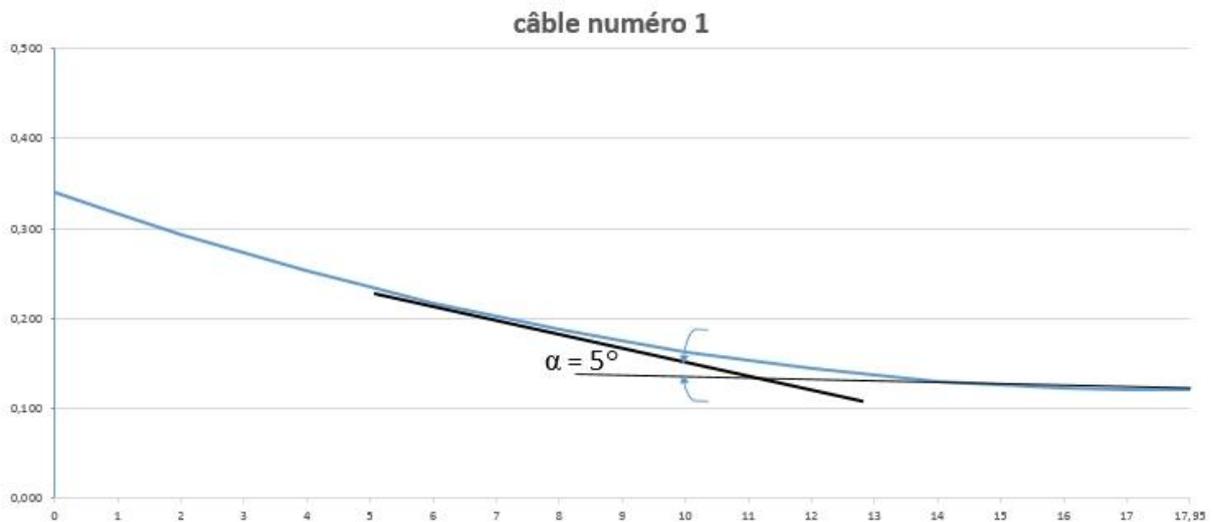


Figure VI.4.a : Allure du câble numéro 1

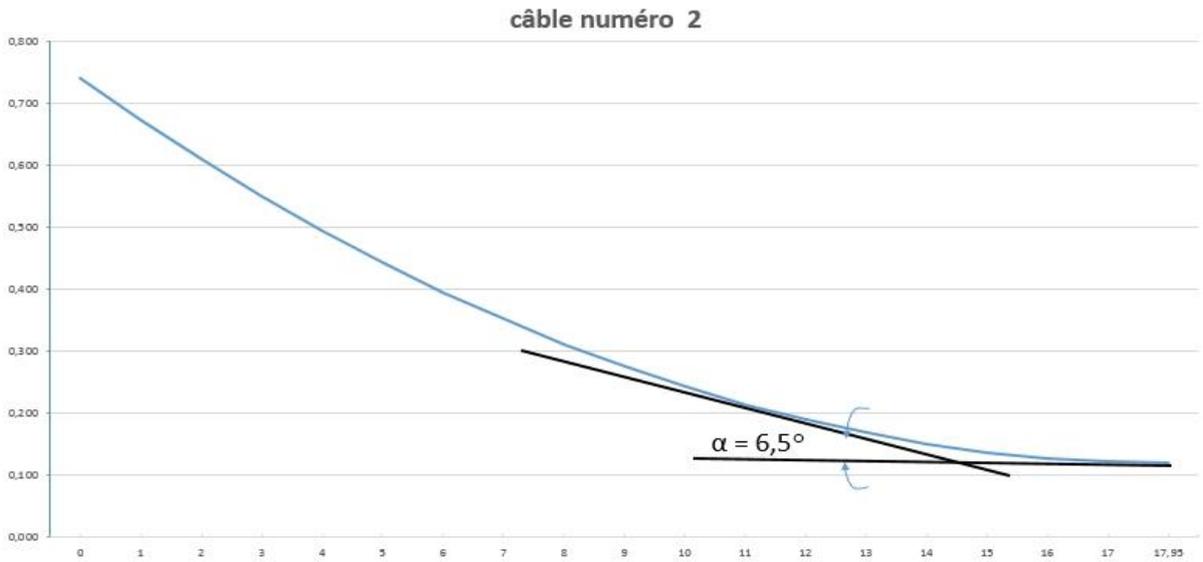


Figure VI.4.b : Allure du câble numéro 2

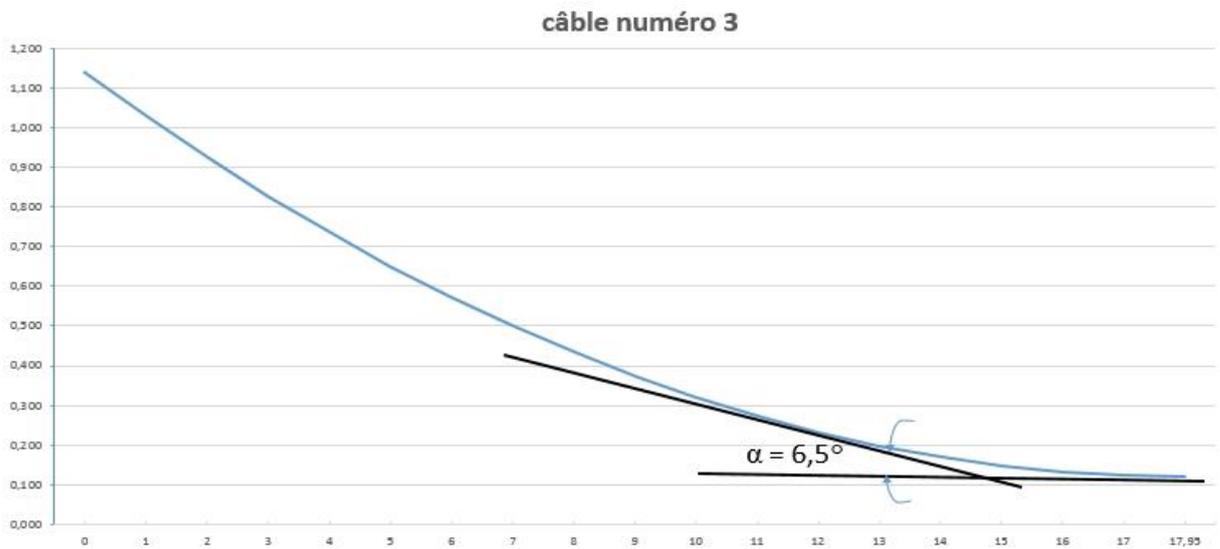


Figure VI.4.c : Allure du câble numéro 3

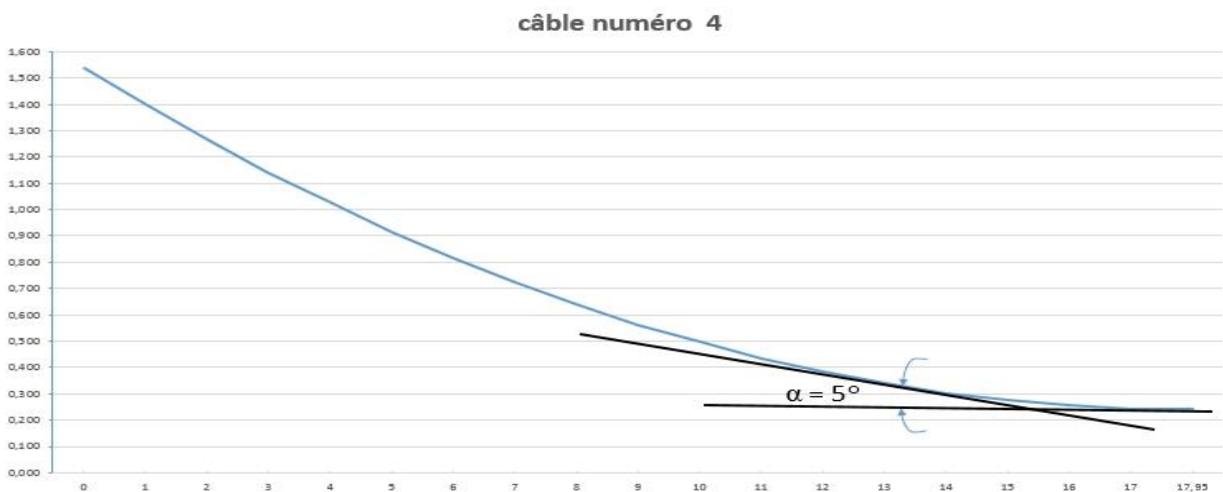


Figure VI.4.d : Allure du câble numéro 4

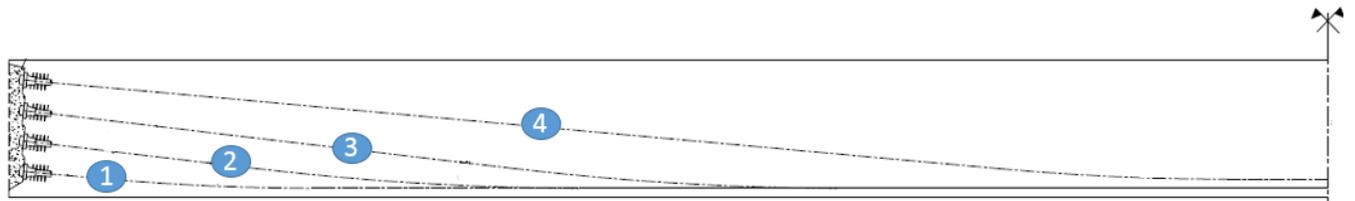


Figure VI.5 : Allure des câbles de précontrainte

NB : au plus de l'angle de relevage, les câbles (1) et (2) sont positionnés sur la poutre suivant un angle θ en plan, comme le montre la figure VI.6



Figure VI.6 : Allure des câbles (1) et (2) en plan

VI.9 Les pertes de précontrainte

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « de service » ont permis de définir la tension nécessaire permanente, dite tension «de service» ; l'ingénieur doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

VI.9.2 Les pertes instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles (elles se produisent dans un temps court) et on distingue :

- Les pertes par frottement.
- Les pertes par recul d'ancrage.
- Les pertes par raccourcissement du béton.

VI.9.2.1 Pertes de frottement

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine.

Le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé à son mouvement.

Selon les règles du BPEL91, la perte de tension par frottement d'une armature de précontrainte dans une section donnée lors de sa mise en tension s'obtient par la formule suivante :

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

Avec :

- X (m) : la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- α (Rad) : la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, ($\alpha = \alpha$ élévation + α plan).
- f (rd-1) : Le coefficient de frottement en courbe, tel que : **f = 0.18**
- Φ : est le coefficient de perte de tension par unité de longueur, tel que : **$\Phi = 0,002$**
- σ_{p0} : est la contrainte initiale exercée lors de la mise en tension, telle que : **$\sigma_{p0} = 1480$ MPa**

Donc on aura :

$$\Delta\sigma_{p0}(x) = 1480. (1 - e^{-(0,18\alpha + 0,002x)})$$

Application :

Les résultats du calcul des pertes par frottement pour chaque câble sont donnés dans le tableau VI.5 :

Tableau VI.5 : Pertes par frottement pour chaque câble.

	x (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N° 1	α	0	0,0900	0,0900	0,0900	0,0900
	$\sigma_p(x)$ Mpa	1456,0240	1442,7410	1429,4580	1416,1750	1402,8920
	$\Delta\sigma_f(x)$ Mpa	23,9760	37,2590	50,5420	63,8250	77,1080
câble N° 2	x(m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	α	0,1200	0,1200	0,1200	0,1200	0,1200
	$\sigma_p(x)$ Mpa	1448,0320	1434,7490	1421,4660	1408,1830	1394,9000
	$\Delta\sigma_f(x)$ Mpa	31,9680	45,2510	58,5340	71,8170	85,1000
câble N° 3	x(m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	α	0,1633	0,1633	0,1633	0,1633	0,1633
	$\sigma_p(x)$ Mpa	1436,4969	1423,2139	1409,9309	1396,6479	1383,3649
	$\Delta\sigma_f(x)$ Mpa	43,5031	56,7861	70,0691	83,3521	96,6351
câble N° 4	x(m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	α	0,1372	0,1372	0,1372	0,1372	0,1372
	$\sigma_p(x)$ Mpa	1443,4499	1430,1669	1416,8839	1403,6009	1390,3179
	$\Delta\sigma_f(x)$ Mpa	36,5501	49,8331	63,1161	76,3991	89,6821

VI.9.2.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et celui des clavettes dans les paquets d'ancrage lors de la mise en tension du vérin et des blocages des clavettes.

Dans la pratique, on préfère souvent raisonner de la façon suivante :

La qualité gE_p représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur λ , dans la mesure où l'armature de longueur x est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur x est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\alpha f/x$ sur la longueur d .

La figure VI.7 représente le diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, effet de rentrée d'ancrage :

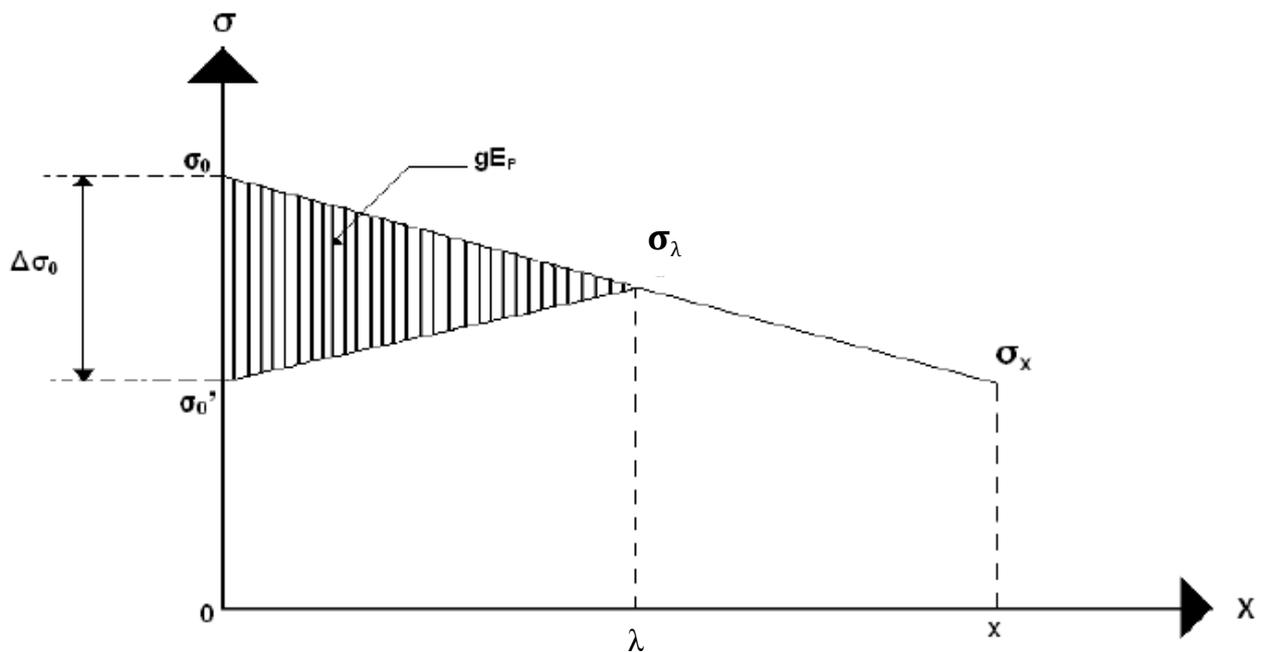


Figure VI.7 : Diagramme des tensions

Avec :

- λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σ_0 : contrainte initiale.
- σ_0' : contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma$: la perte de tension.
- g : l'intensité du recul d'ancrage. $g=6\text{mm}$.
- E_p : module d'élasticité des aciers = 190000 MPa (selon B.P.E.L.91)

La perte de tension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma = 2.\lambda.k. \sigma_0$$

Avec :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g x E p}{\sigma_0 x k}} \begin{cases} \lambda < x & \text{les pertes existent.} \\ \lambda > x & \text{les pertes sont nulles.} \end{cases}$$

Application :

Les résultats de calcul des pertes pour chaque câble sont donnés dans le tableau

VI.6 :

Tableau VI. 6 : Pertes par recul d'ancrage pour chaque câble

	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N° 1	α	0,0900	0,0900	0,0900	0,0900	0,0900
	ψ	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029
	λ ²	256,3810	256,3810	256,3810	256,3810	256,3810
	λ	16,2905	16,2905	16,2905	16,2905	16,2905
	Δσ _{rec} (MPa)	139,9587	101,4047	62,8507	24,2967	0,0000
câble N° 2	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	α	0,1200	0,1200	0,1200	0,1200	0,1200
	ψ	0,0032	0,0032	0,0032	0,0032	0,0032
	λ ²	240,4583	240,4583	240,4583	240,4583	240,4583
	λ	15,5067	15,5067	15,5067	15,5067	15,5067
	Δσ _{rec} (MPa)	147,0331	104,4831	61,9331	19,3831	0,0000
câble N° 3	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	α	0,1633	0,1633	0,1633	0,1633	0,1633
	ψ	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036
	λ ²	211,7553	211,7553	211,7553	211,7553	211,7553
	λ	15,5067	15,5067	15,5067	15,5067	15,5067
	Δσ _{rec} (MPa)	166,9631	118,6455	70,3279	22,0104	0
câble N° 4	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	α	162,7819	117,9409	73,0998	28,2588	0
	ψ	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
	λ ²	228,1728	228,1728	228,1728	228,1728	228,1728
	λ	16,2905	16,2905	16,2905	16,2905	16,2905
	Δσ _{rec} (MPa)	162,7819	117,9409	73,0998	28,2588	0

VI.9.2.3 Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale, dans une section donnée, à :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x) = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

Avec :

- n : nombre de gaines ;
- E_p : module d'élasticité des armatures ;
- E_{ij} : module de déformation instantanée du béton au jour « j » ;
- $\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B_n} + \frac{P \cdot e(x)^2}{I_{GN}} + \frac{M_g(x) \cdot e(x)}{I_{GN}}$$

- $e(x)$: excentricité du câble de précontrainte.

A titre de simplification ($n-1 \approx n$), le BPEL retient la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x) = \frac{E_p}{2 E_{ij}} \sigma_b(x)$$

$$P = n A_p (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{\text{recul}} - \Delta\sigma_{\text{frot}}).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa.} \\ E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619,47 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul des pertes pour chaque câble sont donnés dans le tableau VI.7 :

Tableau VI. 7 : Pertes par raccourcissement élastique du béton pour chaque câble

	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N° 1	P (MN)	1,7767	1,8108	1,8449	1,8790	1,8939
	y(x) m	0,3400	0,2438	0,1751	0,1340	0,1203
	e (x) m	0,0000	-0,0962	-0,1649	-0,2060	-0,2197
	Mg (x) MN.m	0,0000	1,3533	2,3199	2,8998	3,0931
	Section (m ²)	1,1228	0,6270	0,6270	0,6270	0,6270
	I nette (m ⁴)	0,3213	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529
	σ (b) MPa	1,5824	3,4690	4,6531	5,6749	6,0693
	Δ σ _{racc} MPa	3,9955	8,7592	11,7491	14,3291	15,3250
câble N° 2	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	P (MN)	1,7563	1,7959	1,8354	1,8749	1,8831
	y(x) m	0,7400	0,4713	0,2799	0,1658	0,1291
	e (x) m	0,0000	-0,2687	-0,4601	-0,5742	-0,6109
	Mg (x) MN.m	0,0000	1,3533	2,3199	2,8998	3,0931
	Section (m ²)	1,1228	0,6270	0,6270	0,6270	0,6270
	I nette (m ⁴)	0,3213	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529
	σ (b) MPa	1,5643	4,8150	8,6845	12,0185	13,2550
Δ σ _{racc} MPa	3,9498	12,1578	21,9284	30,3467	33,4688	
câble N° 3	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	P (MN)	1,7139	1,7612	1,8085	1,8558	1,8675
	y(x) m	1,1400	0,6940	0,3755	0,1845	0,1210
	e (x) m	0,0000	-0,4460	-0,7645	-0,9555	-1,0190
	Mg (x) MN.m	0,0000	1,3533	2,3199	2,8998	3,0931
	Section m ²	1,1228	0,6270	0,6270	0,6270	0,6270
	I nette m ⁴	0,3213	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529
	σ (b) MPa	1,5264	6,5809	14,0772	20,6161	23,1101
Δ σ _{racc} MPa	3,8542	16,6168	35,5451	52,0557	58,3531	
câble N° 4	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	P (MN)	1,7289	1,7715	1,8141	1,8567	1,8769
	y(x) m	1,5400	0,9718	0,5659	0,3224	0,2411
	e (x) m	0,0000	-0,5682	-0,9741	-1,2176	-1,2989
	Mg (x) MN.m	0,0000	1,3533	2,3199	2,8998	3,0931
	Section m ²	1,1228	0,6270	0,6270	0,6270	0,6270
	I nette m ⁴	0,3213	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529
	σ (b) MPa	1,5398	8,1271	18,6344	27,8079	31,4009
Δ σ _{racc} MPa	3,8880	20,5209	47,0518	70,2150	79,2874	

La somme des pertes instantanées est égale à :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc}$$

Tableau VI 8 : Pertes instantanées totales

	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N° 1	$\Delta\sigma_{frot}$ MPa	23,9760	37,2590	50,5420	63,8250	77,1080
	$\Delta\sigma_{recul}$ MPa	139,9587	101,4047	62,8507	24,2967	0,0000
	$\Delta\sigma_{racc}$ MPa	3,9955	8,7592	11,7491	14,3291	15,3250
	$\Delta\sigma_{inst}$ MPa	167,9302	147,4229	125,1418	102,4508	92,4330
câble N° 2	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	$\Delta\sigma_{frot}$	31,9680	45,2510	58,5340	71,8170	85,1000
	$\Delta\sigma_{recul}$	147,0331	104,4831	61,9331	19,3831	0,0000
	$\Delta\sigma_{recul}$	3,9498	12,1578	21,9284	30,3467	33,4688
	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	182,9509	161,8919	142,3955	121,5468	118,5688
câble N° 3	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	$\Delta\sigma_{frot}$	43,5031	56,7861	70,0691	83,3521	96,6351
	$\Delta\sigma_{recul}$	166,9631	118,6455	70,3279	22,0104	0,0000
	$\Delta\sigma_{recul}$	3,8542	16,6168	35,5451	52,0557	58,3531
	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	214,3204	192,0484	175,9421	157,4182	154,9882
câble N° 4	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
	$\Delta\sigma_{frot}$	36,5501	49,8331	63,1161	76,3991	89,6821
	$\Delta\sigma_{recul}$	162,7819	117,9409	73,0998	28,2588	0,0000
	$\Delta\sigma_{recul}$	3,8880	20,5209	47,0518	70,2150	79,2874
	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	203,2200	188,2949	183,2677	174,8729	168,9695

VI.9.3 Les pertes de tension différées

Ce sont les pertes qui apparaissent progressivement dans le temps, par les effets du retrait et du fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage.

VI.9.3.1 Les pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Il aura lieu dans les premiers mois après coulage de béton.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension sera :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r$$

- ε_r : est le retrait total du béton. ($\varepsilon_r = 3.10^{-4}$ Climat tempéré sec, selon BPEL)
- E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 1,9.10^5$ MPa).

Application :

$\Delta\sigma_r = 190000 \times 3.10^{-4}$, on trouve :

$$\Delta\sigma_r = 57 \text{ MPa}$$

VI.9.3.2 Les pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension ; cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée par $\rho_{1000} = 2,5$ % pour des aciers T.B.R (Très Basse Relaxation).

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation des aciers actifs la formule suivante :

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

$\sigma_{pi}(x)$: est la contrainte initiale de l'armature, c'est-à-dire après les pertes instantanées.

D'où : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_{ins}$

- F_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie, égale à 1860 MPa.
- $\sigma_0 = 1480$ MPa.
- $\rho_{1000} = 2.5\%$.
- $\mu_0 = 0.43$: Pour les aciers TBR.

Application :

Les résultats de calcul pour chaque câble sont donnés dans le tableau VI.9

Tableau VI. 9 : Pertes par relaxation pour chaque câble

	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N° 1	$\sigma_0 - \Delta\sigma_{ins}$	1312,0698	1332,5771	1354,8582	1377,5492	1387,567
	$\Delta\sigma_{rela}$ MPa	54,2043	57,2554	60,6472	64,1837	65,7715
	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N° 2	$\sigma_0 - \Delta\sigma_{ins}$	1297,0491	1318,1081	1337,6045	1358,4532	1361,4312
	$\Delta\sigma_{rela}$ MPa	52,0126	55,0957	58,0137	61,2020	61,6631
	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N° 3	$\sigma_0 - \Delta\sigma_{ins}$	1265,6796	1287,9516	1304,0579	1322,5818	1325,0118
	$\Delta\sigma_{rela}$ MPa	47,5528	50,7029	53,0308	55,7598	56,1219
	x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N° 4	$\sigma_0 - \Delta\sigma_{ins}$	1276,78	1291,7051	1296,7323	1305,1271	1311,0305
	$\Delta\sigma_{rela}$ MPa	49,1128	51,2416	51,9668	53,1868	54,0515

VI.9.3.3 Pertes dues au fluage

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. A la différence du retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant la durée d'application de ce dernier.

Les pertes de précontrainte dues au fluage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_{ij}}{E_p} \times (\sigma_{bc} + \sigma_{max})$$

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

σ_{Max} et σ_{bc} sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte.

Comme $\sigma_{Max} \leq 1,5\sigma_{bc}$, d'après le **BPEL** la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times \sigma_{bc} \times E_{ij} / E_p$$

Les résultats de calcul pour chaque câble sont donnés dans le tableau VI.10.

Tableau VI. 10 : Pertes de fluage pour chaque câble

		x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N°	1	$\Delta\sigma_{fl}$ MPa	15,9838	35,0410	47,0020	57,3229	61,3071
	2	$\Delta\sigma_{fl}$ MPa	15,8008	48,6369	87,7239	121,4011	133,8908
	3	$\Delta\sigma_{fl}$ MPa	15,4187	66,4749	142,1968	208,2471	233,4397
	4	$\Delta\sigma_{fl}$ MPa	15,5539	82,0931	188,2292	280,8929	317,1866

La somme des pertes différées :

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par un coefficient égal à 5/6.

La perte différée totale vaut :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \cdot \Delta\sigma_p$$

Tableau VI. 11 : Pertes différées totales

		x en (m)	0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500
câble N°	1	$\Delta\sigma_{diff}$ MPa	117,6881	139,7964	155,1492	169,0066	174,5786
	2	$\Delta\sigma_{diff}$ MPa	115,3134	151,2326	193,2376	230,1031	243,0539
	3	$\Delta\sigma_{diff}$ MPa	110,4715	164,6778	242,7276	311,5015	337,0616
	4	$\Delta\sigma_{diff}$ MPa	112,1667	180,8347	287,696	381,5797	418,7381

VI.9.4 Pertes totales

La notion de contrainte effective se traduit par les relations suivantes :

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}$$

$$\sigma_{eff} = (n \times \sigma_0) - \Delta\sigma_{totale}$$

Avec :

- σ_{eff} : contrainte effective dans chaque section ;
- n : nombre de câbles (dans notre cas n = 4) ;
- σ_0 : tension à l'origine égale à 1480 MPa ;
- $\Delta\sigma_{totale}$: perte totale dans chaque section.

Le pourcentage des pertes dans chaque section est exprimé par la relation suivante :

$$100 \times \left(\frac{4 \times \sigma_0 - \sigma_{eff}}{4 \times \sigma_0} \right)$$

Les pertes totales dues aux pertes instantanées et différées sont récapitulées dans le tableau VI.12.

Tableau VI. 12 : Pertes totales

x en (m)		0,0000	4,4875	8,9750	13,4625	17,9500	
Câble N°	1	$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ MPa	285,6183	287,2193	280,2910	271,4574	267,0116
	2	$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ MPa	298,2643	313,1245	335,6331	351,6499	361,6227
	3	$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ MPa	324,7919	356,7262	418,6697	468,9197	492,0483
	4	$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ MPa	315,3867	369,1296	470,9637	556,4526	587,7076
$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ MPA			1224,0612	1326,1996	1505,5575	1648,4796	1708,3902
$\sigma_{\text{eff}} = (4x\sigma_0) - \Delta\sigma_{\text{totale}}$			4695,9388	4593,8004	4414,4425	4271,5204	4211,60974
% $\Delta\sigma_{\text{tot}}$			20,68	22,40	25,43	27,85	28,86

VI.10 Conclusion

On constate que le pourcentage des pertes est maximal à la section de mi travée et a pour valeur **28,86 %**. Ces pertes ne dépassent pas l'estimation initiale qui était de **32 %**.

VII.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires en choisissant la section la plus sollicitée.

VII. 2 Phases de construction

La vérification se fait selon les **cinq phases** suivantes :

Phase 1

Au **15^{ème}** jour, la poutre est sur le banc de préfabrication ; les câbles sont tirés à **50% de P_0** et les pertes sont estimées à **10% de P_0** .

- $f_{c15} = 0,685 f_{c28} \log (15+1) = 32,99 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 19,8 \text{ MPa}$ ($\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$).

Phase 2

Au **28^{ème}** jour, les câbles sont tirés à **100% de P_0** , les pertes sont estimées à **20% de P_0** .

- $f_{c28} = 0,685 f_{c28} \log (28+1) = 40 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$ ($\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$).

Phase 3

Au **56^{ème}** jour, les câbles sont tirés à **100% de P_0** , les pertes sont estimées à **29% de P_0** .

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont les efforts dus à la deuxième phase et le poids propre de l'hourdis coulé sur place.

- la section résistante reste celle de la poutre seule.
- $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$.
- $\overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$ ($\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$).

Phase 4

On considère le tablier à vide (superstructure). Dans ce cas, la section résistante est constituée par la poutre et la dalle.

- Les pertes considérées sont de 29 %
- $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$.
- $\overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$ ($\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$).

Phase 5

L'ouvrage est en service, la mise en tension est déjà faite à 100 %.

- Les pertes considérées sont de 32 %.
- $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$.
- $\overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$. ($\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$).

VII.3 Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections

VII.3.1 Caractéristiques nettes de la section médiane

Le calcul des caractéristiques nettes de la section médiane est donné par les expressions suivantes :

$$B_n = B_r - n \times B \quad \text{Avec} \quad B = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$V'_n = \frac{B_r \times V'_r - \sum B \times y_i}{B_n}$$

$$I_n = (V'_n - V'_r)^2 \times B_r - n \times I - B \sum (V'_n - y_i)^2 + I_r$$

La distance entre les 4 câbles et la fibre inférieure de la poutre sont comme suit :

$$\begin{cases} y_1 = 0,12 \text{ m} \\ y_2 = 0,12 \text{ m} \\ y_3 = 0,12 \text{ m} \\ y_4 = 0,24 \text{ m} \end{cases}$$

Les Caractéristiques brutes de la section médiane (Poutre seule) sont données dans le tableau VII.1 (voir chapitre III).

Tableau VII.1 : Caractéristiques brutes de la section médiane.

B _r (m ²)	I _r (m ⁴)	V' _r (m)	V _r (m)	B (m ²)	I (m ⁴)	n	H (m)
0,660	0,281	0,988	0,812	0,004	0,000001552	4	1,8

Le résultat final est noté dans le tableau VII.2

Tableau VII.2 : Caractéristiques nettes de la section médiane.

B _n (m ²)	I _n (m ⁴)	V' _n (m)	V _n (m)	ρ
0,642	0,268	1,011	0,789	0,523

Les mêmes étapes sont reprises pour le calcul des caractéristiques nettes de la section médiane (Poutre + dalle), les résultats sont résumés dans les tableaux VII.3 e VII.4

Tableau VII.3 : Caractéristiques brutes de la section médiane. (Poutre + dalle)

B _r (m ²)	I _r (m ⁴)	V' _r (m)	V _r (m)	B (m ²)	I (m ⁴)	n	H (m)
1,060	0,411	1,332	0,668	0,004	0,000001552	4	2

Tableau VII.4 : Caractéristiques nettes de la section médiane.(poutre + dalle)

B _n (m ²)	I _n (m ⁴)	V' _n (m)	V _n (m)	ρ
1,042	0,386	1,352	0,648	0,423

VII.3.2 Caractéristiques homogènes de la section médiane (Poutre + dalle)

Le calcul des caractéristiques homogènes de la section médiane est donné par les expressions suivantes :

$$B_h = B_n + n \times N \times A_p$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} - N \text{ coefficient d'équivalence acier - béton pris égal à } 5. \\ - A_p = 1350 \text{ mm}^2 \text{ (section d'un câble de précontrainte).} \end{array} \right.$

$$V'_h = \frac{B_n \times V'_n + N \times A_p \sum y_i}{B_h}$$

Et:
$$I_h = I_n + B_n \times (V'_h - V'_n)^2 + N \times A_p \sum (y_i - y_h)^2$$

Tableau VII.5 : Caractéristiques homogènes de la section médiane.(poutre + dalle)

B _h (m ²)	I _h (m ⁴)	V' _h (m)	V _h (m)	ρ
1,069	0,424	1,322	0,678	0,443

Le tableau VII.6 résume les différentes caractéristiques de la poutre seule et avec dalle.

Tableau VII.6 : Caractéristiques homogènes de la section médiane.(poutre + dalle)

	Section médiane		
	Poutre seule	Poutre + dalle	
	Nette	Nette	Homogène
B (m ²)	0,642	1,042	1,069
I (m ⁴)	0,268	0,386	0,424
V' (m ²)	1,011	1,352	1,322
V (m ²)	0,789	0,648	0,678
ρ	0,523	0,423	0,443

VII.4 Justifications de la poutre à l'ELS

VII.4.1 Justification des contraintes normales

Selon le règlement BPEL, la précontrainte est représentée à un instant 't' par deux valeurs caractéristiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P(x, t). \\ P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P(x, t). \end{array} \right.$$

Avec :

P₀ : représentant la précontrainte « à l'origine ».

ΔP (x, t) : la perte de précontrainte au point d'abscisse (x), à l'instant (t).

Pour les phases 1, 2, 3 et 4, la force de précontrainte P qui donne l'effet le plus défavorable est P₁, mais pour la phase d'exploitation (phase 5), c'est la force P₂.

On vérifie que la contrainte normale σ_{sup} et σ_{inf} est comprise entre les contraintes limites $\overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt}}$.

Avec :

$$\begin{array}{l}
 \text{A vide :} \\
 \text{En charge :}
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 \sigma_{sup} = \frac{M_P.V}{I_{GN}} + \frac{P}{B_n} + \frac{M_g.V}{I_{GN}} \geq \overline{\sigma_{bt}} \\
 \sigma_{inf} = \frac{M_P.V}{I_{GN}} + \frac{P}{B_n} + \frac{M_g.V}{I_{GN}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\
 \\
 \sigma_{sup} = \frac{M_P.V}{I_{GN}} + \frac{N}{B_n} + \frac{M_g.V}{I_{GN}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\
 \sigma_{inf} = \frac{M_P.V}{I_{GN}} + \frac{P}{B_n} + \frac{M_g.V}{I_{GN}} \geq \overline{\sigma_{bt}}
 \end{array}
 \right.$$

Telles que :

- σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V'.
- F : force de précontrainte ($F = P_0 \times \text{pertes en \%} \times \text{mise en tension \%}$).
- M_P : moment dû à la précontrainte ($M = F \times \text{le nombre de câbles considérés} \times e$).
- P : effort de la précontrainte ($P = \text{nombre de câbles} \times F$).
- M_g : moment dû au poids propre.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte admissible de compression.
- $\overline{\sigma_{bt}}$: contrainte admissible de traction.

❖ **Phase 1** : Section résistante (Poutre seule et caractéristiques nettes).

$$P_1 = (1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta\sigma) \cdot K \cdot A_p$$

Sachant que le pourcentage de mise en tension K est pris égal à 0,5

$$P_1 = (1,02 \cdot 1480 - 0,8 \times 0,1 \times 1480) \times 0,5 \times 0,00135$$

$$P_1 = 0,98 \text{ MN.}$$

$$f_{c15} = 32,99 \text{ MPa (voir page 79)}$$

$$f_{t15} = 2,58 \text{ MPa (} f_{t15} = 0,6 + 0,06 \times f_{c15} \text{)}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 19,8 \text{ MPa (} 0,6 \times f_{c15} \text{)}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = -3,87 \text{ MPa (} -1,5 \times f_{t15} \text{)}$$

N.B : la contrainte admissible de traction est prise conventionnellement avec le signe négatif

Contrainte due à la précontrainte :

$$P = 0,94 \text{ MN.}$$

$$\sigma = \frac{4 \times P}{B_n} \quad \Longrightarrow \quad \sigma = 5,85 \text{ MPa}$$

Contrainte due au moment de précontrainte :

$$M_p = -P \sum (V'n - Yi) \quad \Longrightarrow \quad M_p = -3,24 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times Vn}{I_n} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{sup}} = -9,72 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times Vn'}{I_n} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{inf}} = 12,21 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_p = 2,580 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times Vn}{I_n} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{sup}} = 7,59 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times Vn'}{I_n} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{inf}} = -9,73 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma(\text{précontrainte}) + \sigma(\text{poids propre}) + \sigma(\text{moment de la précontrainte})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sigma(\text{précontrainte}) + \sigma(\text{poids propre}) + \sigma(\text{moment de la précontrainte})$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = 3,92 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}} = -3,87 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \\ \sigma_{\text{inf}} = 8,33 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 19,8 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \end{cases}$$

❖ Phase 2 : Section résistante (Poutre seule et caractéristiques nettes).

$$P_1 = (1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta) \cdot K \cdot A_p$$

Sachant que :

le pourcentage de mise en tension est pris égal à 1.

$$P_1 = (1,02 \cdot 1480 - 0,8 \times 0,2 \times 1480) \times 1 \times 0,00135 \quad \Longrightarrow \quad P_1 = 1,70 \text{ MN.}$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 24 \text{ MPa} \quad (0,6 \times f_{c15}) \\ \overline{\sigma}_{\text{bt}} = -4,5 \text{ MPa} \quad (-1,5 \times f_{t15}) \end{cases}$$

Contrainte due à la précontrainte :

$P = 1,7 \text{ MN.}$

$$\sigma = \frac{4 \times P}{B_n} \implies \sigma = 10,59 \text{ MPa}$$

Contrainte due au moment de précontrainte :

$$M_p = -P \sum (V' n - Y_i) \implies M_p = -5,86 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} \implies \sigma_{\text{sup}} = -17,22 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times V_n'}{I_n} \implies \sigma_{\text{inf}} = 22,08 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contraintes totales :

$\sigma_{\text{sup}} = \sigma(\text{due précontrainte}) + \sigma(\text{due poids propre}) + \sigma(\text{due moment de la précontrainte})$

$\sigma_{\text{inf}} = \sigma(\text{due précontrainte}) + \sigma(\text{due poids propre}) + \sigma(\text{due moment de la précontrainte})$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = 0,95 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}} = -4,5 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \\ \sigma_{\text{inf}} = 22,94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 24 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \end{cases}$$

❖ **Phase 3 :** Section résistante (Poutre seule et caractéristiques nettes).

$P_1 = (1,02\sigma_{P0} - 0,8\Delta\sigma). K. A_p$

Sachant que :

K : pourcentage de mise en tension.

$P_1 = (1,02.1480 - 0,8 \times 0.29 \times 1480) \times 1 \times 0,00135$

$P_1 = 1,70 \text{ MN.}$

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 24 \text{ MPa} \quad (0.6 \times f_{c15}) \\ \overline{\sigma}_{\text{bt}} = -4,5 \text{ MPa} \quad (-1.5 \times f_{t15}) \end{cases}$$

Contrainte due à la précontrainte :

$P = 1,57 \text{ MN.}$

$$\sigma = \frac{4 \times P}{B_n} \implies \sigma = 9,78 \text{ MPa}$$

Contrainte due au moment de précontrainte :

$$M_p = -P \sum (V_i n - Y_i) \quad \Longrightarrow \quad M_p = -5,41 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{sup}} = -15,91 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times V_n'}{I_n} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{inf}} = 20,39 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_p = 4,07 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{sup}} = 11,97 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times V_n'}{I_n} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{inf}} = -15,34 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma(\text{précontrainte}) + \sigma(\text{poids propre}) + \sigma(\text{moment de la précontrainte})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sigma(\text{précontrainte}) + \sigma(\text{poids propre}) + \sigma(\text{moment de la précontrainte})$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = 5,84 \text{ MPa} & \geq & \overline{\sigma}_{\text{bt}} = -4,5 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \\ \sigma_{\text{inf}} = 14,82 \text{ MPa} & \leq & \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 24 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \end{cases}$$

❖ **Phase 4** : Section résistante (poutre + dalle et caractéristiques homogènes).

$$P_1 = (1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta) \cdot K \cdot A_p$$

Sachant que :

K : pourcentage de mise en tension (K=1).

$$P_1 = (1,02 \cdot 1480 - 0,8 \times 0,29 \times 1480) \times 1 \times 0,00135$$

$$P_1 = 1,70 \text{ MN.}$$

Contrainte due à la précontrainte :

$$P = 1,57 \text{ MN.}$$

$$\sigma = \frac{4 \times P}{Bh} \quad \Longrightarrow \quad \sigma = 5,87 \text{ MPa}$$

Contrainte due au moment de précontrainte :

$$M_p = -P \sum (V'h - Yi) \quad \Longrightarrow \quad M_p = -7,36 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times Vh}{Ih} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{sup}} = -11,76 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times Vh'}{Ih} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{inf}} = 22,92 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_p = 4,07 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{Mg \times Vh}{Ih} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{sup}} = 6,51 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{Mg \times Vh'}{Ih} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{inf}} = -12,68 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma(\text{précontrainte}) + \sigma(\text{poids propre}) + \sigma(\text{moment de la précontrainte})$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sigma(\text{précontrainte}) + \sigma(\text{poids propre}) + \sigma(\text{moment de la précontrainte})$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = 0,62 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{\text{bt}} = -4,5 \text{ MPa} & \text{Vérifiée} \\ \sigma_{\text{inf}} = 16,12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 24 \text{ MPa} & \text{Vérifiée} \end{cases}$$

❖ **Phase 5 :** Section résistante (poutre + dalle et caractéristiques homogènes).

Vérification des contraintes en service :

Sous D240 :

$$P_2 = (0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta) \cdot K \cdot A_p$$

Sachant que :

K : pourcentage de mise en tension.

$$P_2 = (0,98 \cdot 1480 - 1,2 \times 0,29 \times 1480) \times 1 \times 0,00135$$

$$P = 1,26 \text{ MN.}$$

Contrainte due à la précontrainte :

$$P = 1,26 \text{ MN.}$$

$$\sigma = \frac{4 \times P}{Bh} \quad \Longrightarrow \quad \sigma = 4,71 \text{ MPa}$$

Contrainte due au moment de précontrainte :

$$Mp = -P \sum (V'h - Yi) \quad \Longrightarrow \quad M_p = -5,91 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{Mp \times Vh}{Ih} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{sup}} = -9,44 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{Mp \times Vh'}{Ih} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{inf}} = 18,40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contrainte due au chargement :

$$M_{\text{max}} = 6,960 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{max}} * Vh}{Ih} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{sup}} = 11,03 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{max}} * Vh'}{Ih} & \Longrightarrow & \sigma_{\text{inf}} = -21,50 \text{ MPa} \end{cases}$$

Contraintes totales :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = 6,31 \text{ MPa} & \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 24 \text{ MPa} & \text{Vérifiée} \\ \sigma_{\text{inf}} = 1,61 \text{ MPa} & \geq \overline{\sigma_{\text{bt}}} = -4,5 \text{ MPa} & \text{Vérifiée} \end{cases}$$

VII.4.2 Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \overline{\tau_1^2}$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \overline{\tau_2^2}$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle.

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

VII.4.1.1 Détermination de la contrainte normale « σ_x »

La contrainte normale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad \text{avec :} \quad P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

VII.4.1.2 Détermination de la contrainte tangentielle « τ »

Elle est la conséquence de la présence d'un effort tranchant, nous utiliserons pour sa détermination la notion d'effort tranchant réduit. La contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre de matière d'ordonnée y est :

$$\tau(y) = \frac{V_{rd} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n(y)}$$

Avec :

- V_{rd} : effort tranchant réduit ;
- $S(y)$: le moment statique par rapport à l'axe Gz de la partie de section située au-dessus de l'ordonnée y
- b_n : Largeur nette de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \emptyset = 0.6 - (0.5 \cdot 0.075) = 0.56$ m.
 - $\left\{ \begin{array}{l} m : \text{nombre de gaines par lit ;} \\ k = 0.5, \text{ dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment ;} \\ \emptyset = 75 \text{ cm, diamètre de la gaine.} \end{array} \right.$
- I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe Gz.

Approximativement :

$$S(y) = \frac{I_n}{0.8 \cdot h}$$

$$\tau(y) = \frac{V_{rd}}{0.8 \cdot b_n \cdot h}$$

tel que : $V_{rd} = V - \sum P_i \sin \alpha_i$

Application

❖ Phase 1

Calcul de la contrainte tangentielle $\tau_{(y)}$:

$$P_1 = 0.94 \text{ MN}$$

$$V_{rd} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i \quad \text{Avec} \quad V_{ser} = \frac{g_{poutre} \cdot l}{2} = \frac{15,32 \times 35,9}{8 \times 2} = 0.34 \text{ MN.}$$

$$V_{rd} = 0,34 - 0,94x (\sin (6,5)+\sin(5) +\sin(6,5) +\sin (5)) = 0.033 \text{ MN.}$$

$$\tau (y) = \frac{V_{rd}}{0.8 .b_n. h} = \frac{0.033}{(0.8) .(0.56). (1,8)} = \mathbf{0.0400 \text{ MPa.}}$$

$$\tau^2 = \mathbf{0.002 \text{ MPa}^2}.$$

Calcul de σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = P \frac{\sum \cos \alpha_i}{B_n} = \frac{0.94}{1,123} \times 6(\cos (6, 5) +\cos (5) +\cos (6, 5) +\cos (5))$$

$$\sigma_x = \mathbf{3.331 \text{ MPa.}}$$

Vérification :

$$\tau^2 \leq \mathbf{0,4 f_{tj}} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \overline{\tau_1^2} \quad ?$$

$$\tau^2 = 0.001 \text{ MPa}^2 \leq \mathbf{0,4 * 3 \left(3 + \frac{2}{3} . 3,331 \right) = 4.954 \text{ MPa}^2} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\tau^2 \leq \mathbf{2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left(0,6 f_{cj} - \sigma_x \right) . \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \overline{\tau_2^2} \quad ?}$$

$$\tau^2 = 0.001 \text{ MPa}^2 \leq \mathbf{2 \frac{2,58}{32,99} \left(0,6.32,99 - 3,331 \right) \left(2,58 + \frac{2}{3} . 3,331 \right) = 12,362 \text{ MPa}^2} \quad \text{Vérifiée}$$

Remarque : De la même manière, on fait le calcul pour chaque phase sous P₁ et P₂ :

Les résultats des différentes phases sont regroupés dans le tableau VII.7 :

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Phases	1	2	3	4	
				A vide	En charge
P(MN)	0,940	1,7	1,57	1,570	1,260
Bn	1,123	1,123	1,123	1,503	1,503
Vred 1 (MN)	0,033	0,337	0,285	0,285	0,161
h	1,800	1,800	1,800	2,000	2,000
bn	0,560	0,560	0,560	0,560	0,560
τ (MPa)	0,040	0,418	0,354	0,318	0,180
σ_x (MPa)	3,331	6,024	5,564	4,157	3,336
τ^2 (MPa) ²	0,002	0,175	0,125	0,101	0,032
$\overline{\tau_1^2}$ (MPa) ²	4,954	8,420	8,051	6,926	6,269
$\overline{\tau_2^2}$ (MPa) ²	12,362	18,919	18,554	17,178	16,193
Vérifiée ?	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées en toute phase de construction et de service.

VII.4.1.3 Ferrailage passif longitudinal

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

• **Armatures de peau**

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température.

$$A_{s \min} \geq \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml de périmètre de la section la section droite de l'ouvrage} \\ \% 0,1 \text{ de la section de la poutre .} \end{cases}$$

$$A_{s \min} \geq \max \begin{cases} 3 \times (0,6+1,8) \times 2 = 14,4 \text{ cm}^2 \\ \% 0,1 \times 0,66 \text{ m}^2 = 6,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\implies A_{s \min} = 14,4 \text{ cm}^2$$

• **Armatures longitudinales dans les zones tendues**

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{10000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

Avec :

B_t : Aire du béton tendu.

N_{bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t

σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

f_e : Limite élastique des armatures utilisées.

D'après le diagramme obtenu, on constate qu'on n'a pas de ferrailage dans la zone tendue, c'est-à-dire que $A_s = 0$ car $B_t = 0$ et donc pas d'effort de traction.

On adopte un ferrailage minimal car les armatures de peau sont suffisantes :

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

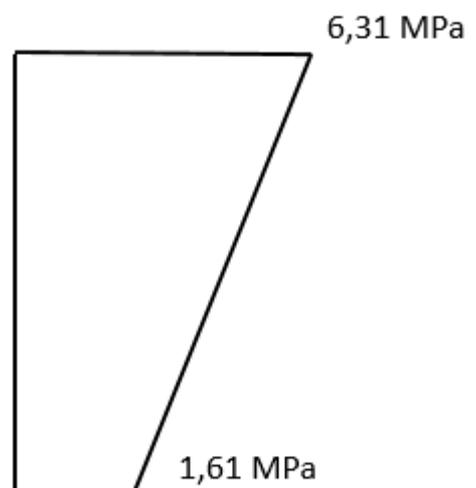


Figure VII.1 : Diagramme de contrainte sous chargement

VII.5 Justification de la poutre à l'ELU

VII.5.1 Justification des contraintes normales

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

Hypothèses de calcul

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton acier).
- Respecter la règle des trois pivots.

Principe et étapes de calcul

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple (N_u, M_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant $(\overline{N}_u, \overline{M}_u)$

Pour cela ; il faut :

- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer y pour le calcul de $\Delta\varepsilon$, $\Delta\sigma_p$ et N_{bc} .
- Faire une comparaison entre N_u et \overline{N}_u qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.
- Vérifier que : $M_u \leq \overline{M}_u$.

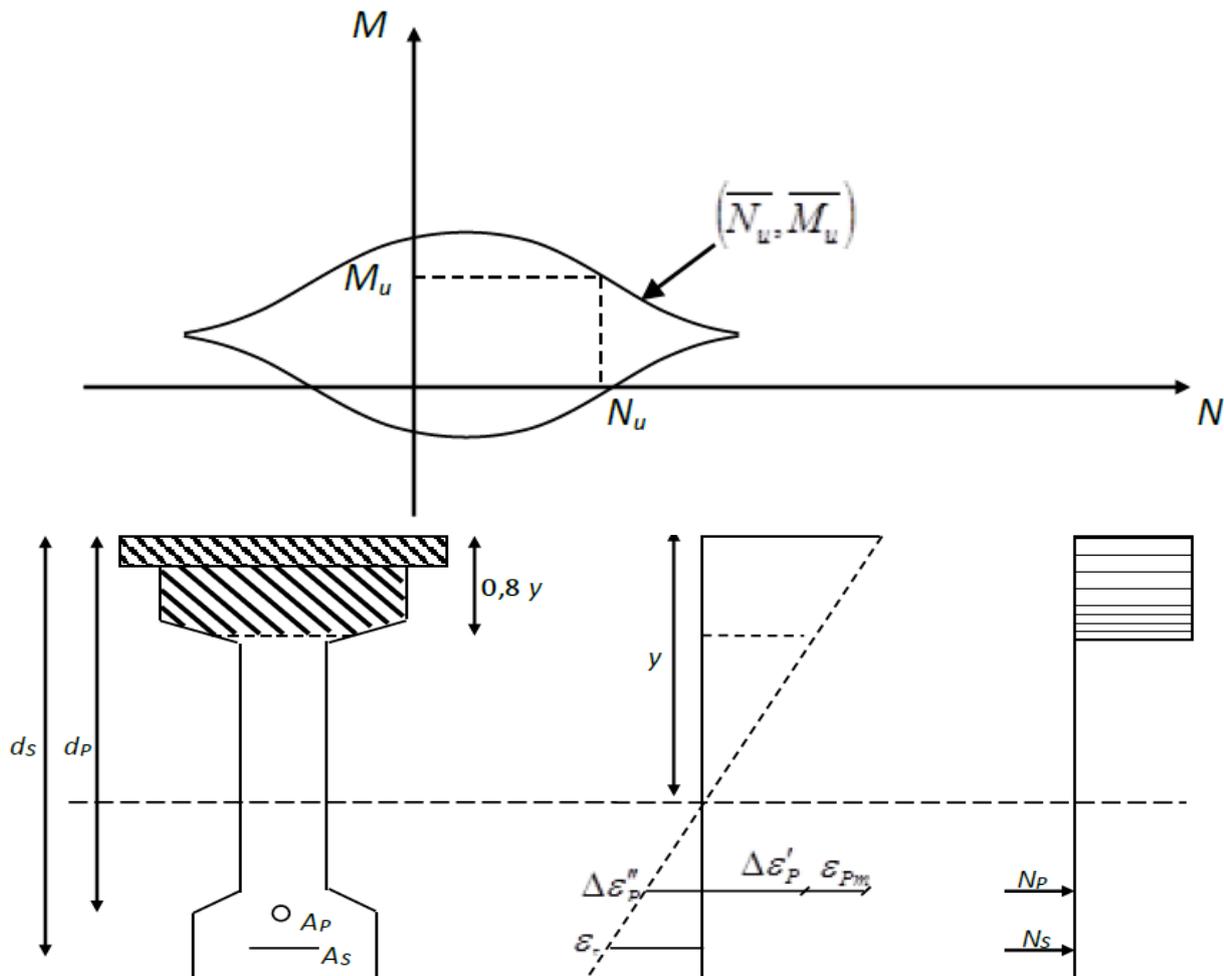


Figure VII.2 : Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.

$$A_s = 0,000236 \text{ m}^2 ;$$

$$A_p = 1350 \times 10^{-6} \text{ m}^2 ;$$

$$d_s = 2 - 0,05 = 1,95 \text{ m} ;$$

$$d_p = 2 - 0,15 = 1,95 \text{ m}.$$

- L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaille au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint.
- On suppose en premier lieu que les deux matériaux travaillent au maximum en même temps $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ et $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.

Application à notre projet

$$N_u = P_m \quad \text{avec : } P_m = (\sigma_{po} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p \quad (\Delta\sigma_T = 28,86\% \sigma_{po} \text{ 'voir chapitre VI'})$$

$$P_m = (1480 - 427,09) \times 4 \times 0,00135$$

$$\implies P_m = 5,686 \text{ MN}$$

Pour la vérification, la procédure à suivre est comme suit :

1^{ère} itération : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B c'est-à-dire que $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ et $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$. Les efforts ultimes sont donnés par les relations suivantes :

$$\bar{N}_u = B(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \sigma_p$$

$$\bar{M}_u = B(y) \times \sigma_{bc} \times Z(y) - A_s \times \sigma_s \times (d_s - d_p)$$

Comme :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \implies y = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_s} \times d_s \implies y = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} + 10\text{‰}} \times 1,95 = 0,509 \text{ m}.$$

$$\text{Et : } B(y) = 0,2 \times 2 + (0,686 - 0,2) \times 1,4 = 0,686 \text{ m}^2 .$$

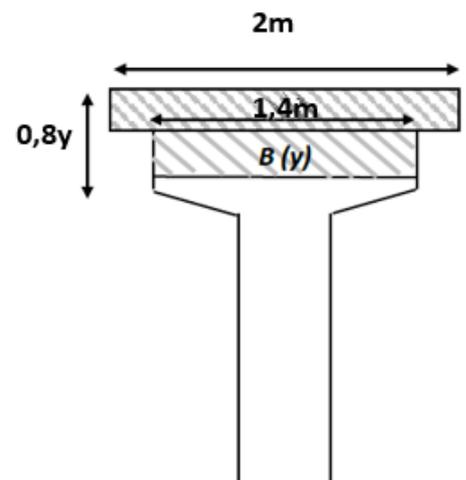
$$N_{bc} = B(y) \times \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0,686 \times \frac{0,85 \times 40}{1,5} = 15,56 \text{ MN}.$$

De plus, on a l'allongement préalable ϵ_{pm} , donné par :

$$\epsilon_{pm} = \frac{P_m}{n \times A_p \times E_p}$$

$$\implies \epsilon_{pm} = \frac{5,68}{4 \times 1350 \times 10^{-6} \times 1,9 \times 10^5}$$

$$\implies \epsilon_{pm} = 5,536 \text{ ‰}.$$



On obtient la déformation due à la compression du béton au niveau du câble moyen $\Delta\varepsilon'_p$:

$$\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

Avec : σ_{bpm} : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \left(\frac{P_m \times e_0 + M_{\min}}{I_n} \right) \times e_0 ; e_0 = - (V_h' - d' - e_m) = -(1,322 - 0,12 - 0,15)$$

$$\implies \sigma_{bpm} = \frac{5,68}{1,042} + \left(\frac{5,68 \times (-1,052) + 4,07}{0,386} \right) \times (-1,052)$$

$$\implies \sigma_{bpm} = 10,64 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{10,64}{1,9 \times 10^5} = 0,28 \text{ ‰.}$$

La variation complémentaire accompagnant la déformation du béton notée $\Delta\varepsilon''_p$ est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = 3,5 \text{ ‰} \times \frac{1,85 - 0,506}{0,506} = 9,296 \text{ ‰}$$

Ainsi on obtient la déformation totale :

$$\sum \varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p = 5,536 + 0,28 + 9,296$$

$$\sum \varepsilon = 15,112 \text{ ‰}$$

D'une part ; la déformation du béton ε_p est égale à :

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \cdot \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$$

D'autre part : $\Delta\sigma_p = g(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p) - g(\varepsilon_{pm})$

$$\Delta\sigma_p = g(15,112) - g(5,536)$$

$$\sum \varepsilon = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100 \cdot \left(\frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 \dots (1) ; \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100 \cdot \left(\frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 \dots (2)$$

La résolution des équations (1) et (2) est donnée par le logiciel MATLAB comme suit :

$$15,112 = \frac{\sigma_{p1}}{190000} + 100 \cdot \left(\frac{\sigma_{p1}}{1860} - 0,9 \right)^5 \implies \sigma_{p1} = 2948,34 \text{ MPa}$$

$$5,536 = \frac{\sigma_{p2}}{190000} + 100 \cdot \left(\frac{\sigma_{p2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \implies \sigma_{p2} = 2716,14 \text{ MPa}$$

$$\implies \Delta\sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 2948,34 - 2716,14 = 232,20 \text{ MPa}$$

Nous obtenons :

$$\begin{aligned}\bar{N}_u &= B(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \sigma_p \\ \bar{N}_u &= 0,686 \times \frac{0,85 \times 40}{1,5} - 0,000236 \times \frac{500}{1,15} - 4 \times 0,00135 \times 232,20 = 14,19 \text{ MN} \\ \bar{N}_u &= 14,19 \text{ MN} > N_u = 5,68 \text{ MN}\end{aligned}$$

La partie comprimée est très importante, il faut pivoter le diagramme de la déformation autour du pivot A, $\epsilon_{bc} < 3,5\%$ et garde ϵ_s .

2^{ème} itération :

Nous supposons que , $\bar{N}_u = N_u$ nous recherchons B(y)

$$\begin{aligned}5,68 &= B(y) \times \frac{0,85 \times 40}{1,5} - 0,000236 \times \frac{500}{1,15} - 4 \times 0,00135 \times 232,20 \\ \implies B(y) &= 0,311 \text{ m}^2 \implies 0,8y = 0,137 \text{ m} \implies y = 0,171 \text{ m}.\end{aligned}$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \implies \epsilon_{bc} = \frac{10\% \times 0,171}{1,95 - 0,171} = 0,961\%$$

$$\epsilon_{pm} = 5,536\%$$

$$\Delta\epsilon'_p = 0,28\%$$

$$\Delta\epsilon''_p = \epsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = 0,961 \times \frac{1,85 - 0,171}{0,171} = 9,426\%$$

$$\sum \epsilon = \epsilon_{pm} + \Delta\epsilon'_p + \Delta\epsilon''_p = 5,536 + 0,28 + 9,426 = 15,242\%$$

$$15,242 = \frac{\sigma_{p3}}{190000} + 100 \cdot \left(\frac{\sigma_{p3}}{1860} - 0,9\right)^5 \implies \sigma_{p3} = 2950,53 \text{ MPa}$$

$$\implies \Delta\sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 2950,53 - 2716,14 = 234,39 \text{ MPa}$$

$$\bar{N}_u = B(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \sigma_p$$

$$\bar{N}_u = 0,311 \times \frac{0,85 \times 40}{1,5} - 0,000236 \times \frac{500}{1,15} - 4 \times 0,00135 \times 234,39$$

$$\bar{N}_u = 5,681 \text{ MN} \approx N_u = 5,686 \text{ MN} \quad (\text{vérifiée})$$

- Calcul de \bar{M}_u / A_p

$$z(y) = d_p - 0,4y = 1,85 - 0,4(0,171)$$

$$\implies Z = 1,78 \text{ m}$$

$$\overline{M_u} = B(y) \cdot \sigma_{bc} z(y) - A_s \cdot \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$\overline{M_u} = 0,311 \times \frac{0,85 \times 40}{1,5} \times 1,78 - 0,000236 \times \frac{500}{1,15} (1,95 - 1,85)$$

$$\overline{M_u} = 12,548 \text{ MN.m} > M_u = 9,388 \text{ MN.m} \quad (\text{vérifiée})$$

Conclusion

Le couple (M_u , N_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction donc les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

VII.5.2 Justification des contraintes tangentielles

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton.

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- Le non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles de béton.

• Armatures transversales de peau

La section de ces armatures doit être telle qu'il y ait au moins 2 cm^2 d'acier (soit **1 cadre HA12**) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

• Minimum d'armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_n \times 1,15} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \min (0,8h ; 3 b_0 ; 1 \text{ m}) = \min (0,8 \times 1,8 ; 3 \times 0,6 ; 1 \text{ m})$$

$$S_t \leq \min (1,44 ; 1,8 ; 1 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

$$\text{On fixe : } A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre de HA12)}$$

D'où :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_n \times 1,15} = \frac{2,26 \times 500}{0,4 \times 0,56 \times 1,15} = 0,438 \text{ m}$$

$$S_t \leq 0,438 \text{ m} \quad \text{Nous prendrons}$$

$$\implies S_t = 40 \text{ cm} \quad \text{en travée.}$$

$$\implies S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{à l'about.}$$

VII.5.3 Justification des armatures transversales dans la zone 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 ces armatures.

- **Le non rupture des armatures transversales**

Nous devons vérifier :

$$\tau_{u red} \leq \overline{\tau_u} = \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_n \times 1,15} \cdot \cotg(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

Avec : β_u : Angle d'inclinaison des bielles de béton.

$$\text{Tg}(2 \beta_u) = \frac{2 \times \tau_{u red}}{\sigma_{xu}} \quad \text{et :} \quad \sigma_{xu} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_h}$$

$$\tau_{u red} = \frac{V_{u red} \times S}{I_n \times b_h}$$

$$P_m = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_T) \cdot A_p = (1480 - 0,29 \cdot 1480) \cdot 0,00135 = 1,418 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = P_m \frac{\sum \cos \alpha_i}{B_n} = \frac{1,418}{1,503} \cdot (\cos(6,5) + \cos(5) + \cos(6,5) + \cos(5)) = 3,754 \text{ MPa}$$

$$V_{u red} = V_{u max} - P_m \sum \sin \alpha_i = 1,608 - 1,418 \cdot (\sin(6,5) + \sin(5) + \sin(6,5) + \sin(5))$$

$$\implies V_{u red} = 1,040 \text{ MN}$$

$$\tau_{u red} = \frac{V_{u red} \times S}{I_n \times b_n} = \frac{0,899 \times 0,310}{0,496 \times 0,56} = 1,160 \text{ MPa}$$

$$\text{tg}(2 \beta_u) = \frac{2 \times \tau_{u red}}{\sigma_{xu}} = \frac{2 \times 1,160}{3,754} = 0,618 \implies \beta_u = 15,86^\circ < 30^\circ$$

On prend : $\beta_u = 30^\circ$

$$\overline{\tau_u} = \frac{2,26 \times 10^{-4} \times 500}{0,4 \times 0,56 \times 1,15} \cdot \cotg(30) + \frac{3}{3} = 1,675 \text{ MPa}$$

$$\implies \tau_{u red} = 0,844 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,675 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

- **Justification des bielles de béton**

La condition est la suivante :

$$\tau_{u red} \leq \frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b}$$

$$\tau_{u red} = 0,844 \text{ MPa} \leq \frac{40}{4 \times 1,5} = 6,667 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Le ferrailage de la poutre est illustré par la figure VII.3

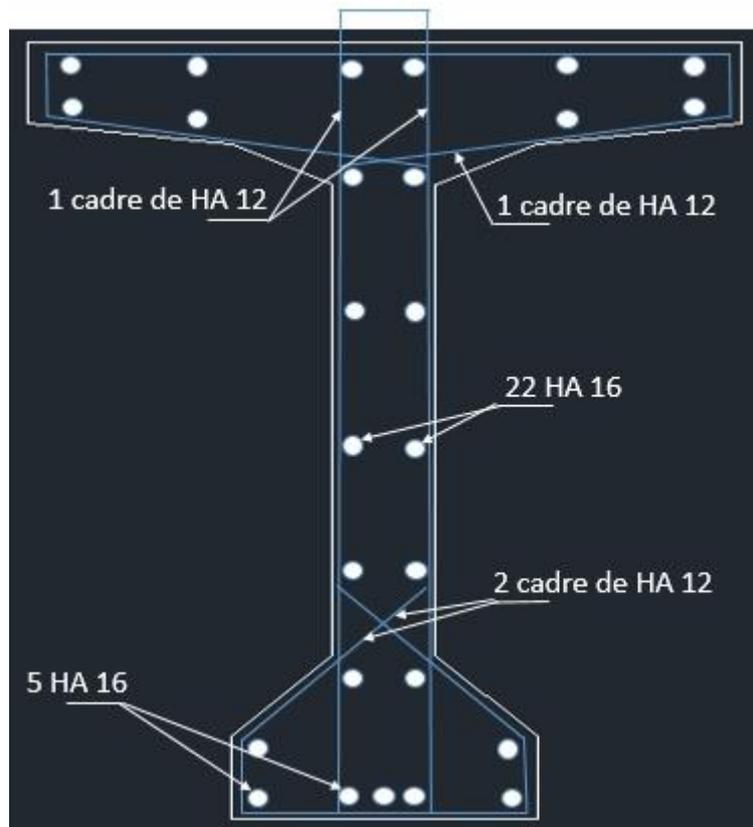


Figure VII. 3 : Ferrailage passif de la poutre.

VII.6 Conclusion

Après vérification, le ferrailage passif est de : 5HA16 pour les armatures inférieures longitudinales, 22HA12 pour les armatures supérieures longitudinales, et pour les armatures transversales on a opté pour des cadres de HA12 espacés de 40cm en travée et 15cm à l'about.

VIII.1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui par conséquent sert de couverture pour le pont. Dans notre cas, il joue le rôle d'entretoise et il assure la répartition transversale des efforts. Il est destiné à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Le but de cette étude consiste à déterminer les efforts internes ainsi que le ferrailage de l'hourdis général.

VIII.2 Méthodologie de calcul

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions transversale et longitudinale. Les moments résultant (M_{xx} ; M_{yy}) nous permettront de calculer les armatures transversales et longitudinales.

Selon les règles BAEL, les calculs seront effectués pour une poutre en béton armé de section $(1 \times 0.2) \text{ m}^2$. Nous nous placerons dans le cas de fissuration préjudiciable et les armatures seront calculées à l'ELU puis vérifiées à l'ELS.

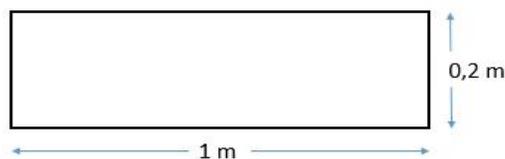


Figure VIII.1 : Section de l'hourdis considérée.

Nous considérons deux sections une à l'endroit de l'appui (**S1**) où l'effort tranchant est maximum et la deuxième (**S2**) entre axe des poutres où le moment fléchissant est le plus important.

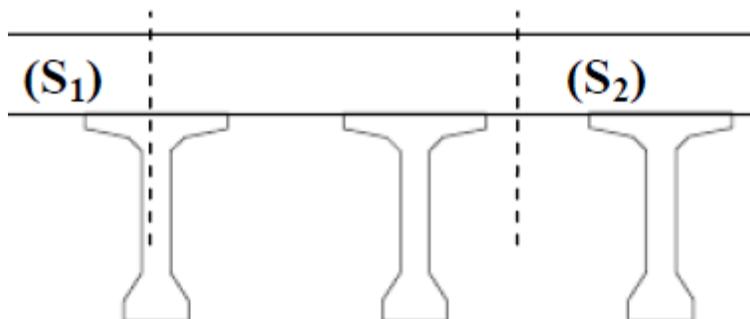


Figure VIII.2 : Coupe transversale du tablier.

VIII.3 Modélisation de l'hourdis

La modélisation de la structure est faite avec le logiciel ROBOT 2014 suivant les combinaisons de charges ci-après :

Combinaisons de cas de charge à l'ELU :

Comb1 (sous Bc) : $1.35 \times G + 1.6 \times Bc$.

Comb2 (sous Mc120) : $1.35 \times G + 1.35 \times Mc120$

Comb3 (sous D240) : $1.35 \times G + 1.35 \times D240$

Combinaisons de cas de charge ELS :

Comb4 (sous Bc) : $1.00 \times G + 1.20 \times Bc$.

Comb5 (sous Mc120) : $1.00 \times G + 1.00 \times Mc120$

Comb6 (sous D240) : $1.00 \times G + 1.00 \times D240$

VIII.3.1 Résultats de la modélisation

Les diagrammes unitaires des moments de flexion sous les différentes combinaisons et différents états obtenus par ROBOT 2014 sont illustrés dans les figures VIII.3 à VIII.8

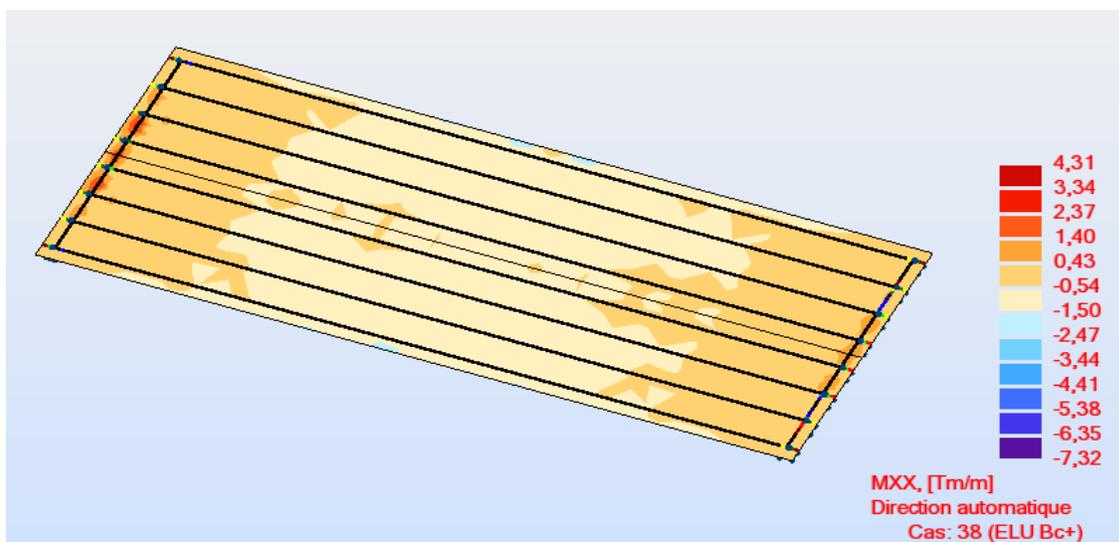


Figure VIII.3 : Moment de la flexion dû à la combinaison 1 (ELU, x-x, Bc).

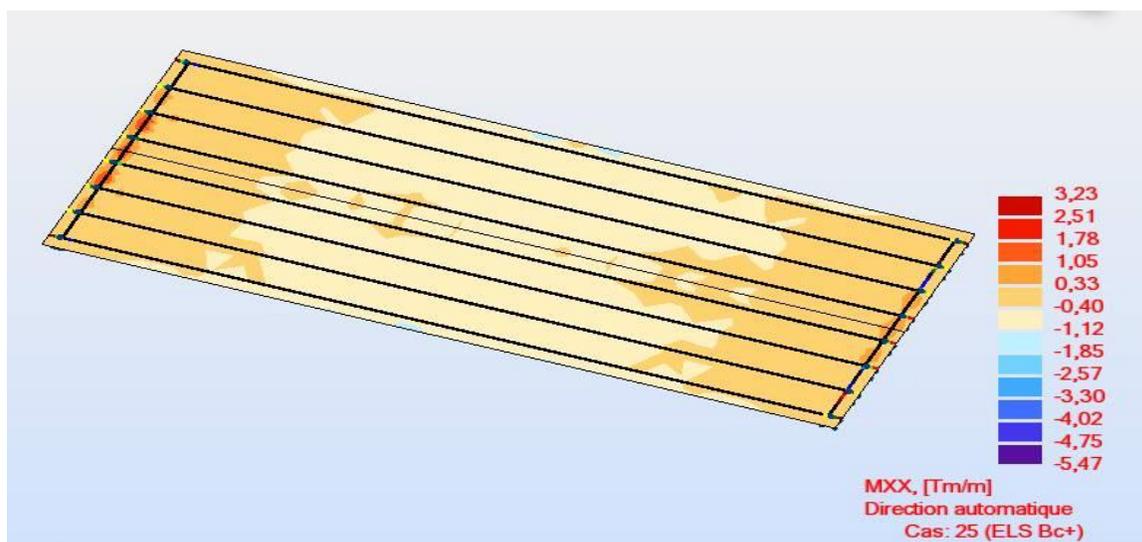


Figure VIII.4 : Moment de la flexion dû à la combinaison 4 (ELS, x-x, Bc).

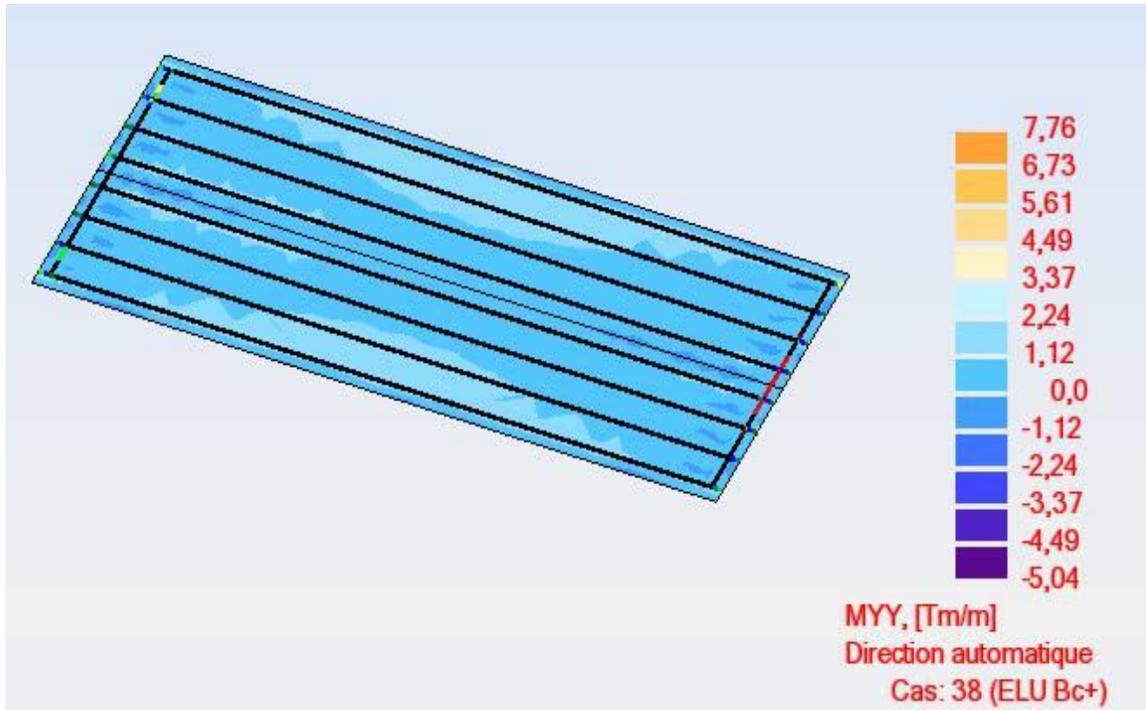


Figure VIII.5 : Moment de la flexion dû à la combinaison 1 (ELU, y-y, Bc).

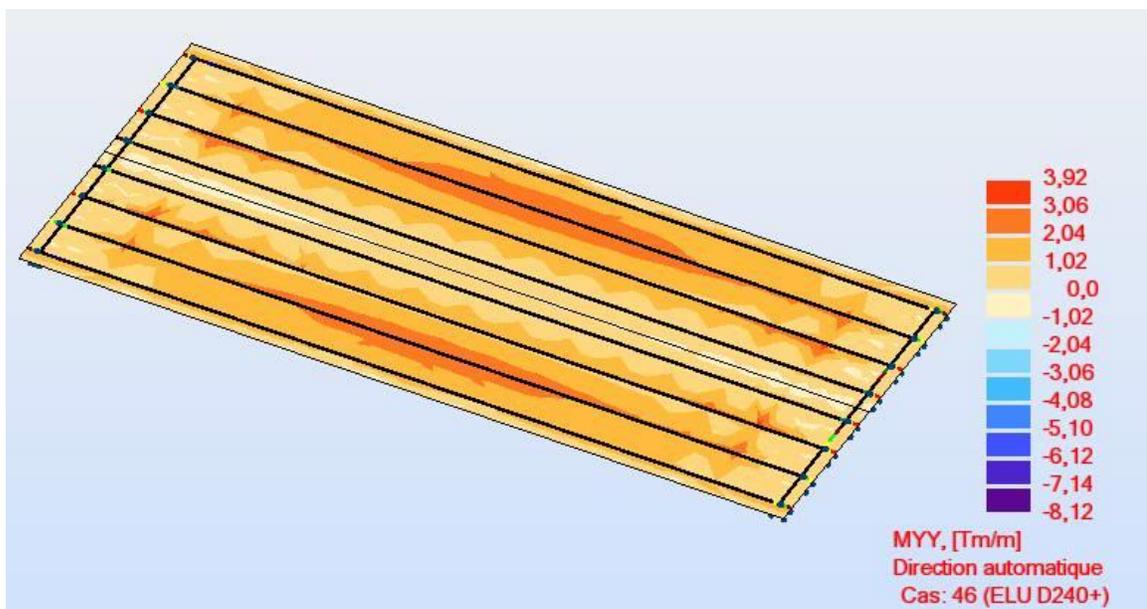


Figure VIII.6 : Moment de la flexion dû à la combinaison 3 (ELU, y-y, D240).

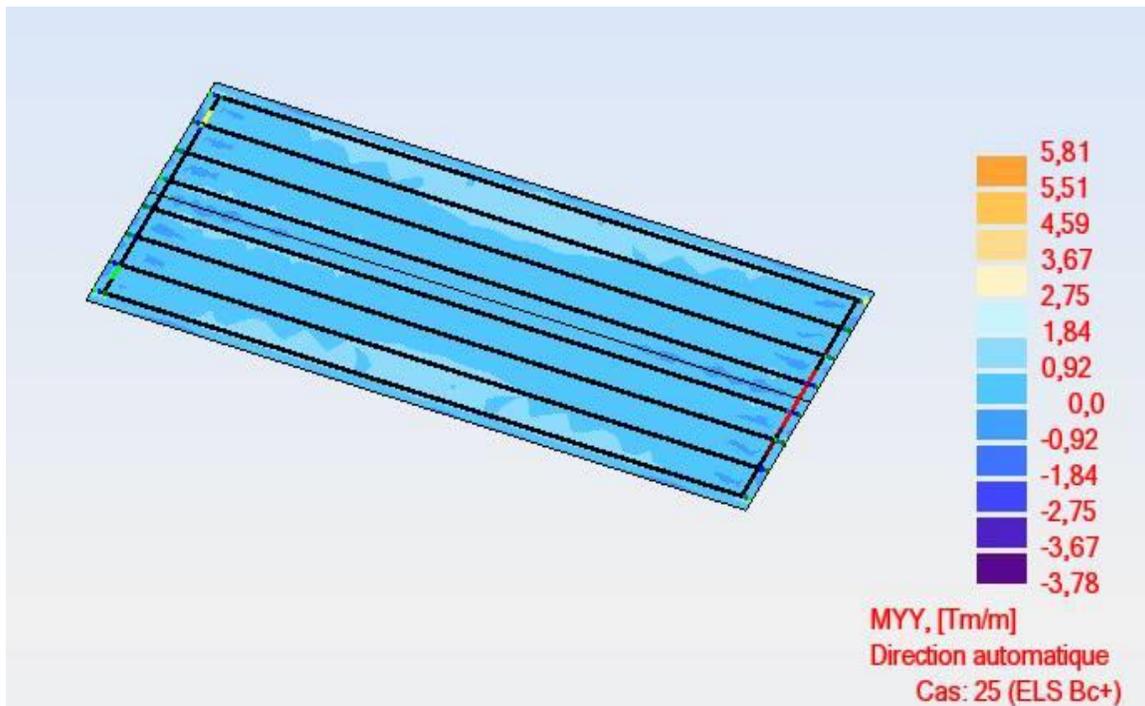


Figure VIII.7 : Moment de la flexion dû à la combinaison 4 (ELS, y-y, Bc).

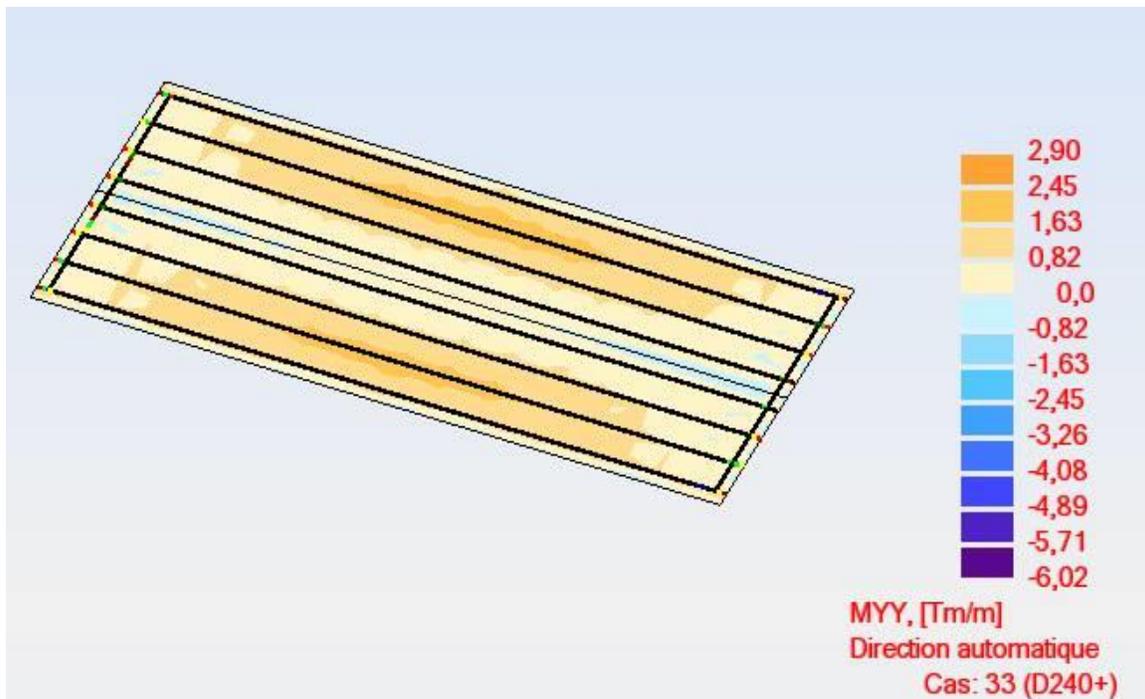


Figure VIII.8 : Moment de la flexion dû à la combinaison 6 (ELS, y-y, D240).

On récapitule les résultats de la modélisation dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : Valeurs des moments maximaux.

		Suivant x-x		Suivant y-y	
		Sur appui (T.m/m)	En travée (T.m/m)	Sur appui (T.m/m)	En travée (T.m/m)
ELU	1,35 G + 1,6 Bc	-7,32	4,31	-5,04	7,76
	1,35 (G + Mc120)	-3,69	2,47	-3,30	2,75
	1,35 (G + D240)	-5,71	2,90	-8,12	3,92
ELS	1,00 G + 1,2 Bc	-5,47	3,23	-3,78	5,81
	1,00 (G + Mc120)	-2,73	1,83	-2,45	2,04
	1,00 (G + D240)	-4,23	2,15	-6,02	2,90

N.B : on remarque que suivant x-x les moments fléchissants maximaux sur appui et en travée sont dus au chargement Bc. Par contre dans le sens y-y les moments maximaux sur appui et en travée sont dus respectivement aux chargements D240 et Bc.

VIII.4 Ferrailage du hourdis

VIII.4.1 Suivant x-x

VIII.4.1.1 Nappe inférieure

Le ferrailage de l'hourdis se calcule à l'ELU en flexion simple. Le coefficient de frottement de remplissage μ est donné par la relation suivante :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u: \text{moment à l'état limite ultime.} \\ f_{bu} : \text{Contrainte de compression du béton } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 40}{1 \times 1,5} = 22,67 \text{ MPa} \\ d = h - c = 0,2 - 0,05 = 0,15 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{0,0431}{1 \times 0,15^2 \times 22,67} = 0,084 \leq \mu_{\text{limite}} = 0,187 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 0,1098$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,1098 \times 0,15 \times 1 \times 22,67}{500 / 1,15} = 6,87 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On opte pour 5HA 14/ml. Soit une section réelle : $A_s = 7,6930 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification à l'ELS :

Les vérifications porteront sur : un état limite de compression du béton et un état limite d'ouverture des fissures. On constate que la surcharge B_c provoque le moment fléchissant le plus défavorable.

Le calcul des contraintes se fera en considérant une section homogène comprenant la section de béton comprimé et les sections d'acier comptées ($n=15$ fois) en gardant le même centre de gravité. Les relations utilisées sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s \end{array} \right.$$

Sachant que : $b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \dots (1)$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \dots (2)$$

De (1) on tire y:

$$y^2 + 30 \cdot (7,693 \times 10^{-4}) \cdot y - 30 \cdot (0,15) \cdot (7,693 \times 10^{-4}) = 0$$

Donc : $y = 0,0484$ m

Et de (2) on tire I :

$$I = \frac{0,0484^3}{3} + 15 \cdot (7,693 \times 10^{-4}) \cdot (0,15 - 0,0484)^2 = 1,5691 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,0323 \times 0,0484}{1,5691 \times 10^{-4}} = 9,9632 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0,0323 \times (0,15 - 0,0484)}{1,5691 \times 10^{-4}} = 313,7161 \text{ MPa} \geq 241 \text{ MPa} \quad \text{Non vérifiée} \end{array} \right.$$

\implies On redimensionne la section d'acier, pour cela on adopte un ferrailage de 6HA16 soit une section $A_s = 12,0576 \text{ cm}^2$, et on revérifie à l'ELS :

$$y^2 + 30 \cdot (12,0576 \times 10^{-4}) \cdot y - 30 \cdot (0,15) \cdot (12,0576 \times 10^{-4}) = 0$$

Donc : $y = 0,0578$ m

Et de (2) on tire I :

$$I = \frac{0,0578^3}{3} + 15 \cdot (12,0576 \times 10^{-4}) \cdot (0,15 - 0,0578)^2 = 2,1812 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,0323 \times 0,0578}{2,1812 \times 10^{-4}} = 8,56 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0,0323 \times (0,15 - 0,0578)}{2,1812 \times 10^{-4}} = 204,80 \text{ MPa} \leq 241 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

On aura un ferrailage de **6 HA16/ml** en nappe **inferieure** suivant le sens **x-x**.

VIII.4.1.2 Nappe supérieure

$$\mu = \frac{0,0732}{1 \times 0,15^2 \times 22,67} = 0,1435 \leq \mu_{\text{limite}} = 0,187 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 0,1945$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,1945 \times 0,15 \times 1 \times 22,67}{500 / 1,15} = 12,1697 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On opte pour 4HA 20/ml soit une section réelle : $A_s = 12,5600 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

La vérification à l'ELS se fait suivant la même procédure effectuée précédemment.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

Sachant que : $b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \quad \dots(1)$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \quad \dots(2)$$

De (1) on tire y :

$$y^2 + 30 \cdot (12,56 \times 10^{-4}) \cdot y - 30 \cdot (0,15) \cdot (12,56 \times 10^{-4}) = 0$$

Donc : $y = 0,0587 \text{ m}$

Et de (2) on tire I :

$$I = \frac{0,0587^3}{3} + 15 \cdot (12,56 \times 10^{-4}) \cdot (0,15 - 0,0587)^2 = 2,2447 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,0547 \times 0,0587}{2,2447 \times 10^{-4}} = 14,30 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0,0547 \times (0,15 - 0,0587)}{2,2447 \times 10^{-4}} = 333,73 \text{ MPa} \geq 241 \text{ MPa} & \text{Non vérifiée} \end{cases}$$

⇒ On redimensionne la section d'acier. Pour cela, on adopte un ferrailage de 6HA20/ml soit une section $A_s = 18,8496 \text{ cm}^2$, et on revérifie à l'ELS :

$$y^2 + 30 \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) \cdot y - 30 \cdot (0,15) \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) = 0$$

Donc : $y = 0,0681 \text{ m}$

$$I = \frac{0,0681^3}{3} + 15 \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) \cdot (0,15 - 0,0681)^2 = 2,9493 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,0547 \times 0,0681}{2,9493 \times 10^{-4}} = 12,63 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0,0547 \times (0,15 - 0,0681)}{2,9493 \times 10^{-4}} = 227,85 \text{ MPa} \leq 241 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérfiée} \\ \text{Vérfiée} \end{array}$$

Conclusion

On aura un ferrailage de **6 HA 20/ml** en nappe **supérieure** suivant le sens **x-x**

VIII.4.2 Suivant y-y**VIII.4.2.1 Nappe inferieure**

$$\mu = \frac{0,0776}{1 \times 0,164^2 \times 22,67} = 0,1273 \leq \mu_{\text{limite}} = 0,187 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 0,1708$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,1708 \times 0,164 \times 1 \times 22,67}{500 / 1,15} = 11,6808 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On opte pour **4HA 20** soit une section réelle : $A_s = 12,5664 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

$$y^2 + 30 \cdot (12,5664 \times 10^{-4}) \cdot y - 30 \cdot (0,164) \cdot (12,5664 \times 10^{-4}) = 0$$

Donc : **y = 0,0620 m**

$$I = \frac{0,062^3}{3} + 15 \cdot (12,5664 \times 10^{-4}) \cdot (0,164 - 0,062)^2 = 2,7559 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,0581 \times 0,062}{2,7559 \times 10^{-4}} = 13,07 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0,0581 \times (0,164 - 0,062)}{2,7559 \times 10^{-4}} = 322,56 \text{ MPa} \geq 241 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérfiée} \\ \text{Non vérifiée} \end{array}$$

⇒ On redimensionne la section d'acier, Pour cela, on adopte un ferrailage de 6HA20/ml soit une section $A_s = 18,8496 \text{ cm}^2$, et on revérifie à l'ELS :

$$y^2 + 30 \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) \cdot y - 30 \cdot (0,164) \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) = 0$$

Donc : **y = 0,0721 m**

$$I = \frac{0,0721^3}{3} + 15 \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) \cdot (0,164 - 0,0721)^2 = 3,6361 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,0581 \times 0,0721}{3,6361 \times 10^{-4}} = 11,52 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0,0581 \times (0,164 - 0,0721)}{3,6361 \times 10^{-4}} = 220,27 \text{ MPa} \leq 241 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérfiée} \\ \text{Vérfiée} \end{array}$$

Conclusion :

On aura un ferrailage de **6 HA 20/ml** en nappe **inférieure** suivant le sens **y-y**.

VIII.4.2.2 Nappe supérieure

$$\mu = \frac{0,0812}{1 \times 0,164^2 \times 22,67} = 0,1332 \leq \mu_{\text{limite}} = 0,187 \quad \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 0,1794$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,1794 \times 0,164 \times 1 \times 22,67}{500 / 1,15} = 12,2726 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On opte pour **4HA 20** soit une section réelle : $A_s = 12,5664 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

$$y^2 + 30 \cdot (12,5663 \times 10^{-4}) \cdot y - 30 \cdot (0,164) \cdot (12,5663 \times 10^{-4}) = 0$$

Donc : $y = 0,0620 \text{ m}$

$$I = \frac{0,062^3}{3} + 15 \cdot (12,5663 \times 10^{-4}) \cdot (0,164 - 0,062)^2 = 2,7555 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,0812 \times 0,062}{2,7555 \times 10^{-4}} = 18,27 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0,0812 \times (0,164 - 0,062)}{2,7555 \times 10^{-4}} = 450,87 \text{ MPa} \geq 241 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérfiée} \\ \text{Non vérifiée} \end{array}$$

\implies On redimensionne la section d'acier, pour cela on adopte un ferrailage de **6HA20/ml** soit une section $A_s = 18,8496 \text{ cm}^2$, et on revérifie à l'ELS :

$$y^2 + 30 \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) \cdot y - 30 \cdot (0,164) \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) = 0$$

Donc : $y = 0,0721 \text{ m}$

$$I = \frac{0,0721^3}{3} + 15 \cdot (18,8496 \times 10^{-4}) \cdot (0,164 - 0,0721)^2 = 3,6373 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,0602 \times 0,0721}{3,6373 \times 10^{-4}} = 11,93 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0,0602 \times (0,164 - 0,0721)}{3,6373 \times 10^{-4}} = 228,15 \text{ MPa} \leq 241 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérfiée} \\ \text{Vérfiée} \end{array}$$

Conclusion :

On aura un ferrailage de **6 HA 20/ml** en nappe **supérieure** suivant le sens **y-y**.

VIII.5 Conclusion

Les figures VIII.9 et VIII.10 nous détaillent le schéma du ferrailage de l'hourdis suivant les deux directions x-x et y-y :

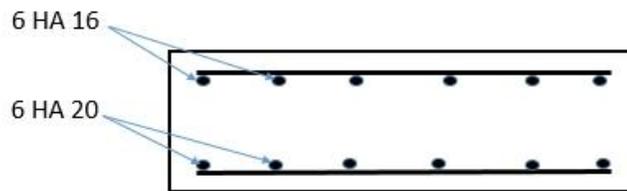


Figure VIII.9 : Ferrailage du hourdis suivant x-x.

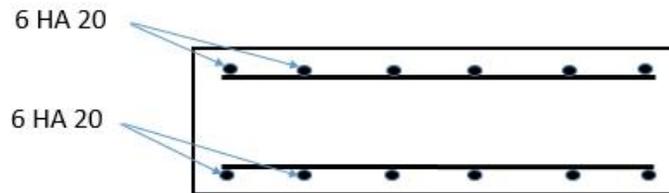


Figure VIII.10 : Ferrailage du hourdis suivant y-y.

IX.1 Introduction

Pour le bon fonctionnement du pont, les travaux d'entretien interviennent au changement des appareils d'appui qui est indispensable, car leur durée de vie est limitée entre 10 et 15 ans. Pour cela, on utilise des vérins placés entre le corps d'appui (chevêtre) et le tablier (au niveau des entretoises) pour soulever ce dernier. Les entretoises ont aussi pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent à la torsion sur appuis.

Donc, l'entretoise doit être vérifiée dans le cas de charge correspondant au soulèvement qui est le cas le plus défavorable.

IX.2 Schématisation statique de l'entretoise d'about

Le remplacement des appareils d'appui se fera à vide, les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier transmise à l'entretoise par le biais des poutres. Le choix du nombre de vérins à utiliser est fonction de la charge à soulever en premier lieu.

L'entretoise sera assimilée à une poutre indéformable reposant sur quatre appuis (vérins de 200 t) supportant une charge uniformément répartie due au poids propre de l'entretoise, et les charges concentrées dues à chaque poutre.

IX.2.1 Calcul des sollicitations :

- $P_{\text{superstructure}} = P_T - P_{\text{ent}} = (1039,3063 - 33,6) \implies P_{\text{superstructure}} = 1005,71 \text{ t.}$

- $P_{\text{concentré}} = P_{\text{superstructure}} / n \times k$

Avec ; n : nombres d'entretoises ;

k : nombres de poutres.

$$\implies P_{\text{concentré}} = 1005,7063 / 2 \times 8 \implies P_{\text{concentré}} = 62,86 \text{ t.}$$

- $G_{\text{ent}} = 33,6 / (2 \times 14) = 1,2444 \text{ t/ml.}$

On adopte le schéma statique donné par la figure IX.1 :

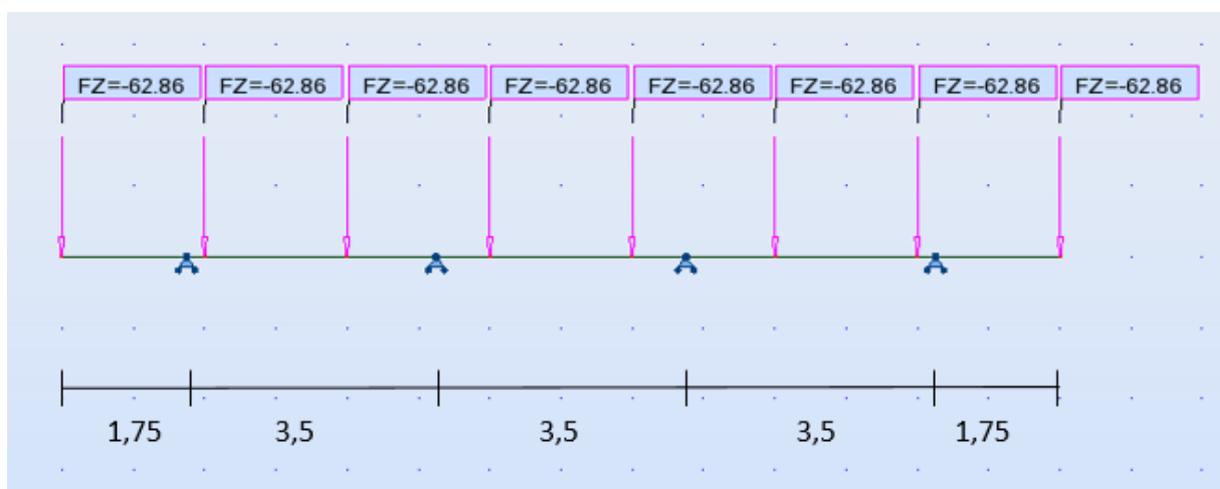


Figure IX.1 : Schéma statique de l'entretoise

On obtient les résultats suivants par le logiciel ROBOT 2014 :

IX.2.1.1 Moment fléchissant à l'ELU

La figure IX.2 illustre le diagramme du moment de flexion de l'entretoise à l'ELU au moment du soulèvement.

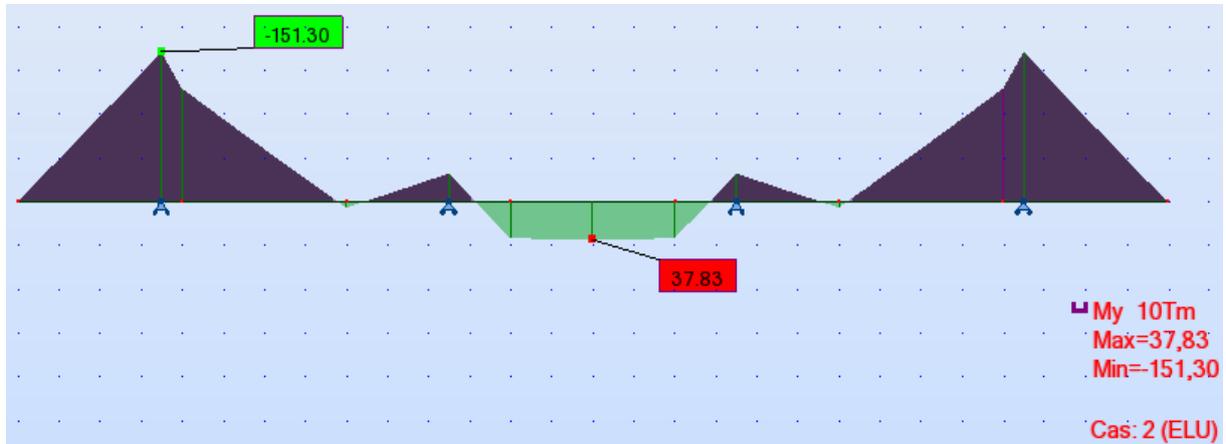


Figure IX.2 : Diagramme du moment fléchissant à L'ELU.

⇒ Sur appui $M_{ELU} = -151,30 \text{ t.m}$ sur travée $M_{ELU} = 37,83 \text{ t.m}$

IX.1.1.2 Moment fléchissant à l'ELS

Le diagramme du moment fléchissant de l'entretoise à l'état limite de service est représenté par la figure IX.3.

⇒ Sur appui $M_{ELS} = -112,07 \text{ t.m}$ sur travée $M_{ELS} = 28,02 \text{ t.m}$

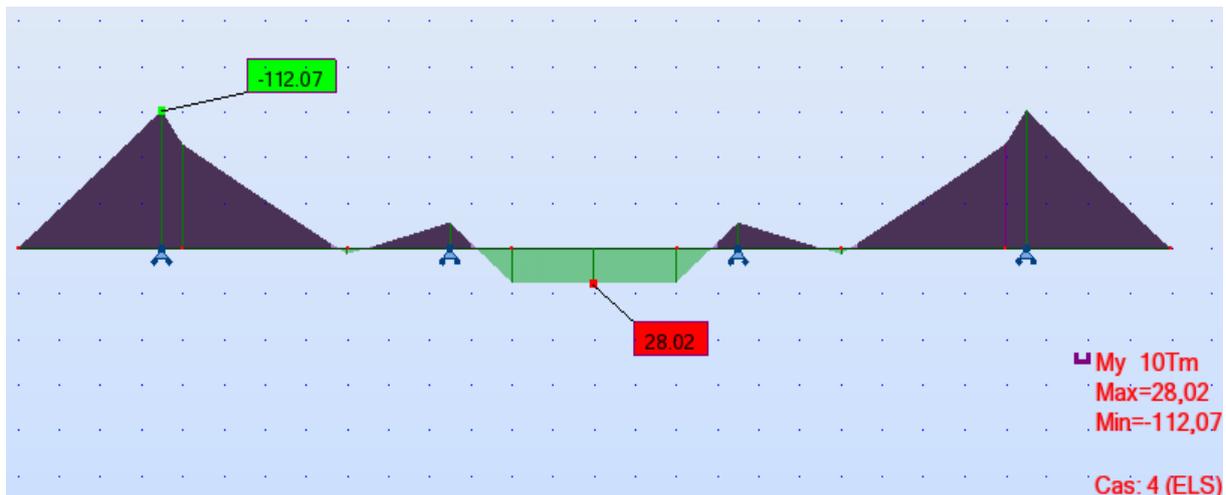


Figure IX.3 : Diagramme du moment fléchissant à L'ELS.

Les figures IX.2 et IX.3 nous montrent que le moment fléchissant minimum est de 151,30 t.m et 112,07 t.m à l'ELU et à l'ELS respectivement, au niveau des appuis d'extrémités, par contre atteint une valeur maximale à mi travée.

IX.2.1.3 L'effort tranchant à l'ELU

La figure IX.4 illustre le diagramme de l'effort tranchant de l'entretoise à l'ELU au moment du soulèvement.

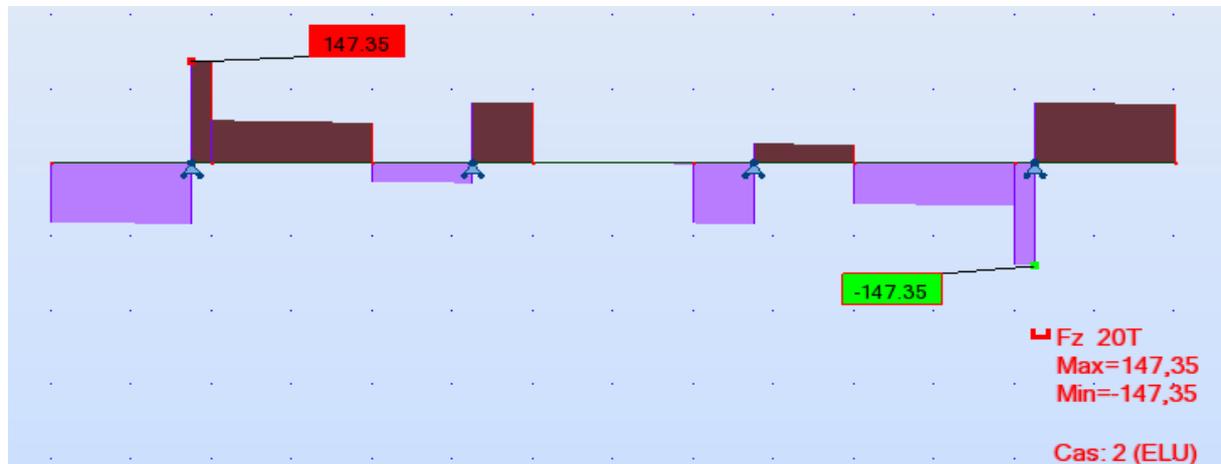


Figure IX.4 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.

$$\implies T_u = 147,35 \text{ t}$$

IX.2.1.4 L'effort tranchant à l'ELS

Le diagramme de l'effort tranchant de l'entretoise à l'état limite de service est représenté par la figure IX.5.

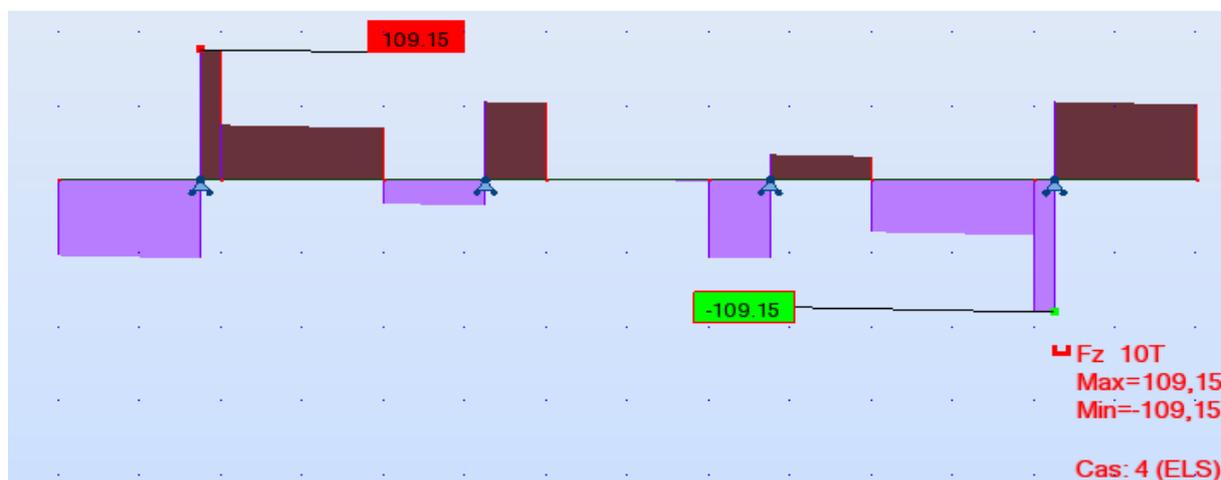


Figure IX.5 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS

$$\implies T_{ser} = 109,15 \text{ t}$$

On constate que l'effort tranchant enregistré pour les deux états limites (ultime et de service) est maximum au niveau des appuis de rive et nul à mi-travée.

IX.3 Ferrailage longitudinal

Le calcul se fait en flexion simple :

1. Hypothèses :

- Béton : $f_{c28} = 40.00$ MPa
- Acier : $f_e = 500.00$ MPa
- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

$$\left\{ \begin{array}{l} d' : \text{l'enrobage} = 0.05 \text{ m} \\ h_{\text{(poutre + dalle)}} = 1,80 \text{ m} \\ d = 1,75 \text{ m} \end{array} \right.$$

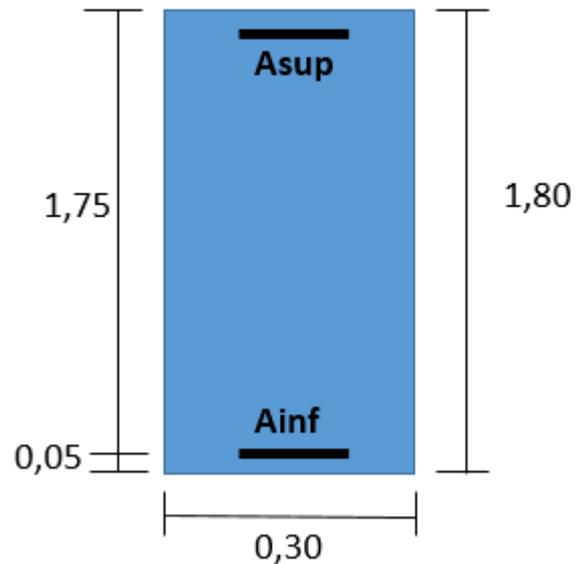


Figure IX.6 : Section transversale de l'entretoise

2. Détermination de la section d'armatures selon l'ELU

• La section d'acier inférieure :

$$M_u = 0,3783 \text{ MN.m.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \implies f_{bu} = \frac{0,85 \times 40}{1,5} = 22,67 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \implies \mu = \frac{0,3783}{22,67 \times 0,3 \times 1,75^2} \implies \mu = 0,0182 < 0,187 \text{ pivot A} \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10\text{‰} \\ \epsilon_b < 3,5\text{‰} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0182)}) \implies \alpha = 0,0229.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \implies \sigma_s = \frac{500}{1,15} \implies \sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

$$A_{s \text{ inf}} = 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu} / \sigma_s \implies A_{s \text{ inf}} = 0,8 \times 0,0229 \times 1,75 \times 0,3 \times 22,67 / 435 \implies A_{s \text{ inf}} = 5,02 \text{ cm}^2$$

• La section d'acier supérieure :

$$M_u = 1,5130 \text{ MN.m.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \implies f_{bu} = \frac{0,85 \times 40}{1,5} = 22,67 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \implies \mu = \frac{1,5130}{22,67 \times 0,3 \times 1,75^2} \implies \mu = 0,0726 < 0,187 \text{ pivot A} \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10\text{‰} \\ \epsilon_b < 3,5\text{‰} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0726)}) \implies \alpha = 0,0944.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \implies \sigma_s = \frac{500}{1,15} \implies \sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

$$A_{s \text{ sup}} = 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu} / \sigma_s \implies A_{s \text{ sup}} = 0,8 \times 0,0944 \times 1,75 \times 0,3 \times 22,67 / 435 \implies A_{s \text{ sup}} = 20,65 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A_{s\ inf} = 5,02\text{ cm}^2 \quad \text{on opte pour} \quad 3\text{ HA } 16 \quad (6,03\text{ cm}^2)$$

$$A_{s\ sup} = 20,65\text{ cm}^2 \quad \text{on opte pour} \quad 5\text{ HA } 25 \quad (24,54\text{ cm}^2)$$

IX.4 Ferrailage transversal

IX.4.1 Vérification du cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,4735}{0,3 \times 1,75} = 2,81\text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b, 4\text{ MPa}) = 4\text{ MPa.}$$

D'où $\tau_u = 2,81 \leq \bar{\tau}_u = 4\text{ MPa}$

Vérifiée

IX.4.2 Espacement au niveau de l'appui

On vérifie que :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K}{0,9}$$

Avec : $K=1 \rightarrow$ pas de reprise de bétonnage.

$$\phi \leq \text{Min} [\phi_{\min}, b_0/10, h/35]$$

$$\phi \leq \text{Min} [1,6 ; 3 ; 5,14] = 16\text{ mm}$$

En pratique :

$$A_t = 4 \phi_{10} = 3,14\text{ cm}^2.$$

$$S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K) \gamma_s} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq \frac{0,9 \times 3,14 \times 500}{30 \times (2,81 - 0,3 \times 3 \times 1) 1,15}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 21,44\text{ cm.}$$

$$S_{t\max} \leq \min(0,9 d ; 40) \quad \Rightarrow \quad S_{t\max} \leq 40\text{ cm.}$$

On prend : $S_t = 20\text{ cm} \leq 40\text{ cm}$

IX.4.3 Pourcentage minimal

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0,4\text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{3,14 \times 10^4 \times 500}{0,20 \times 0,30} = 2,62 \geq 0,4\text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

IX.4.4 Largeur de la bielle

On a:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \frac{V_u}{a \times b_0} \geq 0.267 f_{c28}$$

$$\frac{1,4735}{a \times 0,3} \geq 0.267 \times 40$$

$$a \leq \frac{1,4735}{0,267 \times 40 \times 0,3} \Rightarrow a \leq 45,9 \text{ cm}$$

Donc, on doit utiliser des vérins dont la largeur est inférieure à 45,9 cm.

IX.5 Conclusion

Le ferrailage obtenu à partir des sollicitations calculées dans les entretoises d'about est donné dans la figure IX.7.

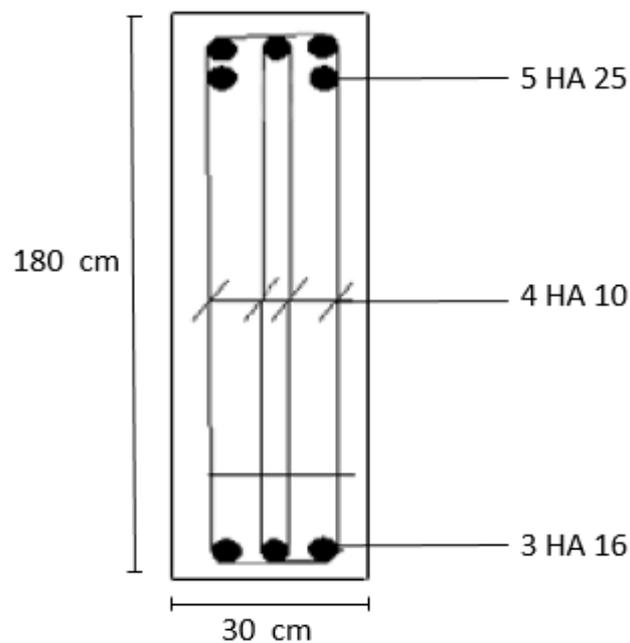


Figure IX.7: Ferrailage de l'entretoise d'about.

X.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer les flèches et les rotations dues à la charge permanente, aux surcharges d'exploitation et à la précontrainte. Nous déterminerons aussi les déplacements horizontaux dus aux phénomènes se produisant dans le temps.

X.2 Calcul des flèches

X.2.1 Calcul de la flèche due au poids propre

La flèche due au poids propre est donnée par l'expression suivante :

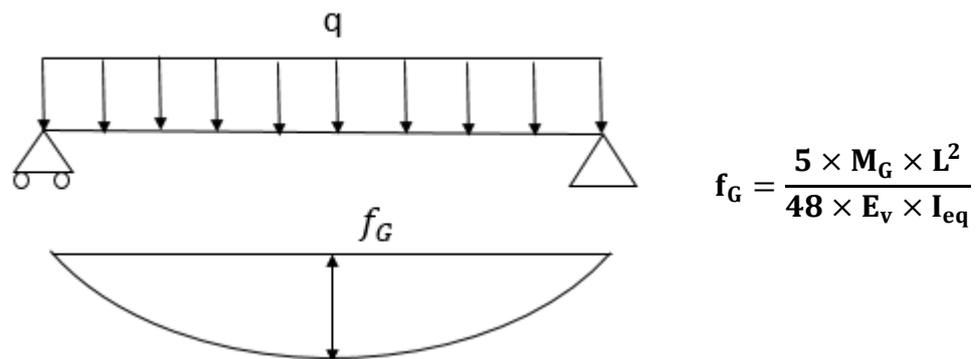


Figure X.1 : Flèche due au poids propre de la poutre

L : La portée = 35,9 m.

E_V : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$\implies E_V = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{40} = 12539,8 \text{ MPa.}$$

$M_G = 4,07 \text{ MN.m}$ (Moment du au poids propre de la dalle + poutre).

I_{eq} = Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis ».

$$\implies I_{eq} = \frac{\sum I_i L_i}{L_i} = \frac{0,5506(7,3) + 0,1443(28,6)}{35,9} = 0,4397 \text{ m}^4.$$

D'où :

$$f_G = \frac{5 \times 4,07 \times 35,9^2}{48 \times 12539,8246 \times 0,4397} = 0,0991 \text{ m}$$

X.2.2 Calcul de la flèche due à la précontrainte

Cette flèche est calculée par La Méthode de « MAXWELL - MOHR » telle que :

$$f_p = \frac{1}{E_V I_{eq}} \int_0^L M_{P(x)} \bar{M} dx$$

Avec : $M_{P(x)}$: Moment dû à la précontrainte.

$$\implies M_{P(x)} = \sum N_i e p_i \quad ; \quad N_i = \sum P_i \cos a_i \quad ; \quad P_i = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) A_p$$

\bar{M} : Moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.

$e p_i$: L'excentricité des câbles tel que :

$$\text{A l'about} \quad \left\{ \begin{array}{l} e p_{(1)(2)} = - (V_{ab}' - e_i) \\ e p_{(3)(4)} = - (e_i - V_{ab}') \end{array} \right.$$

$$\text{A mi- travée :} \quad e p_i = - (e_i - V_{mi-tr})$$

• **Section d'about :**

$$P_1 = (1480 - 306,06) 1350 \times 10^{-6} \cos 5^\circ = 1,579 \text{ MN.}$$

$$P_2 = (1480 - 306,06) 1350 \times 10^{-6} \cos 6,5^\circ = 1,575 \text{ MN.}$$

$$P_3 = (1480 - 306,06) 1350 \times 10^{-6} \cos 6,5^\circ = 1,579 \text{ MN.}$$

$$P_4 = (1480 - 306,06) 1350 \times 10^{-6} \cos 5^\circ = 1,575 \text{ MN.}$$

$$\implies M_{P_0} = \sum N_i e p_i = P_1 (-0,49) + P_2 (-0,09) + P_3 (0,31) + P_4 (0,71)$$

$$M_{P_0} = 0,692 \text{ MN.m}$$

• **Section médiane :**

$$P_1 = (1480 - 427,09) 1350 \times 10^{-6} \cos 2,86^\circ = 1,420 \text{ MN.}$$

$$P_2 = (1480 - 427,09) 1350 \times 10^{-6} \cos 2,86^\circ = 1,420 \text{ MN.}$$

$$P_3 = (1480 - 427,09) 1350 \times 10^{-6} \cos 0^\circ = 1,421 \text{ MN.}$$

$$P_4 = (1480 - 427,09) 1350 \times 10^{-6} \cos 0^\circ = 1,421 \text{ MN.}$$

$$\implies M_{P(\frac{L}{2})} = \sum N_i e p_i = P_1 (-0,87) + P_2 (-0,87) + P_3 (0,87) + P_4 (0,75)$$

$$M_{P(\frac{L}{2})} = -4,773 \text{ MN.m}$$

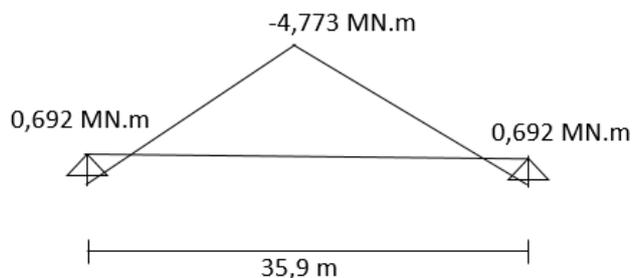


Figure X.1 : Diagramme de M_p

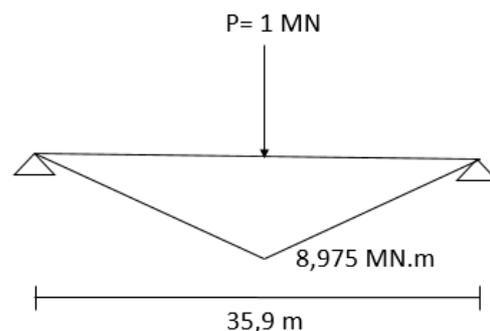


Figure X.2 : Diagramme de \bar{M}

Le résultat de « VERESHEAGUINE » donne :

$$\begin{aligned} \implies \int_0^l M_{P(x)} \bar{M} dx &= 2x \left(\frac{(2,273 \times 0,692)}{2} x 0,379 - \frac{(15,677 \times 4,773)}{2} x 6,362 \right) \\ &= -475,469 \text{ MN.m}^3 . \end{aligned}$$

D'où :

$$f_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} (-475,469) = \frac{1}{12539,8246 \times 0,4397} (-475,469)$$

$$f_p = -0,0862 \text{ m}$$

X.2.3 Flèche de construction

C'est une flèche donnée au coffrage de la poutre en phase de construction ; elle est calculée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G)$$

$$\implies f_c = \frac{3}{4} (0,0862 - 0,0991)$$

$$f_c = -0,0097 \text{ m}$$

X.2.4 Flèche due aux surcharges

Le cas le plus défavorable est obtenu par le convoi A(1), Le moment dû à A(1) à L/2 est $M_{A(1)} = 195,5145 \text{ t.m}$ (voir chapitre 4)

$$f_s = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_i \times I_{eq}}$$

Avec : E_i : Module de déformation longitudinale instantanée.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619,4708 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$f_s = \frac{5 \times 195,5145 \times 35,9^2}{48 \times 37619,4708 \times 0,4397} \implies f_s = 0,0159 \text{ m}$$

X.2.5 Flèche en service

En service à vide : $f = f_G + f_p + f_c = 0,0991 - 0,0862 - 0,0097 = 0,0032 \text{ m}$

En service en charge : $f = f_G + f_p + f_c + f_s = 0,0032 + 0,0159 = 0,0191 \text{ m}$

X.2.6 Conclusion

La flèche calculée due au poids propre, à la précontrainte et aux surcharges est :

$$f = 0,0191 \text{ m}$$

La flèche admissible : ($L/500 = 0,0718 \text{ m}$) doit être supérieure à la flèche calculée

($f=0,0191 \text{ m}$) \implies Donc : la condition est vérifiée.

X.3 Calcul des rotations

X.3.1 Rotation due aux charges permanentes

$$\theta_G = \frac{q L^3}{24 E_V I_{\text{éq}}} = \frac{M_G L}{3 E_V I_{\text{éq}}}$$

$$\implies \theta_G = \frac{M_G L}{3 E_V I_{\text{éq}}} = \frac{(4,07) (35,9)}{3 (12539,8246)(0,4397)} = 8,8332 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

X.3.2 Rotation due à la précontrainte

$$\theta_p = \frac{1}{E_V I_{\text{éq}}} \int_0^l M_{P(x)} \bar{M} dx$$

Avec :

\bar{M} : Moment unitaire appliqué sur l'appui gauche.

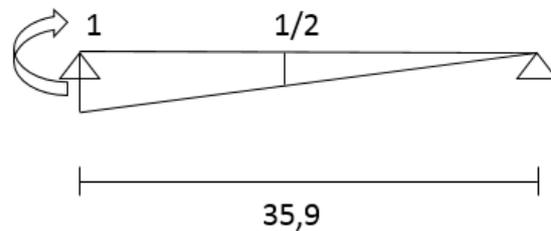


Figure X.3 : Diagramme de Mp

Figure X.4 : Diagramme de \bar{M}

$$\implies \int_0^l M_{P(x)} \bar{M} dx = \left(\frac{(2,273 \times 0,692)}{2} \times 0,9789 - \frac{(15,677 \times 4,773)}{2} \times (0,6456 + 0,3544) + \frac{(2,273 \times 0,692)}{2} \times 0,0211 \right) = - 36,6278 .$$

$$D'où : \theta_p = \frac{1}{E_V I_{\text{éq}}} (-36,6278) = \frac{1}{12539,8246 \times 0,4387} (-36,6278)$$

$$\theta_p = - 6,6437 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

X.3.3 Rotation sous surcharge A(l)

$$\theta_{A(L)} = \frac{1}{E_V I_{\text{éq}}} \int_0^l M_{A(l)} \bar{M} dx$$

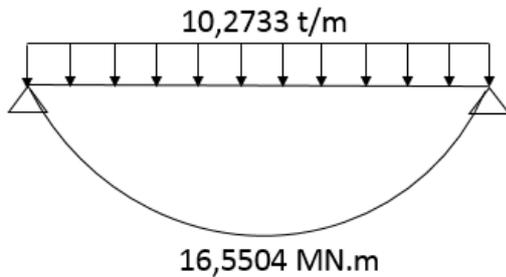


Figure X.5 : Diagramme de $M_{A(L)}$

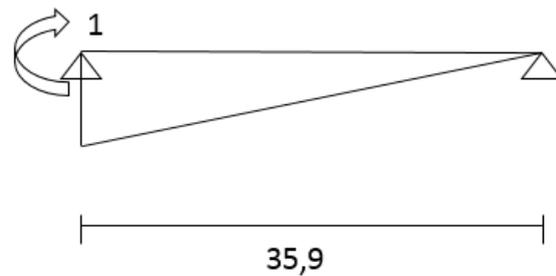


Figure X.6 : Diagramme de \bar{M}

$$\implies \int_0^l M_{A(l)} \bar{M} dx = \frac{1}{3} (16,5504 \times -1) \cdot (35,9) = 198,0531$$

D'où :

$$\theta_{A(L)} = \frac{1}{E_V I_{\text{éq}}} (198,0531) = \frac{1}{12539,8246 \times 0,4387} (-198,0531)$$

$$\theta_{A(L)} = 35,9237 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

X.3.4 Conclusion

- la rotation en service à vide donnée par : $\theta = \theta_G + \theta_P$ soit $(8,8332 - 6,6437) \times 10^{-3}$ est égale à **$2,1895 \times 10^{-3}$ rd.**

- la rotation en service en charge donnée par : $\theta = \theta_G + \theta_P + \theta_{A(L)}$ soit $(2,1897 + 35,9237) \times 10^{-3}$ est égal à **$38,1132 \times 10^{-3}$ rd.**

X.4 Calcul des déplacements horizontaux

X.4.1 Déplacement dû à la rotation d'appui (en service en charge)

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{\text{rot}} = \theta_{\text{rot}} \frac{h_t}{2}$$

$h_t = 2,00 \text{ m}$ (poutre + dalle) ; $\theta_{\text{rot}} : 38,1132 \times 10^{-3} \text{ rd}$

$$\implies \Delta h_{\text{rot}} = \theta_{\text{rot}} \frac{h_t}{2} = 38,1132 \times 10^{-3} \times \frac{2}{2} = 38,1132 \times 10^{-3} \text{ m}$$

X.4.2 Déplacement dû au retrait

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{\text{ret}} = \epsilon_r \frac{L}{2}$$

Avec : $\epsilon_r = 3 \times 10^{-4}$; $L = 35,9 \text{ m}$

$$\implies \Delta h_{\text{ret}} = \epsilon_r \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{35,9}{2} = 5,3850 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

X.4.3 Déplacement dû au fluage

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{\text{fl}} = \frac{L}{2} \frac{\Delta \sigma_{\text{fl}}}{E_p}$$

Avec :

$\Delta \sigma_{\text{fl}} = 62,7572 \text{ MPa.}$ (Voir chapitre VI, § VI.9.3.3)

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

$$\implies \Delta h_{\text{fl}} = \frac{35,9}{2} \frac{62,7572}{1,9 \times 10^5} = 5,9289 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

X.4.4 Déplacement dû à la variation de la température

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{T^\circ} = \epsilon_T \frac{L}{2} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \epsilon_T = 3 \cdot 10^{-4} & \text{action de courte durée.} \\ \epsilon_T = 2 \cdot 10^{-4} & \text{action de longue durée.} \end{cases}$$

$L = 35,9 \text{ m}$

$$\Delta h_{T^\circ} = \begin{cases} 5,3850 \cdot 10^{-3} & \text{action de courte durée} \\ 3,5900 \cdot 10^{-3} & \text{action de longue durée} \end{cases}$$

X.4.5 Conclusion

Le bilan des déplacements maximum à l'appui est donné par la formule :

$$\Delta h_{\text{max}} = \frac{2}{3} (\Delta h_{\text{ret}} + \Delta h_{\text{fl}}) + \Delta h_{\text{rot}} + \Delta h_{T^\circ}$$

$$\text{On trouve : } \Delta h_{\text{max}} \begin{cases} = 51,0408 \times 10^{-3} \text{ m} & \text{action de courte durée.} \\ = 49,2458 \times 10^{-3} \text{ m} & \text{action de longue durée.} \end{cases}$$

XI.1 Introduction

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par équipement l'ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

XI.2 L'appareil d'appuis

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et les culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis placés entre les poutres sur culée ou sur pile et les dés d'appuis.

Leur rôle est :

- De transmettre les efforts horizontaux et verticaux à l'infrastructure ;
- D'absorber, par rotation et distorsion, les déformations et translation de la structure.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton ;
- Les appareils d'appuis spéciaux ;
- Les appareils d'appuis en acier ;
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

XI.2.1 Choix de l'appareil d'appui

On constate que l'appareil d'appuis en **élastomère fretté** est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons suivantes :

➤ Il est constitué de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Il n'est donc ni parfaitement fixe ni parfaitement mobile.

➤ Ce type d'appareils d'appuis est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'il présente :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Il permet de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Il n'exige aucun entretien ;
- Son coût est relativement modéré.

➤ Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Un appareil d'appui en élastomère fretté est représenté dans la figure XI.1



Figure XI.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

XI.2.2 Réaction maximum

La réaction maximale donnée par le logiciel **Robot** : $R_{\max} = R_G + R_{D240} = 223,10 \text{ t}$. (voir annexe).

XI.3 Dimensionnement des appareils d'appuis

Selon le bulletin technique N° 04 de SETRA.

Le dimensionnement des appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frottement et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

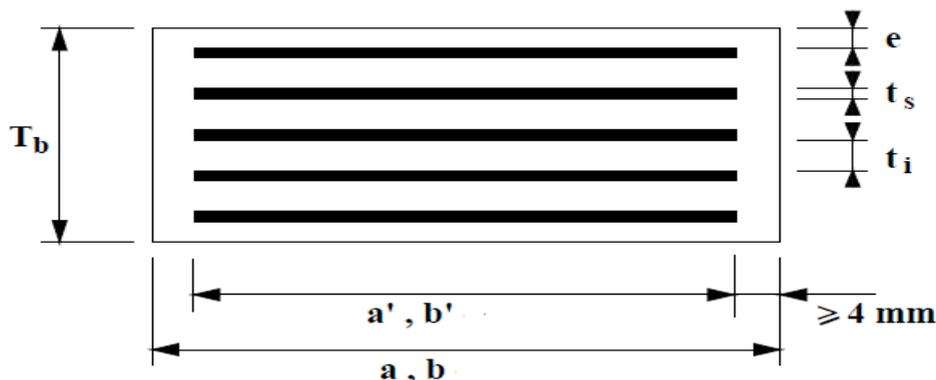


Figure XI.2 : définition géométrique d'un appareil d'appui

XI.3.1 L'aire des appareils d'appuis (axb)

$$\frac{N_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_m$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = 15 \text{ MPA} : \text{Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.} \\ a : \text{Côte parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.} \\ b : \text{Côte perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.} \\ D : \text{Diamètre de l'appareil d'appui de la forme circulaire.} \\ N_{\max} : \text{Effort normal agissant sur l'appareil d'appui (réaction d'appui).} \end{array} \right.$$

N.B : a', b' sont les caractéristiques géométriques des frettes.

D'où :

$$\frac{2,231}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa} \implies a \times b \geq 1487,3333 \text{ cm}^2$$

XI.3.2 Épaisseur nominale d'élastomère T_e

L'épaisseur nominale totale d'élastomère T_e est définie comme suit : $T_e = \sum t_i + 2e$.

La condition à vérifier est : $T \geq \frac{\Delta h}{0,5}$

Δh = Déplacement lent (retrait, fluage, température)

$$\Delta h = 16,6989 \times 10^{-3} \text{ m} = 16,6989 \text{ mm. (voir chapitre X. § X.4)}$$

$$\text{D'où : } T \geq \frac{16,6989}{0,5} \implies T \geq 33,3978 \text{ mm}$$

On peut choisir 4 feuillets intermédiaires de 12 mm et 2 d'enrobages (2 feuillets extérieurs) de 6 mm, soit $T_e = 60 \text{ mm}$.

XI.3.3 Dimension en plan de l'appareil

Pour cela il faut respecter : $\left\{ \begin{array}{l} \text{La condition de non flambement.} \\ \text{L'épaisseur minimale } T_e \end{array} \right.$

La condition de non flambement est définie comme suit :

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5} \implies 5T_e \leq a \leq 10T_e$$

$$\implies 300 \text{ mm} \leq a \leq 600 \text{ mm}$$

On peut prendre : $a = 300 \text{ mm}$ Et donc : $b = 500 \text{ mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} a' = a - 2(\text{enr}) = 300 - 2(5) = 290 \text{ mm.} \\ b' = b - 2(\text{enr}) = 500 - 2(5) = 490 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

Donc notre appareil d'appuis contient :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 12 \text{ mm}$.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t_i / 2 = 6 \text{ mm}$.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : **300 x 500 x 5 (12 + 3)**.

La figure XI.3 illustre les dimensions de notre appareil d'appui :

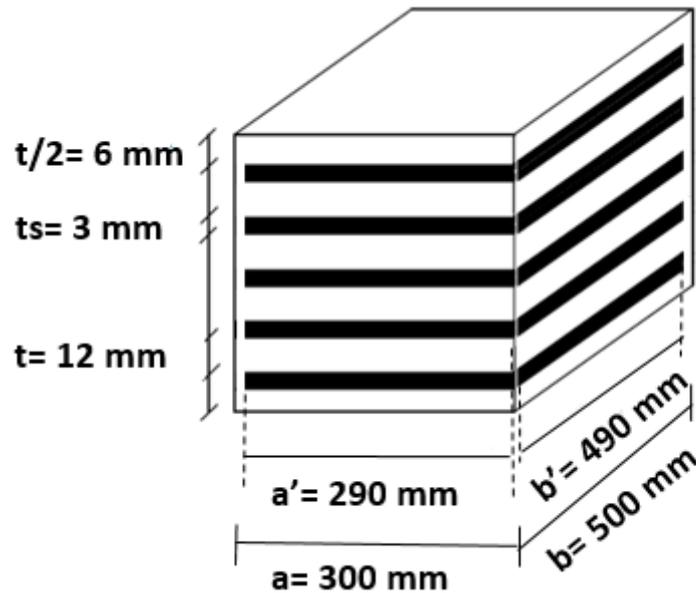


Figure XI.3 : Dimensions de l'appareil d'appuis

XI.4 Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions

XI.4.1 Action dynamique

XI.4.1.1 Efforts de freinage

Les charges de chaussées, des systèmes **A (I)** et **Bc** sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Charge A (I) : L'effort de freinage correspondant à la charge A(I) a pour valeur $F_A = 17,0856 \text{ t}$ (voir chapitre IV, § IV.5.4)

Donc : $H_A = F_A / n$ avec n : nombre d'appuis dans une travée. $\implies n = 16$.

$$\implies H_A = 17,0856 / (16) = 1,0679 \text{ t.}$$

Système Bc : Chaque essieu d'un camion du système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner. D'après le fascicule 61 : $F_{bc} = 30t$.

$$H_{Bc} = bc. F_{bc} / n = 1,2 \times 30 / (16) = 2,25 \text{ t.}$$

Donc la force qui revient à chaque appareil d'appuis est $H_{Bc} = 2,25 \text{ t}$.

XI.4.1.2 Surcharge du vent

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage ; on considère une pression ($P = 2 \cdot 10^{-3} \text{ MN/m}^2$).

L'effort dû au vent est :

$$H_v = S \cdot P$$

Avec : $S = h_t.L_t$ (La section latérale sur la quelle agit le vent)

$\implies L_t = 108,3$ m (portée totale des travées).

$h_t = 1.80 + 0.20 + (0,085 + 0,05) = 2,135$ m (hauteur totale du tablier).

D'où : $S = 231,2205 \text{ m}^2$

Donc :

$H_v = 0,4624 \text{ MN} = \mathbf{46,24}$ t.

$H_{\text{vent}} = 46,24 / (2 \times 8) = \mathbf{2,89}$ t .

XI.4.1.3 Effet sismique

$$f_{hs} = \epsilon_s \times G$$

Avec :

- G : le poids total du tablier. G : 1039,3063 t.
- ϵ_s : l'accélération sismique horizontale. D'après le RPOA (Bejaia est en zone II.a, groupe 2 « pont important »). elle est égale à 0,2.

D'où :

$$f_{hs} = 0,2 \times 1039,3063 \text{ t} \implies f_{hs} = \mathbf{207,8612}$$
 t

XI.4.2 Action statique

XI.4.2.1 Effort dû aux déformations

$$H_\epsilon = \frac{G a b \Delta_x}{T_e}$$

Avec :

- G = 0,8 MPa module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté.
- Δ_x : déformation due à la force considérée.
- $T_e = 0,60$ m
- a = 0,30 m
- b = 0,50 m

On distingue :

a) Effort dû au retrait dans chaque appareil appui

On a : $\Delta_r = 5,3850 \times 10^{-3}$ m. D'où : $H_\epsilon = \mathbf{1,077 \times 10^{-3}}$ t.

b) Effort dû à la variation de la température

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta_T = 5,3850 \times 10^{-3} \implies H_T = \mathbf{1,0770 \times 10^{-3}} \text{ t} \\ \Delta_T = 3,5900 \times 10^{-3} \implies H_T = \mathbf{0,7180 \times 10^{-3}} \text{ t} \end{cases}$$

c) Effort dû au fluage

$$\text{On a : } \Delta_{fl} = 5,9289 \times 10^{-3} \implies H_{flu} = 1,1858 \times 10^{-3} \text{ t}$$

XI.5 Vérification de l'appareil d'appui

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

Selon les Etats Limites Ultimes, il y a quatre types de vérification qui doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

- les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).
- la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- l'épaisseur des frettes choisies doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;

XI.5.1 Respect de la limite de déformation

On contrôle alors que l'on respecte la limite de déformation totale d'élastomère pour les différents cas de charge :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} < 7$$

➤ ε_{cd} : distorsion (le comportement) sous l'effort normal.

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5 F_z}{G \times A_r \times S}$$

Avec :

- F_z : réaction maximale d'appui ($F_z = 2,2310 \text{ MN}$).
- G : module de cisaillement conventionnel : $G = 0,9 \text{ MPa}$.
- S : coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais, il vaut : $S = \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot t \cdot (a' + b')}$

Avec t : épaisseur d'élastomère.

$$S = \frac{0,29 \times 0,49}{2 \times 0,012 \cdot (0,29 + 0,49)} = 7,5908.$$

❖ A_r : Surface en plan

Pour calculer A_r , on doit retirer l'enrobage latéral nominal pour obtenir A_1 (égale à la surface des frettes A' diminuée des trous si elles en comportent) et tenir compte des déformations horizontales V_x et V_y provoquées par les efforts horizontaux concomitants de l'effort vertical F_z .

Les frettes de notre appareil d'appuis ne comportent pas des trous. : $A_1 = A'$

Selon le document SETRA :

$$A_r = A' \left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'} \right)$$

On pourra souvent négliger l'effet de V_y et utiliser la valeur maximum de V_x

Donc : $A_r = A' \left(1 - \frac{V_x}{a'} \right)$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} A' = a' \times b' = 0,29 \times 0,49 = 0,1421 \text{ m}^2. \\ V_x = V_1 + V_2; \quad V_1 : \text{déplacement maximal dû à la température et au retrait.} \\ \quad \quad \quad V_2 : \text{déplacement horizontal maximal dû au freinage.} \end{array} \right.$

$$\implies V_x = V_1 + \frac{H_x \cdot T_e}{8 \cdot G \cdot a' \cdot b'}$$

avec H_x : effort maximale horizontale du au freinage.

$$V_x = 0,0108 + \frac{0,0225 \cdot (0,06)}{8(0,9) \cdot (0,29)(0,49)} = 0,0110 \text{ m.}$$

D'où : $A_r = 0,1421 \left(1 - \frac{0,0110}{0,29} \right) = 0,1367 \text{ m}^2.$

$$\implies \epsilon_{cd} = \frac{1.5 (2,231)}{0,9 \times 0,1367 \times 7,5908} = 3,5834. \quad \boxed{\epsilon_{cd} = 3,5834.}$$

➤ ϵ_{qd} : distorsion (le comportement) sous l'effort horizontal.

$$\epsilon_{qd} = \frac{V_x}{T_e}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,0110 \text{ m} \\ T : \text{L'épaisseur totale d'élastomère} : T_e = 5 \times 0,012 = 0,06 \text{ m.} \end{array} \right.$

D'où : $\epsilon_{qd} = \frac{0,0110}{0,06} = 0,1833 \quad \boxed{\epsilon_{qd} = 0,1833}$

➤ ϵ_{ad} : distorsion (le comportement) sous une rotation d'axe horizontal

La valeur de la distorsion ϵ_{ad} sous l'effet des rotations ϵ_a et ϵ_b d'axes perpendiculaire aux cotés a et de l'appareil d'appui, est donné par :

$$\epsilon_{ad} = \frac{(a'^2 \times \alpha_a + b'^2 \times \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_a = 0,004 \text{ rad (voir l'annexe ' tableau des valeur de rotations')} \\ \epsilon_b = 0,009 \text{ rad} \end{array} \right.$

D'où : $\epsilon_{ad} = \frac{(0,29^2 \times 0,004 + 0,49^2 \times 0,009) t_i}{2(4 \times 0,012^3 + 2 \times 0,006^3)} = 2,0403 \quad \boxed{\epsilon_{ad} = 2,0403}$

Conclusion : $\epsilon_{cd} + \epsilon_{qd} + \epsilon_{ad} < 7$?

$\epsilon_{cd} + \epsilon_{qd} + \epsilon_{ad} = 3,5834 + 0,1844 + 2,0403 = 5,8081 < 7 \quad \dots \text{ Vérifiée}$

XI.5.2 Stabilité au flambement

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{A_r} \leq \sigma_{lim} = \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 T_e}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_r : \text{Surface en plan (} A_r = 0,1367 \text{ m}^2) \\ N_{max} : \text{réaction maximale d'appui (} N_{max} = 2,2310 \text{ MN).} \end{array} \right.$$

$$\implies \sigma_m = \frac{2,2310}{0,1367} = \mathbf{16,3204 \text{ MPa.}}$$

T_e : L'épaisseur totale d'élastomère : $T_e = 5 \times 0,012 = 0,06 \text{ m.}$

$$\implies \sigma_{lim} = \frac{2(0,29)(0,9)(7,5908)}{3(0,06)} = \mathbf{22,0133 \text{ MPa.}}$$

Conclusion :

$$\sigma_m = 16,3204 \text{ MPa} \leq \sigma_{lim} = 22,0133 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \mathbf{Vérifiée}$$

IX.5.3 Stabilité en rotation

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime.

Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui.

Le cas de charge déterminant est généralement celui qui donne la rotation maximum.

On doit vérifier que : $\sum V_z \geq \frac{a' a_a + b' a_b}{K_r}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} K_r : \text{coefficient égal à 3} \\ \sum V_z \text{ la somme des déformation verticales (le tassement) dû à l'effort vertical } F_z, \\ \text{selon le document SETRA :} \end{array} \right.$

$$V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S^2} + \frac{1}{E b} \right) \dots\dots\dots (1)$$

$\left\{ \begin{array}{l} E_b = 2000 \text{ MPa.} \\ A' = a' \times b' = 0,1421 \text{ m}^2 \\ S : \text{coefficient de forme du feuillet le plus épais.} \end{array} \right.$

N.B : en présence de feuillets externes, le document SETRA nous propose d'appliqué Si au lieu de S de ces feuillets externes dans le calcul de leur tassement ; vu que notre appareil d'appuis contient deux feuillets externes donc la relation (1) devient :

$$V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S_i^2} + \frac{1}{E b} \right)$$

Avec : 'Si' le coefficient de forme du feuillet « i » ; pour les demi-feuillets (feuillets extérieurs a pour valeur $\frac{2}{1,4}$ x celle du feuillet intermédiaire.

Dans notre cas :

$$\begin{cases} S_{\text{sinter}} = 7,5908 \\ S_{\text{éxt}} = \frac{2}{1,4} \times S_{\text{sinter}} = 10,8440 \end{cases}$$

D'où :

$$V_z = \frac{2,231 \times (4 \times 0,012)}{0,29 \times 0,49} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 7,5908^2} + \frac{1}{2000} \right) + \frac{2,231 \times (2 \times 0,006)}{0,29 \times 0,49} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 10,8440^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$V_z = 3,2832 \times 10^{-3} + 0,4502 \times 10^{-3}$$

$$V_z = 3,7324 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\diamond \frac{a'a_a + b'b_b}{K_r} = \frac{0,29(0,004) + 0,49(0,009)}{3} = 1,8567 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

Conclusion :

$$V_z = 3,7324 \times 10^{-3} \text{ m} \geq 1,8567 \times 10^{-3} \text{ m.} \quad \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

IX.5.4 Vérification de la condition de non-glisement :

La vérification du non-glisement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement, si

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \quad \text{et} \quad \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$F_{z,Gmin}$: Réaction minimale sous charges permanentes = 0,5478 MN :

F_{xy} : effort horizontal égal a : $(V_x \times G \times a' \times b') / T_e$

F_z : Réaction verticale concomitant les plus défavorables ;

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

On vérifie également la condition de non-glisement, ce qui ne présente généralement pas de difficultés.

$$\diamond \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} = \frac{0,5478}{0,1367} = 4,007 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\diamond F_{xy} \leq \mu_e F_z \quad ?$$

$$F_{xy} : (0,0110 \times 0,9 \times 0,29 \times 0,49) / 0,06 = 0,0234 \text{ MN.}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 K_f}{\sigma_m} \quad (k_f = 0,6 \text{ pour le béton}) ; \quad \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{2,231}{0,1367} = 16,32 \text{ MPa}$$

$$\implies \mu_e = 0,1 + \frac{1,5(0,6)}{16,32} = 0,1551$$

d'où :

$$\mu_e F_z = 0,1551 \times 2,231 = 0,3460 \text{ MN.}$$

Conclusion : $0,0234 \text{ MN} \leq 0,3460 \text{ MN} \quad \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

XI. 6 Dimensionnement des frettes

La condition à vérifier pour les frettes est $t_s \geq \frac{2.6 \times Fz \times t_i}{A_r \times f_y}$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq \frac{2 \times 2,231 \times 0.012}{0.1367 \times 235} = 0.0017 \text{ m}$$

Pour notre appareil d'appuis, on a choisi des frettes de 3 mm d'épaisseur ce qui vérifie cette condition.

XI.7 Etudes des dèd d'appuis

XI.7.1 Pré-dimensionnement

$$A = A_x + 200 = 300 + 200 = 500 \text{ mm}$$

$$B = B_x + 200 = 500 + 200 = 700 \text{ mm}$$

$$S = A \times B = 0.35 \text{ m}^2.$$

$$P = (0,5 + 0,7) \times 2 = 2,4 \text{ m}.$$

$$h \geq 2.S/P \text{ soit } h \geq 2.(0,35)/2,4$$

On prend : $h = 0,4 \text{ m}.$

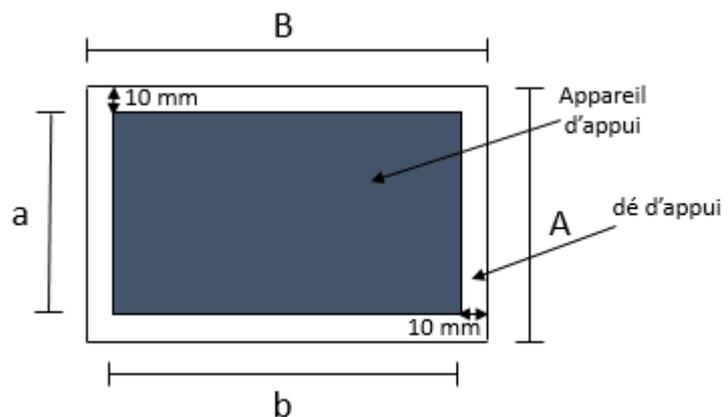


Figure X1.4 : Dimensions de dé d'appui

XI.7.2 Ferrailage du dé d'appui

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peuvent provoquer des fissures. Pour cela, on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

XI.7.2.1 Armatures de chaînage

Elles doivent reprendre 25% de la charge localisée la plus importante c'est-à-dire :

$$N = 0,25.N_{\max}.$$

$$N_{\max} = 2,231 \text{ MN}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2 \times f_e}{3} = \frac{2 \times 500}{3} = 333,33 \text{ MPa}.$$

$$A_s = \frac{0,25 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,25 \times 2,231}{333,33} = 16,73 \text{ cm}^2.$$

⇒ On adopte un ferrailage de (4 HA25) disposé en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par bouches à plat, soit dans le corps du fût.

XI.7.2.2 Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures appelées armatures de profondeur.

La section calculée doit reprendre un effort de $0.125 N_{\max}.$

$$A_{sp} = \frac{0.125 N_{umax}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.125 \times 2,231}{333,33} = 8,37 \text{ cm}^2.$$

⇒ Soit un ferrailage de **8HA12**.

XI.7.2.3 Armatures de diffusion

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

a) Ferrailage de surface (frettes supérieures) :

Ces armatures sont capables de reprendre 4% de N_{umax}

$$A_s = \frac{0.04 N_{umax}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.04 \times 2,231}{333,33} = 2,68 \text{ cm}^2.$$

⇒ Soit 4 HA10 placées à la face supérieure des dés d'appui.

b) Ferrailage intérieur ou d'éclatement :

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que $\frac{h}{3} < Z < h$.

$$A_s = \frac{0.1 N_{umax}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.1 \times 2,231}{333,33} = 6,69 \text{ cm}^2.$$

⇒ On adopte un ferrailage de 6 HA12 disposé à une profondeur $Z= 0,2$ m à partir de la face supérieure de l'appui

La figure XI.5 montre le schéma de ferrailage opté pour le dé d'appui :

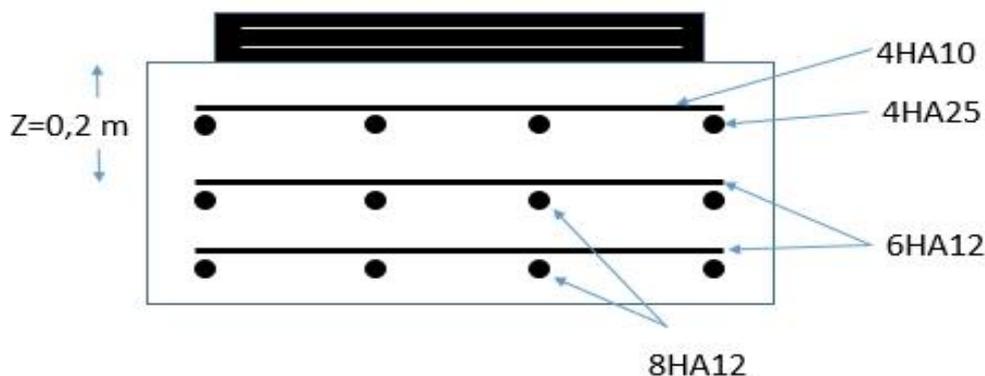


Figure XI.5 : Ferrailage du dé d'appui.

XI.8 Joint de chaussée

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation.

Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ses extrémités. Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

Afin 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.

Cependant Le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier : le joint doit pouvoir reprendre le souffle, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical. Le choix va se porter sur différentes familles de joints de chaussée en fonction de la valeur du souffle.

XI.8.1 Calcul du souffle des joints

Le souffle des joints est égal à la somme algébrique du souffle thermique, de retrait, de fluage et de la rotation d'appui sous chargement. Il représente la variation maximale d'ouverture noté Δl que peut atteindre un joint.

XI.8.1.1 Souffle dû au fluage

Il est donné par la relation :

$$\Delta L_{\text{flu}} = L_D \times \frac{\Delta \sigma_{\text{fl}}}{E_p}$$

Avec :

L_D : Longueur dilatable, dans le cas de structure symétrique $L_D = \frac{L_{\text{ouvrage}}}{2}$

$\Delta \sigma_{\text{fl}} = 62,7572$ MPa. (voir chapitre 6)

$E_p = 1,9 \times 10^5$ MPa.

D'où : $\Delta L_{\text{flu}} = \frac{108,3}{2} \frac{62,7572}{1,9 \times 10^5} = 17,8858 \times 10^{-3}$ m.

XI.8.1.2 Souffle dû au retrait

$$\Delta L_{\text{ret}} = L_D \times \epsilon_r$$

Avec : $\epsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

D'où :

$$\Delta L_{\text{ret}} = \frac{108,3}{2} \times 3 \times 10^{-4} = 16,245 \times 10^{-3}$$
 m.

XI.8.1.3 Souffle dû à la température :

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta L_T = L_D \times \Delta T \times \lambda$$

Avec:

- ΔL_T : variation de la longueur
- L_D : longueur dilatable
- λ : coefficient de dilatation est égal à $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$ pour les ouvrages en béton Algérien.
- ΔT : différence de température égale à $50 \text{ } ^\circ\text{C}$ selon RCPR pour les régions du nord

D'où :

$$\Delta L_T = \frac{108,3}{2} \times 50 \times 10^{-5} = 27,075 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

XI.8.1.4 Souffle dû à la rotation causée par des charges d'exploitation

Ces actions interviennent en provoquant des rotations des extrémités du tablier. Mais ces rotations ne sont significatives que pour des travées relativement courtes et indépendantes. Sans se lancer dans des calculs d'une précision illusoire, on peut admettre de compter 10 mm de variation linéaire du joint par mètre de hauteur de poutre + dalle.

D'où :

$$\Delta L_{\text{rot}} = (1,8+0,2) \times 0,01 = 0,02 \text{ m}$$

Donc : le souffle total sous les phénomènes précédents est égal à :

$$W = (\Delta L_{\text{flu}} + \Delta L_{\text{ret}} + \Delta L_{\text{rot}}) + 0,4 \times \Delta L_{\text{flu}}$$

$$W = 64,9608 \text{ mm} \approx 6,5 \text{ cm.}$$

On doit vérifier la condition suivante afin d'éviter le risque de cisaillement de l'appareil

$$W \leq h_a \Rightarrow 6,5 \text{ cm} < 7,5 \text{ cm (vérifiée).}$$

h_a : la hauteur de l'appareil d'appuis.

W : le souffle total.

XI.8.2 Choix de type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. , on constate que pour un souffle de 6,5cm il faut considérer la famille de joints appelé Wd (souffles moyens « Wind »).

Ces joints sont de la famille à peigne en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure XI.6 montre la forme de ce joint.



Figure XI.6 : Joint à peigne en console.

Tableau XI.1 : Caractéristiques physiques des joints Wd. [SETRA]

Type	A _{min}	A _{max}	B _{min}	B _{max}	C _{min}	C _{max}	D _{min}	D _{max}	H	E	L	F	P(K N)	Nb* *
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52.5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62.5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

On choisira par conséquent un joint de type **Wd80** capable d'assurer un souffle de 80 mm.

XI.9 Évacuation des eaux

XI.9.1 Objectif du système

Un système d'évacuation des eaux, prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, a pour objectif d'assurer :

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

XI.9.2 La mise en œuvre du système

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 mètre, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10 000 de la surface versante. Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

XI.10 Conclusion

Les calculs effectués précédemment nous ont permis de déterminer les caractéristiques des équipements tels :
 - Un appareil d'appui de dimensions (500x300x75)
 - Un joint de chaussée de type Wd80.

CONCLUSION GENERALE

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude est un pont à poutres à trois travées en béton précontraint par post-tension. Cette présente étude entre dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'AHNIF sur **100 km**. Notre présente étude a abouti aux résultats suivants :

- Les principaux matériaux utilisés sont le béton ($f_{c28} = 27\text{MPa}$; $f_{c28} = 40\text{MPa}$), les aciers passifs (FeE500) et les aciers actifs (des câbles 9T15 de classe **1770 TBR**).
- Pour notre ouvrage, on prendra une épaisseur de dalle de **20 cm**, et une poutre de hauteur totale de **1,80 m**, l'épaisseur de l'âme est de 60cm à l'about, et de **20 cm** pour la section médiane
- Les charges et surcharges prises en compte dans les calculs sont :
 - Le poids propre du tablier est de **P = 1039,3063 t**
 - La charge routière type : A (I).
 - La charge routière type : B (Bc, Bt, Br).
 - La charge militaire Mc : (Mc120).
 - Convoi exceptionnel : D240.
 - Le vent : w.
 - La température : T.
 - L'effort de freinage : F.
 - Le séisme : E.
- Le moment fléchissant et l'effort tranchant longitudinaux maximaux sont dus à la surcharge A(L) pour un chargement de 4 voies et ont pour valeurs 195,51 t.m et 16,81 t respectivement.
- Après avoir déterminé les éléments de réduction, le moment maximum est donné par la combinaison suivante (la poutre la plus sollicitée) : **Cp + Ccp + D240 (ELS)** Tel que : **M max = 695, 98 t .m** et **T max = 119,13 t**.
- Pour le ferrailage actif de la poutre, on a obtenu 4 câbles de 9T15 avec une tension à l'origine égale à 1480 MPa. Le pourcentage des pertes maximal est enregistré à la section de mi travée et a pour valeur **28,86 %**. Ces pertes ne dépassent pas l'estimation initiale de **32 %**.
- le ferrailage passif de la poutre est de : **5HA16** pour les armatures inférieures longitudinales, **22HA12** pour les armatures supérieures longitudinales, et pour les armatures transversales on a opté pour des cadres de **HA12** espacés de 40cm en travée et 15cm à l'about.
- Le ferrailage de l'hourdis est comme suit : suivant le sens x-x on a **6 HA16** en nappe supérieure et **6 HA20** en nappe inférieure ; par contre suivant le sens y-y on note un ferrailage de **6 HA20** pour les deux nappes.

- Le ferrailage de l'entretoise (**180 x 30 cm²**) est calculé à l'ELU ; il a pour valeur **5 HA25** en fibre supérieure, **3 HA16** en fibre inférieure et **4 HA10** en ferrailage transversal espacé de **20 cm**.
- Le dernier chapitre a été consacré aux équipements du tablier. L'appareil d'appui a pour dimensions **500 x 300 x 5 (12 + 3)** avec **5** frettes d'épaisseur **3 mm**. Par contre pour le joint de chaussée, on a opté pour un joint de type **Wd80** capable d'assurer un soufflé de **80 mm**.

Malgré les diverses contraintes encourues, ce projet nous a permis non seulement d'appliquer mais aussi d'approfondir nos connaissances en matière d'ouvrage d'art.

La réussite dans la vie et particulièrement dans la vie professionnelle n'est, en général qu'une suite logique de la réussite dans le cursus universitaire. Pour cela ce projet de fin d'étude nous permettra d'appréhender notre avenir dans le monde professionnel.

Bibliographie



Ouvrage :

- ❖ **Yves GUYON** « Annales des Ponts et Chaussées de France », **1946**, 553p.
- ❖ **MICHEL PRAT** « Calcul des ouvrages généraux de construction ». Hemés-lavoisier, 1997, 768 p.
- ❖ **Jean -Armand CALGARO, Michel virolgeux**, Projet et construction des ponts, « Analyse structurale des tabliers de ponts ».Ecole Nationale des ponts chaussées, 1994, 349p.
- ❖ **Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY**« Conception des ponts », technique d'ingénieur .C 4500-12.
- ❖ **Robert CHAUSSIN**, « Béton précontraint », Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.



Règlements :

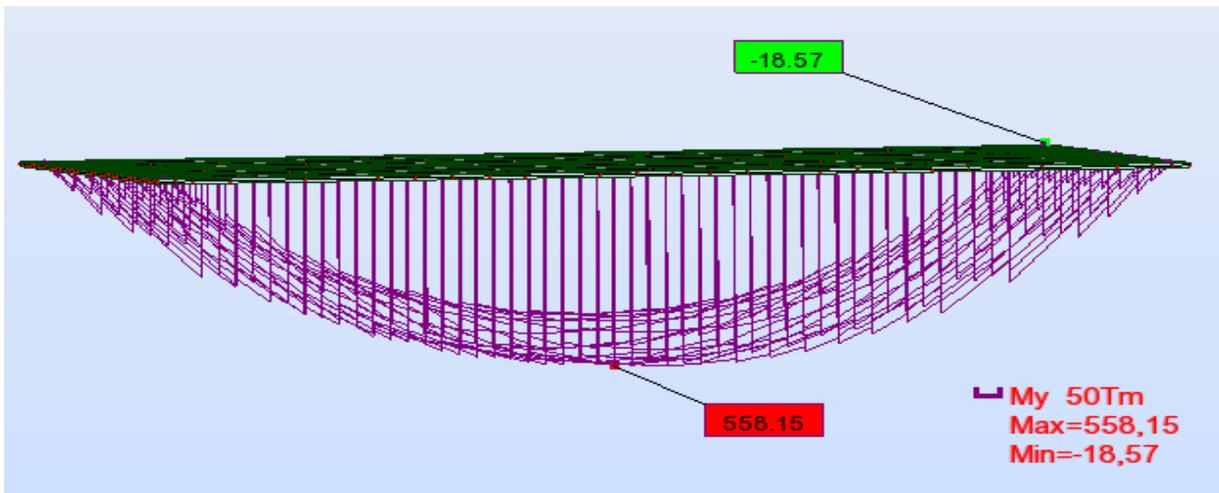
- ❖ B.A.E.L 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.
- ❖ B.A.E.L 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.
- ❖ Fascicule n° 61 titre II, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (programmes de charges et épreuves des ponts routes).
- ❖ R.C.P.R, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- ❖ R.P.O.A 2008, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- ❖ S.E.T.R.A 1996. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).



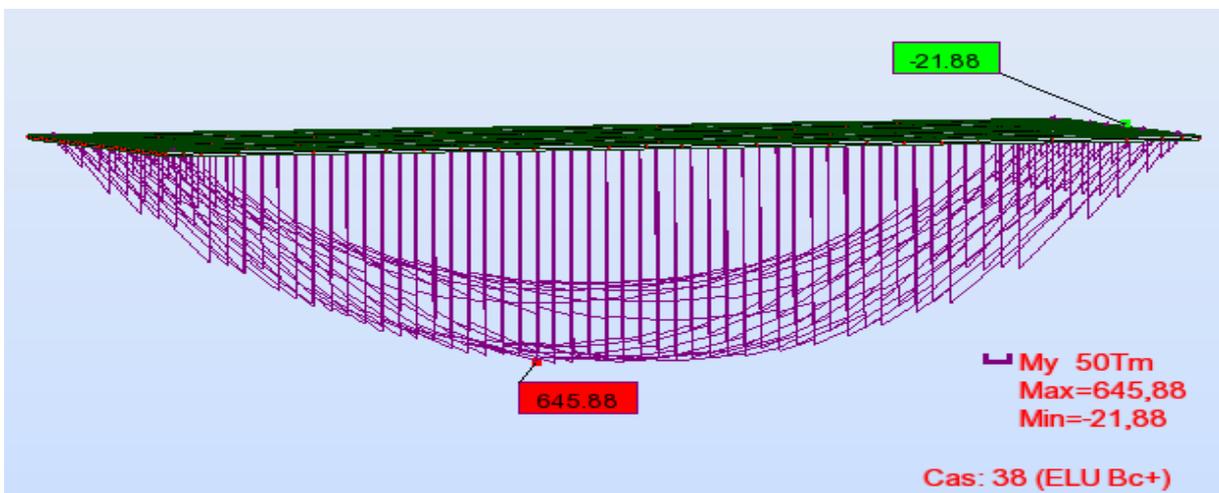
Cours :

- ❖ **Béton Armé, Béton Précontraint**, 4^{ème} année Génie Civil.**Mr.BOUTEMEUR.**
- ❖ **Cours Pont**, 5^{ème} année Génie Civil. **Mme. D. CHERID.**

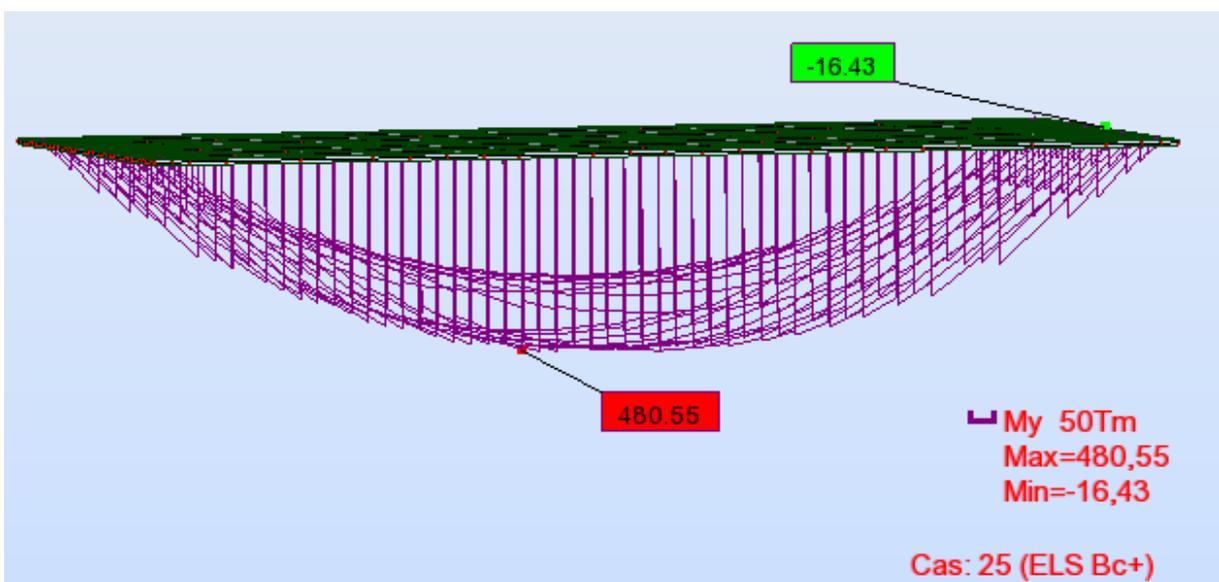
Annexe 1 : diagrammes des moments fléchissants sous différentes combinaisons



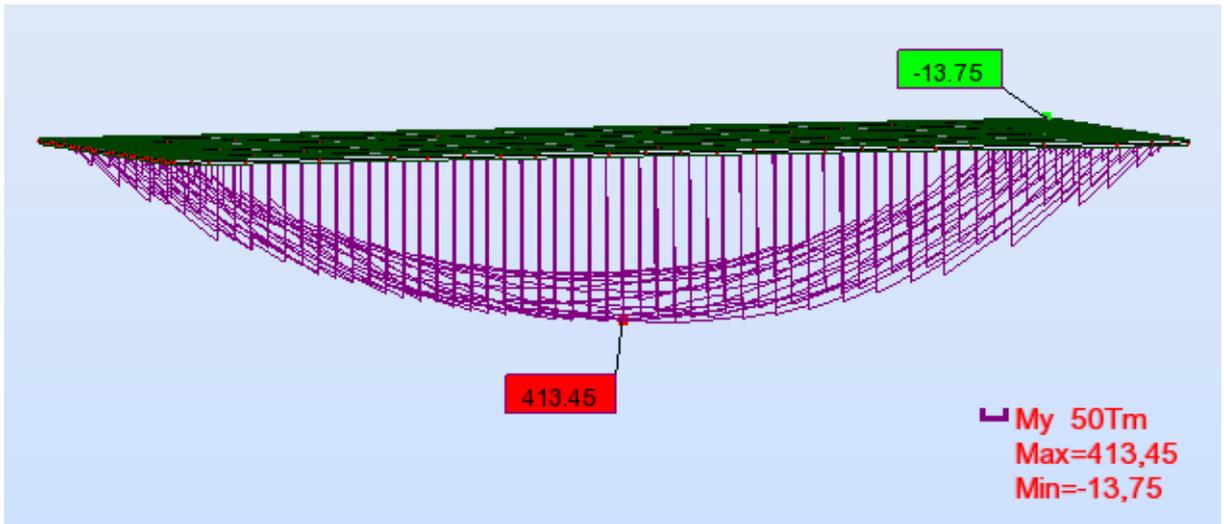
$$1.35G+1.5(Mc120+St)$$



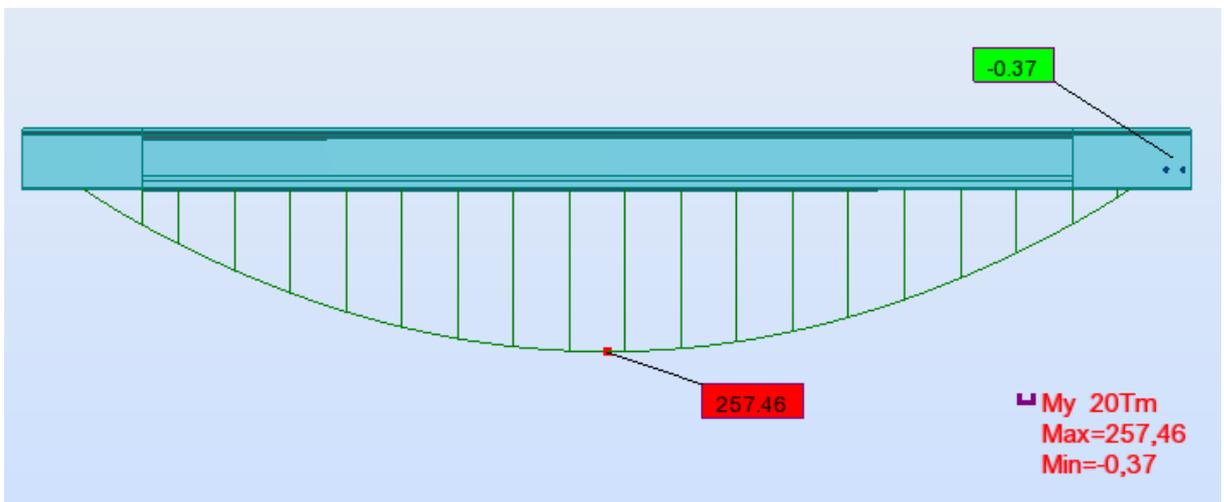
$$1.35G + 1,5(Bc + St)$$



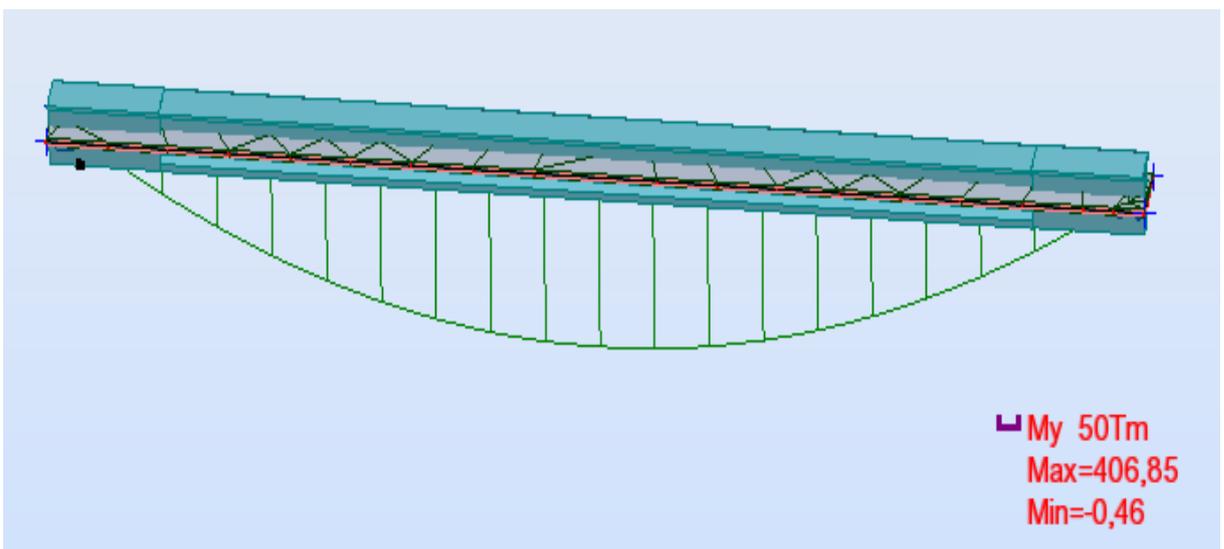
$$G + 1,2(Bc + St)$$



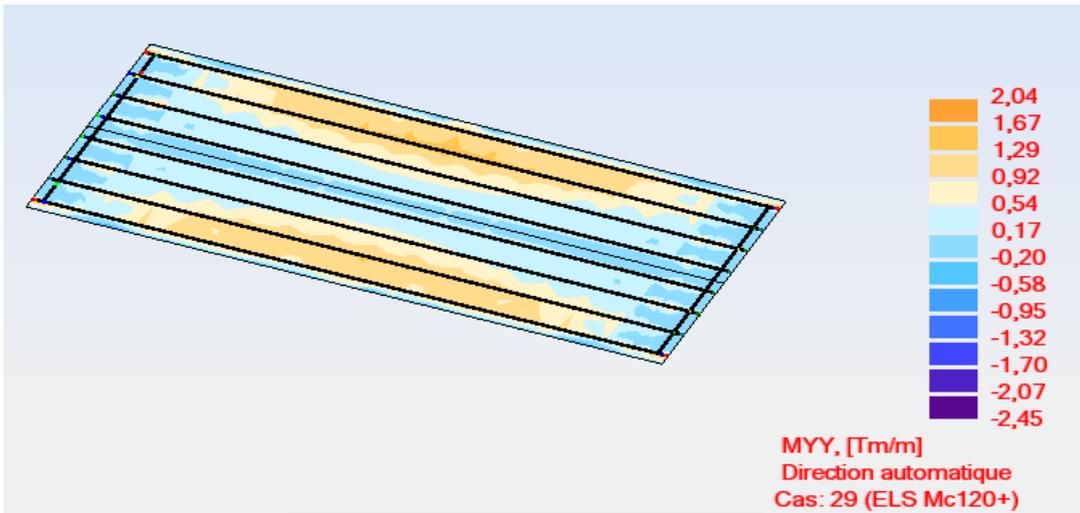
$G + 1,2(Mc_{120} + St)$



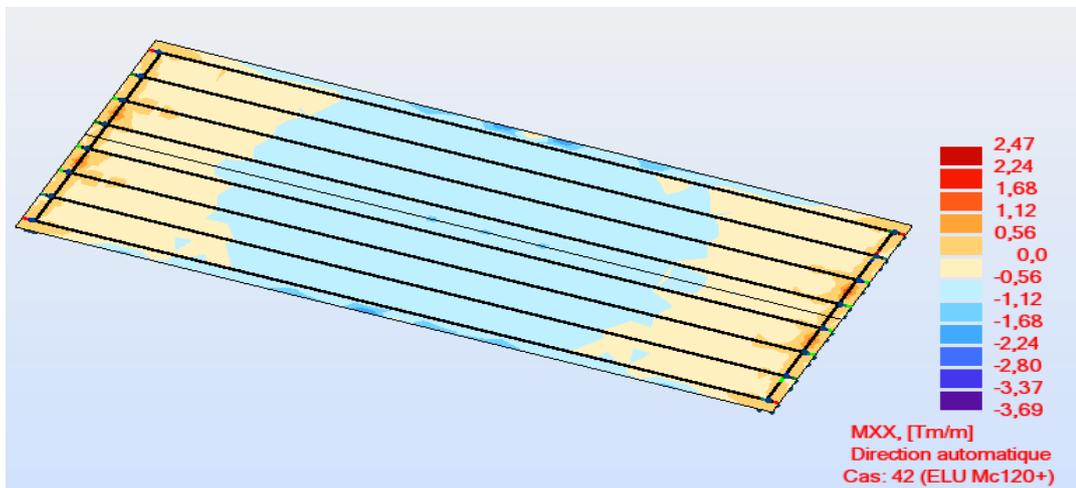
Moment dû au poids propre de la poutre seule



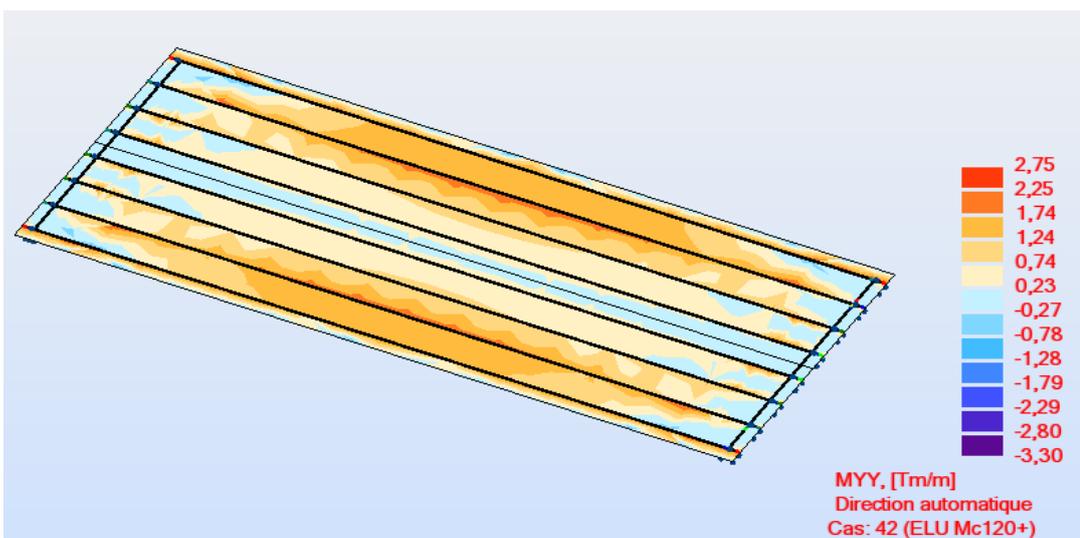
Moment dû au poids propre de la poutre + Dalle



M y-y : ELS Mc120



M x-x : ELU Mc120



M y-y : ELU Mc120

Annexe 4 : la réaction maximale et les angles de rotation ainsi les déplacements

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	9,70	5,47	54,78	0,00	0,00	0,00
Noeud	76	40	70	33	63	69
Cas	1	1	1	1	1	1
MIN	-4,55	-5,45	52,15	-0,00	-0,00	-0,00
Noeud	58	70	34	57	76	76
Cas	1	1	1	1	1	1

$$R_{max} = 54,78 \text{ t}$$

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,0	0,1	0,5	0,004	0,009	0,000
Noeud	523	187	50	359	509	533
Cas	elu 240/3	elu 240/10	elu 240/13	elu 240/36	elu 240/7	elu 240/4
MIN	-0,9	-0,1	-10,6	-0,005	-0,010	-0,000
Noeud	243	360	328	187	203	434
Cas	elu 240/11	elu 240/10	elu 240/10	elu 240/36	elu 240/13	elu 240/4

$$\alpha_x = 0,004 \text{ rd}$$

$$\alpha_y = 0,009 \text{ rd}$$