

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire L.G.S.D.S



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'Etudes



En vu d'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème:

**Conception et étude d'un pont à poutres multiples
sous chaussée dans la wilaya de Ain-defla**

Proposé par :

Mr N.DJELLOUL

Encadré par :

Mr S.LAKEHAL

Réalisé par :

**ARAF A Chams eddine
AZRI Amor**

Promotion : juin 2011

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP 182 EL-Harrach 16200 Alger; Algerie

Tel: +213 52 53 01/03 – Fax: +213 21 52 29 73 www.enp.edu.dz

Dédicace

Je dédie ce travail

*En premier lieu à mes grands parents qui ne sont plus parmi nous
"Rahimahom Allah"*

A mes chers parents Mohamed et Yamina

A ma tante Nora

A ma grande sœur Sounia, et sa petite famille

A ma sœurette Lamia

A mon frangin Khaled

A toute la famille ARAFA

A toute la famille BOUKHARI

A tout mes amis

Sans oublier mon co-équipier Badri, ainsi que toute sa famille

Chams Eddine

Dédicace

Je dédie ce travail

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

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

A mes frères et mes sœurs

A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour.

Une deuxième personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à mon binôme Chams eddine et toutes sa famille.

A tout mes amis

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apportés l'aide et le soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.

Badri

Remerciements

Nous remercions, avant tout, dieu le tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de notre formation.

Nos remerciements s'adressent ensuite à nos parents et à nos familles qui nous ont soutenu pendant toute ses années.

*Nous remercions notre promoteur **Mr. Lakehal** pour son travail et l'aide qui a pu nous donner durant l'élaboration de ce projet.*

*Nous remercions aussi **Mr. Djalloul** directeur d'**ALPEX BUREAU D'ENGINEERING**, ainsi que **Mr. Boudljellab** ingénieur en génie civil pour leurs collaborations et leurs aides.*

Nous remercions l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous en font l'honneur de juger notre travail.

ملخص :

الغرض من هذا المشروع هو تصميم و دراسة جسر دو روافد متعددة, يبلغ طوله 73.4م و عرضه 10امتار , يجتاز وادي الشلف ليربط بلدية العبادية ببلدية العطاف الواقعتين بولاية عين الدفلى. يتكون من ثلاثة أجزاء مستقلة, الجزأين الجانبيين من الخرسانة المسلحة بطول 19.55م لكل منهما والجزء الوسطي من الخرسانة مسبقة الإجهاد طوله 33.5م. بعد حساب مختلف القوى بواسطة البرنامج Auto-desk Robot نقوم بحساب الإجهاد المسبق المطبق على الرفادة ثم تسليح العناصر المكونة للجسر و كذلك مراجعة الحسابات وفقا للوائح المعمول بها.

كلمات مفتاحيه : الجسر, الرفادة, بلاطة, صدار, الخرسانة المسلحة, الخرسانة مسبقة الإجهاد.

Résumé :

Le but de ce projet est l'étude et la conception d'un pont à poutres multiples sous chaussée d'une longueur de 73.4 m et 10 m de large. Franchissant oued Chlef reliant la commune d'El-abadia à la commune d'El-attaf dans la wilaya d'Ain-defla. Composé de trois travées indépendantes, dont deux travées de rive en béton armé de 19.55 m chacune et une travée centrale en béton précontraint de 33.50 m. Après le calcul des sollicitations par le logiciel Auto-desk Robot, on procédera au calcul de la précontrainte et on déterminera le ferrailage des éléments constructifs du tablier ainsi qu'a leurs vérifications selon les règlements en vigueur.

Mots clef : pont, poutre, hourdis général, tablier, béton précontraint, béton armé.

Abstract :

The purpose of this project is the study and the conception of a bridge with multiples beams under roadway of a length of 73.4 m and 10 m broad. Crossing Chlef oued connecting El abadia commune to El-attaf commune in the wilaya of Ain-defla. Composed of three spans independent, including two reinforced concrete bank spans of 19.55 m each one, and a central span out of prestressed concrete of 33.50 m. After calculation of the requests by Auto-desk Robot software, we will carry out the calculation of prestressed, and the determination of the reinforcement constructive elements of the apron and their checking out according to the payments in force.

Keywords : bridge, beam, general hollow block, apron, concrete prestressed, reinforced concrete.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I. Présentation de l'ouvrage	
I.1. Description de l'ouvrage.....	3
I.2. Tracé en plan.....	3
I.3. Les profilés de l'ouvrage.....	4
I.3.1. Profil en long.....	4
I.3.2. Profil en travers.....	4
I.4. Les données naturelles	4
I.5. Choix du type de l'ouvrage.....	6
I.5.1. Variante n°=1: pont à poutres multiples sous chaussée	6
I.5.2. Variante n°=2: pont mixte acier-béton.....	7
I.5.3. Analyse multicritères.....	8
I.6. Les différents éléments du pont.....	8
I.6.1 le tablier	8
I.6.2. Les culées.....	9
I.6.3. Les piles	9
I.6.4. Les fondations.....	10
I.6.5. Les appareils d'appui	10
I.6.6. Les équipements	10
I.6.6.1. Les dispositifs de retenue.....	11
I.6.6.2. Les corniches.....	11
I.6.6.3. Joints de chaussée.....	11
I.6.6.4. Canalisations et Assainissement	11
I.6.6.5. La dalle de transition	11
Conclusion.....	12
Chapitre II. Caractéristique des matériaux	
II .1. Le béton.....	13
II. 1.1. Résistance a la compression.....	13
II. 1.2. Résistance a la traction.....	13
II. 1.3. Déformation longitudinale	14
II. 1.4. Déformation transversale.....	15
II. 1.5. Etats-limite.....	15
II.2. Les aciers	16
II.2.1. Aciers passifs.....	16
II.2.2. Aciers actifs.....	18

Chapitre III. Le pré-dimensionnement

III.1. Pré-dimensionnement des poutres.....	19
III.1.1.Poutre en béton précontraint.....	19
III.1.2.Poutre en béton armé	22
III. 2. Hourdis général.....	23
III. 3. La pré-dalle	23
III. 4. Les équipements	23
III.4.1. Les trottoirs	23
III.4.2.Les corniches.....	23
III.4.3. Les gardes de corps.....	24
III.4.4.La glissière de sécurité	24
III. 5. Les caractéristiques géométriques de la poutre.....	24
III. 5.1. Notation utilisé	24
III. 5.2. La poutre en béton précontraint.....	24
III. 5.3. La poutre en béton armé.....	29

Chapitre IV. Charges et surcharges

IV. 1. Charges permanentes.....	33
IV.1.1. poids propre des éléments porteurs.....	33
IV.1.2. poids propre des éléments non porteurs.....	35
IV.2. Caractéristiques du pont	36
IV.3. Charges d'exploitation	37
IV.3.1. Charges de chaussée... ..	37
IV.3.1.1. Systèmes de charges A	37
IV.3.1.2. Systèmes de charges B	40
IV.3.1.3. Surcharges militaire.....	40
IV.3.1.4 Convois exceptionnelles	44
IV.3.1.5. Effort de freinage	47
IV.3.2. Charges climatiques	50
IV.3.3. Charges sur les trottoirs.....	51
IV. 3.4. Evaluation des actions accidentelles	52
Conclusion.....	52

Chapitre V. Modélisation et Analyse

V.1. Description du logiciel Auto-desk Robot.....	53
V.1.1.Caractéristiques principales du logiciel.....	53
V.2. La modélisation.....	53
V.3.Combinaisons d'actions.....	57
V.3.1. Etats limites.....	57

V.3.2. Les Coefficients de pondération des combinaisons.....	58
V.3.3. Formes générales des combinaisons d'actions.....	58
V.4. Exploitation des données	58
V.4.1. Diagrammes des poids propres.....	59
V.4.1.1. Diagrammes des moments fléchissant.....	59
V.4.1.2. diagrammes des efforts tranchants.....	60
V.4.2. Combinaisons utilisées	61
Conclusion	65
Chapitre VI. Etude de la précontrainte	
VI.1. Définition	66
VI.2. Historique	66
VI.3. Principe du béton précontraint.....	67
VI.4. Mise en œuvre de la précontrainte	67
VI.4.1. Précontrainte par pré-tension.....	68
VI.4.2. Précontrainte par post-tension.....	68
VI.5. les armatures de précontrainte	70
VI.6. Les types d'ancrage de précontrainte.....	71
VI.7. Conduits pour précontrainte par post-tension.....	71
VI.8. Le tracé de câblage	72
VI.9. Domaine d'application de la précontrainte.....	73
VI.10. Détermination du nombre des câbles.....	74
VI.10.1. Tension à l'origine.....	74
VI.10.2. Calcul de la précontrainte.....	74
VI.10.3. Le tracé des câbles.....	76
VI.10.3.1. Positionnement des câbles	76
VI.10.3.2. Angle de relevage.....	77
VI.10.3.3. Allure des câbles.....	78
VI.11. Fuseau de passage.....	81
VI.11.1. Fuseau limite de compression.....	81
VI.11.2. Fuseau limite de traction.....	82
VI.12. Calcul des pertes de la précontrainte.....	84
VI.12.1. Pertes instantanées.....	84
VI.12.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine.....	84
VI.12.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage.....	85
VI.12.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	87
VI.12.1.4. Pertes instantanées totales.....	88
VI.12.2. Pertes différées.....	89

VI.12.2.1. Pertes due au retrait du béton.....	89
VI.12.2.2. Pertes due à la relaxation des aciers.....	89
VI.12.2.3. Pertes due au fluage du béton.....	90
VI.12.2.4. Pertes différées totales.....	91
VI.12.3. Pertes totales.....	92
VI.13. Justifications aux E.L.S.....	93
VI.13.1. Vérification des contraintes normales.....	93
VI.13.1.1. Détermination des contraintes admissibles.....	93
VI.13.1.2 Vérification.....	93
VI.13.2. Ferrailage passif longitudinal.....	96
VI.13.2.1. Armatures de peau.....	96
VI.13.2.2. Armatures dans la zone tendue.....	96
VI.13.3. Vérification des contraintes tangentielles.....	96
VI.13.3.1. Contrainte de cisaillement.....	97
VI.14. Justifications aux E.L.U.....	98
VI.14.1. Vérification des contraintes normales.....	98
VI.14.1.1. Hypothèses fondamentales de calcul.....	99
VI.14.1.2. Principe de la méthode de justification.....	99
VI.14.1.3. Equations utilisées.....	100
VI.14.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	104
VI.14.2.1. Minimum d'armatures transversales.....	104
VI.14.2.2. Justification des armatures transversales.....	105
VI.14.2.3. Justification des bielles de béton.....	105
Conclusion.....	106
Chapitre VII. Etude des éléments en béton armé.	
VII.1. l'hourdis général.....	107
VII.1.1. Méthodologie de calcul.....	107
VII.1.2. Etude de la flexion transversale.....	108
VII.1.2.1. Calcul à E.L.U.....	108
VII.1.2.2. Vérification à E.L.S.....	110
VII.1.2.3. Condition de non fragilité.....	112
VII.1.3. Ferrailage longitudinal.....	112
VII.2. Etude de la poutre en béton armé.....	113
VII.2.1. Ferrailage longitudinal.....	113
VII.2.1.1. Calcul à E.L.U.....	113
VII.2.1.2. Calcul à E.L.S.....	114
VII.2.1.3. Condition de non fragilité.....	115

VII.2.2. Ferrailage transversale.....	115
VII.2.2.1. Vérification du béton de l'âme.....	115
VII.2.2.2. Vérification des aciers.....	116
Conclusion.....	117
Chapitre VIII. Calcul des déformations.	
VIII.1. Travée centrale.....	118
VIII.1.1. Calcul des flèches.....	118
VIII.1.2. Calcul des rotations.....	120
VIII.1.3. Calcul des déplacements horizontaux d'appui.....	121
VIII.2. Travée de rive.....	122
VIII.2.1. Calcul des flèches.....	122
VIII.2.2. Calcul des rotations.....	123
VIII.2.3. Calcul des déplacements horizontaux d'appui.....	123
Conclusion.....	124
Chapitre IX. Etude des zones particulières	
IX.1. Zone d'introduction des forces de précontrainte.....	125
IX.1.1. Vérification à la zone d'about.....	126
IX.1.1.1. Efforts de surface.....	126
IX.1.1.2. Efforts d'éclatement.....	126
IX.1.1.3. Efforts d'équilibre général.....	128
IX.1.2. Vérification pour la zone en travée.....	132
IX.2. Vérification pour la poutre en béton armé.....	133
Conclusion.....	134
Conclusion générale.....	135
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	137

Liste des figures

Fig. I.1. Vue de la situation de l'ouvrage	3
Fig. I.2. Tracé en plan	4
Fig. I.3. Profil en long.	4
Fig. I.4. Profil en travers.	5
Fig. I.5. Hourdis général.	9
Fig. I.6. Représentation de la culée.....	9
Fig. I.7. Représentation des piles.....	10
Fig. I.8. Les équipements de pont.....	11
Fig. I.9. La dalle de transition.....	12
Fig. II.1. Déformation du béton sous chargement instantané.....	14
Fig. II.2. Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	16
Fig. II.3. Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures de tous types	17
Fig. II.4. Diagramme des contraintes – déformations des armatures de précontrainte.....	18
Fig. III.1. Coupe transversale d'une poutre.....	19
Fig. III.2. Gousset de la table de compression.....	21
Fig. III.3. Gousset du talon.....	21
Fig. III.4. La notation utilisée.....	24
Fig. III.5. La section médiane de la poutre en BP.....	25
Fig. III.6. La section médiane de la poutre en BP plus l'hourdis général.....	25
Fig. III.7. La section d'about de la poutre en BP.....	27
Fig. III.8. La section d'about de la poutre en BP plus l'hourdis général.....	27
Fig. III.9. La section médiane de la poutre en BA.....	29
Fig. III.10. La section médiane de la poutre en BA plus l'hourdis général.....	29
Fig. III.11. La section d'about de la poutre en BA.....	31
Fig. III.12. La section d'about de la poutre en BA plus l'hourdis général.....	31
Fig. IV.1. Les différentes sections qui composent la poutre en béton précontraint.....	33
Fig. IV.2. Les différentes sections qui composent la poutre en béton armé.....	34
Fig. IV.3. Caractéristique du trottoir et de l'avaloir.....	35
Fig. IV.4. Les différents cas de chargement du système de charge A.....	38
Fig. IV.5. Les dimensions du système B _C	41
Fig. IV.6. Les dimensions du système B _r	42
Fig. IV.7. Les dimensions du système B _t	43
Fig. IV.8. Système Mc 80.....	45
Fig. IV.9. Système Mc 120.....	46
Fig. IV.10. Système Me 80.....	46
Fig. IV.11. Système Me 120.....	47
Fig. IV.12. Convoi de type D240.....	48
Fig. IV.13. Convoi de type D280.....	48
Fig. IV.14. Convoi de type E400.....	49
Fig. IV.15. Convoi de type E360.....	49
Fig. V.1. Préférences du projet.....	54
Fig. V.2. Définition des appuis.....	54
Fig. V.3. Modélisation de l'hourdis général.....	55
Fig. V.4. Modélisation de la travée centrale.....	55
Fig. V.5. Modélisation de la travée de rive.....	55
Fig. V.6. Exemple d'introduction des CCP.....	56
Fig. V.7. Lancement de calcul.....	57
Fig. V.8. Diagrammes des moments fléchissants (CP; CCP) pour la travée centrale.....	59

Fig. V.9. Diagrammes des moments fléchissants (CP; CCP) pour la travée de rive.....	59
Fig. V.10. Diagrammes des efforts tranchants (CP; CCP) pour la travée centrale.....	60
Fig. V.11. Diagrammes des efforts tranchants (CP; CCP) pour la travée de rive.....	60
Fig. V.12. Moment fléchissant de la combinaison CP+CCP; (TC).....	61
Fig. V.13. Moment fléchissant de la combinaison CP+CCP+D240; (TC).....	61
Fig. V.14. Moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP); (TC).....	61
Fig. V.15. Moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240); (TC).....	62
Fig. V.16. Effort tranchant de la combinaison CP+CCP;(TC).....	62
Fig. V.17. Effort tranchant de la combinaison CP+CCP+D240; (TC).....	62
Fig. V.18. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP); (TC).....	63
Fig. V.19. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240); (TC).....	63
Fig. V.20. Moment fléchissant de la combinaison CP+CCP; (TR).....	63
Fig. V.21. Moment fléchissant de la combinaison CP+CCP+D240; (TR).....	64
Fig. V.22. Moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240); (TR).....	64
Fig. V.23. Effort tranchant de la combinaison CP+CCP; (TR).....	64
Fig. V.24. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP); (TR).....	65
Fig. V.25. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240); (TR).....	65
Fig. VI.1. Principe de la précontrainte.....	67
Fig. VI.2. Mise en tension des câbles par la méthode de pré-tension.....	68
Fig. VI.3. Installation des gaines pour la post-tension.....	69
Fig. VI.4.Exemple de torons.....	70
Fig. VI.5. Ancrage fixe système K.....	71
Fig. VI.6. Câblage rectiligne.....	73
Fig. VI.7. Câblage polygonal.....	73
Fig. VI.8. Disposition des câbles à l'about.....	77
Fig. VI.9. Disposition des câbles à mi-travée.....	77
Fig. VI.10. Tracé des câbles.....	80
Fig. VI.11. Allure des câbles.....	81
Fig. VI.12. Fuseau de passage.....	83
Fig. VI.13. Pertes par recul d'ancrage.....	85
Fig. VI.14. Principe de la Pertes par recul d'ancrage.....	86
Fig. VI.15. Diagramme des contraintes admissibles en service.....	93
Fig. VI.16. Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.....	99
Fig. VI.17. Diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes.....	100
Fig. VI.18. Equation d'équilibre.....	102
Fig. VI. 19. Ferrailage de la poutre en BP a la zone médiane	106
Fig. VII.1. Vue transversale l'hourdis général.....	107
Fig. VII.2. Fonctionnement de l'hourdis.....	107
Fig. VII.3. Diagramme du à poids propre.....	108
Fig. VII.4. Diagramme du à 1.35 (CP+CCP).....	108
Fig. VII.5. Diagramme du à 1.35 (CP+CCP) + 1.6 (B _c + Pt).....	109
Fig. VII.6. Diagramme du à 1.35 (CP+CCP+ D240).....	109
Fig. VII.7. Diagramme du à (CP+CCP).....	110
Fig. VII.8. Diagramme du à (CP+CCP+B _c +Pt).....	110
Fig. VII.9. Diagramme du à (CP+CCP+D240).....	110
Fig. VII.10. Section homogène.....	111
Fig. VII.11. Ferrailage de la dalle.....	112
Fig. VII. 12. Ferrailage de la poutre en BA a la zone médiane.....	117
Fig. VIII.1. Diagramme du moment sous l'effet la précontrainte.....	119
Fig. IX.1. Zone de régularisation.....	125
Fig. IX.2. Zone de première régularisation (cm).....	127

Fig. IX.3. Composition de l'état d'équilibre général.....	128
Fig. IX.4. Sollicitations dans l'état d'équilibre général.....	129
Fig. IX.5. Les composantes des efforts de précontrainte (MN).....	129
Fig. IX.6. Diffusion des contraintes et efforts.....	131
Fig. IX.7. Ancrage en travée.....	132

Liste des tableaux

Tab. I.1. Analyse multicritère.....	6
Tab. II.1.. les contraintes admissibles à la traction à ELS.....	15
Tab. III.1. Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre en BP.....	24
Tab. III.2. Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre en BP plus l'hourdis	24
Tab. III.3. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre en BP.....	26
Tab. III.4. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre en BP plus l'hourdis.....	26
Tab. III.5. Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre en BA.....	28
Tab. III.6. Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre en BA plus l'hourdis....	28
Tab. III.7. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre en BA.....	30
Tab. III.8. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre en BA plus l'hourdis.....	30
Tab. IV.1. Récapitulatif des charges permanentes.....	34
Tab. IV.2. Coefficient a_1	37
Tab. IV.3. Les valeurs de chargement par le système A.....	37
Tab. IV.4. Les valeurs de coefficient b_c	39
Tab. IV.5. Les valeurs de coefficient de majoration dynamique de B_c	40
Tab. IV.6. Les valeurs de coefficient b_t	42
Tab. IV.7. Les valeurs de la surcharge B_t	42
Tab. IV.8. Le coefficient de majoration dynamique du système Mc 120.....	45
Tab. IV.9. Les valeurs de gradient thermique.....	49
Tab. V.1. Les coefficients de pondération pour chaque charge.....	56
Tab. V.2. Les différentes combinaisons des charges.....	56
Tab. VI.1. Les caractéristiques des torons les plus courants.....	68
Tab. VI.2. Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane en BP.....	72
Tab. VI.3. Les caractéristiques de chaque câble.....	77
Tab. VI.4. Tracé des câbles.....	77
Tab. VI.5. Pertes dues au frottement du câble.....	83
Tab. VI.6. Pertes dues au recul d'ancrage.....	85
Tab. VI.7. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	86
Tab. VI.8. Pertes instantanées totales.....	86
Tab. VI.9. Pertes due à la relaxation des aciers.....	88
Tab. VI.10. Pertes due à la relaxation des aciers.....	89
Tab. VI.11. Pertes différées totales.....	89
Tab. VI.12. Pertes totales.....	90
Tab. VI.13. Vérification des contraintes normales.....	93
Tab. VI.14. Vérification des contraintes tangentielles.....	96
Tab. VII.1. Les moments maximums à E.L.U.....	107
Tab. VII.2. Les moments maximums à E.L.S.....	109
Tab. VII.3. Valeurs du moment fléchissant pour la poutre en BA.....	111
Tab. VII.4. Valeurs de l'effort tranchant pour la poutre en BA.....	113
Tab. VIII.1. Récapitulatif des données pour le calcul de la contre flèche.....	117

Introduction générale

Les ponts sont des constructions de grande importance dans le domaine du génie civil. Ils permettent de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage de piétons et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc.

Ces dernières années, l'Algérie a connu une croissance importante, cela revient à la stabilité retrouvée tant sur le plan économique que sur le plan sécuritaire.

Le développement d'un pays passant par le développement et la modernisation de son réseau routier, les autorités concernées ont décidé de lancer un large programme de développement du réseau routier, dans ce cadre il est inclut le dédoublement des routes nationales et l'élaboration de nombreux ouvrages de franchissement.

Parmi les wilayas concernées par cette nouvelle politique de développement, La wilaya de Ain-defla et le dédoublement de la route nationale reliant la commune d'El-abadia à la commune d'El-attaf. Comme le tracé de la route coupe l'oued Chlef, il a été décidé d'élaborer un ouvrage d'art pour franchir la brèche de 100 m de large.

L'ouvrage est un pont à poutres multiples sous chaussée d'une longueur totale de 73.4 m, il est composé de 3 travées indépendantes, deux travées de rive de longueur 19.55 m chacune en béton armé et une travée centrale de 33.50 m en béton précontraint.

Les ponts à poutres multiples sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, les ouvrages à poutre préfabriquées de type VIPP (viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples. Leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique [1].

Nous allons présenter en premier lieu le tracé du pont et ses profils (profil en long et en travers). Après avoir déterminé la variante la plus apte à répondre aux conditions de la conception de l'ouvrage, nous déterminerons les éléments qui composent la variante choisie et leurs caractéristiques.

L'étude que nous allons entreprendre, par la suite, concernera essentiellement le tablier du pont, c'est-à-dire, les poutres préfabriquées en béton précontraint de la travée centrale, les poutres préfabriquées en béton armé qui composent les deux travées de rive ainsi que l'hourdis général.

On commencera par la détermination des caractéristiques des matériaux utilisés (béton, aciers passifs et actifs). Et on suivra par le pré-dimensionnement des éléments constructifs du tablier (poutre en béton précontraint, poutre en béton armé et l'hourdis général).

L'étape suivante concernera les différentes charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage (Actions hors trafic et Actions dues au trafic).

Après la détermination des différentes charges et surcharges appliquées sur le pont, on s'aidera du logiciel Auto-desk Robot pour modéliser notre structure, et par la suite procéder au calcul des différents sollicitations engendrées.

A partir des résultats données par le logiciel Auto-desk Robot, nous entamerons l'étude de la précontrainte en commençant par une présentation du béton précontraint, par la suite on déterminera le nombre et l'allure des câbles. Après cela, nous nous efforcerons de calculer les pertes de précontrainte (instantanées et différées). On procédera ensuite à la justification des contraintes normales et tangentielles à E.L.U et E.L.S.

L'étude des poutres et de l'hourdis général en béton armé sera faite dans un même chapitre intitulé l'étude des éléments en béton armé, où nous calculerons les ferraillements longitudinaux et transversaux.

Nous traiterons ensuite des déformations que peut subir une poutre isostatique simplement appuyée, sous l'effet de son poids propre et des surcharges. L'étude concernera la travée centrale comme la travée de rive.

Pour finir nous étudierons les zones particulières, c'est-à-dire, la zone d'introduction des armatures de précontrainte pour ce qui concerne les poutres de la travée centrale et la zone d'about pour les poutres en béton armé.

Nous terminerons notre projet par un bilan général du travail accompli sous la forme d'une conclusion générale.

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage.

Avant de commencer à étudier un projet, nous devons en définir les grandes lignes, ce présent chapitre donne des présentations sommaires sur l'ouvrage, les données fonctionnelles et les données naturelles, Ces informations sont valables pour tout le reste du travail.

Nous nous appuyons dans notre présentation sur les différentes documentations liées au projet (les plans de conception), ainsi que sur le guide de conception **S.E.T.R.A 1996** (pont à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension).

I.1. Description de l'ouvrage

Le projet étudié consiste en un dédoublement d'un ouvrage franchissant oued Chlef reliant la commune d'El-abadia à la commune d'El-attaf dans la wilaya d'Ain-defla. L'ouvrage est un pont à poutres multiples sous chaussée.



Fig. I.1. Vue de la situation de l'ouvrage.

Ce projet rentre dans le cadre d'un projet plus globale celui du dédoublement de la route reliant les deux communes d'El-abadia et d'El-attaf.

I.2. Tracé en plan

L'ouvrage étant constitué d'éléments rectilignes; il est naturellement bien adapté aux franchissements droits et rectilignes. Pour éviter les problèmes liés au biais (torsion importante et disposition des appuis inefficaces) on a opté pour un ouvrage mécaniquement droit; dont les lignes d'appuis sont perpendiculaires aux poutres longitudinales. (**Fig. I.2**)

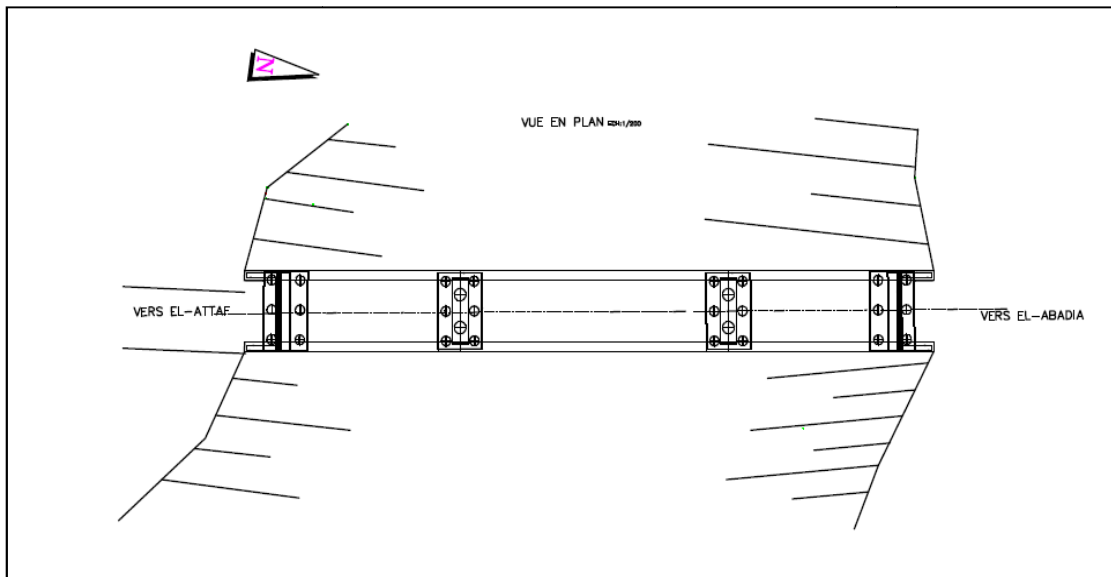


Fig. I.2. Tracé en plan.

I.3. Les profils de l'ouvrage

I.3.1. Profil en long

Le pont représente une longueur totale de 73.4 m. il est composée de 3 travées, deux travées de rive de 19.55 m de longueur en béton armé et une travée centrale de 33.50 m en béton précontraint.

Il est important de donner à ce profil une ligne harmonieuse et d'éviter toute variation brutale de courbure sur l'ouvrage.

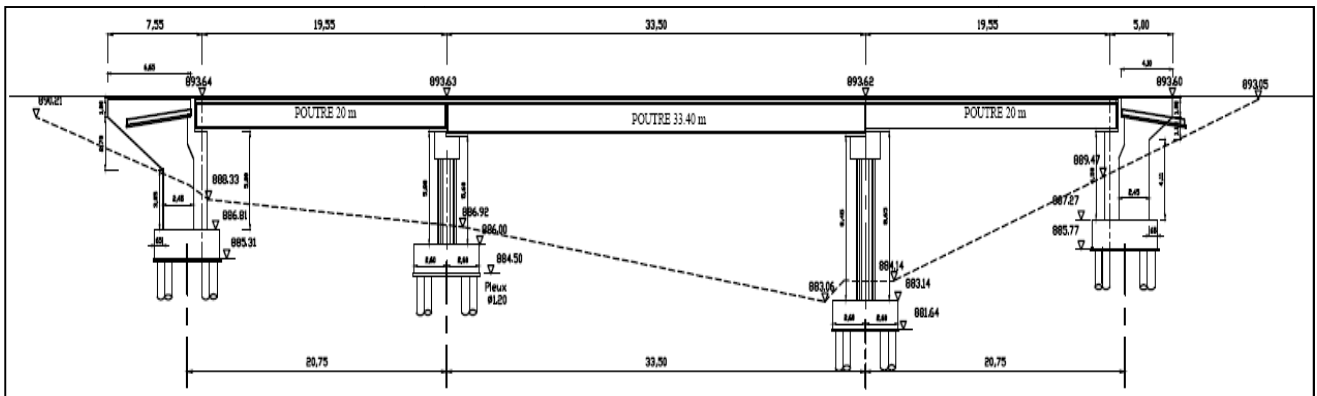


Fig. I.3. Profil en long.

I.3.2. Profil en travers

La forme transversale du tablier est conditionnée par la largeur de la voie portée et par ses dévers transversaux nécessaires pour faciliter l'écoulement des eaux et pour s'adapter à la courbure en plan. Le dévers transversal est généralement de 2.5% pour un ouvrage rectiligne; ce qui est le cas pour l'ouvrage étudié; et varie de 2.5% à 6% en fonction du rayon de courbure, pour les ouvrage courbe.

Le profil présente une double pente (profil en toit), et comme toutes les poutres sont identiques, leurs appuis doivent être décalés en altitude, de manière à former une ligne parallèle à l'extrados. On obtient ce décalage en adaptant la hauteur de chacun des appuis, comme ce qui a été fait pour notre ouvrage, ou bien en réalisant un chevêtre incliné transversalement de la même pente transversale.

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal sont représentés dans la figure suivante.

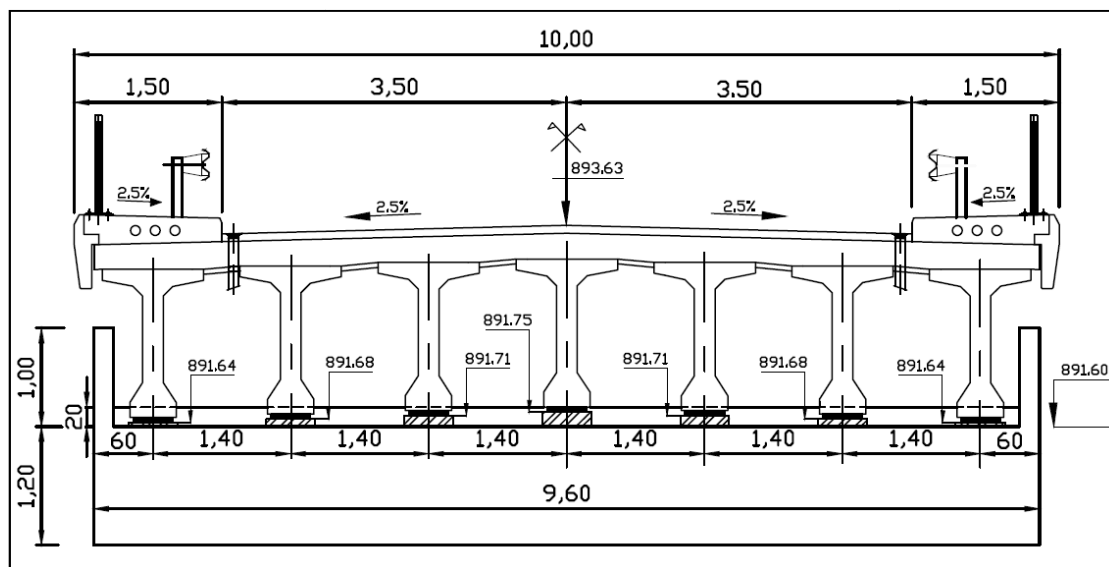


Fig. I.4. Profil en travers.

I.4. Les données naturelles

Les principaux renseignements à recueillir sur site avant le commencement des travaux sont :

- L'étude topographique : Il convient de disposer d'un relevé topographique aussi précis que possible avec l'indication de repères de niveau. La vue en plan du site doit indiquer les possibilités d'accès ainsi que les aires disponibles pour l'installation du chantier et des zones stockages.
- L'hydrologie : Il est indispensable d'en connaître parfaitement l'importance des crues, débit, charriage éventuel de corps flottants susceptible de heurter les piles, mais le plus grand danger réside dans les affouillements, qui furent par le passé la cause la plus fréquente d'effondrement de pont.
- L'étude géotechnique : Elle joue un rôle très important pour le choix du système de fondation pour l'ouvrage. Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques sont fondamentaux, ils conditionnent l'implantation des fondations et leur fonctionnement mécanique.

I.5. Choix du type de l'ouvrage

Le type de l'ouvrage est déterminé en se basant sur plusieurs critères, qui sont de nature techniques, naturels, esthétiques et économiques. A partir de cela plusieurs variantes de l'ouvrage sont envisagées.

Nous procéderons à une analyse multicritères, qui nous aidera à choisir la variante la plus apte à répondre aux conditions de conception de l'ouvrage. Les variantes proposées sont les suivantes :

I.5.1. Variante n°=1: pont à poutres multiples sous chaussée

Les poutres en béton armé ou béton précontraint peuvent être préfabriquées. Elles sont solidaires d'une dalle en béton armé.

Les avantages de cette variante sont essentiellement liés à la préfabrication des poutres; qui sont [2] :

- Eviter de recourir aux cintres s'appuyant sur le sol. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier;
- Du point de vue coût-délais la préfabrication est un choix plus que judicieux;
- Le fonctionnement isostatique de la structure qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique;
- Tout d'abord, le béton coulé en atelier ou sur le chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudage, les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la valeur souhaitée de la résistance de béton à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rejeter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou renforcement coûteux;
- En seconde lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, on peut également disposer d'un équipement fixe de vibration;
- De plus, la préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage;
- Ils sont souvent très économiques, pour des portées allant de 10 à 20 m en béton armé, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en béton précontraint par poste tension;
- Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce qui est constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception;
- Présence d'aire de préfabrication à proximité de l'ouvrage à réaliser;
- Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes.

Mais ce type d'ouvrage peut présenter aussi quelques inconvénients [2] :

- Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc.). Cet inconvénient perdure dans les conceptions anciennes, mais ce qui a été réalisé pour notre ouvrage, est l'attelage de travée par le hourdis permet de rétablir une continuité de roulement tout en limitant le nombre de joints;
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication;
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente;
- Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes;
- Les tabliers de ce type sont plus sensibles que des structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits. Les poutres de rive sont naturellement les plus exposées;
- Chaque appui reçoit deux lignes d'appuis de travées adjacentes, ce qui nécessite une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique de l'ouvrage.

I.5.1. Variante n°=2: pont mixte acier-béton

Un tablier mixte est constitué d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé liés par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette. Les principaux avantages liés à cette variante sont [2] :

- transport aisé, en raison du poids peu élevé permettant le transport sur des grandes distances en particulier à l'exécution;
- La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts);
- Le peu d'échafaudage nécessaire;
- La précision dimensionnelle des structures;
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées;
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines;
- Le coût de la main d'œuvre est optimal;
- Des possibilités d'extension et de réparation;
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité).

Les ponts mixtes peuvent présenter les inconvénients suivants [2] :

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier;

- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, d'où l'option pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum;
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service;
- Les sollicitations climatiques, la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton;
- Une surveillance avec visite périodique.

I.5.3. Analyse multicritère

Le comparatif entre les deux variantes se présente sous la forme du tableau suivant :

Tab. I.1. Analyse multicritère.

	Variante n°=1	Variante n°=2
L'exécution	+	+
Les délais de réalisation	+	+
L'esthétique	-	-
L'entretien	+	-
Le coût de l'ouvrage	+	-

D'après cette analyse on opte pour la variante n°=1, c'est-à-dire le pont à poutres multiples sous chaussée.

I.6. Les différents éléments du pont

I.6.1 le tablier

Notre ouvrage rentre dans la gamme des ponts à poutre sous chaussée en béton, dont les principaux éléments qui composent le tablier sont des poutres préfabriquées en béton précontraint pour la travée centrale (7 poutres) et des poutres préfabriquées en béton armé pour les travées de rive (7 poutres); elles sont de forme double T, section de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portée de ce type d'ouvrage. Constitué d'une table de compression supérieure et d'un talon inférieur reliés par une âme verticale de faible épaisseur.

Ainsi qu'un hourdis général (**Fig. I.5**) qui supporte la chaussée et assure la continuité roulante; nous utilisons pour le coffrage des pré-dalles qui sont simplement appuyés sur les extrémités des tables de compression et constituent un coffrage perdu.

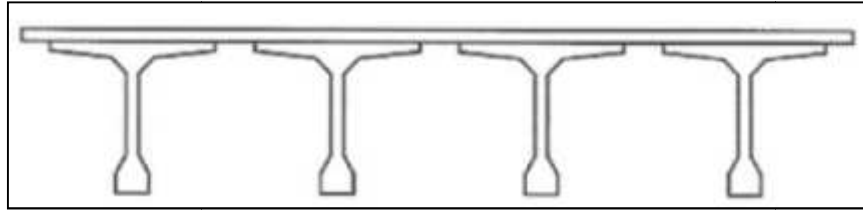


Fig. I.5. Hourdis général.

I.6.2. Les culées

Comme le site du projet présente un mauvais sol sur les deux rives, il a été décidé d'adopter des culées enterrées dont la tête est fondée sur des pieux forés. Leur rôle est d'assurer essentiellement une fonction porteuse, puisque une grande partie des efforts horizontaux de poussée des terres est reprise par les fondations.

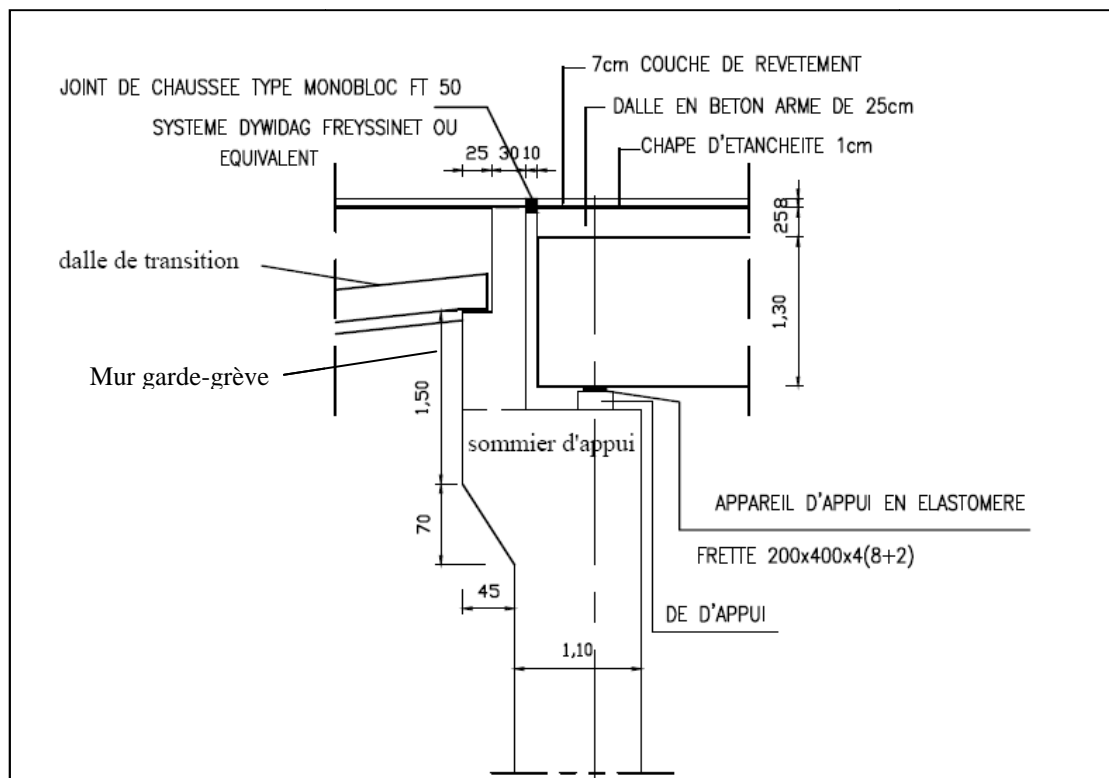


Fig. I.6. Représentation de la culée.

I.6.3. Les piles

Les piles se présentent en forme de portique (piles en H), constitué de deux fûts cylindriques surmontés d'un chevêtre de section rectangulaire. Le pont repose sur deux piles en plus des appuis de rive (les culées), d'une hauteur max de 5.80 m et de 8.65 m. (Fig. I.7)

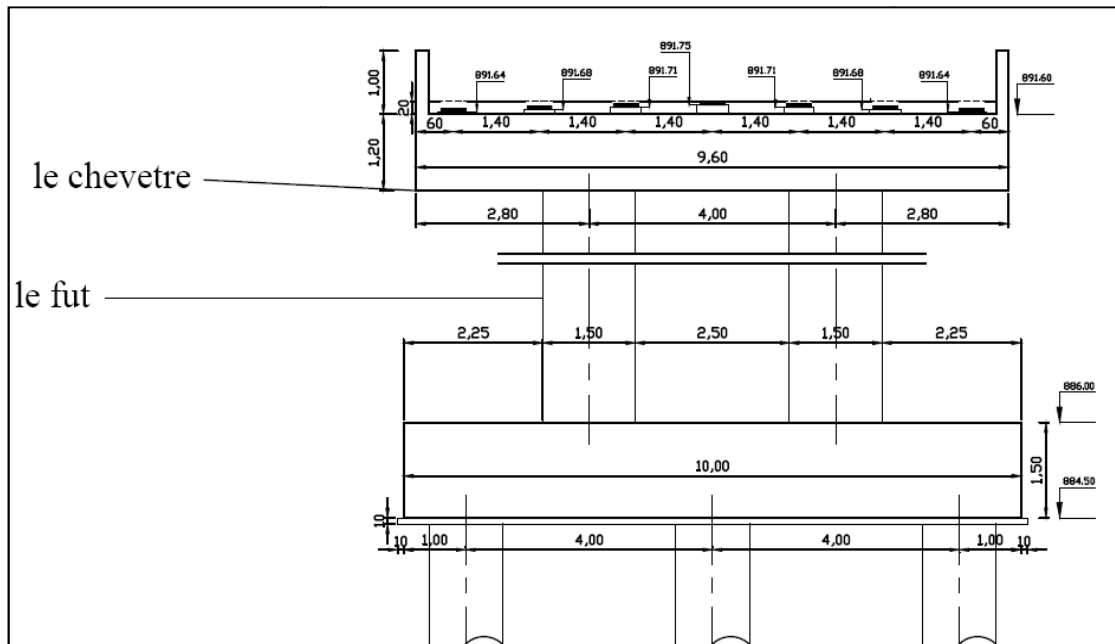


Fig. I.7. Représentation des piles.

I.6.4. Les fondations

La nature des fondations est la même pour les culées que pour les piles, compte tenu de l'état du site (mauvais sol), c'est-à-dire des fondations profondes (pieux forés). Comme les efforts horizontaux sur les culées sont importants (culée enterrée), et que les piles supportent deux lignes d'appui donc la descente de charge se trouve excentrées par rapport à l'axe de la fondation; c'est pour quoi les fondations sont réalisées sur deux files de pieux (3 pieux par file).

I.6.5. Les appareils d'appui

Les appareils d'appui adopté dans ce projet au niveau de l'ensemble des points d'appui sont en élastomère fretté de forme rectangulaire; qui absorbe les déplacements du tablier par les distorsions du caoutchouc. Ils sont de dimensions $200 \times 400 \times 4(8+2)$ pour les travées de rive et $300 \times 400 \times 4(10+3)$ pour la travée centrale.

I.6.6. Les équipements

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage mais ils influent sur l'aspect du tablier, la sécurité des usagers et sur la pérennité de l'ouvrage. Leurs détails sont à prendre en compte dans la conception. (Fig. I.8)

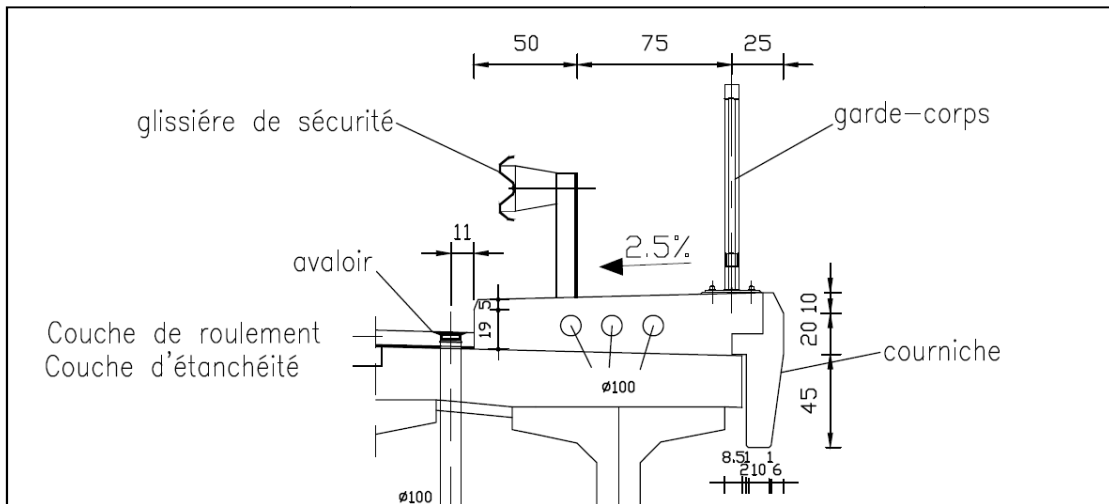


Fig. I.8. Les équipements de pont.

I.6.6.1. Les dispositifs de retenue

Ils jouent un double rôle sécuritaire et esthétique, compte tenu de la nature de l'ouvrage (un pont-route) pour une brèche assez importante, le choix a porté sur une glissière de sécurité et un garde-corps.

I.6.6.2. Les corniches

Comme pour les dispositifs de retenue les corniches ont aussi un double rôle, dans l'aspect esthétique de l'ouvrage d'une part et la protection des extrémités du tablier des intempéries d'une autre part. Elles sont préfabriquées en béton armé et fixées sur le tablier par une liaison de type béton armé.

I.6.6.3. Joints de chaussée

Ils sont de type monobloc FT 50 système DYWIDAG FREYSSNIET, placés entre les extrémités du pont et les culées. Assurant le confort des usagers et la continuité de roulement tout en permettant une liberté de mouvement du tablier.

I.6.6.4. Canalisations et Assainissement

Les réservations pour les canalisations et les conduites diverses sont faites au niveau des trottoirs, 3 tubes en PVC Ø 100. Pour l'assainissement du pont il a été prévu des avaloirs de chaque côté du pont L'évacuation des eaux est effectuée à l'aide de tubes en PVC Ø 100 à travers la dalle de roulement.

I.6.6.5. La dalle de transition

Elle est destinée à éviter tout risque de formation de dénivellation entre l'ouvrage, qui constitue un point dur, et la chaussée courante. (**Fig. I.9**)

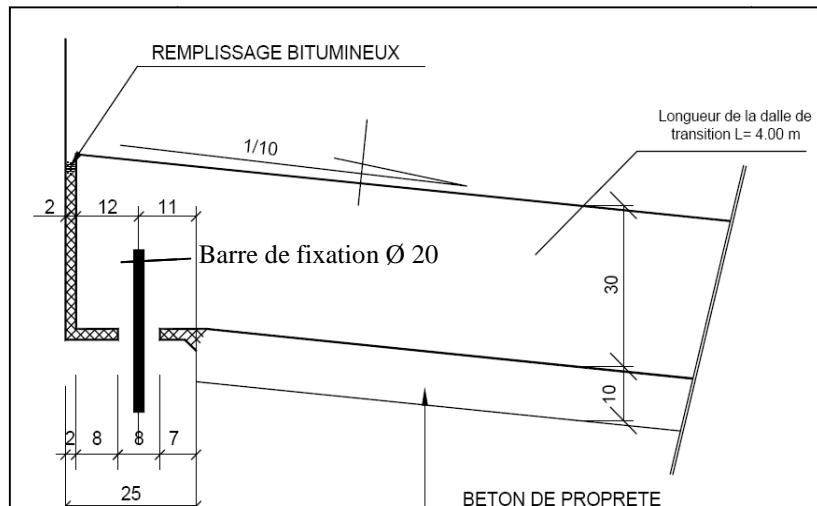


Fig. I.9. La dalle de transition.

Conclusion

Après cette présentation générale du projet, nous procéderons à l'étude de l'ouvrage en phase de service. L'étude sera faite pour les différents éléments du tablier, poutres en béton précontraint, poutres en béton armé et l'hourdis général.

On définira en premier lieu les caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

Chapitre II. Caractéristique des matériaux.

Dans ce chapitre nous présenterons les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de l'ouvrage ainsi que leurs caractéristiques, les documents techniques B.A.E.L pour le béton armé et le B.P.E.L pour le béton précontraint seront utilisés.

II .1. Le béton

L'élaboration de l'ouvrage c'est faite à partir de différentes classes de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de résistance caractéristique en compression à 28 jours. Pour les poutres en béton armé, le béton utilisé est de classe $f_{c28} = 27$ MPa de même pour l'hourdis général, mais pour les poutres en béton précontraint la classe de résistance caractéristique en compression est de $f_{c28} = 35$ MPa.

II. 1.1. Résistance à la compression

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée).

f_{c28} est déterminée au laboratoire par écrasement d'éprouvettes cylindrique normalisées de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre. En compression centrée. La résistance du béton à la compression à «j» jours, est déterminée par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \\ \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 j} f_{c28} \end{array} \right.$$

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} . Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale à $1,10 f_{c28}$ lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

II. 1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

II. 1.3. Déformation longitudinale

➤ Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet, à défaut de mesures directes, qu'à l'âge de "j" jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} [MPa] est égal à

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

Dans notre cas

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{C28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 33\,000 \text{ MPa.} \\ f_{C28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 35\,981.73 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

➤ Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge; il y correspond un module de déformation E_{vj} donné par la formule suivante :

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

Dans notre cas

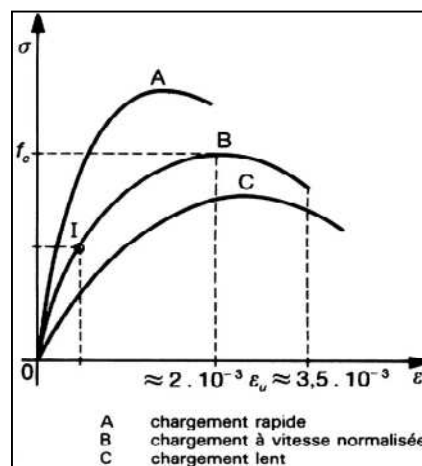
$$\left\{ \begin{array}{l} f_{C28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 11\,100 \text{ MPa.} \\ f_{C28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 12\,102.94 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$


Fig. II.1. Déformation du béton sous chargement instantané

II. 1.4. Déformation transversale

Le coefficient de Poisson ν est pris égal à 0 (E.L.U) pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations (E.L.S).

Le module déformation transversale est donné par :

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

II. 1.5. Etats-limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées. Les divers états-limites que l'on peut envisager peuvent être classés en deux catégories :

➤ les états-limites ultimes correspondant à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement, etc.

La déformation en compression doit être limitée à 2‰ ou 3,5‰ (**Fig. II.2**)

D'où, le calcul de la contrainte limite de compression du béton

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

- 0,85 pour tenir compte de la durée d'application des charges et d'éventuelles détériorations du béton en surface.
- θ Coefficient qui dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

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

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

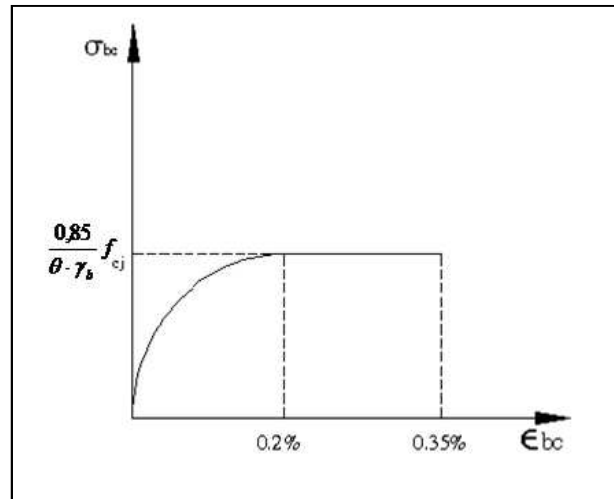


Fig. II.2. Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.

➤ les états-limites de service au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations inconfortables pour les usagers, etc.). Le comportement du béton à l'E.L.S, est supposé linéaire élastique.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0.5 \times f_{C28} \Rightarrow \text{ouvrage fini ou en service} \\ 0.6 \times f_{C28} \Rightarrow \text{en construction ou en situation accidentelle} \end{cases}$$

II.2. Les aciers

On utilise dans la précontrainte les aciers suivant :

- Aciers passifs qui sont semblable à l'acier utilisé en béton armé;
- Aciers actifs avec lequel on créé et on maintien la précontrainte.

II.2.1. Aciers passifs

Les armatures passives sont tendues que par les actions extérieures; elles sont là pour reprendre l'effort tranchant et pour limité les fissurations. Ce sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE40A** avec une limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa et un module d'élasticité $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.

Le diagramme contraintes (σ_s) - déformations (ϵ_s) à considérer dans les vérifications des sections est conventionnellement défini par la figure (**Fig. II.3**); il se compose:

- De la droite de Hooke, de pente $E_s = 2 \times 10^5$ MPa, indépendante de la nuance de l'acier;
- D'un palier horizontal d'ordonnée f_e , limité à $\epsilon_s = 10$ ‰.

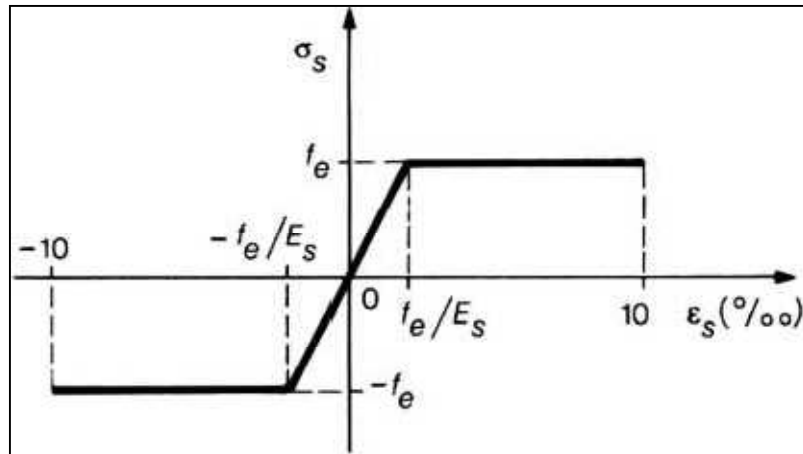


Fig. II.3. Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures de tous types.

Comme pour le béton l'acier doit être aussi calculé suivant les états- limites énoncé précédemment (E.L.U et E.L.S).

➤ Etat-limite ultime

La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \Rightarrow \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1 & \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ Etat-limite service

La contrainte admissible à la traction est donnée par les formules suivantes

Tab. II.1. les contraintes admissibles à la traction à E.L.S.

Etat considéré	E.L.S
Fissuration peu préjudiciable	Pas de limitation
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}]$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min [f_e/2; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}]$

η Coefficient de fissuration $\Rightarrow \begin{cases} \eta = 1,6 & \Rightarrow \text{pour les aciers de haute adhérence} \\ \eta = 1 & \Rightarrow \text{pour les aciers ronds lisses} \end{cases}$

II.2.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des aciers à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Dans notre cas La précontrainte est réalisée par post-tension. Le procédé utilisé est celui de « **FREYSSINET** ». Avec des torons de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

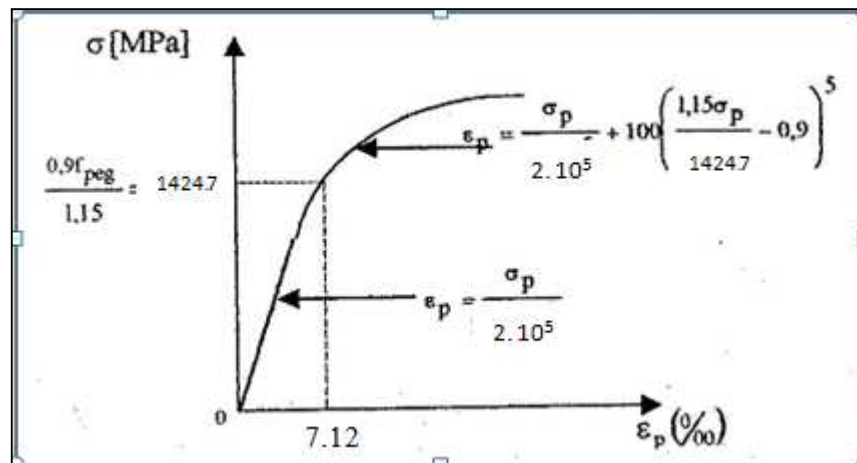


Fig. II.4. Diagramme des contraintes – déformations des armatures de précontrainte.

Les câbles de précontrainte utilisés dans notre cas sont des 12T15 de classe 1770.TBR avec les caractéristiques suivantes:

- Section nominale de l'acier : $A_p = 1668 \text{ mm}^2$;
- Effort de précontrainte $P_0 = 2.362 \text{ MN}$;
- Tension à l'origine $f_0 = 1416 \text{ MPa}$;
- Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$;
- Limite d'élasticité garantie de l'acier de précontrainte : $f_{peg} = 1583 \text{ MPa}$;
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$;
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0.02 \text{ m}^{-1}$;
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

Conclusion

Les principaux matériaux utilisés sont le béton ($f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$), les aciers passifs (FeE40A) et les aciers actifs (des câbles 12T15 de classe 1770.TBR).

Chapitre III. Le pré-dimensionnement

Le chapitre suivant portera sur le pré-dimensionnement des différents éléments constructifs de l'ouvrage étudié. Nous nous appuyons dans nos calculs sur le document technique **S.E.T.R.A 1996**.

Le tablier se compose des éléments suivants :

- Les poutres (BP, BA)
- La dalle
- La superstructure

III.1. Pré-dimensionnement des poutres

La poutre est un élément tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième.

Elle comporte une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

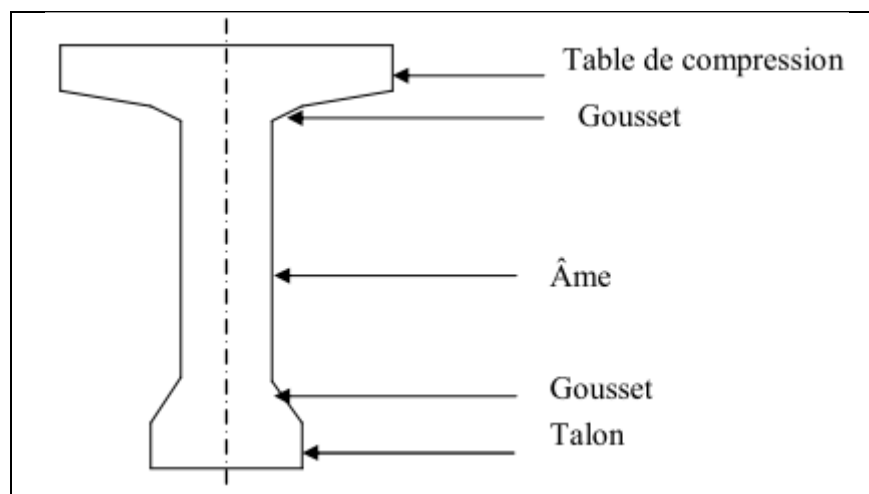


Fig. III.1. Coupe transversale d'une poutre

III.1.1. Poutre en béton précontraint

➤ La hauteur de la poutre

La hauteur des poutres est un paramètre très important; car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, elle risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire où 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_t se situe entre 17 et 20 [1].

Avec :

L : la portée de la travée ($L=33.5$ m) ;

h_t : la hauteur totale du tablier (poutre+hourdis)

$$L/20 < h_t < L/17 \Rightarrow 1.67 < h_t < 1.97. \text{ On fixe } h_t = 1.75 \text{ m.}$$

- La largeur de la table de compression

On doit vérifier la condition suivante

$$b \geq 0.6 h_t, \text{ alors } b \geq 1.02$$

Donc on prend **$b = 1.03$ m.**

- L'épaisseur de la table de compression

$$0.10 \text{ m} \leq e \leq 0.15 \text{ m. On prend } e = 0.11 \text{ m.}$$

- L'épaisseur de l'âme

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives et des armatures de précontrainte dans les zones où les câbles remontent dans l'âme [1].

Pour notre ouvrage, on prend: **$b_{0m} = 0.22$ m.**

En zone d'about, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaississement d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée. Et l'épaisseur de l'ordre de 30cm [1].

Pour notre ouvrage, on prend: **$b_{0a} = 0.36$ m.**

- Le talon

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnement se fait par la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement. Sa largeur b_t est généralement comprise entre 0.4 et 0.6 m, et sa hauteur h_0 compris habituellement entre 0.1 et 0.2m, donc on adopte :

-La largeur **$b_t = 0.47$ m ;**

-La hauteur **$h_0 = 0.15$ m.**

- L'espacement entre axe des poutres

L'espacement entre axes des poutres est situe entre 1.5m et 2.5m

$$1.5 \leq \lambda \leq 2.5 \text{ m}$$

Donc nous allons fixe l'espacement $\lambda = 1.5$ m, mais il y aura des changements après la définition des différents paramètres de la poutre.

➤ Nombre de poutres

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

Avec :

$L_a \Rightarrow$ La distance entre les poutres de rive $\Rightarrow L_a = 8.4$ m;

$\lambda = 1.5$ m.

$$N = 8.4 / 1.5 + 1 = 6.6$$

En prend $\lambda = 1.4 \Rightarrow N = 8.4 / 1.4 + 1 = 7$ poutres.

➤ Gousset

Le gousset est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte. Cet angle est fixe entre 45° et 60° [1].

- Gousset de la table de compression

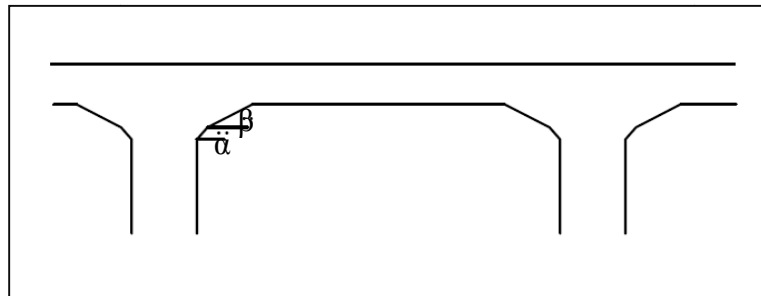


Fig. III.2. Gousset de la table de compression.

Section d'about

$$\begin{cases} \beta = 11^\circ \\ \alpha = 26.5^\circ \end{cases}$$

Section médiane

$$\begin{cases} \beta = 10.6^\circ \\ \alpha = 45^\circ \end{cases}$$

- Gousset du talon

Section d'about $\alpha = 59^\circ$

Section médiane $\alpha = 55^\circ$

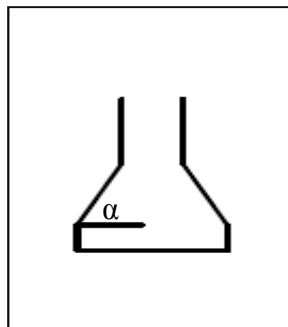


Fig. III.3. Gousset du talon.

III. 1.2. Poutre en béton armé

- La hauteur de la poutre

Selon les règlements en vigueur, l'élancement est donné par la relation suivante [2] :

$$1/17 \leq h/L \leq 1/15$$

Avec :

L : la longueur de la poutre en béton armé (L=20 m) ;

h : la hauteur de la poutre.

$$L/17 \leq h \leq L/15 \Rightarrow 1.17 \leq h \leq 1.33. \text{ On fixe } \mathbf{h = 1.30 \text{ m.}}$$

- La largeur de la table de compression

On doit vérifier la condition suivante :

$$b \geq 0.6 h, \text{ alors } b \geq 0.78$$

Donc on prend :

$$\mathbf{b = 1,00 \text{ m.}}$$

- L'épaisseur de la table de compression

$$0.10\text{m} \leq e \leq 0.15\text{m. On prend } \mathbf{e=0.11 \text{ m.}}$$

- L'épaisseur de l'âme

En zone médiane, $0.18 \leq b_{0m} \leq 0.25$

$$\Rightarrow \text{On prend } \mathbf{b_{0m} = 0.19 \text{ m.}}$$

En zone d'about, $0.25 \leq b_{0a} \leq 0.35$

$$\Rightarrow \text{On prend } \mathbf{b_{0a} = 0.31 \text{ m.}}$$

- Le talon

Sa largeur b_t est généralement comprise entre 0.4 et 0.6 m, et sa hauteur h_0 comprise habituellement entre 0.1 et 0.2m.

Pour notre ouvrage, on adopte :

-La largeur $\mathbf{b_t = 0.45 \text{ m}}$;

-La hauteur $\mathbf{h_0 = 0.20 \text{ m.}}$

- L'espacement entre axe des poutres

Nous allons fixe L'espacement entre axes des poutres : $\lambda = 1.4\text{m.}$

- Nombre de poutres

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante

$$N = (La / \lambda) + 1$$

Avec :

La \Rightarrow La distance entre les poutres de rive $\Rightarrow La = 8.4 \text{ m}$;

$\lambda = 1. \text{ m.}$

$$N = 8.4 / 1.4 + 1 = 7$$

Donc: N= 7 poutres.

- Gousset
 - Gousset de la table de compression $\left\{ \begin{array}{l} \beta = 11^\circ \\ \alpha = 47^\circ \end{array} \right.$
 - Gousset du talon, $\alpha = 48^\circ$

III. 2. L'hourdis général

Les hourdis généraux sont réalisés par-dessus les poutres sur toute la largeur du tablier. Ils sont construits en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont.

- La longueur de l'hourdis correspond à la portée des poutres, c'est-à-dire une longueur égale à $L_h = 73.4 \text{ m}$.

- La largeur de l'hourdis correspond à la somme de la largeur roulable plus celle des trottoirs $\Rightarrow l_h = 9.6 \text{ m}$.

- L'épaisseur de l'hourdis est définie comme étant sensiblement constante. Les variations qui peuvent subvenir sont faibles et elles sont dues au dévers transversal [1].

En fonction de l'écartement des poutres λ on peut déduire l'épaisseur de l'hourdis $\Rightarrow \lambda \leq 2.75 \Rightarrow e_h = 0.16 \text{ m}$.

Toutefois, cette épaisseur n'est que rarement retenue, du fait du faible bras de levier des aciers ainsi que des conditions de leur bon enrobage. Donc on adoptera une épaisseur égale à $\Rightarrow e_h = 0.25 \text{ m}$.

III. 3. La pré-dalle

La pré-dalle représente un coffrage perdue pour l'hourdis général, elle repose dans de petites engravures de 6 cm situées sur les extrémités des tables de compression. Son épaisseur est de l'ordre de 6 cm et sa largeur est égale à l'espacement entre les tables de compression en plus de l'ancrage ce qui nous donne une largeur de 0.37 m.

III. 4. Les équipements

III. 4.1. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants, en général par simple surélévation, de la circulation automobile; ils longent les bords du tablier encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il est conçu pour relier une route nationale la largeur des trottoirs sera donc $L_T = 1.4 \text{ m}$.

III. 4.2. Les corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage; en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le

ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse; en Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

III. 4.3. Les gardes de corps

Sont des barrières à hauteur de poitrine, de chaque côté du tablier, formant protection devant un vide. En plus de leur fonction de retenue des piétons les garde-corps ont souvent une fonction esthétique; pour notre pont on va employer des garde-corps standards en Algérie. Donc $h_G = 1$ m.

III. 4.4. La glissière de sécurité

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les protégeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont; généralement c'est les glissières souples qui sont employées dont les dimensions sont normalisées.

III. 5. Les caractéristiques géométriques de la poutre

Comme la section de la poutre n'est pas constante toute au long de la travée, nous considérons donc deux sections à étudier, section médiane et section d'about.

III. 5.1. Notation utilisé

- Les calculs se feront par rapport à l'axe (Δ);
 - $I_{\Delta} = I_0 + A Y^2$ Moment d'inertie par rapport à Δ ;
 - S_{Δ} Moment statique;
 - V Distance du centre de gravité à la fibre supérieure;
 - V' Distance du centre de gravité à la fibre inférieure;
 - I_0 Moment d'inertie;
 - Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3/36$;
 - Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3/12$;
 - A C'est la section de la poutre;
 - Y Distance des différents centres de gravité des sections à la fibre inférieure (Δ).
 - ρ le rendement géométrique $\Rightarrow \rho = I_G / (A \text{ (nette)} \times V \times V')$
- $$\left\{ \begin{array}{l} A \text{ (nette)} = 95\% A \text{ (brute)} \\ S_{\Delta} \text{ (nette)} = 95\% S_{\Delta} \text{ (brute)} \\ I_{\Delta} \text{ (nette)} = 90\% I_{\Delta} \text{ (brute)} \end{array} \right.$$

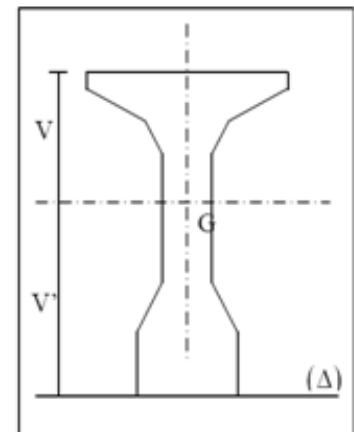


Fig. III.4. La notation utilisée.

La section nette est celle qui ne comprend pas la section des gaines.

III. 5.2. La poutre en béton précontraint

➤ Section médiane

Nous procéderons au calcul des caractéristiques d'une section transversale d'une poutre de la travée centrale ainsi de la section de l'hourdis général qui lui revient.

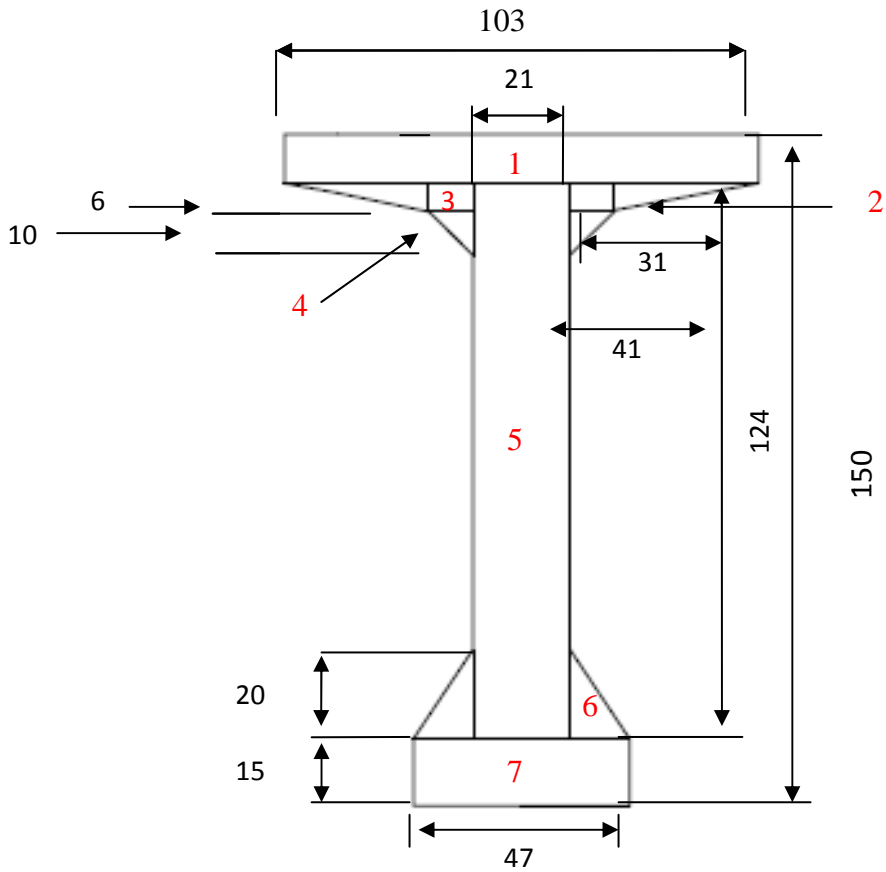


Fig. III.5. La section médiane de la poutre en BP.

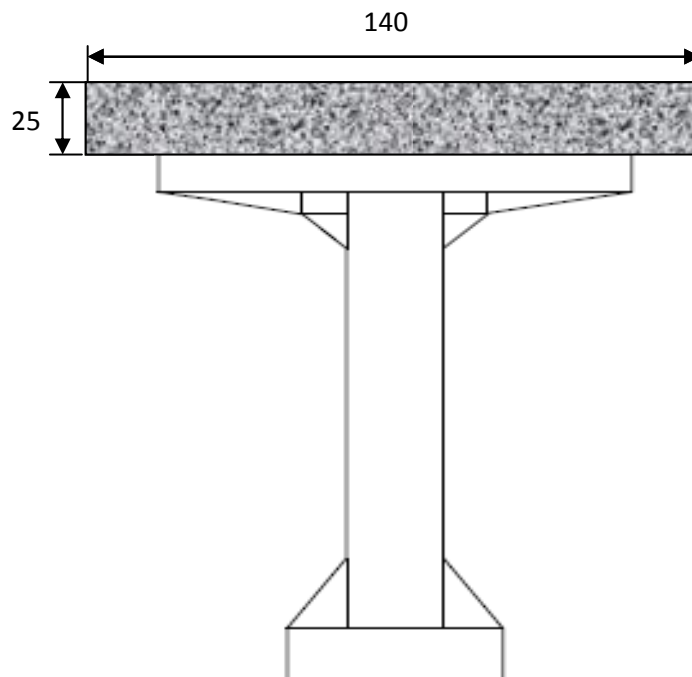


Fig. III.6. La section médiane de la poutre en BP plus l'hourdis général.

Tab. III.1. Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre en BP.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section1	1133	144.5	163 718.5	11 424.42	23 668 747.67
Section2	101	137	13 837	186	1 895 855
Section3	62	136	8 432	180	1 146 932
Section4	46	129.6	5 916.6	277.77	772 901.13
Section5	2 604	77	200 508	3 336 592	18 775 708
Section6	130	21.6	2 808	2 888.88	63 541.68
Section7	705	7.5	5 287.5	13 218.75	52 875
ΣA (brute)	4 781	ΣS_{Δ} (brute)	400 507.6	ΣI_{Δ} (brute)	46 376 560.48
ΣA (nette)	4 541.95	ΣS_{Δ} (nette)	380 482.22	ΣI_{Δ} (nette)	41 738 904.43

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S_{\Delta}(\text{nette}) / A(\text{nette}) \Rightarrow Y_G = V' = 83.77 \text{ cm.}$$

$$V = 150 - Y_G = 150 - 83.77 = 66.23 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta}(\text{brute}) - S_{\Delta}(\text{brute}) \times V' \Rightarrow I_G = 12 826 038.8 \text{ cm}^4.$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = I_G / (A(\text{nette}) \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.51 = 51 \text{ \%}.$$

Tab. III.2. Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre en BP plus l'hourdis général.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section de la poutre	4 781	83.77	400 507.6	/	46 376 560.48
Section du hourdis	3 500	162.5	568 750	182 291.67	92 604 166.67
ΣA (brute)	8 281	ΣS_{Δ} (brute)	969 257.6	ΣI_{Δ} (brute)	138 980 727.2
ΣA (nette)	7 866.95	ΣS_{Δ} (nette)	920 794.72	ΣI_{Δ} (nette)	125 082 654.4

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S_{\Delta}(\text{nette}) / A(\text{nette}) \Rightarrow Y_G = V' = 117.05 \text{ cm.}$$

$$V = 175 - Y_G = 175 - 117.05 = 57.95 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta}(\text{brute}) - S_{\Delta}(\text{brute}) \times V' \Rightarrow I_G = 25 529 125.12 \text{ cm}^4.$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = I_G / (A(\text{nette}) \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.48 = 48 \text{ \%}.$$

➤ Section d'about

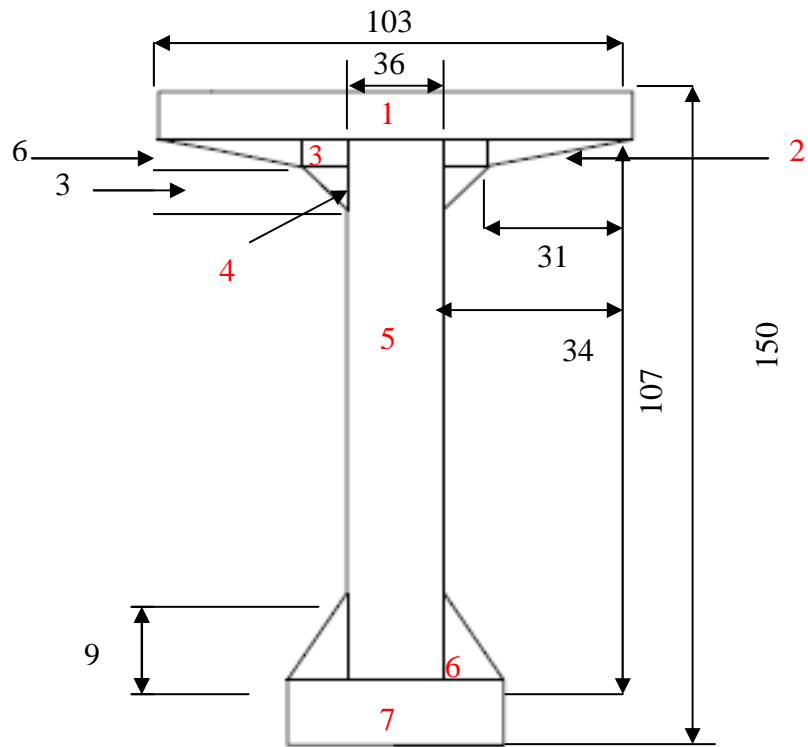


Fig. III.1.7. La section d'about de la poutre en BP.

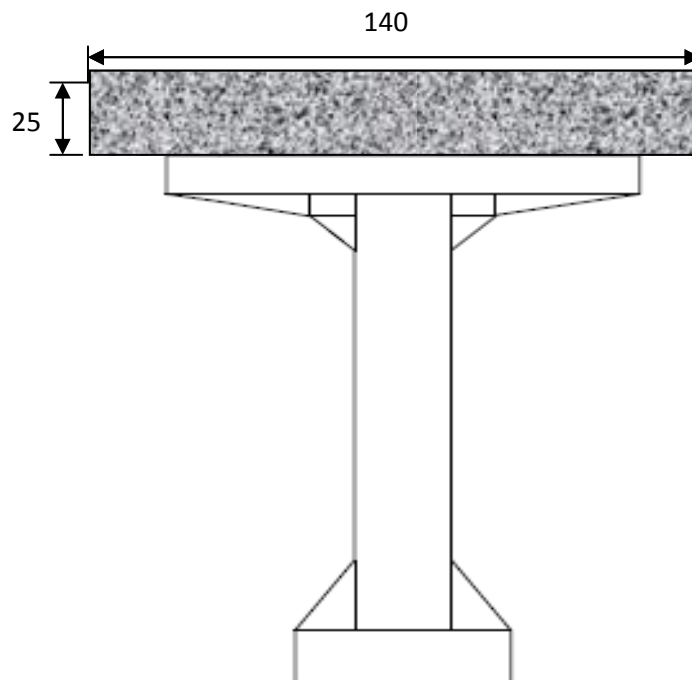


Fig. III.8. La section d'about de la poutre en BP plus l'hourdis général.

Tab. III.7. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre en BP.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section1	1133	144.5	163 718.5	11 424.42	23 668 747.67
Section2	93	137	12 741	186	1 745 703
Section3	18	142	2 556	54	363 006
Section4	3.75	132	495	2.25	65 342.25
Section5	4 464	77	343 728	5 719 872	18 775 708
Section6	27	18	486	121.5	8 869.5
Section7	705	7.5	5 287.5	13 218.75	52 875
ΣA (brute)	6 443.75	ΣS_{Δ} (brute)	529 012	ΣI_{Δ} (brute)	58 091 471.42
ΣA (nette)	6 121.56	ΣS_{Δ} (nette)	502 561.4	ΣI_{Δ} (nette)	52 282 324.28

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S_{\Delta}(\text{nette}) / A(\text{nette}) \Rightarrow Y_G = V' = 82.1 \text{ cm.}$$

$$V = 150 - Y_G = 150 - 82.1 = 67.9 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta}(\text{brute}) - S_{\Delta}(\text{brute}) \times V' \Rightarrow I_G = 14 659 586.22 \text{ cm}^4.$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = I_G / (A(\text{nette}) \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.43 = 43 \text{ \%}.$$

Tab. III.8. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre en BP plus l'hourdis général.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section de la poutre	6 443.75	82.1	529 012	/	58 091 471.42
Section du hourdis	3 500	162.5	568 750	182 291.67	92 604 166.67
ΣA (brute)	9 943.75	ΣS_{Δ} (brute)	1 097 762	ΣI_{Δ} (brute)	150 695 638.1
ΣA (nette)	9 446.56	ΣS_{Δ} (nette)	1 042 873.9	ΣI_{Δ} (nette)	135 626 074.3

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S_{\Delta}(\text{nette}) / A(\text{nette}) \Rightarrow Y_G = V' = 110.39 \text{ cm.}$$

$$V = 175 - Y_G = 175 - 110.39 = 64.6 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta}(\text{brute}) - S_{\Delta}(\text{brute}) \times V' \Rightarrow I_G = 29 513 690.92 \text{ cm}^4.$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = I_G / (A(\text{nette}) \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.44 = 44 \text{ \%}.$$

III. I.5.3. La poutre en béton armé

➤ Section médiane

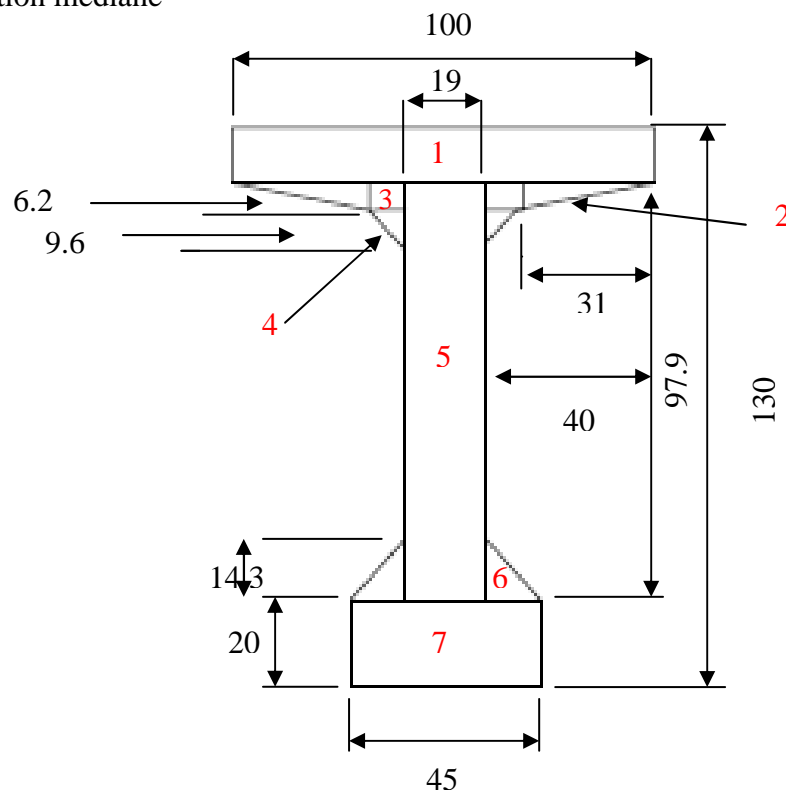


Fig. III.9. La section médiane de la poutre en BA.

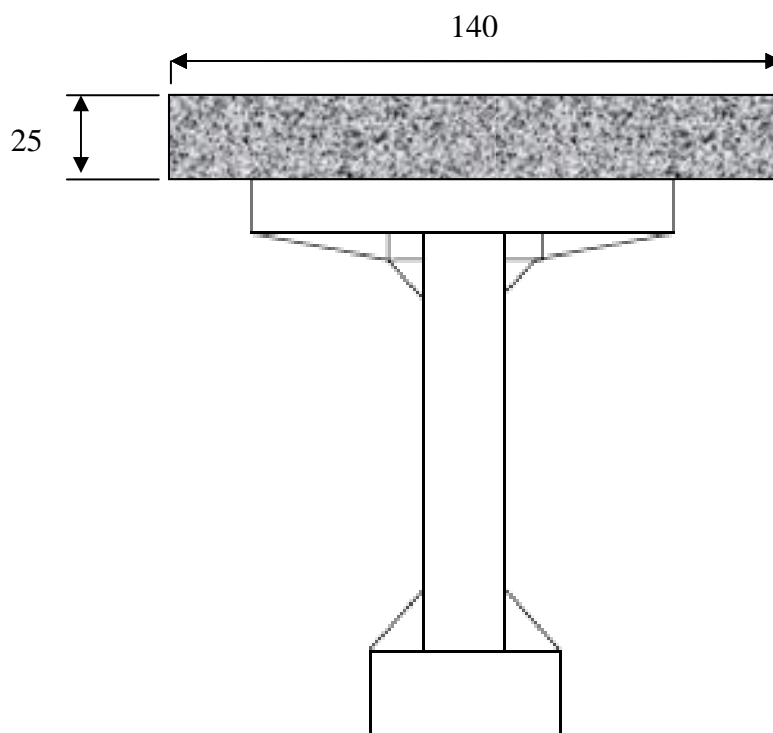


Fig. III.10. La section médiane de la poutre en BA plus l'hourdis général.

Tab. III.9. Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre en BA.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section1	1 310	123.45	161 719.5	18 734.1	19 983 006.38
Section2	100.35	114.83	11 523.19	207.21	1 323 415.17
Section3	53.40	113.8	6 076.92	172.78	691 726.27
Section4	41.79	107.5	4 492.42	213.81	483 149.5
Section5	1 859.73	68.95	128 228.38	148 566.42	8 989 913.46
Section6	93.08	24.76	2 304.66	1 055.96	58 119.36
Section7	900	10	9 000	30 000	120 000
ΣA	4 358.35	ΣS_{Δ}	323 345.07	ΣI_{Δ}	32 341 056.31

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S_{\Delta} / A \Rightarrow Y_G = V' = 74.2 \text{ cm.}$$

$$V = 130 - Y_G = 130 - 74.2 = 55.8 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V' \Rightarrow I_G = 8 348 852.12 \text{ cm}^4.$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = I_G / (A \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.49 = 49 \text{ \%}.$$

Tab. III.10. Caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre en BA plus l'hourdis général.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section de la poutre	4 358.35	74.2	323 345.07	/	32 341 056.31
Section du hourdis	3 500	142.5	498 750	182 291.67	71 254 166.67
ΣA	7 858.35	ΣS_{Δ}	822 095.07	ΣI_{Δ}	103 595 223

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S_{\Delta} / A \Rightarrow Y_G = V' = 104.61 \text{ cm.}$$

$$V = 155 - Y_G = 155 - 104.61 = 50.38 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V' \Rightarrow I_G = 17 595 857.73 \text{ cm}^4.$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = I_G / (A \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.48 = 48 \text{ \%}.$$

➤ Section d'about

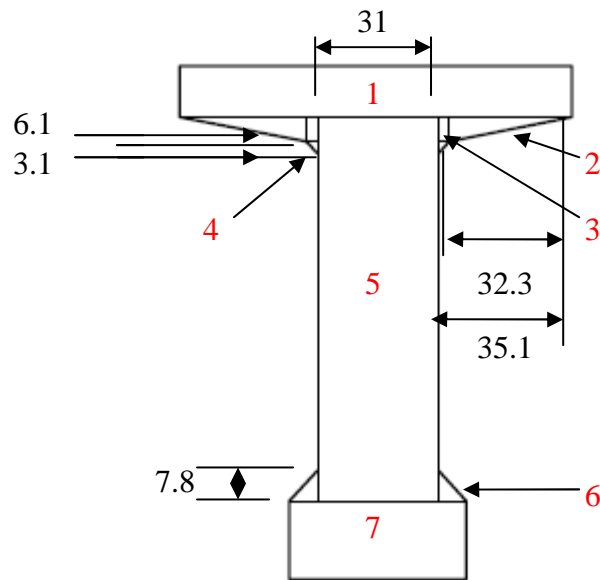


Fig. III.11. La section d'about de la poutre en BA.

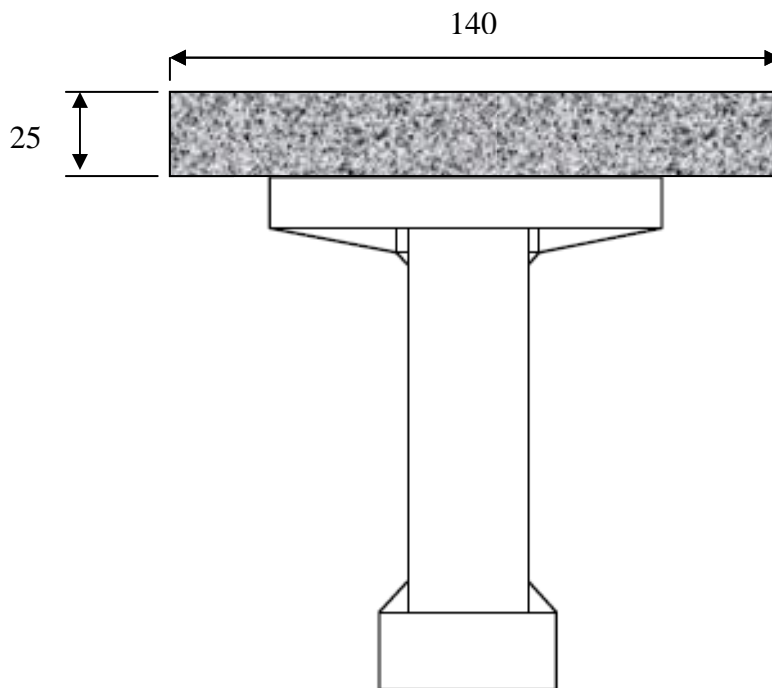


Fig. III.12. La section d'about de la poutre en BA plus l'hourdis général.

Tab. III.11. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre en BA.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section1	1 310	123.45	161 719.5	18 734.1	19 983 006.38
Section2	101.06	114.86	1 1607.75	203.65	1 333 469.99
Section3	16.96	113.85	1 930.89	51.07	219 883.57
Section4	4.03	109.76	442.33	2.23	48 552.67
Section5	3 025.78	68.95	208 627.53	2 423 977.16	16 808 845.42
Section6	27.44	22.6	620.14	93.59	14 108.84
Section7	900	10	9 000	30 000	120 000
ΣA	5 382.27	ΣS_{Δ}	393 948.14	ΣI_{Δ}	38 527 866.87

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S_{\Delta} / A \Rightarrow Y_G = V' = 73.19 \text{ cm.}$$

$$V = 130 - Y_G = 130 - 73.19 = 56.81 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V' \Rightarrow I_G = 9 694 802.5 \text{ cm}^4.$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = I_G / (A \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.43 = 43 \text{ \%}.$$

Tab. III.12. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre en BA plus l'hourdis général.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section de la poutre	5 382.27	73.15	393 948.14	/	38 527 866.87
Section du hourdis	3 500	142.5	498 750	182 291.67	71 254 166.67
ΣA	8 882.27	ΣS_{Δ}	892 698.14	ΣI_{Δ}	109 782 033.5

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S_{\Delta} / A \Rightarrow Y_G = V' = 100.5 \text{ cm.}$$

$$V = 155 - Y_G = 155 - 100.5 = 54.5 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V' \Rightarrow I_G = 20 065 870.43 \text{ cm}^4.$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = I_G / (A \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.43 = 43 \text{ \%}.$$

Chapitre IV. Charges et surcharges.

Le chapitre suivant portera sur la détermination des différentes charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur notre ouvrage. Les actions appliquées sur un pont se classent en deux catégories principales [5] :

- Actions hors trafic pouvant être soit permanentes, poids propre des éléments porteurs (poutre, poutre-dalle, caisson ...etc.) ou non porteurs de type trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps ...etc., ou bien variables de type charges climatiques (vent et température) en plus de l'action sismique.
- Actions dues au trafic consistant dans des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et les convois exceptionnels); ainsi que les actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

IV. 1. Charges permanentes

IV. 1.1. Poids propre des éléments porteurs

- poids propre de la dalle en béton armé

$$G_{dalle} = \rho_B \times e_{dalle} \times L_{dalle}$$

Avec :

- ρ_B => poids volumique du béton = 2.5 t/m³
- e_{dalle} => épaisseur de la dalle = 0.25m
- L_{dalle} => largeur de la dalle = 9.6 m

$$G_{dalle} = 2.5 \times 0.25 \times 9.6 \Rightarrow G_{dalle} = 6 \text{ t/ml}$$

- Poids propre des poutres en béton précontraint

$$G_{PBP} = \rho_B \times S_{PBP} \times N_{PBP}$$

Avec :

- S_{PBP} => surface transversal de la poutre en béton précontraint
- N_{PBP} => nombre des poutres en béton précontraint = 7 poutres

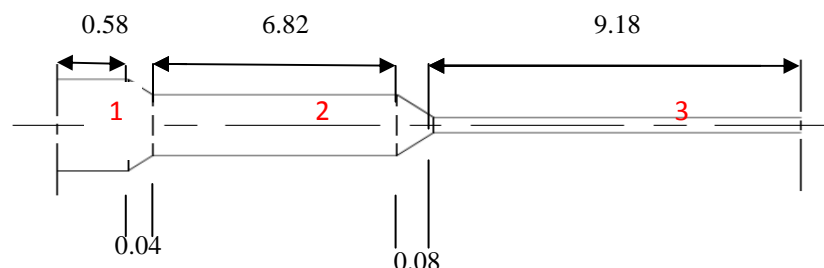


Fig. IV.1. Les différentes sections qui composent la poutre en béton précontraint.

$$\left\{ \begin{array}{l} G_1 = 0.7818 \times 0.58 \times 2.5 = 1.1336 \text{ t;} \\ G_2 = 0.6462 \times 6.82 \times 2.5 = 11.0177 \text{ t;} \\ G_3 = 0.5108 \times 9.18 \times 2.5 = 11.7228 \text{ t;} \\ G_{1-2} = [(0.7818 + 0.6462)/2] \times 0.04 \times 2.5 = 0.0714 \text{ t;} \\ G_{2-3} = [(0.6462 + 0.5108)/2] \times 0.08 \times 2.5 = 0.1157 \text{ t.} \end{array} \right.$$

On à : $L_{PBP} = 33.4 \text{ m}$ (longueur de la poutre)

$$\begin{aligned} G_{PBP} &= 2 \times (G_1 + G_2 + G_3 + G_{1-2} + G_{2-3}) / L_{PBP} \\ &\Rightarrow G_{PBP} = 2 \times (1.1336 + 11.0177 + 11.7228 + 0.0714 + 0.1157) / 33.4 \\ &\Rightarrow G_{PBP} = 1.4408 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

Pour l'ensemble des poutres le poids sera

$$\Rightarrow G_{PBP} = 1.4408 \times 7 = 10.0855 \text{ t/ml.}$$

- Poids propre des poutres en béton armé

$$G_{PBA} = \rho_B \times S_{PBA} \times N_{PBA}$$

Avec :

- $S_{PBA} \Rightarrow$ surface transversal de la poutre en béton armé
- $N_{PBA} \Rightarrow$ nombre des poutres en béton armé = 7 poutres

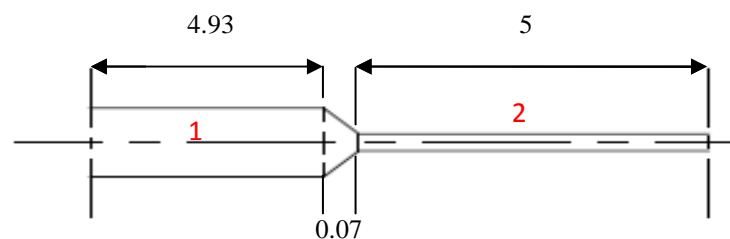


Fig. IV.2. Les différentes sections qui composent la poutre en béton armé.

$$\left\{ \begin{array}{l} G_1 = 0.5592 \times 4.93 \times 2.5 = 6.8921 \text{ t.} \\ G_2 = 0.4376 \times 5 \times 2.5 = 5.47 \text{ t.} \\ G_{1-2} = [(0.5592 + 0.4376)/2] \times 0.07 \times 2.5 = 0.0872 \text{ t.} \end{array} \right.$$

On a $L_{PBA} = 20 \text{ m}$ (longueur de la poutre)

$$\begin{aligned} G_{PBA} &= 2 \times (G_1 + G_2 + G_{1-2}) / L_{PBA} \\ &\Rightarrow G_{PBA} = 2 \times (6.8921 + 5.47 + 0.0872) / 20 \\ &\Rightarrow G_{PBA} = 0.66225 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

Pour l'ensemble des poutres le poids sera :

$$\Rightarrow G_{PBA} = 0.66225 \times 7 = 4.63575 \text{ t/ml.}$$

IV. 1.2. Poids propre des éléments non porteurs

- Les trottoirs

La surface du trottoir = 0.3636 m^2 .

$$G_T = 2.5 \times 0.3636 \times 2 = 1.818 \text{ t/ml.}$$

- Les corniches

La surface de la corniche = 0.1096 m^2

$$G_C = 2.5 \times 0.1096 \times 2 = 0.548 \text{ t/ml.}$$

- Les glissières de sécurité

Le poids des glissières de sécurité est prie = 0.15 t/ml .

$$G_{GS} = 2 \times 0.15 = 0.3 \text{ t/ml.}$$

- Les garde-corps

Le poids des garde-corps est prie = 0.1 t/ml .

$$G_{GC} = 2 \times 0.1 = 0.2 \text{ t/ml.}$$

- Le revêtement

Le poids volumique du bitume = 2.2 t/m^3 .

La surface transversal de la couche de revêtement = $0.07 \times 7 = 0.49 \text{ m}^2$.

$$G_R = 0.49 \times 2.2 = 1.078 \text{ t/ml.}$$

- L'étanchéité

Le poids volumique = 2.2 t/m^3

La surface de la couche d'étanchéité = $0.01 \times 7 = 0.07 \text{ m}^2$.

$$G_E = 0.07 \times 2.2 = 0.154 \text{ t/ml.}$$

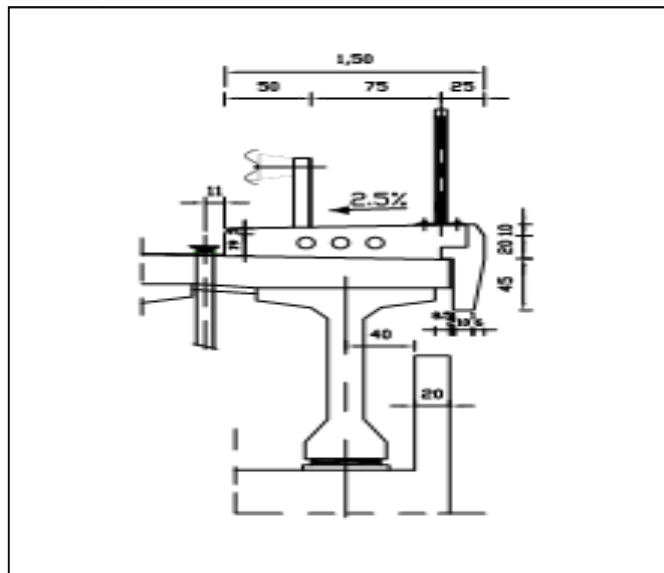


Fig. IV.3. Caractéristiques du trottoir et de l'avaloir.

Tab. IV.1. Récapitulatif des charges permanentes.

Les éléments	Travée centrale (t/ml)	Travée de rive (t/ml)
La dalle	6	6
Les poutres en BP	10.0855	-
Les poutres en BA	-	4.3573
Les trottoirs	1.818	1.818
Les corniches	0.548	0.584
Les glissières de sécurité	0.3	0.3
Les garde-corps	0.2	0.2
Le revêtement	1.078	1.078
L'étanchéité	0.154	0.154
ΣG	20.2195	14.4913

IV. 2. Caractéristiques du pont

➤ Classe du pont

Les ponts routes sont classés en trois classes en fonction de leur destination et de leur largeur roulable (L_r); cette dernière est comprise entre les bordures ou les dispositifs de sécurité.

Pour notre pont étudié, la largeur totale est de 10 m et la largeur du trottoir est de 1.50 m. Donc:

$$L_r = 10 - 2 \times 1.50 = 7\text{m.} \Rightarrow \text{Pont de première classe [6].}$$

➤ Largeur chargeable (L_s)

Elle se déduit de la largeur roulable comme suit:

$$L_s = L_r \quad \Rightarrow \text{si la chaussée est encadrée par deux bordures.}$$

$$L_s = L_r - 2 \times 0.5\text{m} \quad \Rightarrow \text{si la chaussée est encadrée par des dispositifs de retenue.}$$

Pour le pont étudié $\Rightarrow L_s = L_r = 7\text{m}$

➤ Nombre de voies

$$N = E\left(\frac{L_r}{3}\right) = E\left(\frac{7}{3}\right) = 2 \text{ voies}$$

➤ Largeur de voies

$$L_v = \frac{L_R}{N} = \frac{7}{2} = 3.50 \text{ m}$$

En conclusion :

Le pont étudié est de première classe avec deux voies de circulation de 3.50 m de large chacune.

IV. 3. Charges d'exploitation

IV. 3.1. Charges de chaussée

L'évaluation des charges routières passe par l'application des différents systèmes de charges, qui sont énumérés ci dessous [5]:

- Système de charge A;
- Système de charge B {B_c ; B_r; B_t};
- Surcharges militaires {M_{e80}; M_{e120}; M_{c80}; M_{c120}};
- Convois exceptionnels {D₂₄₀; D₂₈₀; E₃₆₀; E₄₀₀}.

IV. 3.1.1. Système de charge A

Le système de charge A représente un chargement uniformément répartie appliqué au pont routier dont la portée ≤ 200 m. il est le résultat du produit suivant:

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

Avec :

- $A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$ [Kg/m²] => elle est en fonction de la longueur chargée (L)
donc on aura cinq cas de chargement possible. (Fig. IV.4)

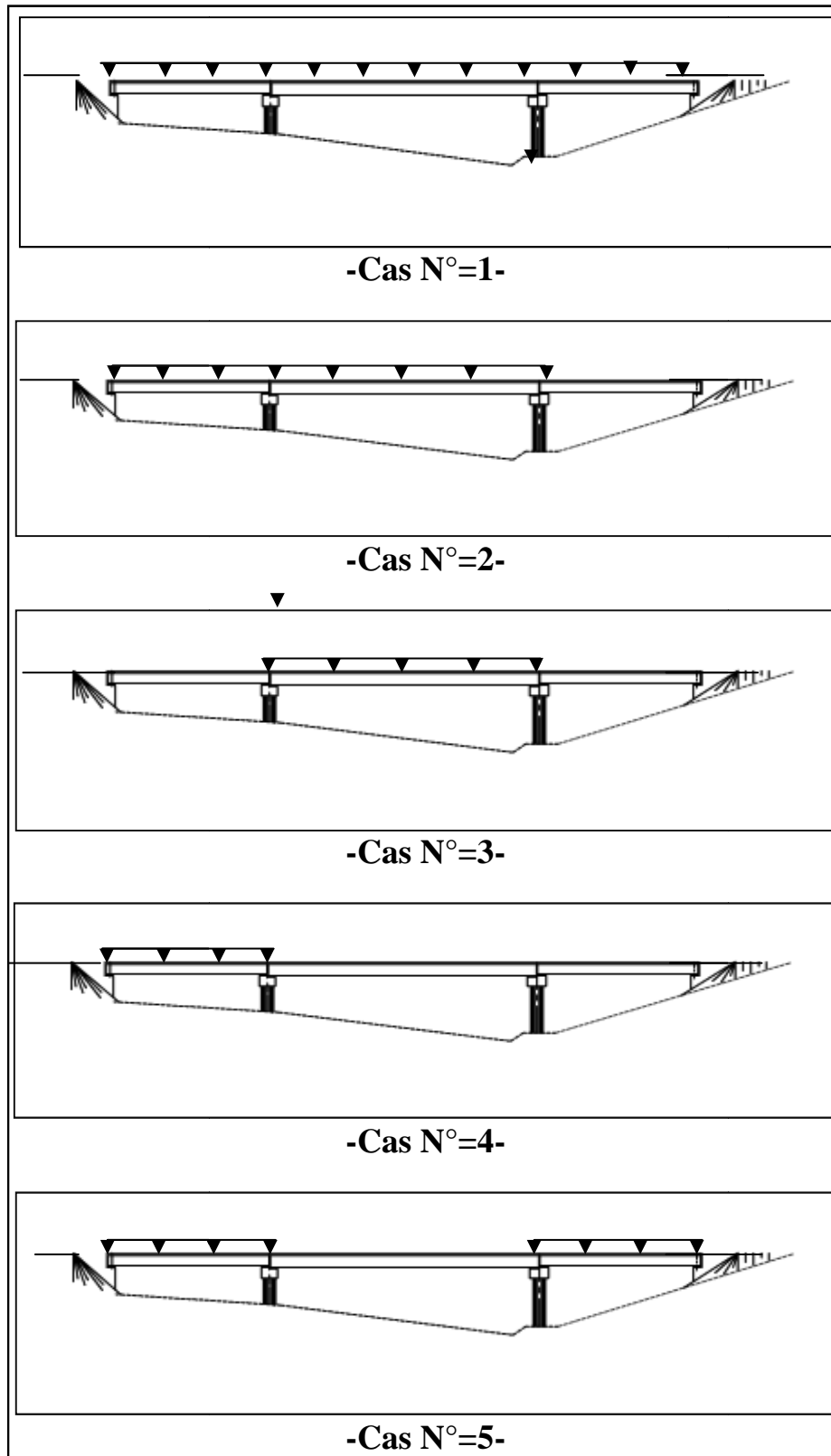


Fig. IV.4. Les différents cas de chargement du système de charge A

- Cas N°=1

$$L = 72.60 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 230 + \frac{36000}{72.6+12} = 655.53 \text{ kg/m}^2$$

- Cas N°= 2

$$L = 53.05 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 230 + \frac{36000}{53.05+12} = 783.42 \text{ kg/m}^2$$

- Cas N°=3

$$L = 33.50 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 230 + \frac{36000}{33.50+12} = 1021.21 \text{ kg/m}^2$$

- Cas N°= 4

$$L = 19.55 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 230 + \frac{36000}{19.55+12} = 1371.04 \text{ kg/m}^2$$

- Cas N°= 5

$$L = 39.10 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 230 + \frac{36000}{39.10+12} = 934.50 \text{ kg/m}^2$$

- La valeur du coefficient a_1 est déduite du tableau suivant

Tab. IV.2. coefficient a_1 [5].

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

Le pont étudié est de classe 1 et peut être soit :

A une voie $\Rightarrow a_1 = 1$;

Ou à deux voies $\Rightarrow a_1 = 1$.

- La valeur du coefficient $a_2 = L_0/L_v$; avec:

}	$L_0 = 3.5 \Rightarrow 1^{\text{ère}}$ classe;
	$L_0 = 3 \Rightarrow 2^{\text{ème}}$ classe;
	$L_0 = 2.75 \Rightarrow 3^{\text{ème}}$ classe.

Donc: $a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$

Les valeurs du chargement du tablier par le système A sont représentées dans le tableau suivant

Tab. IV.3. les valeurs de chargement par le système A.

Les cas de chargement		A(L)[Kg/m ²]	A[t/m ²]	Q _A [t/ml]	
				Une voie	Deux voies
		Cas N°= 1	655.53	0.655	2.29
Cas N°= 2	783.42	0.783	2.74	5.48	
Cas N°= 3	1021.21	1.021	3.57	7.14	
Cas N°= 4	1371.04	1.371	4.79	9.59	
Cas N°= 5	934.50	0.934	3.27	6.54	

IV.3.1.2. Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts [5]:

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

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

➤ Système B_C

Un camion type du système B_C comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale	30 t;
- Masse portée par chacun des essieux arrière	12 t;
- Masse portée par l'essieu avant	06 t;
- Longueur d'encombrement	10,50 m;
- Largeur d'encombrement	2,50 m;
- Distance des essieux arrière	1,50 m;
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,50 m;
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2,00 m;
- Surface d'impact d'une roue arrière :	0,25 m × 0,25 m ;
- Surface d'impact d'une roue avant :	0,20 m × 0,20 m.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur. (Fig IV.5)

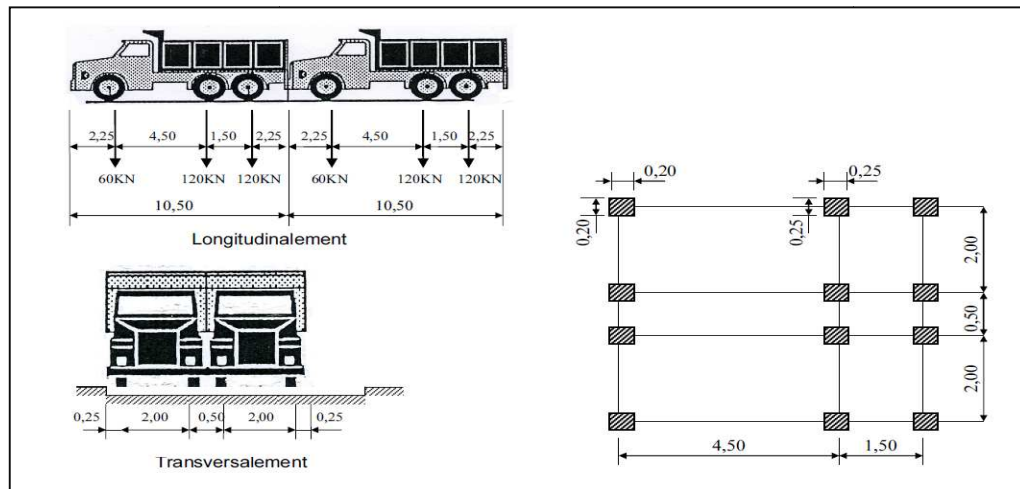


Fig IV.5. Les dimensions du système B_C [5].

Les effets du système B_C sont multipliés par un coefficient b_c en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées.

Tab. IV.6. Les valeurs de coefficient b_c [5].

	Nombre de voies	1	2	3	4	5
Classe du pont	Première classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	Deuxième classe	1	1	-	-	-
	Troisième classe	1	0.80	-	-	-

- Coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système B_C sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique, ce coefficient est déterminé par la formule suivante [7] :

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

Avec :

G : la charge permanente.

S : la surcharge due au convoi B_C .

L : la longueur d'élément.

Pour la détermination de (L) on tient compte des trois dimensions suivantes :

- L_r : largeur roulable.
- l : largeur entre axe des poutres principales de rive.
- L_p : portée des poutres principales.

Soit $l_1 = \max(L_r, l)$
 -Si $l_1 < L_p \Rightarrow L = l_1$
 -Si $l_1 > L_p \Rightarrow L = L_p$

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} L_r = 7\text{m} \\ l = 8.4\text{m} \\ L_p = 33.4\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow L = 8.4\text{m}$$

- Calcul du système de charge B_c

$$B_c = 2 \times 30 \times N$$

$$S_{Bc} = B_c \times b_c$$

Avec :

N : nombre de voies chargées.

b_c : coefficient de pondération.

Tab. IV.7. Les valeurs de coefficient de majoration dynamique de B_c .

	N	L(m)	G(t)	b_c	$B_c(t)$	$S_{Bc}(t)$	δ_{Bc}
1 ^{eme} cas	1	53.40	965.16	1.20	60	72	1.16
	2	53.40	965.16	1.10	120	132	1.17
2 ^{eme} cas	1	33.40	675.33	1.20	60	72	1.16
	2	33.40	675.33	1.10	120	132	1.18
3 ^{eme} cas	1	20	289.83	1.20	60	72	1.18
	2	20	289.83	1.10	120	132	1.21

➤ Système B_r

Ce système de charge compose d'une roue isolé de 10t qui peut être placée n'importe tous sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

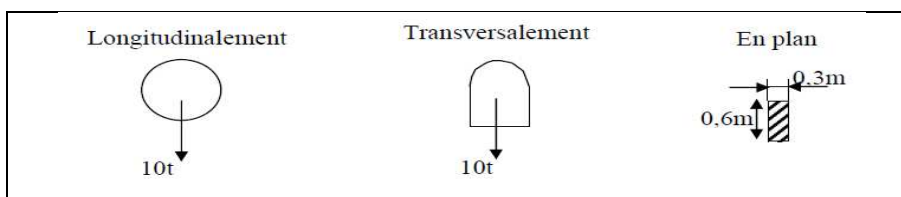


Fig IV.6. Les dimensions du système B_r [5].

- Coefficient de majoration dynamique

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

-Pour la travée centrale

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times 67.533} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 8.4} = 1.15$$

-Pour la travée de rive

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times 28.983} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 8.4} = 1.15$$

➤ Système B_t

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe. Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivants :

- Masse portée par chaque essieu 16 t.
- Distance des deux essieux 1.35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2.00 m.

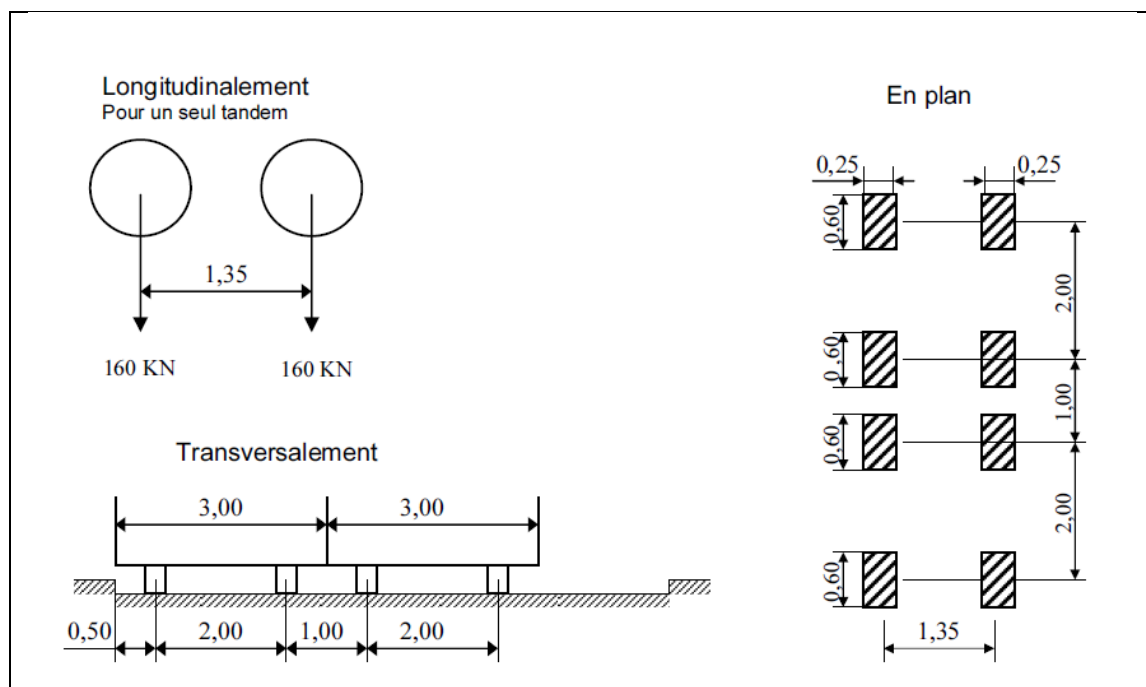


Fig IV.7. Les dimensions du système B_t [5].

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

Tab. IV.8. Les valeurs de coefficient b_t [7].

Classe du pont	Coefficient b_t
1 ^{ère} classe	1.2
2 ^{ème} classe	1

- Coefficient de majoration dynamique

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

- Pour la travée centrale

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times 5.224} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 8.4} = 1.16$$

- Pour la travée rive

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times 3.2152} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 8.4} = 1.17$$

- Calcul du système de charge B_t

$$B_t = 16 \times b_t \times N$$

Tab. IV.9. Les valeurs de la surcharge B_t .

Nombre de voies chargées (N)	Coefficient b_t	Système de charges $B_t(t)$
1	1.2	38.4
2	1.2	76.8

IV.3.1.3. Surcharges militaires

Les véhicules types militaires de classe M_{80} ou M_{120} sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture (dalles) ou d'ossature (entretoises, longerons et pièces de pont) des tabliers.

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

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

➤ Système Mc

- Un véhicule type du système Mc 80 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :
 - Masse totale 72 t;
 - Longueur d'une chenille 4,90 m;
 - Largeur d'une chenille 0,85 m;
 - Distance d'axe en axe des deux chenilles 2,80 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

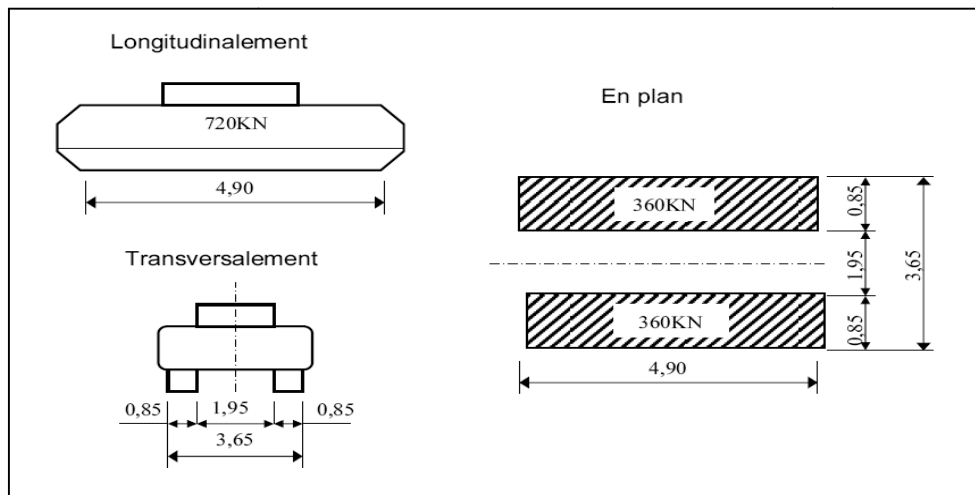


Fig. IV.8. Système Mc 80 [5].

- Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :
 - Masse totale 110 t;
 - Longueur d'une chenille 6,10 m;
 - Largeur d'une chenille 1 m;
 - Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé. (**Fig. IV.9**)

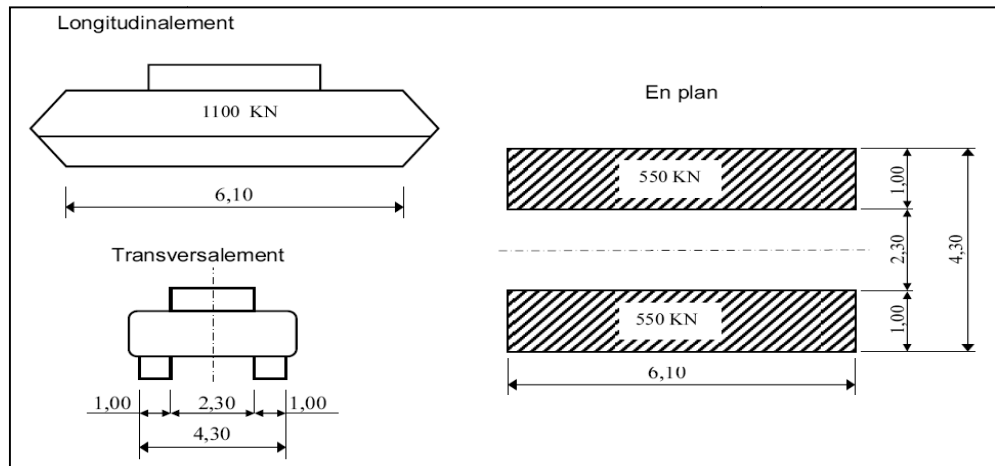


Fig. IV.9. Système Mc 120 [5].

➤ Système Me

- Les deux essieux qui constituent le système Me 80 sont distants de 1,50 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 22 tonnes, sa largeur est de 3,50 m ; sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 3,50 m et le côté longitudinal 0,12 m.

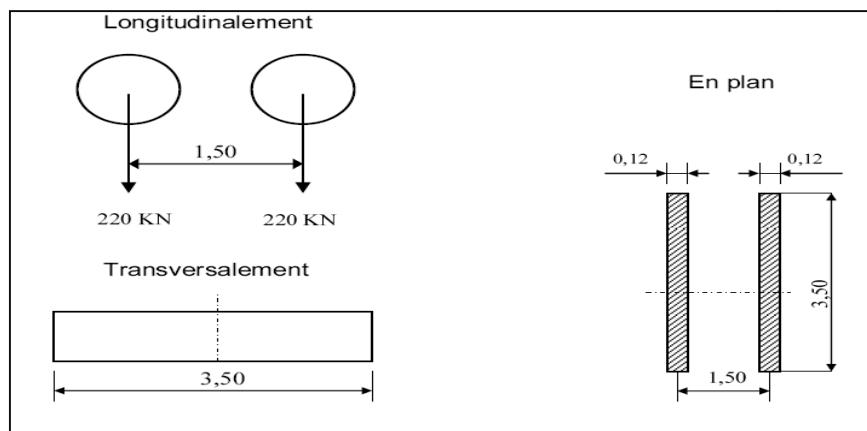


Fig. IV.10. Système Me 80 [5].

- Les deux essieux qui constituent le système Me 120 sont distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa largeur est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4 m et le côté longitudinal 0,15 m. (**Fig. IV.11**)

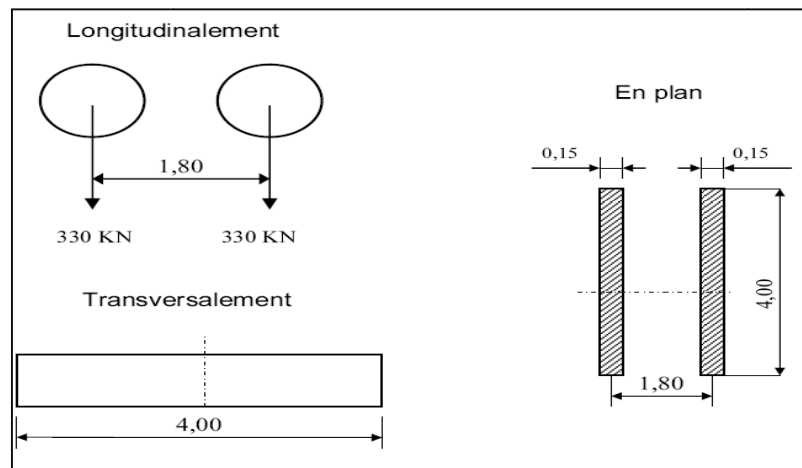


Fig. IV.11. Système Me 120 [5].

- Coefficient de majoration

On calculera le coefficient de majoration de la surcharge militaire par rapport au système le plus défavorable c'est-à-dire le système Mc 120.

Un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée et le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance entre deux véhicules successifs est égale à 30.50 m

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

Suivant la disposition de la charge on aura plusieurs cas possible, et le tableau suivant résume ces cas:

On a: $L = 8.4$ m pour tous les cas.

Tab. IV.10. Le coefficient de majoration dynamique du système Mc 120.

	La portée	G[t/ml]	S[t]	δ
Cas N°=1	33.4	675.33	110	1.17
Cas N°=2	20	289.83	110	1.20
Cas N°=3	33.40+20	965.16	220	1.18

IV.3.1.4. Convoi exceptionnelles

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnelles de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après, susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B.

➤ Convoi type D

Le RCPR définit deux types de convoi D240 et D280

- Convoi D240

Le convoi comporte une remorque de trois éléments à quatre lignes de 240 t comme poids total. Le poids est supposé reparti sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et de 18.60 m de long $\Rightarrow SD = 240/3.2 = 75 \text{ t/ml}$.

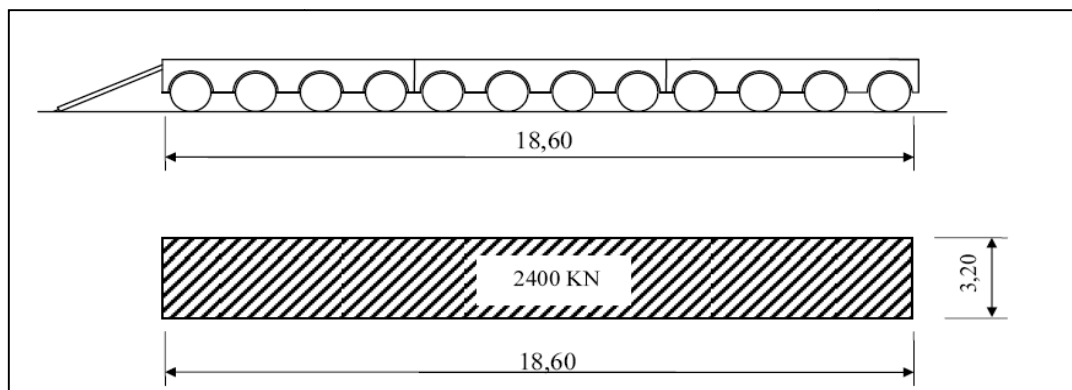


Fig. IV.12. Convoi de type D240 [5].

- Convoi D280

Le convoi deux remorques de poids 140 t chacune reparti sur un rectangle uniformément chargé de 3.30 m de large, de 11 m de long et la distance entre axe des deux rectangles est de 19 m.

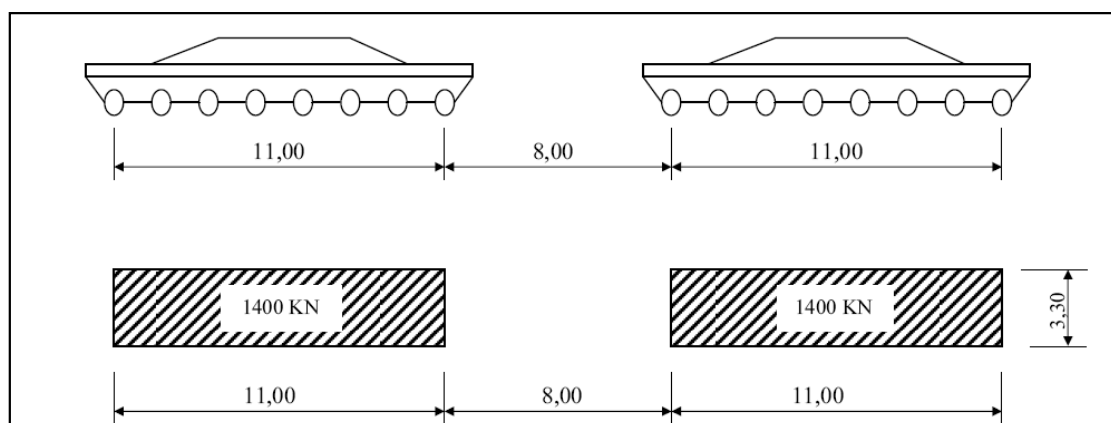


Fig. IV.12. Convoi de type D280 [5].

➤ convoi type E

Le **R.C.P.R** définit deux types de convoi E360 et E400

- Convoi E400

Le convoi deux remorques de poids 200 t chacune repartit sur un rectangle uniformément chargé de 3.30 m de large, de 15 m de long et la distance entre axe des deux rectangles est de 33 m.

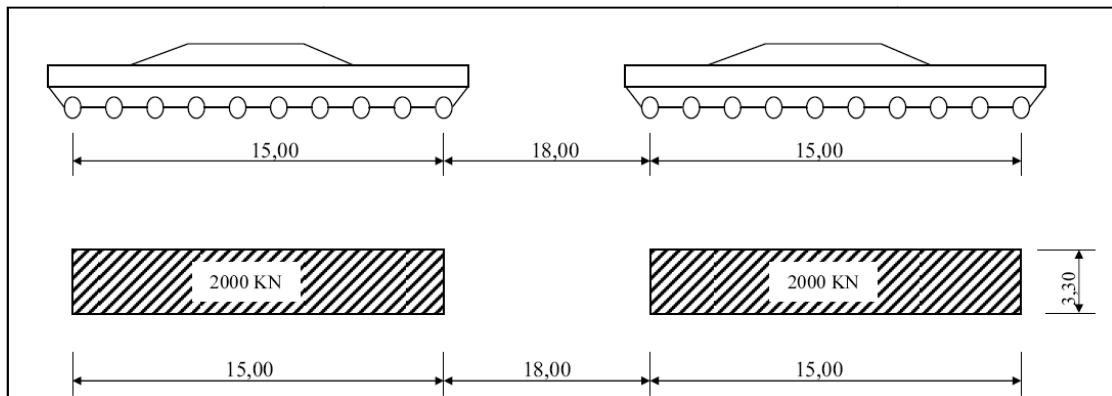


Fig. IV.13. Convoi de type E400 [5].

- Convoi E360

Le convoi comporte une remorque de trois éléments à quatre lignes de 360 t comme poids total. Le poids est supposé reparti sur un rectangle uniformément chargé de 5.10m de large et de 18.60 m de long $\Rightarrow SD = 360/18.6 = 19.35$ t/ml.

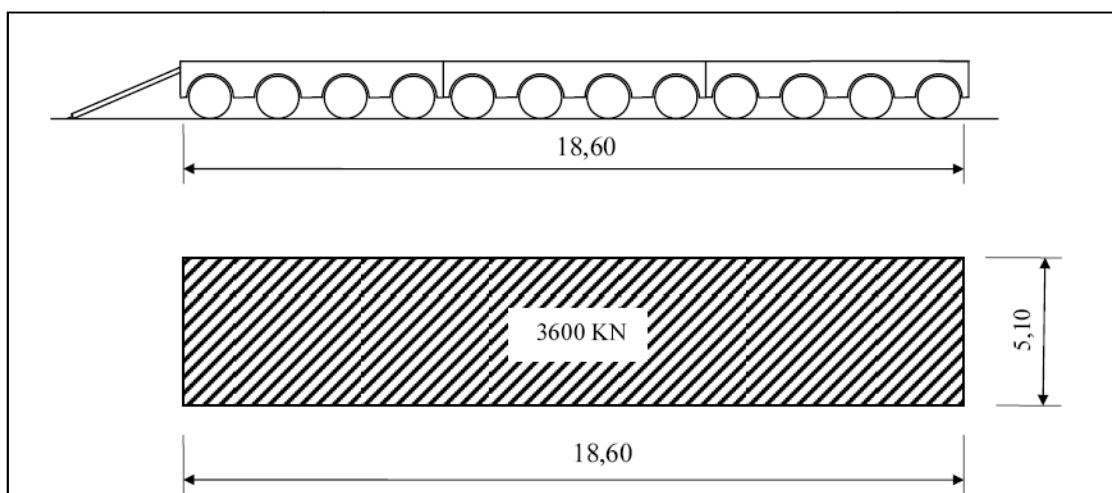


Fig. IV.14. Convoi de type E360 [5].

IV.3.1.5. Effort de freinage

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

Les forces de freinages n'intéressent pas généralement la stabilité des tabliers il ya lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règle en usage [5].

➤ Système A

Pour déterminer l'effort de freinage engendrer par le système A on applique la relation suivante :

$$F=A \times S / 20 + 0.0035 \times S$$

Avec :

- $S = L \times L_s = 72.6 \times 7 = 508.2 \text{ m}^2$.
- $A = 655.53 \text{ Kg/m}^2$.

Donc :

$$F_A = \frac{655.53 \times 508.2}{20 + 0.0032 \times 508.2} \Rightarrow F_A = 15.296 \text{ t}$$

➤ Système B_c

Chaque essieu d'un camion du système peut développer un effort de freinage égal à son poids, un seul est supposé freiner.

$$F_{Bc} = 30 \times 1.1 \Rightarrow F_{Bc} = 33 \text{ t}$$

Remarque L'ouvrage étudié ne représente pas de courbure, donc la force centrifuge est nulle.

IV.3.2. Charges climatiques

- Charges thermiques
 - Variations linéaires

La différence de température est prise en compte comme suit: $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$; le coefficient de dilatation du béton armé est $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Les variations linéaires de température ont une influence seulement sur le calcul des joints, parce que le tablier n'est pas sollicité de façon significative.

- Gradient thermique

Le gradient thermique est un phénomène résultant d'une inégalité de la température des deux faces supérieure et inférieure du tablier.

Le gradient thermique peut être de signe quelconque. Le signe conventionnel admis par le programme est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négative dans le cas contraire.

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

Tab. IV.10. Les valeurs de gradient thermique [5].

	gradient 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

➤ Charges de vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, qui vaut:

- $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en service;
- $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

IV.3.3. Charges sur les trottoirs

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, il y a deux types de charges de trottoir :

- Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 450 kg/m^2 ;
- Surcharge globale : de 150 kg/m^2 .

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 .

- Un seul trottoir chargé : $P_t = 0.15 \times L_t = 0.15 \times 0.75 = 0.1125 \text{ t/ml}$;
- Les deux trottoirs chargés : $P_t = 2 \times (0.15 \times L_t) = 2 \times (0.15 \times 0.75) = 0.225 \text{ t/ml}$.

Avec; L_t : largeur de trottoir.

IV.3.4. Evaluation des actions accidentelles

Les actions accidentelles résultent de l'impacte des véhicules (routiers, ferroviaires, maritimes) sur les éléments porteurs de l'ouvrage; ainsi que de leurs impactes sur les bordures et les barrières de retenue, on rajoute aussi pour les ponts routiers les surcharges sur les trottoirs.

D'après le **R.C.P.R**, les actions sismiques sont classées aussi parmi les actions accidentelles et elles sont déterminées suivant les formules indiquées dans les règlements parasismiques des ouvrages d'art.

➤ Action sismique

- Notre ouvrage comme c'est un pont routier il est classé dans le groupe 2 (pont important);
- Zone sismique III;
- Groupe 1 A;
- Site S3.

Conclusion

Le travail effectué dans ce chapitre est primordial pour le reste du projet, puisque le calcul des charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur l'ouvrage, nous permettra de l'étudier sous les différentes combinaisons à l'E.L.U et à l'E.L.S.

Chapitre V. Modélisation et Analyse.

Notre étude sera consacrée à la phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières sont appliquées. Les calculs seront effectués au moyen du logiciel Auto-desk Robot.

V .1. Description du logiciel Auto-desk Robot

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure [8].

La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

V .1.1.Caractéristiques principales du logiciel

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO);
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc...);
- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre;
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure;
- La possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement);
- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels...).

V .2. La modélisation

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; elle a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Comme tous les logiciels de calcul de structures, Robot utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

Dans notre cas l'ouvrage est une structure avec trois travées isostatiques, dont deux sont identiques, on étudiera donc deux travées (une travée de rive en BA et une travée centrale en BP). Les poutres sont considérées comme un élément« barre», elles sont appuyés sur

un appui simple d'un coté et de l'autre coté sur un appui double, et la dalle est considérée comme un élément «panneau».

La modélisation s'effectue comme suite :

- 1ère étape, Le logiciel nécessite la définition des préférences de la faire :
 - Les caractéristiques des matériaux;
 - Des unités et de systèmes métriques utilisés;
 - Des normes et règlements.

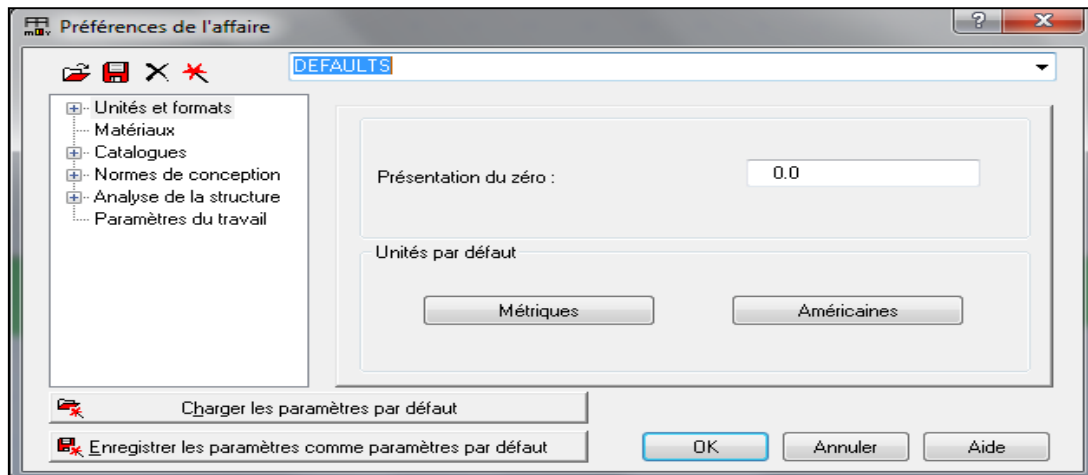


Fig. V.1. Préférences du projet.

- 2ème étape, La définition de la structure
 - Définition de la grille du système d'axe;
 - Définition de l'hourdis général (dalle); (**Fig. V. 2**)
 - Définition des poutres; (**Fig. V. 3** et **Fig. V. 4**)
 - Définition des conditions d'appuis =>
 - Appui simple
 - Appui double



Fig. V.2. Définition des appuis.

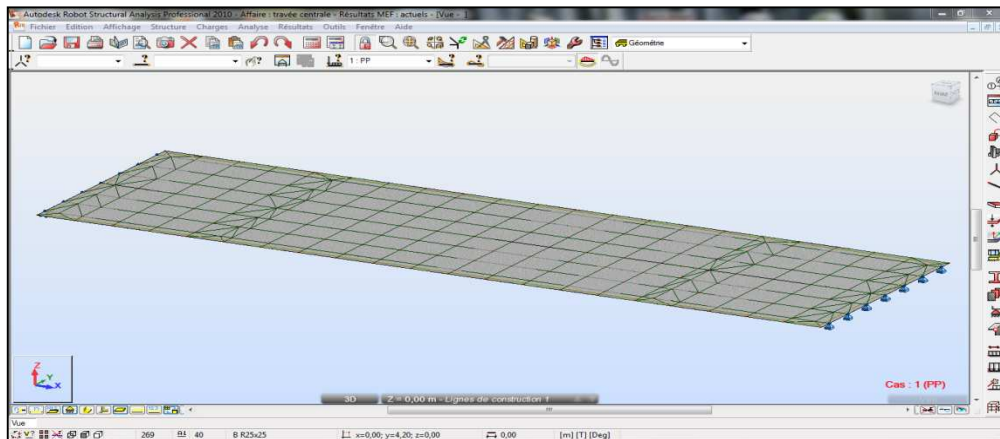


Fig. V.3. Modélisation de l'hourdis général.

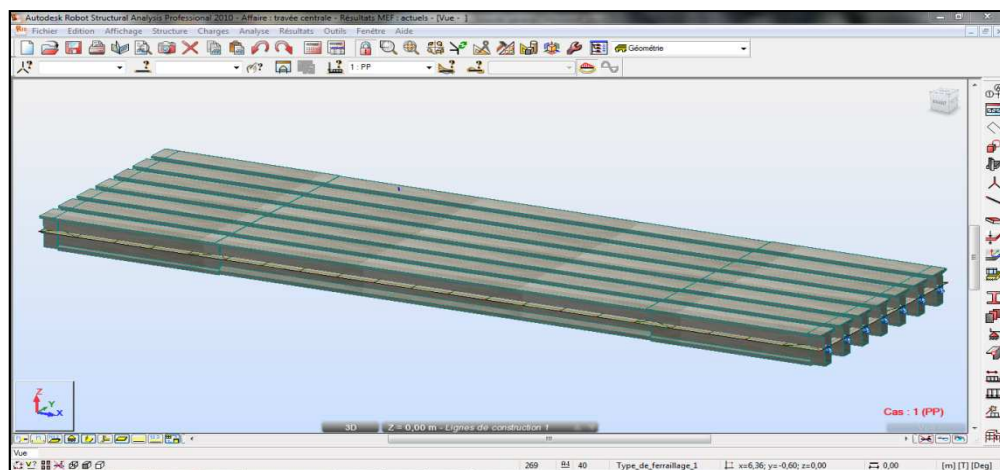


Fig. V.4. Modélisation de la travée centrale.

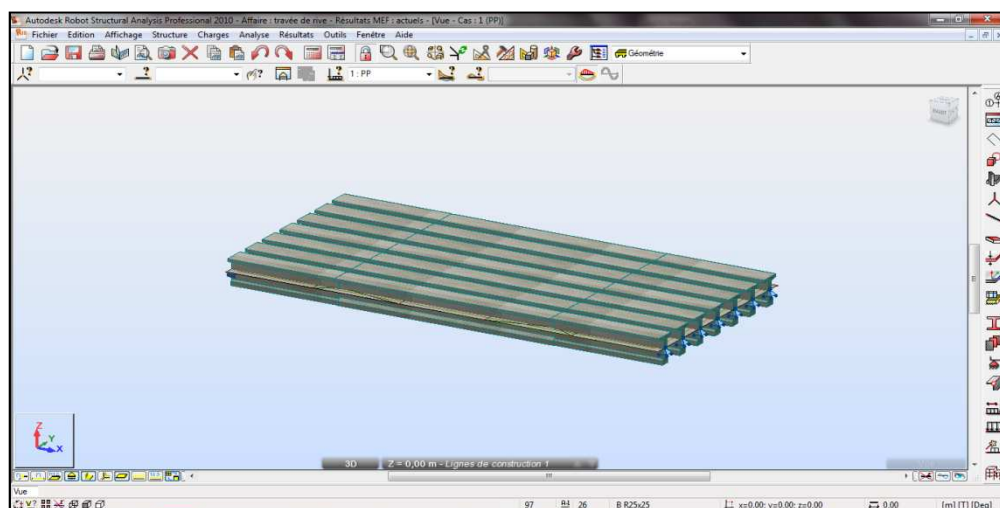


Fig. V.5. Modélisation de la travée de rive.

- 3ème étape, La définition et l'application des chargements de la structure
 - Poids propre; CP
 - Poids du revêtement
 - Poids des trottoirs
 - Poids des corniches
 - Poids des glissières de sécurité
 - Poids des gardes corps

CCP

Et les surcharges sont les suivantes :

- Système de charge A;
- Système de charge B_c;
- Système de charge Mc120;
- Convoi exceptionnelle D240;
- Surcharge du trottoir S_T;
- Charge de vent W.

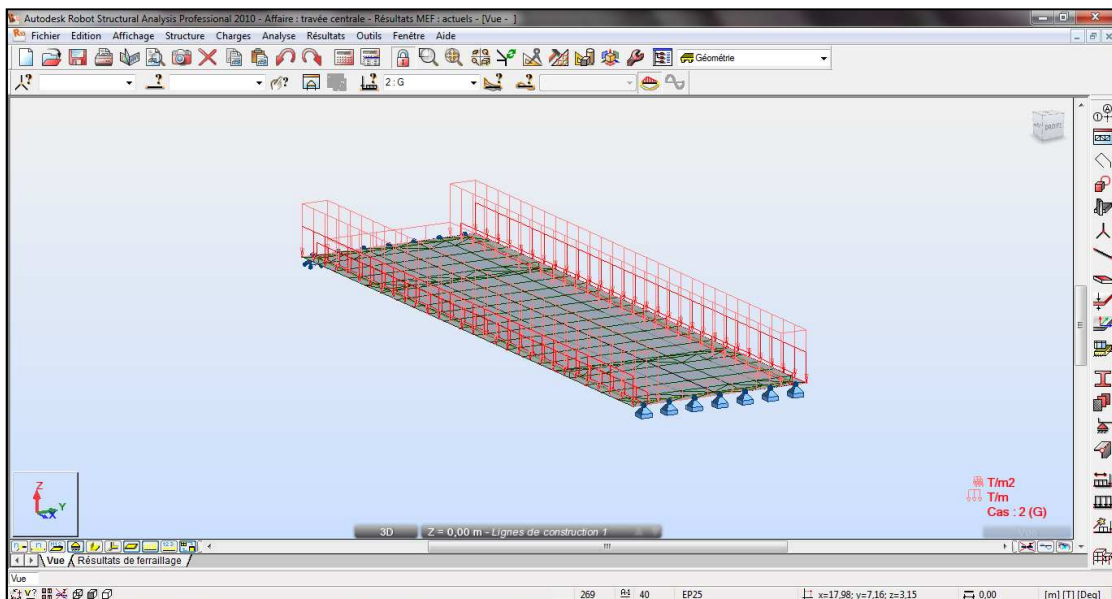


Fig. V.6. Exemple d'introduction des CCP.

- 5ème étape, la définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.
- 6ème étape, le lancement de calcul. (**Fig. V.7**)

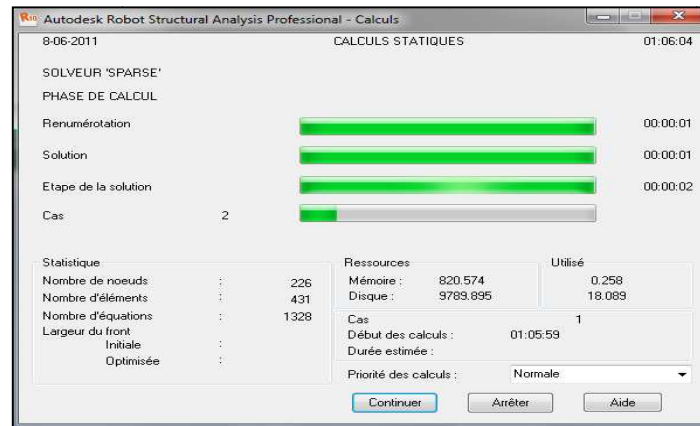


Fig. V.7. Lancement de calcul.

- 7ème étape, l'affichage et édition éventuelle des résultats, qui peuvent se présenter sous forme de tableaux ou bien sous forme de graphes.

V.3. Combinaisons d'actions

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer. Les combinaisons d'actions expriment différentes répartitions des efforts appliqués aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre [5].

Ces combinaisons sont à comparer avec la résistance des matériaux (bétons, aciers, sols...) et à prendre en compte pour l'étude de la stabilité des éléments de fondation.

V.3.1. Etats limites

On distingue conventionnellement deux états limites :

- Les Etats Limites de Service (E.L.S)

Les états limites de service sont des états correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitudes spécifiées (sécurité de la circulation...) pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites. Les combinaisons d'actions correspondantes à ces états limites de service traduisent différents niveaux de probabilités d'application de ces actions.

- Les Etats Limites Ultimes (E.L.U)

Les états limites ultimes sont des états limites associés à la ruine des structures, c'est à dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillances structurales ; ils correspondent à l'atteinte de la capacité structurale de la structure (résistance, stabilité de forme) ou à une perte d'équilibre statique.

V.3.2. Les Coefficients de pondération des combinaisons

Un coefficient de pondération est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients de pondération sont mentionnés dans le tableau suivant :

TAB.V.1. Les coefficients de pondération pour chaque charge.

Action	E.L.U	E.L.S
Poids propre G	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système B _C	1.6	1.2
M _C 120	1.35	1
D 240	1.35	1
Vent	1.5	0
Surcharge de trottoir S _T	1.6	1.2
Température ΔT	0	0.5

V.3. 3. Formes générales des combinaisons d'actions

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter le pont:

TAB.V.2. Les différentes combinaisons des charges [5].

Actions prépondérantes	Combinaison	N° de combinaison
E.L.U	1.35 G+1.6 (A(L) +ST)	1
	1.35G+1.6 (B _C +ST)	2
	1.35G+1.35M _C 120	3
	1.35G+1.35D240	4
E.L.S	G+1.2 (A(L) +ST) +0.5ΔT	5
	G+1.2 (B _C +ST) +0.5ΔT	6
	G+M _C 120+0.5ΔT	7
	G+D240+0.5ΔT	8
	G+0.7 (A(L) +ST) +0.5ΔT	9
	G+0.7(B _C + ST) +0.5ΔT	10
	G+W	11
	G	12

V.4. Exploitation des données

Après avoir procéder au calcul de la structure à E.L.U et à E.L.S, les résultats à prendre en compte sont celle du CP et du CCP ainsi que des surcharges les plus défavorables.

V.4.1. Diagrammes des poids propres

V.4.1.2. Diagrammes des moments fléchissant

On représente dans ce qui suit les moments fléchissants [t.m] à prendre en compte dans notre étude, pour la travée centrale ainsi que la travée de rive.

➤ Travée centrale

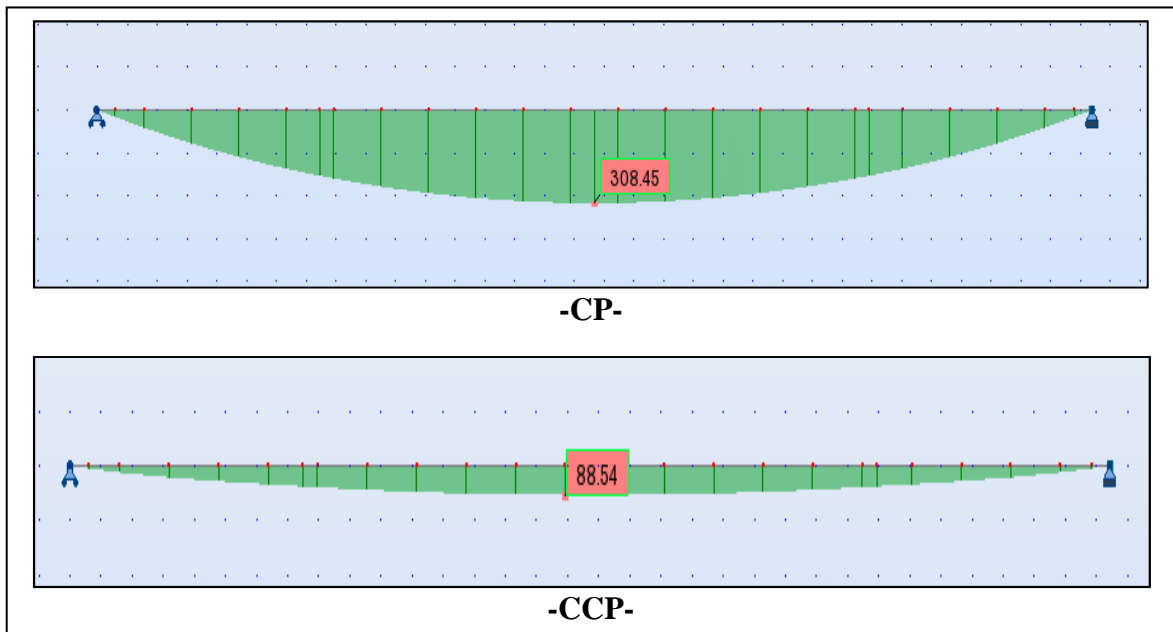


Fig. V. 8. Diagrammes des moments fléchissants (CP; CCP) pour la travée centrale.

➤ Travée de rive

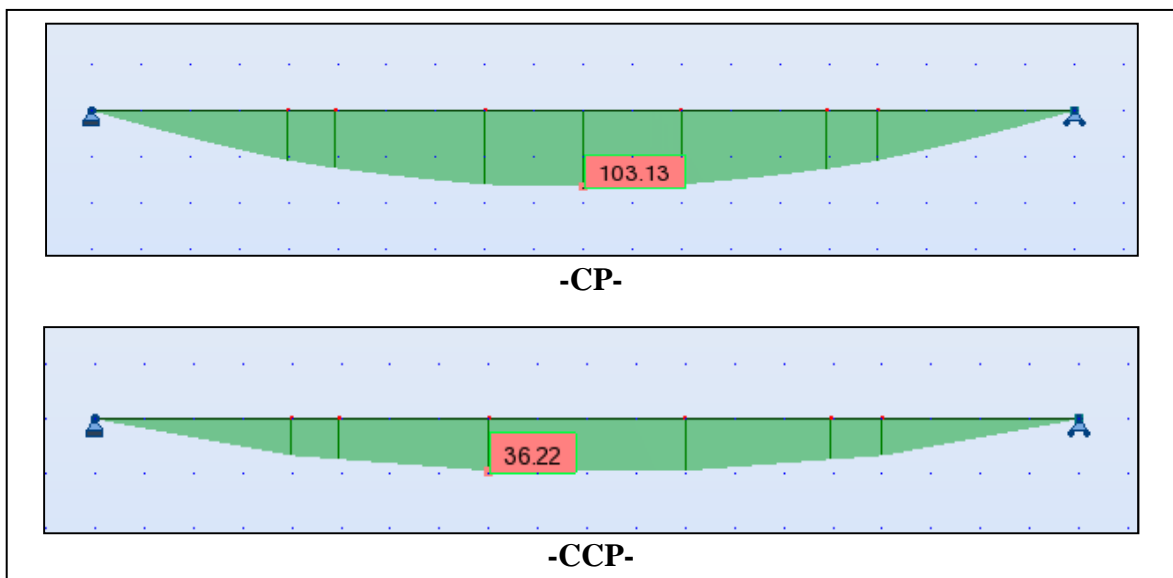


Fig. V.9. Diagrammes des moments fléchissants (CP; CCP) pour la travée de rive.

V.4.1.2. diagrammes des efforts tranchants

On représente dans ce qui suit les efforts tranchants [t] à prendre en compte dans notre étude, pour la travée centrale ainsi que la travée de rive.

➤ Travée centrale

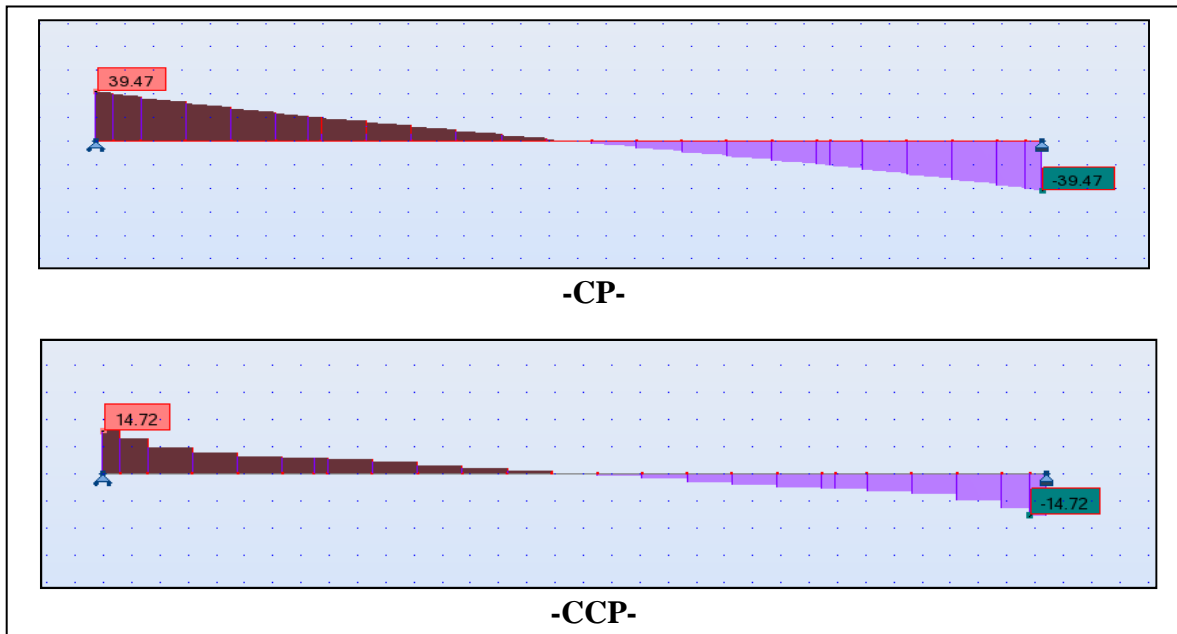


Fig. V.10. Diagrammes des efforts tranchants (CP; CCP) pour la travée centrale.

➤ Travée de rive

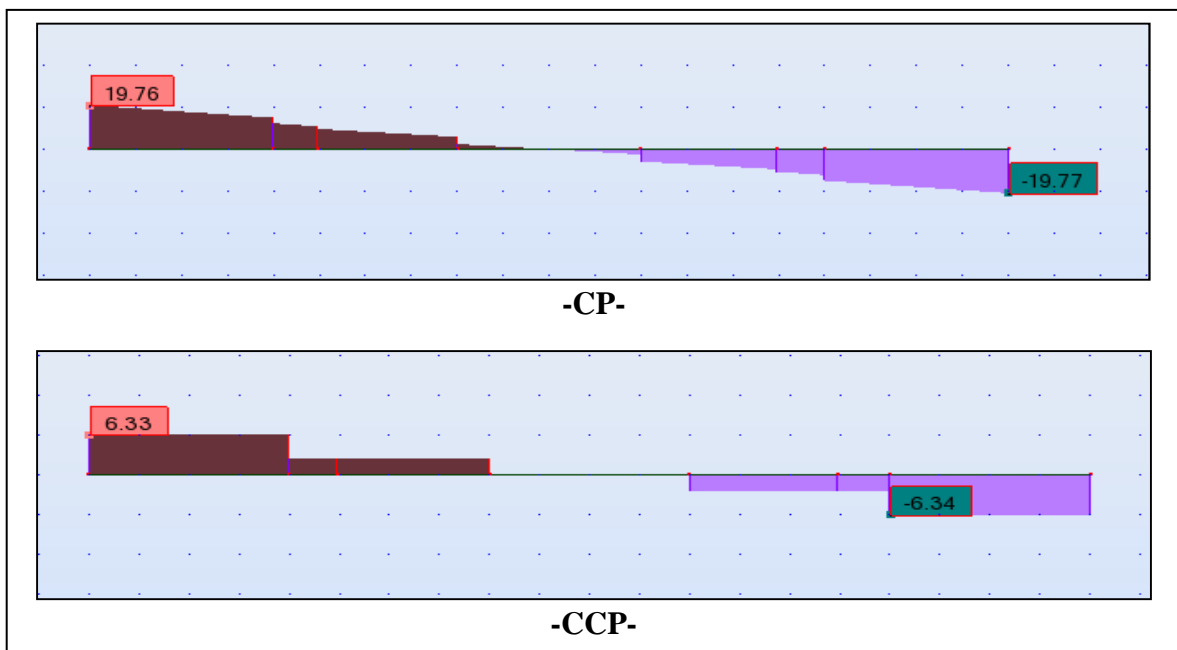


Fig. V.11. Diagrammes des efforts tranchants (CP; CCP) pour la travée de rive.

V.4.3. Combinaisons utilisées

Les combinaisons à prendre en compte pour l'étude de la précontrainte et le dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage, sont celles associées à surcharge roulable (D240). Leurs diagrammes se présentent comme suite :

- Travée centrale (TC)
 - Diagrammes des moments fléchissants

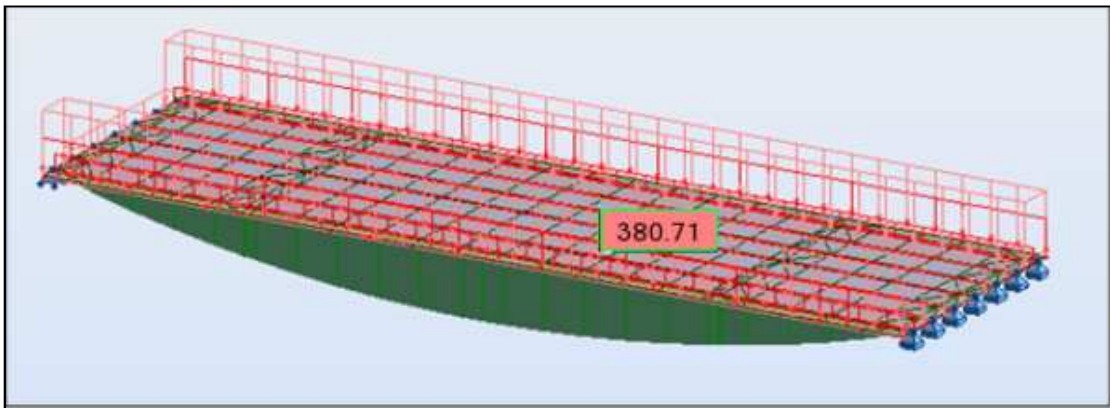


Fig. V.12. Moment fléchissant de la combinaison CP+CCP; (TC).

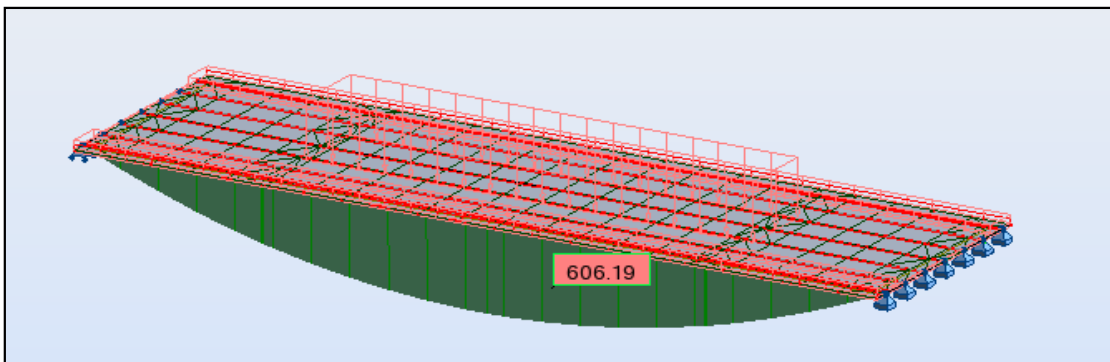


Fig. V.13. Moment fléchissant de la combinaison CP+CCP+D240; (TC).

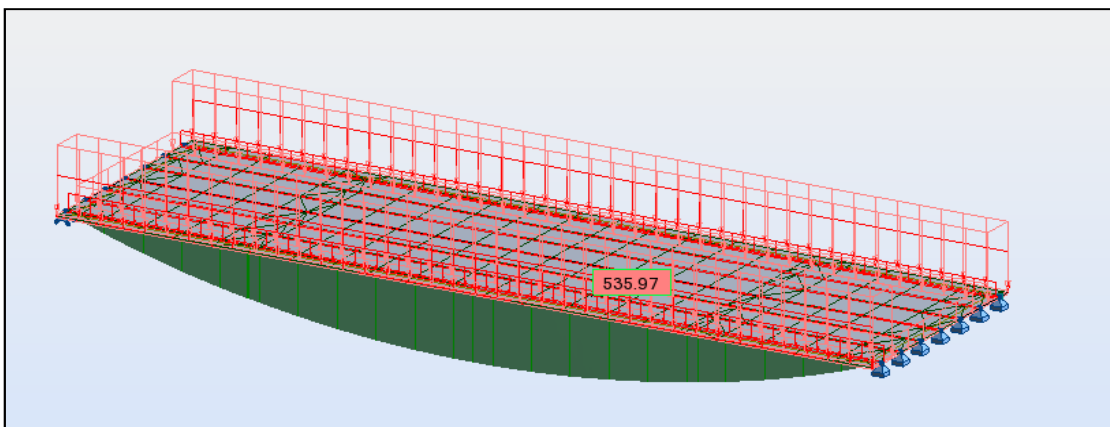


Fig. V.14. Moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP); (TC).

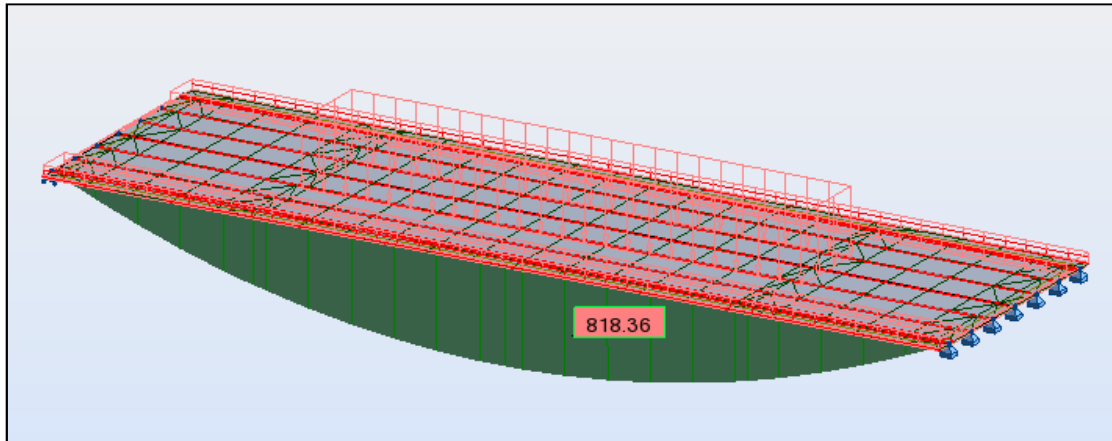


Fig. V.15. Moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240); (TC).

- Diagramme des efforts tranchants

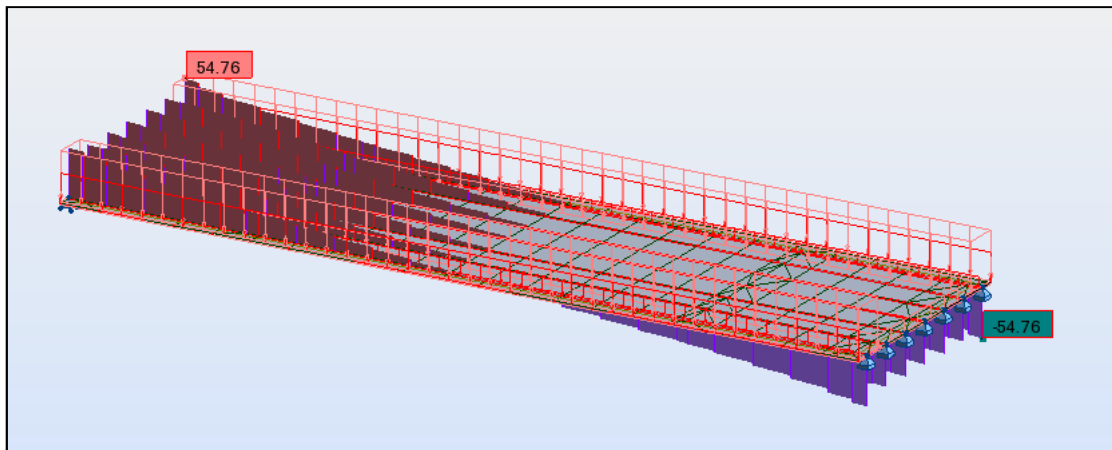


Fig. V.16. Effort tranchant de la combinaison CP+CCP; (TC).

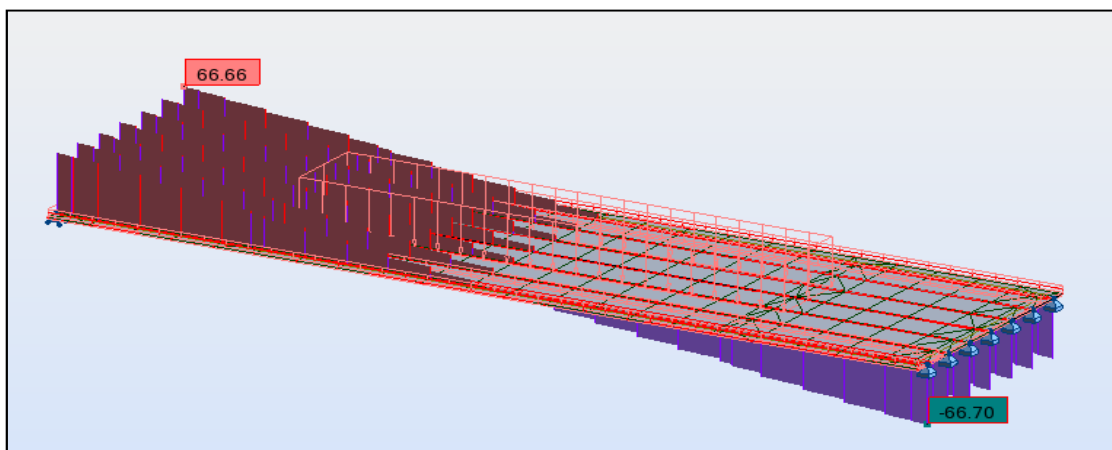


Fig. V.17. Effort tranchant de la combinaison CP+CCP+D240; (TC).

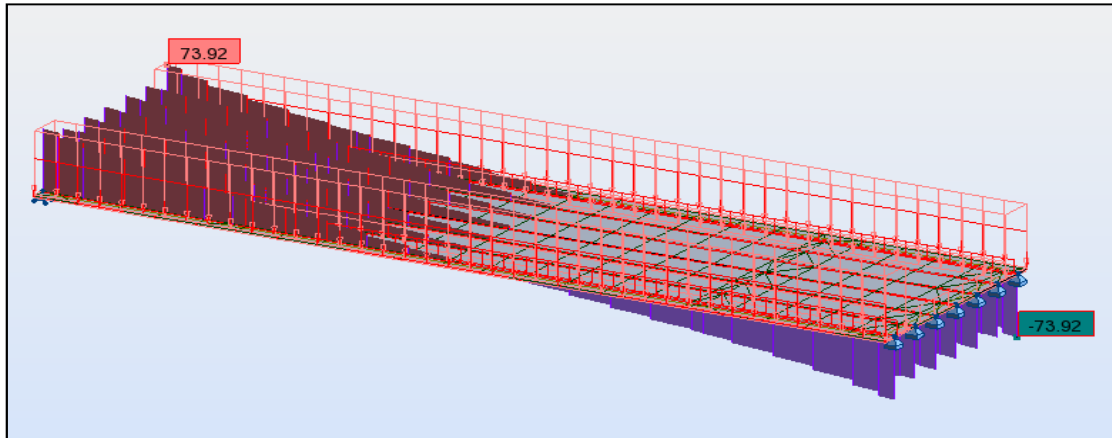


Fig. V.18. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP); (TC).

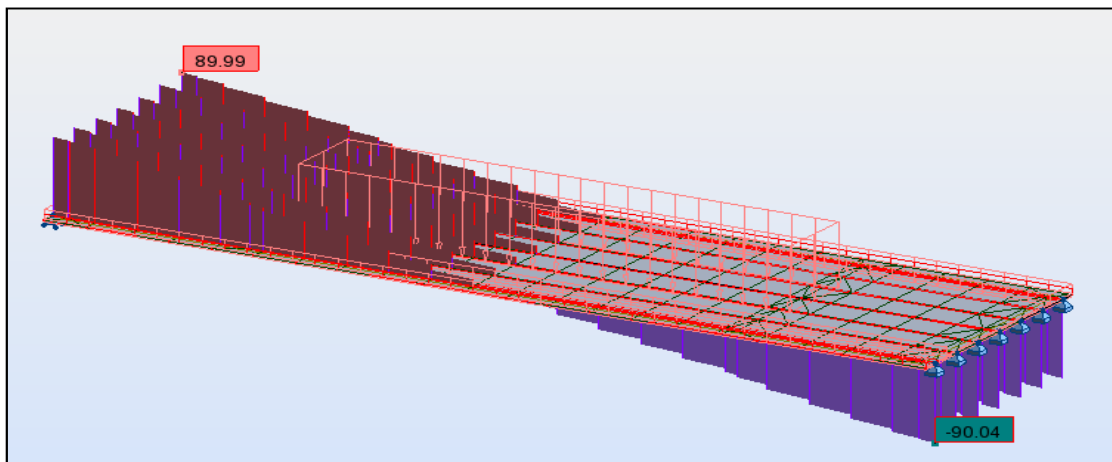


Fig. V.19. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240); (TC).

➤ Travée de rive (TR)

- Diagrammes des moments fléchissants

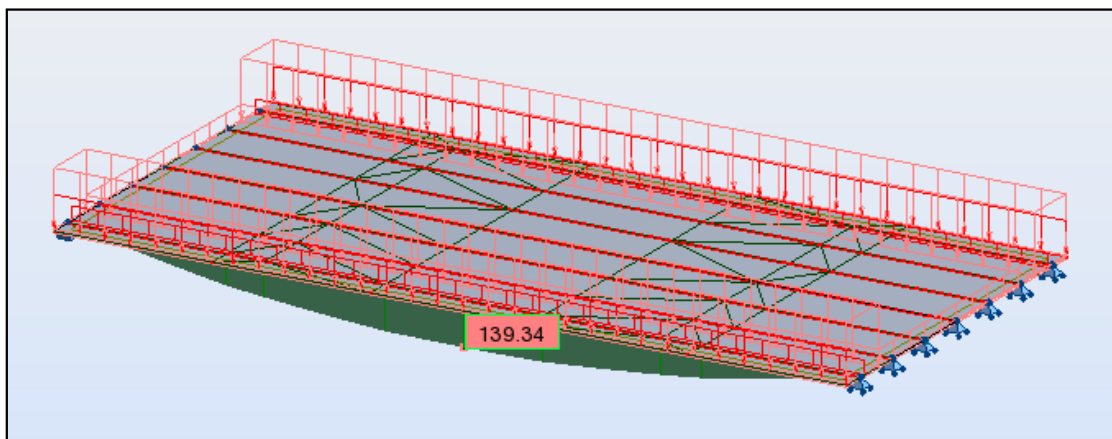


Fig. V.20. Moment fléchissant de la combinaison CP+CCP; (TR).

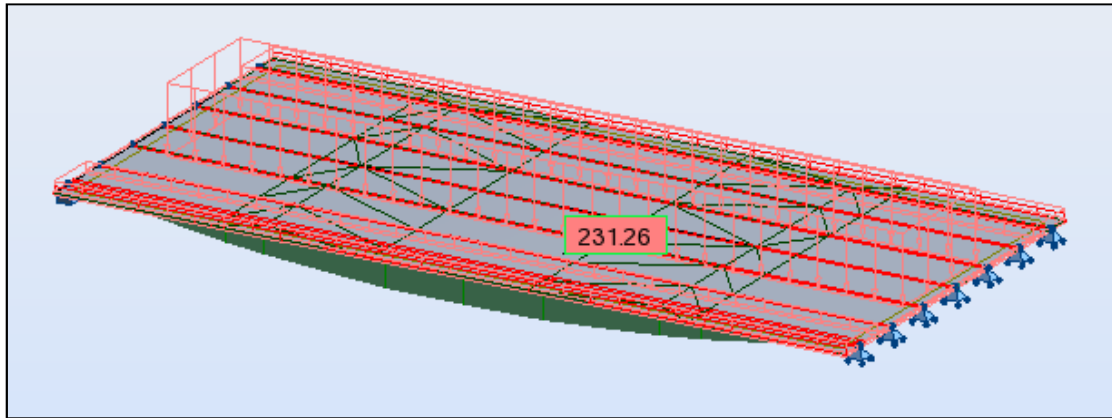


Fig. V.21. Moment fléchissant de la combinaison CP+CCP+D240; (TR).

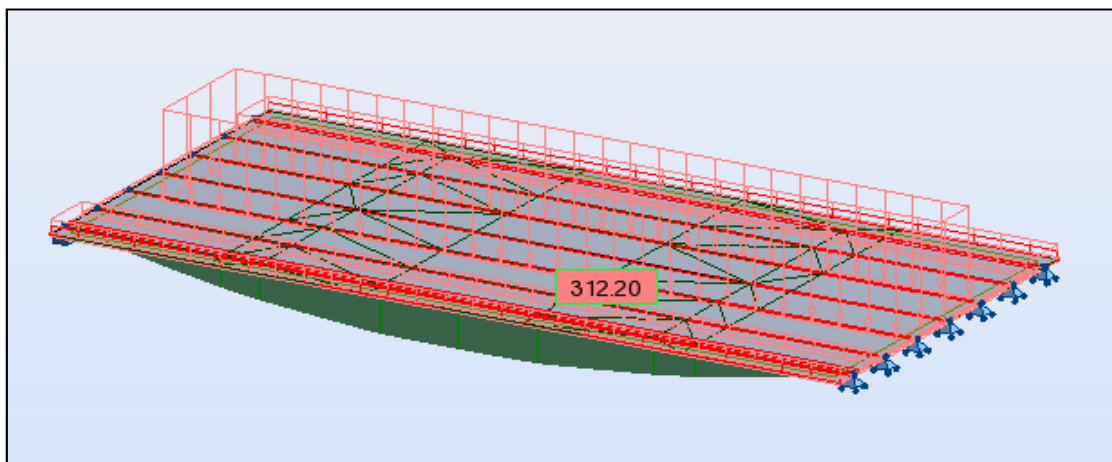


Fig. V.22. Moment fléchissant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240); (TR).

- Diagramme des efforts tranchants

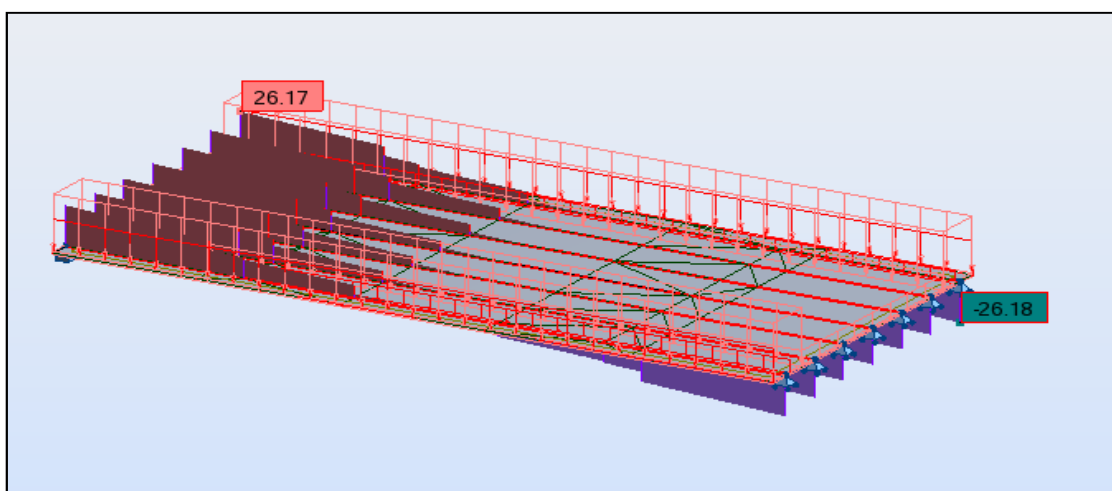


Fig. V.23. Effort tranchant de la combinaison CP+CCP; (TR).

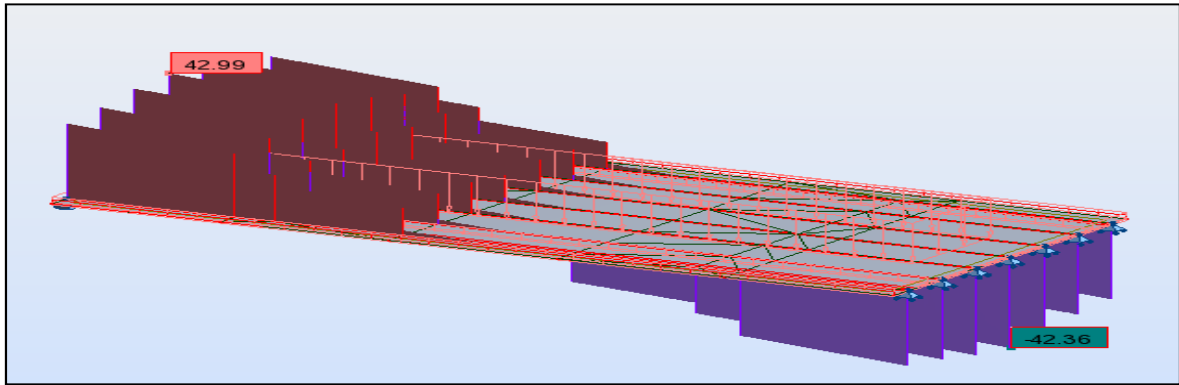


Fig. V.24. Effort tranchant de la combinaison CP+CCP+D240; (TR).

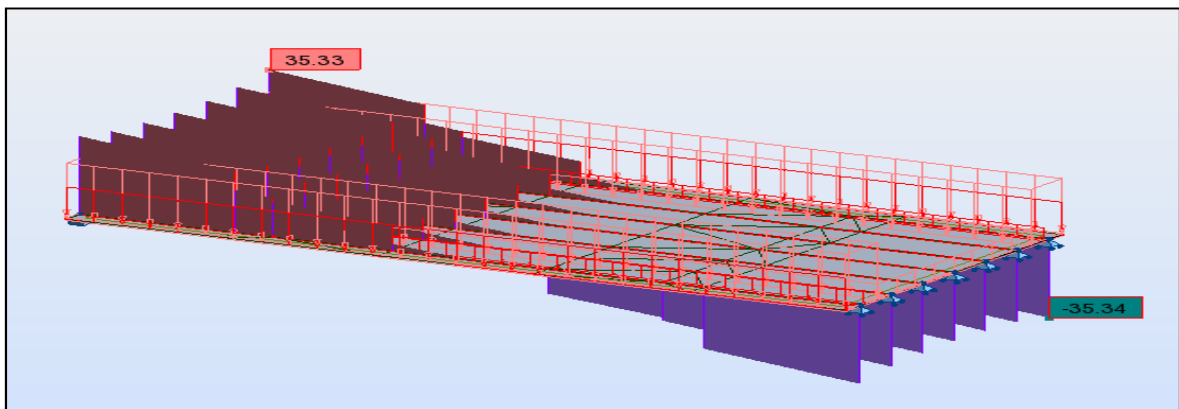


Fig. V.25. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP); (TR).

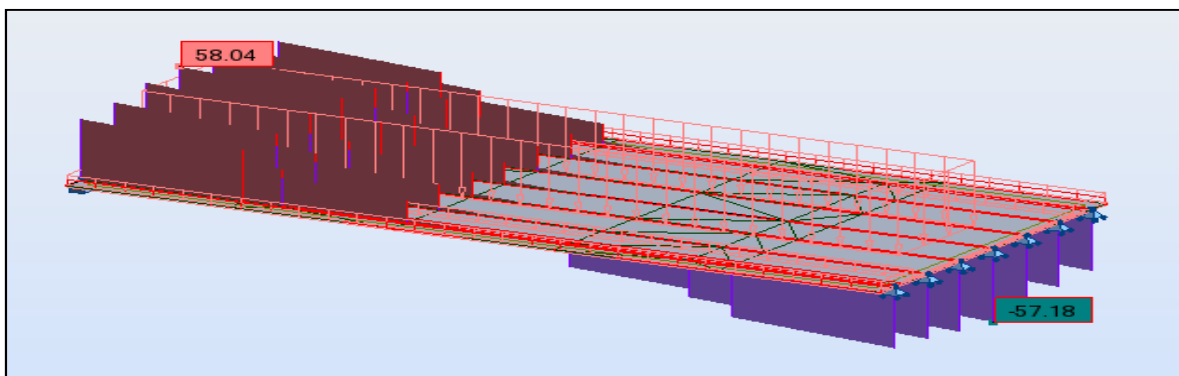


Fig. V.26. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (CP+CCP+D240); (TR).

Remarque : l'ensemble des diagrammes de différentes combinaisons sont dans l'annexe1.

Conclusion

La modélisation de la structure à l'aide du logiciel Auto-desk Robot, nous à permis de déterminer les différents efforts agissant sur la structure. Ce qui nous a permis, par la suite, de procéder au calcul de la précontrainte ainsi que du ferrailage des éléments constructif du tablier, et de procéder à leurs vérification à E.L.U et à E.L.S.

Chapitre VI. Etude de la précontrainte.

Ce chapitre traitera de la précontrainte, son principe, ces applications dans la construction des ouvrages d'art. Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et acier, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe.

L'étude portera sur le dimensionnement, détermination du tracé, calcul des pertes (instantanées et différées) et pour finir, la vérification des contraintes normales et tangentielles.

VI.1. Définition

En 1935, son inventeur, Eugène Freyssinet, définissait ainsi la précontrainte : «Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération.»

Le béton précontraint est un matériau qui est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaissent dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que la fissuration, corrosion des aciers ...etc [9].

VI.2. Historique

Alors que les origines de nombreuses techniques sont souvent incertaines et contestées, l'invention du béton précontraint est connue de façon nette et précise. Elle date des brevets d'invention délivrés les 2 octobre et 19 novembre 1928 à Eugène Freyssinet (1879-1962).

L'idée était déjà connue d'imposer au béton une compression préalable permettant d'empêcher la fissuration qui serait due à des efforts de traction ultérieurs (l'idée intuitive des constructeurs de voutes, dans lesquelles la compression préalable provient de la gravité). C'est l'idée fondamentale de la précontrainte, mais le mot précontrainte a été introduit par Freyssinet en 1933.

En 1926, il découvrit le phénomène de fluage (déformation lente sous charge) et les lois du retrait à la suite d'expériences sur l'arc du pont de Plougastel. Ainsi en se plaçant dans les conditions voisines des voutes, Freyssinet introduisit un effort de compression pour compenser les tractions à venir. Pour cela il fallait un très grand allongement des aciers, donc des tensions initiales très élevées.

Les premiers ponts en béton précontraint ont été réalisés en Allemagne par précontrainte extérieure au béton au moyen de câbles (le pont de Saale à Alse 1928 et celui de Aue 1936) [9].

VI.3. Principe du béton précontraint

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles de Précontrainte. Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge, elle se déforme. La section transversale, au droit de l'application de la charge se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre. Supprimons dans cette poutre l'armature de traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte.

En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre supérieure se trouve tendue et la fibre inférieure comprimée. Si l'on applique une charge au centre de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprimer.

Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées. Lors d'un chargement les efforts de traction viennent alors en déduction des efforts de compression créés par la précontrainte mais toutes les fibres restent comprimées.

En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte de ces câbles et leur nombre dépend de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc...). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant.

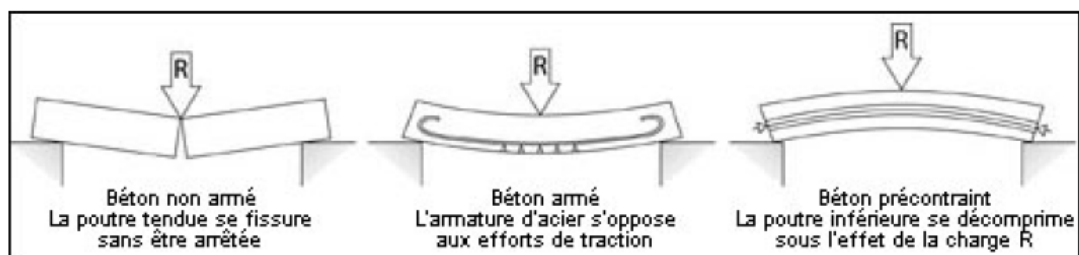


Fig. VI.1. Principe de la précontrainte

Nous avons décrit le principe de la précontrainte en prenant une poutre comme exemple, mais tous les éléments de construction peuvent être réalisés en béton précontraint.

VI.4. Mise en œuvre de la précontrainte

La précontrainte peut être appliquée au béton de deux manières différentes soit par pré-tension, soit par post-tension des armatures, selon que celles-ci sont mises en tension avant le coulage du béton ou après son durcissement [10].

VI.4.1. Précontrainte par pré-tension

Les fils ou les torons sont tendus avant le bétonnage. Le béton est ensuite mis en place au contact de ces câbles auxquels il va se trouver lié. Lorsque le béton est suffisamment durci, on libère la tension des câbles qui se transmet au béton par adhérence en engendrant, par réaction, sa mise en compression ; cette forme de précontrainte est dite « par fils adhérents »

Les armatures de précontrainte sont tendues en prenant appui sur des culées fixes (bancs de précontrainte), spécialement construites à cet effet.



Fig. VI.2. Mise en tension des câbles par la méthode de pré-tension

Cette technique est uniquement appliquée à la préfabrication: elle permet de réaliser des poutrelles, des poteaux, des poutres, des dalles alvéolées, des prédalles, etc...

VI.4.2. Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension après coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante.

Après coulage et durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines et des ancrages qui s'appuient sur l'ouvrage en béton à comprimer, mis en tension à l'aide de vérins et bloqués tendus dans les ancrages. Les câbles transmettent leur tension au béton et le transforment en béton précontraint.

Le contrôle de la tension est effectué soit par manomètre, soit de manière plus précise par mesure de l'allongement des câbles. Le calcul de l'allongement des câbles doit tenir compte des différentes causes de pertes de tension.

Après mise en tension des armatures, les conduits sont remplis avec des coulis de ciment qui doivent occuper aussi parfaitement que possible les espaces entre câbles et conduits. La qualité de l'injection est une opération très importante, qui conditionne la protection des armatures, donc leur durabilité.

Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- Intérieure au béton;
- Extérieure au béton.

Pour le projet étudié on utilisera la précontrainte par poste tension intérieure au béton.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- Des conduits (les plus utilisés sont des « gaines ») sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage;
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage;
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins qui prennent appui sur le béton de la poutre et « ancrées » par des systèmes d'ancrages ; la tension des armatures se transmet au béton et le comprime;
- Le contrôle de la tension des câbles est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les câbles
- Le calcul de l'allongement du câble doit tenir compte des différentes pertes de tension, par frottement, par déformations instantanée ou différée du béton ou par rentrée des ancrages) ;
- Les vérins sont ensuite démontés et les excédents de câbles coupés ;
- Les conduits sont enfin injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.



Fig .VI.3. Installation des gaine pour la post-tension

VI.5. les armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont en acier à haute résistance. Elles se présentent sous forme de fils, de torons, de barres ou de câbles. Elles peuvent être intérieures au béton

- pré-tendues et adhérentes;
- post-tendues et adhérentes ou non.

Elles peuvent aussi être extérieures au béton et reliées à la structure au niveau des ancrages et des déviateurs uniquement.

➤ Les torons

Les torons sont un assemblage de plusieurs fils (le fil est produit par déformation à froid (tréfilage d'un fil machine).

- Torons 3 fils

3 fils enroulés sur un axe théorique commun (utilisation en précontrainte par pré-tension uniquement).

- Torons 7 fils

6 fils disposés en hélice autour d'un fil central d'un diamètre plus important.

Les torons sont caractérisés par leur nombre de fils et la section du fil) et leur diamètre. Les classes de résistance des torons sont : 1670, 1770, 1860 et 1960 MPa.

Tab. VI.1. Les caractéristiques des torons les plus courants

Désignation	Classe [MPa]	Diamètre [mm]	Section [mm ²]
T13	1860	12.5	93
T13 5	1860	12.9	100
T15	1860	15.2	139
T15 5	1860	15.7	150

Ils sont définis par leur force garantie de rupture qui varie selon la classe de l'acier



Fig. VI.4. Exemple de torons.

➤ Les câbles

Les câbles sont constitués de plusieurs torons en acier à haute résistance pour béton précontraint. La gamme des câbles s'étend des câbles monotorons aux câbles de très grande puissance comportant jusqu'à 55 torons. Les unités les plus courantes, pour la précontrainte longitudinale, sont les unités 12 ou 13 T15 S (composées de 12 ou 13 torons T15 S) pour la précontrainte intérieure et 19 T15 S pour la précontrainte extérieure. Un câble est défini par le type et le nombre de torons et la classe de résistance.

VI. 6 Ancrage de précontrainte

L'ancrage permet d'assurer le maintien de l'effort de précontrainte dans les armatures après la mise en tension.

Dans la plupart des systèmes de précontrainte, le blocage des armatures par rapport à l'ancrage est obtenu par frottement (clavetage dans une pièce conique). dans notre cas on utilise un ancrage fixe intérieur au béton => système K a (plaque + trompette).

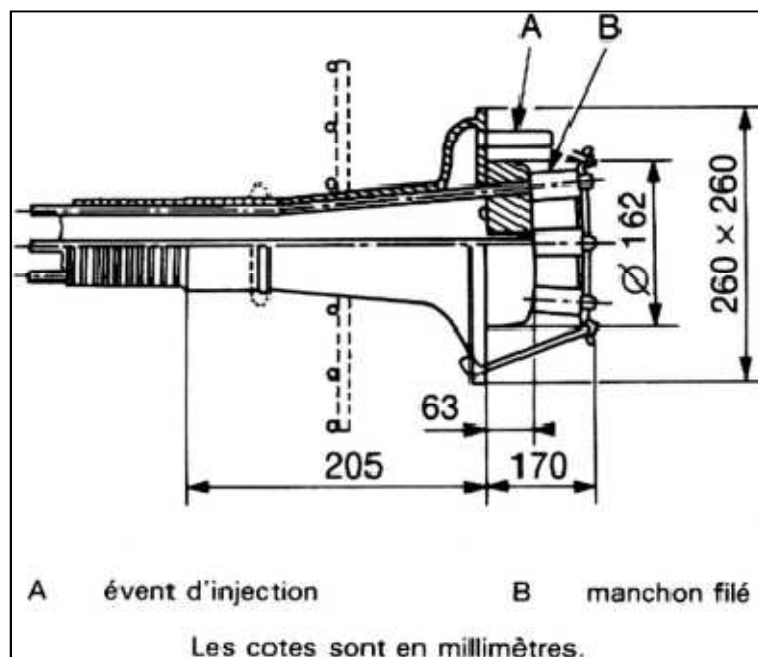


Fig. VI.5. Ancrage fixe système K [11].

Le ciment utilisables pour le béton précontraint doit avoir une teneur en sulfures et en chlorures limitée.

VI.7. Conduits pour précontrainte par post-tension

➤ Type de conduites

Il existe plusieurs types de conduits dans lesquels sont disposés les câbles :

- Gaine (métallique) nervurée en feuillard (la plus utilisée en ouvrage d'art);
- Tube rigide en acier ;
- Gaine nervurée en PEHD;

- Tube en PEHD.

➤ Le rôle des conduites

Les conduits, nécessaires uniquement en post-tension, ont pour rôle de:

- ménager un passage continu du câble de précontrainte selon le tracé et la position prévue lors du dimensionnement de l'ouvrage;
- résister aux sollicitations lors de l'installation, la mise en tension (pression localisée, abrasion) et l'injection (étanchéité, pression d'injection) ;
- transmettre les efforts par adhérence (dans le cas de la précontrainte intérieure);
- assurer une protection mécanique de l'armature et une enveloppe du coulis d'injection.

La section du conduit est égale de 2 à 2,5 fois la section de l'armature afin de permettre son remplissage.

➤ Injection des conduits de précontrainte

L'injection avec des coulis de ciment des câbles de précontrainte a pour objectif de protéger les aciers de précontrainte contre les agents corrosifs extérieurs. En évitant tout contact entre les armatures et l'eau ou l'air humide, il garantit la pérennité de la précontrainte et donc de l'ouvrage. Cependant, l'injection est une opération délicate à réaliser en raison des tracés fortement ondulés des câbles et de leur grande longueur.

Le coulis doit être injecté de telle manière que la gaine soit entièrement remplie. Il ne doit pas présenter de phénomène de ségrégation pendant l'injection et pendant la période avant la prise. Il est adjuvanté, ce qui optimise ses caractéristiques rhéologiques et lui confère une fluidité adaptée aux méthodes d'injection et une durée d'injectabilité maîtrisée.

Les coulis de ciment à base de constituants de qualité, dont les formulations sont optimisées, offrent des performances stables. La réglementation actuelle permet, grâce à la procédure d'avis technique basée sur une série d'essais pertinents, de contrôler parfaitement la chaîne de fabrication et d'injection du coulis et d'en garantir la qualité et la protection efficace des câbles de précontrainte.

VI.8. Le tracé de câblage

Le tracé des armatures de précontrainte additionnelle peut être rectiligne ou polygonal.

➤ Un câblage rectiligne

Le câblage rectiligne est facile à mettre en œuvre et les pertes d'effort par frottement sont localisées au voisinage des zones d'ancrage (donc très faibles). Il n'est véritablement efficace que dans le cas d'un tablier de hauteur variable puisqu'il bénéficie de l'effet d'arc dû à la courbure de la fibre moyenne. Au contraire, il est peu efficace dans un tablier de hauteur constante lorsqu'il s'agit de renforcer la résistance en flexion à la fois sur appuis et en travée. (**Fig. VI.6**)

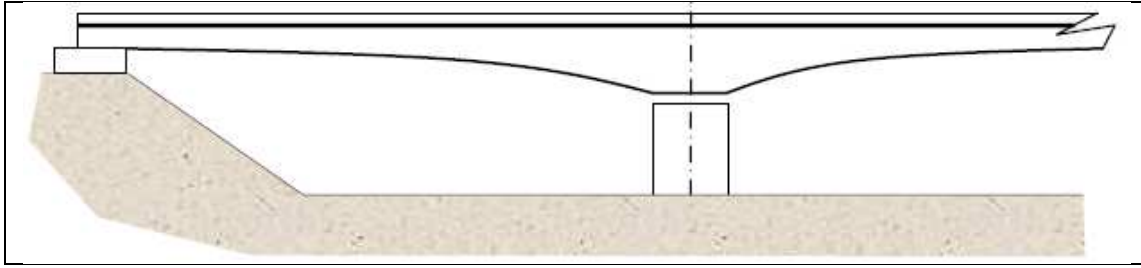


Fig. VI.6. Câblage rectiligne

➤ Un câblage polygonal

Le tracé polygonal consiste à dévier les câbles de façon à optimiser l'effet du précontraint tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Les pertes par frottement sont un peu plus grande que dans le cas d'un tracé rectiligne, tout en restant modérées, et la mise en œuvre est plus compliquée (confection de déviateurs), mais c'est la conception la plus courante car la plus efficace.

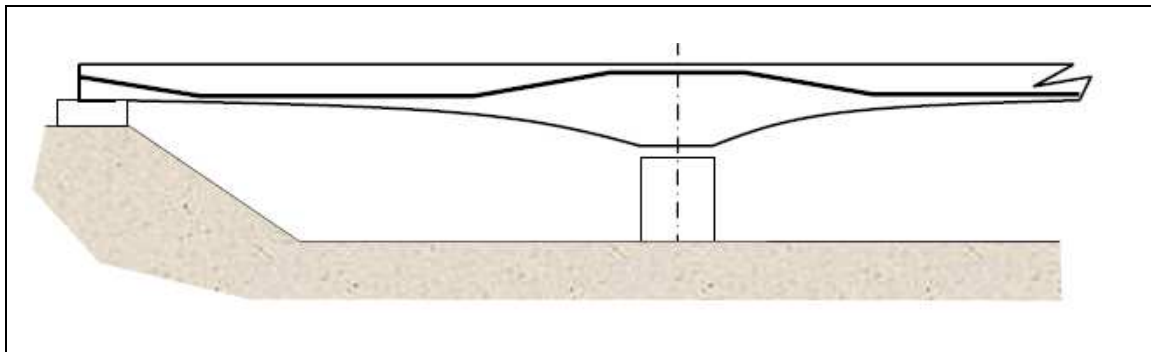


Fig. VI.7. Câblage polygonal

VI.9. Domaine d'application de la précontrainte

Le béton précontraint est utilisé pour de nombreux ouvrages.

- Les ponts
 - Ponts poussés ;
 - Ponts en encorbellement à voussoirs préfabriqués ;
 - Ponts en encorbellement coulés en place,
 - Ponts à poutres ;
 - Ponts à haubans ;
 - PSI-DP Passages supérieurs ou inférieurs à dalle précontrainte ;
 - VI-PP Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes ;
 - PR-AD Poutres précontraintes par adhérence.
- Les structures off-shore
- Les structures industrielles
- Les réservoirs (d'eau, d'hydrocarbures) et les silos
- Les enceintes de réacteurs nucléaires

- Les bâtiments industriels, commerciaux ou agricoles
 - Poutres, poutrelles;
 - Dalles alvéolées de planchers;
 - Prédalles;
 - Poutres et poteaux pour ossatures.

VI. 10. Détermination du nombre des câbles

VI. 10.1. Tension à l'origine

La tension à l'origine nous permet d'évaluer les efforts toute ou long des armatures de précontrainte. Elle est déterminée à partir des contraintes suivantes :

- Limite de rupture garantie $f_{prg} = 1770$ MPa;
- Limite d'élasticité garantie $f_{peg} = 1583$ MPa.

$\Rightarrow \sigma_{P0} = \text{Min}(0,80 \times f_{prg}, 0,90 \times f_{peg}) = \text{Min}(1416, 1424,7) = 1416$ MPa
avec la section nominale de l'acier $A_p = 1668$ mm²; donc $P_0 = 2.362$ MN.

VI. 10.2. Calcul de la précontrainte

La précontrainte se calculera pour la section médiane qui a pour caractéristiques:

Tab. VI.2. Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane en BP.

	poutre	Poutre + hourdis
A_n (cm²)	4 541.95	7 866.95
V' (cm)	83.77	117.05
V (cm)	66.23	57.95
I_0 (m⁴)	0.1283	0.2553
ρ	0.51	0.48

Les moments à considérés sont les suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 6.0613 \text{ MN.m.} \\ M_{\min} = 3.8071 \text{ MN.m.} \end{array} \right. \Rightarrow \Delta M = 2.2542 \text{ MN.m.}$$

On calcule les valeurs de P_I et P_{II} correspondent 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 [12].

Le calcul se fera en classe I donc $\sigma_{ts} = \sigma_{ti} = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_I = \Delta M + \rho B_n (v \sigma_{ti} + v' \sigma_{ts}) / \rho h \\ P_{II} = (M_{\max} + \rho B_n v \sigma_{ti}) / (\rho v + v' - d') \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_I = \Delta M / \rho h \\ P_{II} = M_{\max} / (\rho v + v' - d') \end{array} \right.$$

➤ section sous-critique

$$P_I = \Delta M / \rho h = 2.2542 / (0.48 \times 1.75) = 2.684 \text{ MN}$$

➤ section sur-critique

$$P_{II} = M_{\max} / (\rho v + v' - d') = 6.0613 / (0.48 \times 0.5748 + 1.1705 - 0.15) = 4.675 \text{ MN.}$$

$$\text{Avec } d' = 0.1h_{\text{poutre}} = 0.15 \text{ cm.}$$

Donc $P = \text{Max}(2.684, 4.675) = 4.675 \text{ MN}$. La section est sur-critique.

On estime les pertes de précontrainte à 32%, donc pour des câbles 12T15 on aura :

$$P \leq (1 - \Delta P) n \times P_0 \Rightarrow n \geq P / 0.68 P_0 = 4.675 / (0.68 \times 2.362) \\ \Rightarrow n \geq 2.91$$

On adoptera donc 3 câbles de 12T15.

Avant le coulage de l'hourdis général, les câbles de l'about doivent être tirés à 100%. Pour déterminer le nombre de câble à l'about on doit vérifier les contraintes sur les fibres supérieures et inférieures. La vérification est faite pour deux câbles.

On à:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = P/B_n + M_p \cdot e_0 \cdot V' / I_{GN} + M_m \cdot V' / I_{GN} \leq \sigma_{c\max} = 0.6 f_{cj} = 18 \text{ MPa.} \\ \sigma_t = P/B_n + M_p \cdot e_0 \cdot V / I_{GN} + M_m \cdot V / I_{GN} \geq \sigma_{t\max} = 0.7 f_{tj} = 1.68 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Avec:

- $P = 2 \times (P_0 - \Delta P_0) = 0.90 \times P_0 = 4.246 \text{ MN}$.
- $M_p = 190.71 \text{ t.m}$.
- $e_0 = -(V' - d') = -(0.82 - 0.15) = -0.67 \text{ m}$.
- $B_n = 0.6122 \text{ m}^2$.
- $I_{GN} = 0.1319 \text{ m}^4$.
- $V' = 0.82 \text{ m}$.
- $V = 0.68 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 2.99 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa.} \\ \sigma_t = 10.14 \text{ MPa} \geq 1.68 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

\Rightarrow Les deux inégalités sont vérifiées, donc on place bien deux câbles à l'about.

VI. 10.2. Le tracé des câbles

Le meilleur tracé c'est celui qui minimise le plus l'intensité des contraintes de cisaillements aux appuis.

VI. 10.2.1. Positionnement des câbles

La disposition des câbles est choisie comme suit, deux câbles en intrados et un câble en extrados. On dispose les deux câbles de la première famille de telle sorte que le centre de gravité des deux se rapproche du centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul (ou faible).

Pour la disposition des câbles à l'about on suit les conditions suivantes (d'après le document SETRA)

$$\left\{ \begin{array}{l} d \geq 16.5 \text{ cm;} \\ d' \geq 16.5 \text{ cm;} \\ a \geq 28 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$M_{/\Delta} \Rightarrow (P_1 + P_2) \times v' = P_2 (a+d) + P_1 \times d$$

$$\text{Avec : } P_1 = P_2 = P_0$$

$$\Rightarrow d = (2 \times v' - a) / 2 = (2 \times 82.1 - 50) / 2 = 57.1 \text{ cm.}$$

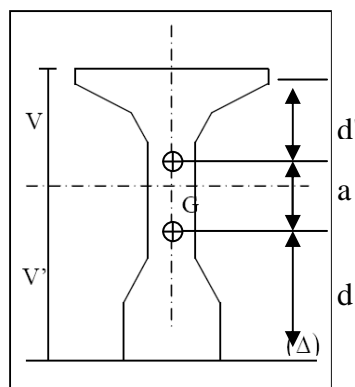
$$\Rightarrow d' = 150 - (50 + 51.1) = 42.9 \text{ cm.}$$

d et d' sont supérieures à 16.5 donc condition vérifier.

Pour des raisons constructives on adoptera dans notre cas

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 75.6 \text{ cm;} \\ d' = 24.4 \text{ cm;} \\ a = 50 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

À mi-travée la disposition se fait à un excentrement maximum.



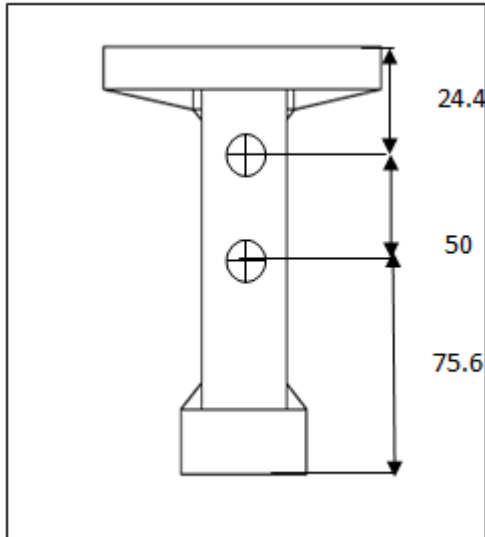


Fig. VII. 8. Disposition des câbles à l'about.

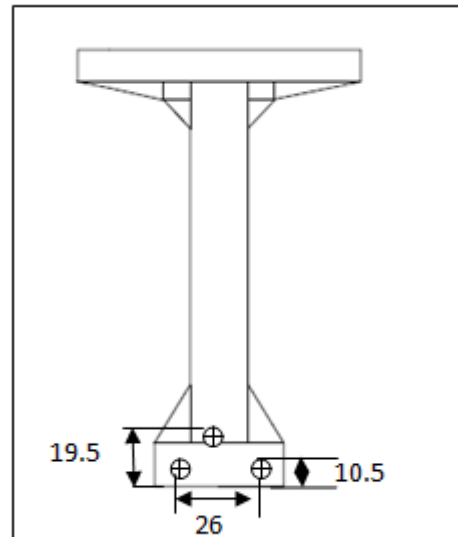


Fig. VII. 9. Disposition des câbles à mi-travée.

VI. 10.2.2. Angle de relevage

L'angle de relevage obéi a la loi suivante

$$\text{Arcsin} \{(V_M - \bar{V})/ P\} \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \{(V_m + \bar{V})/ P\}$$

Avec :

}	pour la poutre intermédiaire	}	$V_M = 0.8549 \text{ MN.}$
		}	$V_m = 0.458 \text{ MN}$
}	et pour la poutre de rive	}	$V_M = 0.6670 \text{ MN.}$
		}	$V_m = 0.5419 \text{ MN.}$

- $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n (0.8H) \Rightarrow$ effort tranchant limite que peut supporter la section d'about;
- $b_n = b_0 - n \times k \times \Phi = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ largeur nette de la section d'about ($b_0 = 0.34 \text{ m}$; $k = 0.5$ pour post tension avec injection de colis de ciment ; $n=1$ nombre des gaines par lit et $\Phi = 0.08 \text{ cm}$ diamètre de la gaine);
- $H = 1.75 \text{ m} \Rightarrow$ hauteur de la poutre plus hourdis;
- $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} (f_{tj} + 2/3 \times \sigma_x)} \Rightarrow$ contrainte tangentielle limite en ELS.

Avec :

$$f_{tj} = f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_x = P/B_n$$

$$P = n \times 0.68 \times P_0 = 2 \times 0.68 \times 2.362 = 3.212 \text{ MN.}$$

- Poutre intermédiaire

$$B_n = B_0 - 2\pi\Phi^2/4 = 9843.27 \text{ cm}^2 \quad (B_0 = 9\ 943.75 \text{ cm}^2; \Phi = 8 \text{ cm}). \Rightarrow \sigma_X = 3.262 \text{ MPa.}$$

Donc on a $\bar{\tau} = 2.294 \text{ MPa}$.

$$\bar{V} = 0.963 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow -1.93^\circ \leq \alpha \leq 26.26^\circ$$

- Poutre de rive

$$B_n = 9843.27 \text{ cm}^2 \quad (B_0 = 9\ 943.75 \text{ cm}^2). \Rightarrow \sigma_X = 3.262 \text{ MPa.}$$

Donc on a $\bar{\tau} = 2.294 \text{ MPa}$.

$$\bar{V} = 0.963 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow -5.28^\circ \leq \alpha \leq 27.94^\circ$$

Les limites de l'angle de relevage sont approximativement les mêmes pour les deux poutres; donc par commodité on adopte les mêmes angles pour toutes les poutres. Ils sont fixés $\alpha_1 = 10.39^\circ = 9.35^\circ$ et $\alpha_2 = 16.77^\circ = 15.1^\circ$.

Pour la deuxième famille de câble (en extradados), le document SETRA nous donne une approximation de l'angle de relevage de l'ordre de 20° . Dans notre cas l'angle est fixé à $\alpha_3 = 29.74^\circ = 26.77^\circ$.

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

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arcsin} [(V_M + V_m)/2P] = \begin{cases} 11.79^\circ \Rightarrow \text{poutre intermédiaire} \\ 10.85^\circ \Rightarrow \text{poutre de rive} \end{cases}$$

On adopte le même α_{opt} pour toutes les poutres $\Rightarrow \alpha_{\text{opt}} = 11.79^\circ$.

VI. 10.2.3. 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. (**Fig. VII. 3**)

Chaque câble est divisé en deux parties, une rectiligne et la deuxième parabolique. Cette dernière est régie par l'équation $\Rightarrow Y = a \times X^2$ (le repère à pour origine le point de jonction de la partie rectiligne et la partie parabolique).

On pose : $\begin{cases} L_c \Rightarrow \text{longueur de la partie courbe;} \\ L_r \Rightarrow \text{longueur de la partie rectiligne.} \end{cases}$

$$Y' = \tan(\alpha) = 2 \times a \times X; \text{ on pose } X = L_c \Rightarrow a = \tan(\alpha) / (2 \times L_c)$$

$$\text{Donc } Y_c = \{ \tan(\alpha) / (2 \times L_c) \} L_c^2 \Rightarrow L_c = (2 \times Y_c) / \tan(\alpha).$$

Pour le câble en extradoss habituellement il sort au voisinage du quart de la portée

$$\Rightarrow L_0 \leq 33.4/4 = 8.35 \text{ m. on le fixera pour notre étude à } L_0 = 4.2 \text{ m.}$$

Tab. VI. 3. Caractéristiques de chaque câble.

	$\alpha(^{\circ})$	$\tan(\alpha)$	Y_c (cm)	L_c (cm)	L_r (cm)	a (cm ⁻¹)
Câble n°= 1	9.35	0.165	60.6	734.5	935.5	1.123
Câble n°= 2	15.1	0.269	110.6	822.3	847.7	1.636
Câble n°= 3	26.77	0.504	135	535.7	714.3	4.704
Câble Moyen	11.79	0.209	68.77	658.1	1011.9	1.627

Tab. VI.4. Tracé des câbles.

Câble n°= 1		Câble n°= 2		Câble n°= 3		Câble moyen	
X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0	0	0	0	0	0	0	0
9.355	0	8.477	0	7.143	0	10.119	0
10.090	0.006	9.299	0.011	7.679	0.014	10.777	0.007
10.824	0.024	10.122	0.044	8.214	0.054	11.435	0.028
11.559	0.055	10.944	0.100	8.750	0.125	12.093	0.063
12.293	0.097	11.766	0.177	9.286	0.216	12.751	0.113
13.028	0.151	12.589	0.277	9.822	0.337	13.409	0.176
13.762	0.218	13.411	0.398	10.357	0.486	14.067	0.254
14.497	0.297	14.233	0.542	10.893	0.661	14.726	0.345
15.231	0.388	15.055	0.708	11.429	0.864	15.384	0.451
15.966	0.491	15.878	0.896	11.964	1.093	16.042	0.571
16.7	0.606	16.7	1.106	12.5	1.350	16.7	0.705

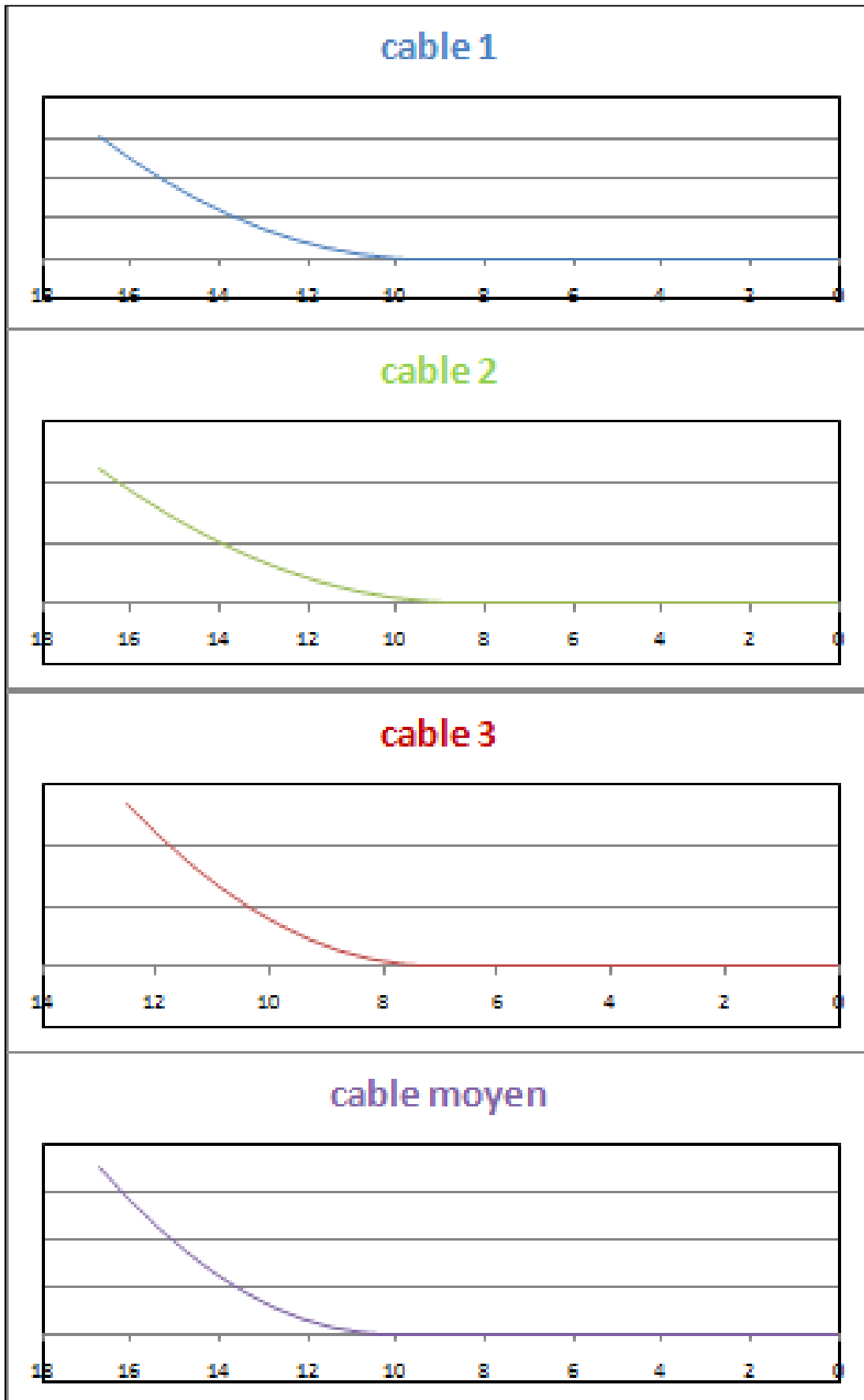


Fig. VI. 10. Tracé des câbles.

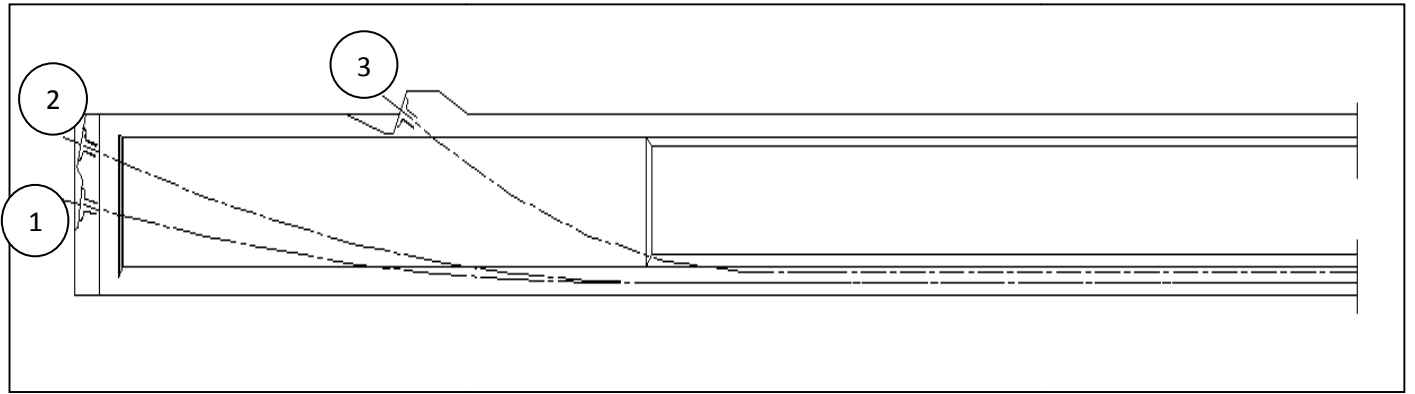


Fig. VI. 11. Allure des câbles.

VI. 11. Fuseau de passage

La notion de fuseau de passage est directement liée à la notion du noyau limite qui exprime la condition que doit respecter le centre de pression pour que les contraintes limites soient respectées dans une section particulière de la poutre. Ce domaine étendue à l'ensemble de la poutre est appelé fuseau limite [12].

Le noyau limite est compris entre :

$$\text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} - (\overline{\sigma}_M \times I) / P v' + C \\ (\overline{\sigma}_m \times I) / P v - C' \end{array} \right\} \leq e_c \leq \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} (\overline{\sigma}_M \times I) / P v - C' \\ - (\overline{\sigma}_m \times I) / P v' + C \end{array} \right\}$$

VI. 11.1. Fuseau limite des compressions

Il est défini par les bornes suivantes :

$$- (\overline{\sigma}_M \times I) / P v' + C \leq e_c \leq (\overline{\sigma}_M \times I) / P v - C'$$

On pose :

$$- a' \leq e_c \leq a$$

Avec :

$$e_c = e_p + M/P \quad \Rightarrow \quad M_{\min} \leq M \leq M_{\max}$$

$$\Rightarrow - a' - M_{\min}/P \leq e_p \leq a - M_{\max}/P$$

On à:

- $\overline{\sigma}_M = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$.

- Section a l'about

$$\left. \begin{array}{l}
 I = 0.2656232183 \text{ m}^4 \\
 v' = 1.1039 \text{ m} \\
 v = 0.646 \text{ m} \\
 \rho = 44\% \\
 C = \rho \times v = 0.28424 \text{ m} \\
 C' = \rho \times v' = 0.48572 \text{ m} \\
 P = 2 \times 0.68 \times 2.362 = 3.21232 \text{ MN} \\
 M = 0
 \end{array} \right\} \Rightarrow -1.2887 \leq e_p \leq 2.202$$

- Section médiane

$$\left. \begin{array}{l}
 I = 0.2297621261 \text{ m}^4 \\
 v' = 1.1705 \text{ m} \\
 v = 0.5795 \text{ m} \\
 \rho = 48\% \\
 C = \rho \times v = 0.2782 \text{ m} \\
 C' = \rho \times v' = 0.56184 \text{ m} \\
 P = 3 \times 0.68 \times 2.362 = 4.81848 \text{ MN} \\
 M_{\max} = 6.0619 \text{ MN.m} \\
 M_{\min} = 3.8071 \text{ MN.m}
 \end{array} \right\} \Rightarrow -1.367 \leq e_p \leq 1.166$$

VI. 11.2. Fuseau limite des tractions

Il est défini par les bornes suivantes :

$$(\overline{\sigma}_m \times I) / Pv - C' \leq e_c \leq -(\overline{\sigma}_m \times I) / Pv' + C$$

On pose :

$$-a' \leq e_c \leq a$$

Avec:

$$e_c = e_p + M/P \quad \Rightarrow \quad M_{\min} \leq M \leq M_{\max}$$

$$\Rightarrow -a' - M_{\min}/P \leq e_p \leq a - M_{\max}/P$$

On à:

- $\overline{\sigma}_m = 0 \Rightarrow -C' - M_{\min}/P \leq e_p \leq C - M_{\max}/P$

- Section a l'about

$$\begin{array}{l}
 I = 0.2656232183 \text{ m}^4 \\
 v' = 1.1039 \text{ m} \\
 v = 0.646 \text{ m} \\
 \rho = 44\% \\
 C = \rho \times v = 0.28424 \text{ m} \\
 C' = \rho \times v' = 0.48572 \text{ m} \\
 P = 2 \times 0.68 \times 2.362 = 3.21232 \text{ MN} \\
 M = 0
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} I \\ v' \\ v \\ \rho \\ C \\ C' \\ P \\ M \end{array}} \right\} \Rightarrow -0.48572 \leq e_p \leq 0.28424$$

- Section médiane

$$\begin{array}{l}
 I = 0.0.2297621261 \text{ m}^4 \\
 v' = 1.1705 \text{ m} \\
 v = 0.5795 \text{ m} \\
 \rho = 48\% \\
 C = \rho \times v = 0.2782 \text{ m} \\
 C' = \rho \times v' = 0.56184 \text{ m} \\
 P = 3 \times 0.68 \times 2.362 = 4.81848 \text{ MN} \\
 M_{\max} = 6.0619 \text{ MN.m} \\
 M_{\min} = 3.8071 \text{ MN.m}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} I \\ v' \\ v \\ \rho \\ C \\ C' \\ P \\ M_{\max} \\ M_{\min} \end{array}} \right\} \Rightarrow -1.276 \leq e_p \leq -0.979$$

Donc le fuseau de passage aura les valeurs suivantes

- Section médiane $\Rightarrow -1.276 \leq e_p \leq -0.979$
- Section d'about $\Rightarrow -0.48572 \leq e_p \leq 0.28424$

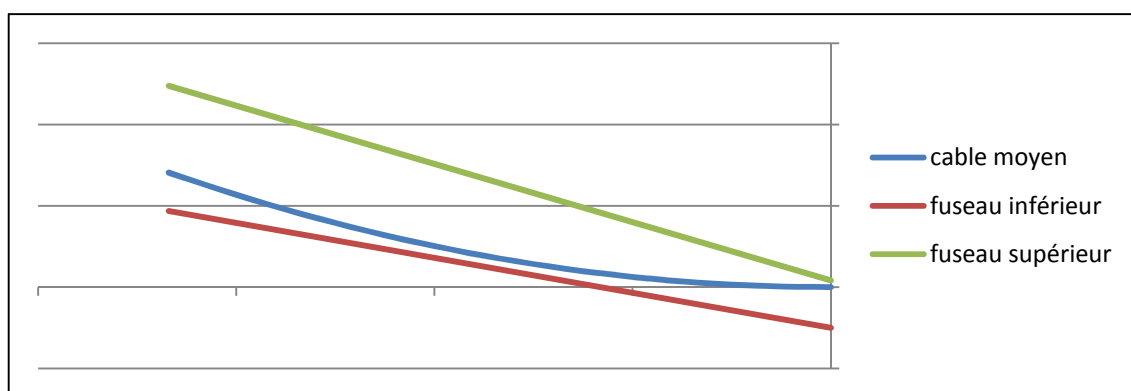


Fig. VI. 12. Fuseau de passage.

En conclusion : la frontière inférieure est en dehors de la géométrie de la poutre. On prendra donc en compte les limites de la géométrie adoptée.

VI. 12. Calcul des pertes de la précontrainte

Les contraintes de la précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont dénommées pertes de précontrainte. On les classe en deux familles [4]:

➤ Les pertes instantanées

Se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte, et qui résultent de la technologie ou des propriétés des matériaux. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre.

➤ Les pertes différées

Se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

VI. 12.1. Pertes instantanées

VI. 12.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

$$\sigma_{po}(x) = \sigma_{po} e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

- σ_{po} => la tension à l'origine;
- f => coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}); on prend $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$;
- α => la déviation angulaire totale du câble sur la distance x (rd);
- φ => coefficient de frottement en ligne (m^{-1}); on prend $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- x => la distance de la section considérée (m).

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = \sigma_{po} - \sigma_{po}(x) = \sigma_{po} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

Si l'exposant est faible, nous pouvons admettre la relation suivante :

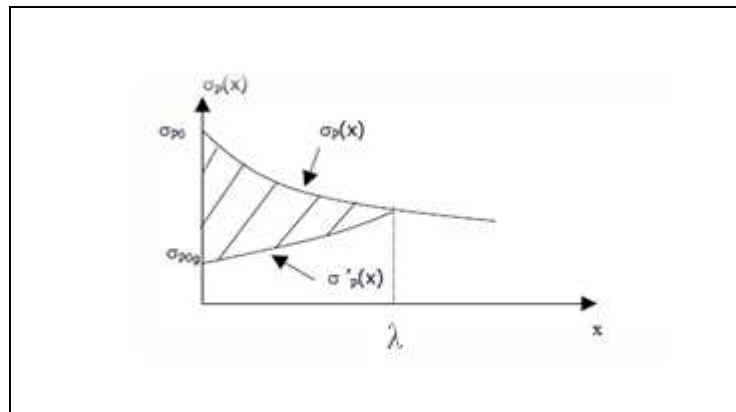
$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) \cong \sigma_{po} (f\alpha + \varphi x)$$

Tab. VI. 5. Pertes dues au frottement du câble.

Section (m)	câble	x(m)	α (rd)	$f\alpha + \phi x$	σ_{po} (MPa)	$\Delta\sigma_{frot}(x)$ (MPa)
0.00	1 ^{ère} famille	0.00	0.21	0.0378	2832	107.05
	2 ^{ème} famille	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 ^{ère} famille	4.20	0.21	0.0462	2832	130.84
	2 ^{ème} famille	0.00	0.46	0.0828	1416	117.24
8.35	1 ^{ère} famille	8.35	0.21	0.0545	2832	154.34
	2 ^{ème} famille	4.15	0.46	0.0911	1416	129.00
16.70	1 ^{ère} famille	16.70	0.21	0.0712	2832	201.64
	2 ^{ème} famille	12.50	0.46	0.1078	1416	152.64

VI. 12.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, appelée « perte par recul d'ancrage ». Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « λ ».

**Fig. VI. 13. Pertes par recul d'ancrage.**

La tension sous vérin vaut σ_0 et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage σ_2 ; le glissement à l'ancrage se répercute jusqu'à l'abscisse λ de tension σ_3 .

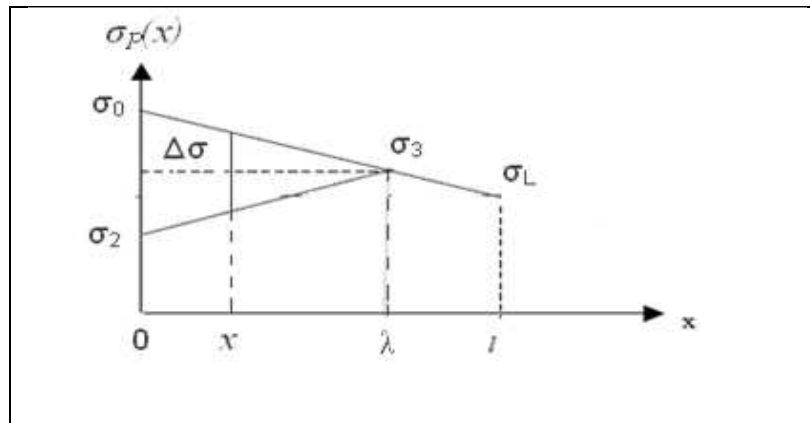


Fig. VI. 14. Principe de la Pertes par recul d'ancrage.

$$\sigma(x) = \sigma_0 (1 - f\alpha + \varphi x)$$

La symétrie des pentes des droites entraîne

$$\sigma_0 - \sigma_2 = 2(\sigma_0 - \sigma_3) = 2 \cdot \Psi \cdot \lambda \cdot \sigma_0$$

Avec : $\Psi = f(\alpha / l) + \varphi$

A l'abscisse x nous avons :

$$\Delta\sigma = (\sigma_0 - \sigma_2) \frac{\lambda - x}{\lambda} = 2\sigma_0 \Psi (\lambda - x)$$

Le glissement à l'ancrage «g », qui dépend du type d'ancrage. Pour notre cas on prend $g = 6 \text{ mm}$.

D'où la longueur d'influence du glissement g

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \Psi}}$$

Tab. VI. 6. Pertes dues au recul d'ancrage.

Section	Câble	α (rd)	$\Psi \cdot 10^{-3}$	λ (m)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (MPa)
0.00	1 ^{ere} famille	0.21	4.26	5.75	139.00
	2 ^{eme} famille	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 ^{ere} famille	0.21	4.26	5.75	37.57
	2 ^{eme} famille	0.46	8.62	5.72	139.78
8.35	1 ^{ere} famille	0.21	4.26	5.75	0.00
	2 ^{eme} famille	0.46	8.62	5.72	38.42
16.70	1 ^{ere} famille	0.21	4.26	5.75	0.00
	2 ^{eme} famille	0.46	8.62	5.72	0.00

VI. 12.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané 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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

$$E_p = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 35\,981.73 \text{ MPa.}$$

$$E_{i14} = 33\,794.24 \text{ MPa.}$$

Tab. VI. 7. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Section (m)	câble	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (MPa)
0.00	1 ^{ère} famille	7.04	20.80
	2 ^{ème} famille	0.00	0.00
4.20	1 ^{ère} famille	11.94	35.21
	2 ^{ème} famille	21.64	60.16
8.35	1 ^{ère} famille	19.30	56.95
	2 ^{ème} famille	23.56	65.51
16.70	1 ^{ère} famille	16.22	47.86
	2 ^{ème} famille	22.76	63.29

VI. 12.1.4. Pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{\text{frot}} + \Delta\sigma_{\text{recul}} + \Delta\sigma_{\text{racc}}$$

Tab. VI. 8. Pertes instantanées totales.

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{IT}}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{\text{IT}}$
0.00	1 ^{ère} famille	107.05	139.00	20.80	266.85	9.42
	2 ^{ème} famille	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 ^{ère} famille	130.84	37.57	35.21	203.62	7.19
	2 ^{ème} famille	117.24	139.78	60.16	317.18	7.47
8.35	1 ^{ère} famille	154.34	0.00	56.95	211.30	7.46
	2 ^{ème} famille	129.00	38.42	65.51	232.93	5.48
16.70	1 ^{ère} famille	201.64	0.00	47.86	249.50	8.81
	2 ^{ème} famille	152.64	0.00	63.30	215.94	5.08

VI. 12.2. Pertes différées

Elles résultent des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs. Elles se produisent simultanément et pendant un certain temps de la vie des ouvrages.

- Perte due au retrait du béton;
- Perte due au fluage du béton;
- Perte due à la relaxation des aciers.

VI. 12.2.1. Pertes due au retrait du béton

L'expression de la relation qui nous permet de calculer les pertes dues au retrait du béton est :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Pour calculer la perte à un temps (t) l'expression devient :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)]$$

On a :

- $E_p = 2 \times 10^5$ MPa => module d'élasticité;
- $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ => retrait total du béton (région tempérée);
- $r(t) = \frac{t}{t+9} \frac{1}{r_m}$ => la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, ou
- $r_m = B/u$ (cm) => le rayon moyen de la pièce (B section de la pièce et u sont périmètre).
- t => évalué en jours.
- t_0 => l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

On néglige $r(t_0)$ devant 1 => $\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$ => **$\Delta\sigma_r = 40$ MPa.**

VI. 12.2.2. Pertes due à la relaxation des aciers

La perte de tension due à la relaxation des aciers est régie par la relation suivante

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

Avec :

- $\rho_{1000} = 2.5\%$ => coefficient de relaxation à 1000 h;
- $f_{prg} = 1583$ MPa => contrainte limite garantie à la rupture;

- μ_0 étant un coefficient pris égal à :

}	0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
}	0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).
}	0,35 pour les autres armatures.

Pour notre cas $\mu_0 = 0.43$.

- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{IT}$

Tab. VI. 9. Pertes due à la relaxation des aciers.

Section (m)	Câble	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
0.00	1 ^{ere} famille	2565.18	146.30
	2 ^{eme} famille	0.00	0.00
4.20	1 ^{ere} famille	2628.38	157.78
	2 ^{eme} famille	3930.81	234.50
8.35	1 ^{ere} famille	2620.70	156.36
	2 ^{eme} famille	4015.07	250.21
16.70	1 ^{ere} famille	2582.50	149.41
	2 ^{eme} famille	4032.07	253.44

VI. 12.2.3. Pertes due au fluage du béton

La perte de tension due au fluage est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M)E_P/E_{ij}$$

Dont :

- σ_b contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen

$$\sigma_b(x) = M_g \times e_p / I_G + n \times A_P (\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_d(x)) / B [1 + B \times e_p^2 / I_G]$$

- σ_M contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble

$$\sigma_M(x) = M_g \times e_p / I_G + n \times A_P (\sigma_{Pi} / B [1 + B \times e_p^2 / I_G])$$

Lorsque $\sigma_M \leq 1.5 \sigma_b$ le BPEL permet l'utilisation de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times E_P / E_{ij}$$

Tab. VI. 10. Pertes due à la relaxation des aciers.

Section (m)	Câble	σ_m (MPa)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
0.00	1 ^{ère} famille	6.99	6.55	97.58
	2 ^{ème} famille	0.00	0.00	0.00
4.20	1 ^{ère} famille	11.74	10.76	160.40
	2 ^{ème} famille	21.38	19.64	273.02
8.35	1 ^{ère} famille	18.72	16.95	252.58
	2 ^{ème} famille	22.99	18.64	259.04
16.70	1 ^{ère} famille	15.73	14.02	208.95
	2 ^{ème} famille	22.15	17.70	246.01

VI. 12.2.4. Pertes différées totales

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

Tab. VI. 11. Pertes différées totales.

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{DT}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{DT}$
0.00	1 ^{ère} famille	40	146.30	97.58	259.50	9.16
	2 ^{ème} famille	40	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 ^{ère} famille	40	157.78	160.40	331.88	11.72
	2 ^{ème} famille	40	234.50	273.02	508.43	11.97
8.35	1 ^{ère} famille	40	156.36	252.58	422.89	14.93
	2 ^{ème} famille	40	250.21	259.04	507.55	11.95
16.70	1 ^{ère} famille	40	149.41	208.95	373.46	13.19
	2 ^{ème} famille	40	253.44	246.01	497.21	11.70

Pour calculer les pertes différées totale à un temps (t), on pourra utiliser la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{d(t)} = r(t) \Delta\sigma_d$$

Avec :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m}$$

$$r_m = B/u = 0.454195 / 4.2913 = 0.11 \Rightarrow r(t) = \frac{t}{t+0.99} \Rightarrow \Delta\sigma_{d(t)} = \frac{t}{t+0.99} \Delta\sigma_d$$

VI. 12.3. Pertes totales

On à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pi} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{IT} \\ \sigma_{ef} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{DT} \Rightarrow \text{contrainte effective.} \end{array} \right.$$

Tab.VI. 12. Pertes totales.

Section (m)	Câble	$\Delta\sigma_{IT}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{DT}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{ef}$ (MPa)	$\Delta\sigma_T$ (MPa)	% $\Delta\sigma_T$
0.00	1 ^{ere} famille	266.85	2565.18	259.50	2305.68	526.35	18.58
	2 ^{eme} famille	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.20	1 ^{ere} famille	203.62	2628.38	331.88	2296.50	535.50	18.91
	2 ^{eme} famille	317.18	3930.81	508.43	3422.38	825.62	19.44
8.35	1 ^{ere} famille	211.30	2620.70	422.89	2197.82	634.18	22.39
	2 ^{eme} famille	232.93	4015.07	507.55	3507.52	740.48	17.43
16.70	1 ^{ere} famille	249.50	2582.50	373.46	2209.04	622.96	22.00
	2 ^{eme} famille	215.94	4032.07	497.21	3534.86	713.14	16.79

Remarque

Les pertes maximum sont observées au niveau de la section d'abscisse 8.35 m, qui se trouve être inférieure à l'estimation de départ (22.39 % < 32%); alors le nombre de câble est donc vérifié.

VI. 13. Justifications aux E.L.S

VI. 13.1. Vérification des contraintes normales

VI. 13.1.1. Détermination des contraintes admissibles

La vérification se fait à la classe 1, selon le règlement **B.P.E.L 91 révisé 99**.

➤ Contraintes admissibles en service

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{CS} = 0.6 F_{C28} = 21 \text{ MPa.} \\ \sigma_{ti} = 0. \end{array} \right\} \text{ Sous combinaison rare (G+D}_{240}\text{).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{Ci} = 0.5 F_{C28} = 17.5 \text{ MPa.} \\ \sigma_{ts} = 0. \end{array} \right\} \text{ Sous combinaison permanente (G).}$$

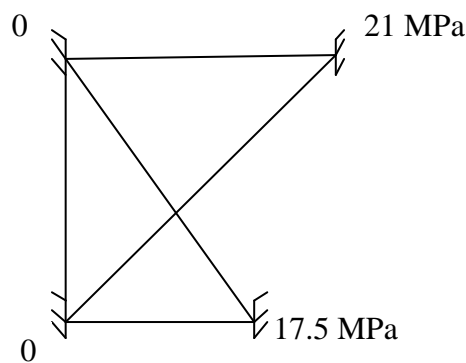


Fig. VI. 15. Diagramme des contraintes admissibles en service.

➤ Contraintes admissibles en construction

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 0.6 f_{cj}. \\ \sigma_t = 0.7 f_{tj}. \end{array} \right.$$

VI. 13.1.2 La vérification

La précontrainte est représentée à un instant 't' par deux valeurs caractéristiques :

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

P_0 : représentant la précontrainte « à l'origine ».

$\Delta P(x, t)$: la perte de précontrainte au point d'abscisse (x), à l'instant (t).

Pour les phases 1 et 2, la force de précontrainte qui donne P effet le plus défavorable est P_1 , mais pour la phase d'exploitation (phase 3), c'est la force P_2 .

➤ Etat à vide

$$\sigma_c = P/B_n - M_p \cdot V' / I_{GN} - M_m \cdot V' / I_{GN} \leq \sigma_{c \max} .$$

$$\sigma_t = P/B_n + M_p \cdot V / I_{GN} + M_m \cdot V / I_{GN} \geq \sigma_{t \max} .$$

➤ Etat en charge

$$\sigma_t = P/B_n - M_p \cdot V' / I_{GN} - M_M \cdot V' / I_{GN} \geq \sigma_{t \max}$$

$$\sigma_c = P/B_n + M_p \cdot V / I_{GN} + M_M \cdot V / I_{GN} \leq \sigma_{c \max}$$

Telle que :

- $\sigma_{c,t}$: la contrainte de compression (σ_c) ou la contrainte de traction (σ_t) ;
- M_p : moment dû à la précontrainte ($M_p = F \times$ le nombre de câbles $\times e$);
- P : effort de la précontrainte (P_1 ou P_2);
- M_m : moment dû aux charges permanentes;
- M_M : moment dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation;
- $\sigma_{c,t \max}$: contrainte admissible (compression ou traction);
- B_n : la section nette;
- I_{GN} : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section.

La vérification se fait selon les phases suivantes :

➤ Phase 1

- les câbles 1 et 2 doivent être tendus à 50 % au 7^{ième} jours.
- Les pertes considérées sont de 10 %.
- $F_{C7} = 23$ MPa.
- $\sigma_{c \max} = 0,6 F_{CJ} = 13,8$ MPa.
- $\sigma_{t \max} = 0,7 F_{tJ} = 1,38$ MPa.

Après cette phase la poutre pourra être déplacée du banc de coffrage.

➤ Phase 2

- les câbles 1 et 2 doivent être tendus à 100 % aux 14^{ième} jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- $F_{C14} = 30$ MPa.
- $\sigma_{C \max} = 0,6 F_{CJ} = 18$ MPa.
- $\sigma_{t \max} = 0,7 F_{tJ} = 1,68$ MPa.

Après cette phase la poutre pourra être déplacée sur l'aire de stockage.

➤ Phase 3

Le câble 3 relevé doit être tiré après bétonnage de l'hourdis, et une fois le béton de la dalle ayant atteint une résistance de 25 MPa.

- La mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 32 %.
- $F_{C28} = 35$ MPa.
- $\sigma_{C \max} = 0,6 F_{CJ} = 21$ MPa. (Cas d'une combinaison rare)
- $\sigma_{C \max} = 0,5 F_{CJ} = 17,5$ MPa. (Cas d'une combinaison permanente)
- $\sigma_{t \max} = 0$.

Dans cette phase la vérification des contraintes se fait pour la poutre centrale et la poutre de rive.

Tab. VI. 13. Vérification des contraintes normales.

			Contraintes (MPa)		Contraintes admissibles (MPa)	Vérification
Phase 1			Compression	1.07	13.8	OK
			Traction	7.52	1.38	OK
Phase 2			Compression	13.16	18	OK
			traction	4.43	1.68	OK
Phase 3	Poutre centrale	A vide	Compression	11.78	17.5	OK
			Traction	3.33	0	OK
		En charge	Compression	10.4	21	OK
			Traction	0.29	0	OK
	Poutre de rive	A vide	Compression	10.95	17.5	OK
			Traction	3.74	0	OK
		En charge	Compression	8.07	21	OK
			traction	2.19	0	OK

VI. 13.2. Ferrailage passif longitudinal

Dans les ouvrages précontraints deux types d'armatures sont à prévoir :

- Armatures de peau ;
- Armatures dans les zones tendues.

VI. 13.2.1. Armatures de peau

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques.

la section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre [12].

$$A_{Pmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur de parement.} \\ 0.1\% B \text{ (Section du béton).} \end{array} \right.$$

$$A_{Pmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times (0.47 \times 1.5) \times 2 = 11.82 \text{ cm}^2. \\ 0.001 \times 4541 = 4.54 \text{ cm}^2. \end{array} \right. \Rightarrow A_{Pmin} = 11.82 \text{ cm}^2.$$

VI. 13.2.2. Armatures dans la zone tendue

Dans notre cas La vérification se fait en classe 1, donc il n'y a pas lieu de disposer des armatures longitudinales dans la zone tendue.

VI. 13.3. Vérification des contraintes tangentielles

Cette justification a pour but de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue en phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales) [12].

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_G \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_G + \sigma_t) \right) \\ \tau^2 - \sigma_G \cdot \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_G - \sigma_t) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_G + \sigma_t) \right) \end{array} \right. \quad (1)$$

Avec :

- σ_x : Contrainte normale longitudinale ;
- τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement ;
- σ_t : Contrainte normale transversale (Celle-ci n'existe que lorsqu'est présentée une précontrainte transversale).

Si $\sigma_x < 0$, les deux conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

Pour notre cas, $\sigma_t = 0$ alors (1) devient :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_G \right) \\ \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_G) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_G \right) \end{array} \right. \quad (2)$$

σ_x au niveau du centre de gravité « G » est strictement positive, donc nous appliquons le système (2).

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times V$$

σ_s et σ_i sont les contraintes de la fibre supérieure et la fibre inférieure.

VI. 13.3.1. Contrainte de cisaillement

Elle est la conséquence de la présence d'un effort tranchant et 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 :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{rd} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n(y)}$$

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 ;
- $b_n(y)$: Largeur nette de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m.k.\varnothing = 36-4 = 32\text{cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} m: \text{nombre de gaines par lit ;} \\ k = 0.5, \text{ dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment;} \\ \varnothing = 8 \text{ cm, diamètre de la gaine.} \end{array} \right.$$

- I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe Gz.

$$\text{Approximativement : } S(y) = \frac{I_G}{0.8 \times h}$$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{rd}}{b_n \cdot 0.8 \cdot h}$$

$$\text{Tel que } V_{rd} = V - p_i \cdot \sin \alpha$$

Tab. VI. 14. Vérification des contraintes tangentielles.

			V_{rd} (MN)	σ_G (MPa)	τ_v (MPa)	Vérification	
						1 ^{ère} condition	2 ^{ème} condition
Phase 1			-0,20	7,77	-0,53	OK	OK
Phase 2			-0,55	2,90	-1,43	OK	OK
Phase 3	Poutre centrale	A vide	-1,04	6,96	-2,33	OK	OK
		En charge	-0,81	6,71	-1,80	OK	OK
	Poutre de rive	A vide	-1,04	10,60	-2,33	OK	OK
		En charge	-0,86	5,20	-1,93	OK	OK

VI. 14. Justifications aux E.L.U

VI. 14.1. Vérification des contraintes normales

Les sollicitations normales sont celle liées aux efforts normaux et aux moments fléchissant.

Ces vérifications consistent à s'assurer que les sollicitations de calcul sont intérieures à un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes. Les règles de calcul sont basées sur plusieurs hypothèses énoncées dans le paragraphe suivant [4].

VI. 14.1.1. Hypothèses fondamentales de calcul

- La résistance en traction du béton est négligée;
- Le béton et l'acier ne subissent aucun glissement relatif;
- Les sections droites restent planes;
- Le diagramme des déformations doit respecter la règle des 3 pivots;
- Le comportement du béton est défini par le diagramme parabole-rectangle.

VI. 14.1.2. Principe de la méthode de justification

Compte tenu de la résistance des matériaux qui constituent l'ouvrage, il est possible de définir pour la section droite considérée, un domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface, en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment - effort normal. La méthode consiste à se fixer $n - 1$ des n paramètres dont dépend la sollicitation en les prenant égaux à ceux de la sollicitation de calcul S_u et à comparer le n^e paramètre de S_u avec celui des deux points correspondants de la frontière [13].

Ainsi, s'est-on fixé $N = N_u$. La justification consiste à s'assurer que

$$\overline{M_{u\min}} \leq M_u \leq \overline{M_{u\max}}$$

En général, pour une sollicitation de calcul donnée, il suffit de vérifier l'une des inégalités, l'autre se trouvant d'évidence satisfaite.

L'ensemble des sollicitations constantes ultimes $\overline{S_u}(\overline{M_{u\max}}, \overline{M_{u\min}})$ définit une courbe fermée dite **courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant**. (Fig. VI. 16)

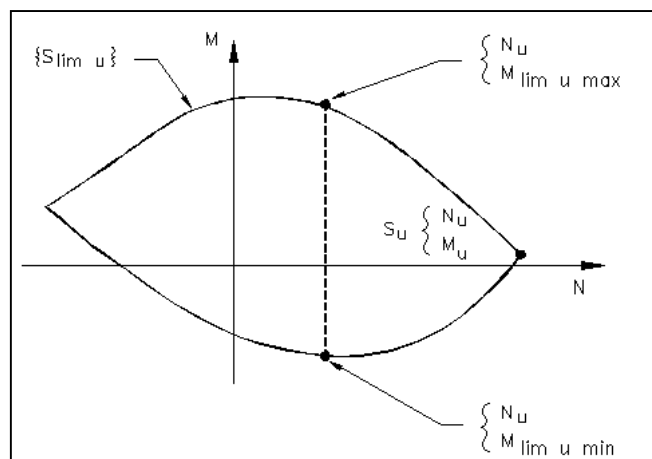


Fig. VI. 16. Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

VI. 14.1.3. Equations utilisées

➤ Equations d'équilibre

A E.L.U, on peut, au niveau de la section considérée, traduire l'équilibre par :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_U = B_C \times \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \times \Delta \sigma_p - A_s \times \sigma_s \\ \overline{M_{umax}} = B_C \times \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \times Z + A_s \times (d_s - d_p) \times \sigma_s \end{array} \right. \quad (1)$$

Avec :

- $N_U \Rightarrow$ effort normal sollicitant;
- $\overline{M_{umax}} \Rightarrow$ moment résistant ultime;
- $A_p \times \Delta \sigma_p \Rightarrow$ surtension de précontrainte ;
- $A_s \times \sigma_s \Rightarrow$ tension des armatures passives ;
- $Z \Rightarrow$ bras de levier du moment de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

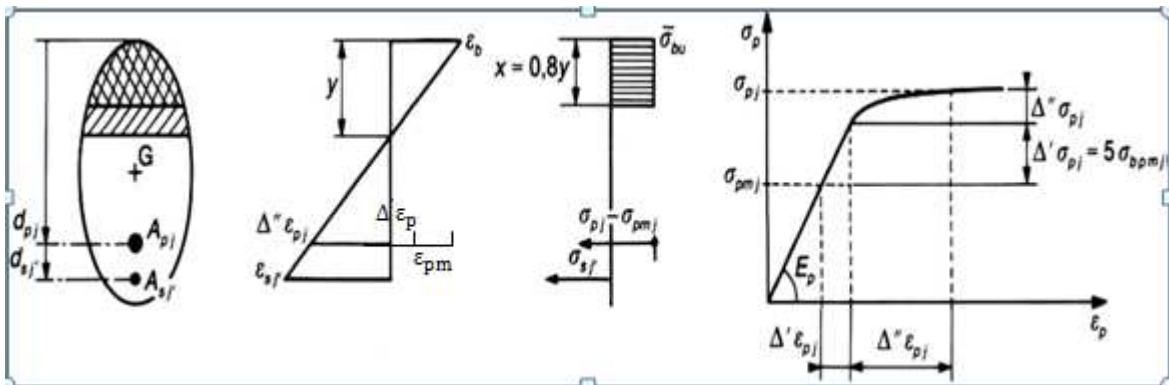


Fig. VI. 17. Diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes.

➤ Equations liées à l'hypothèse de la section plane

A partir des considérations sur la similitude des triangles, dans le diagramme des déformations, on peut écrire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \times d_p}{x} - 1 \\ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \times d_p}{x} - 1 \\ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (4)$$

➤ Equation traduisant le comportement de l'acier

- Les armatures passives $\Rightarrow \sigma_s = g(\varepsilon_s)$ (5)

- Les armatures actives $\Rightarrow \Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm})$ (6)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} \\ \Delta'\varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} \end{array} \right. \quad \text{Où} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pm} = P_m / A_p \\ \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{\min}) \cdot \frac{e_p}{I} \end{array} \right.$$

L'état ultime peut être atteint sur le béton ou sur l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\% \\ \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} \Rightarrow \text{suivant le type de sollicitation, sa valeur est entre } 2\% \text{ et } 3.5\% \end{array} \right. \quad (7)$$

Donc nous avons un système de 7 équations pour 7 inconnus à résoudre. La résolution se fait par approximations successives à partir d'un diagramme de déformation choisi.

➤ Application au projet

Le diagramme de déformation choisi c'est celui passant par les pivots A et B, ce qui impose

$$\Rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\% \quad \text{et} \quad \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3.5\%$$

On calcule N_{U1} à partir de (1), et on le compare avec N_U :

- Si $N_{U1} = N_U \Rightarrow$ on calcule directement M_U ;
- Si $N_{U1} > N_U \Rightarrow$ cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation devra pivoter autour du pivot A c'est à dire faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_b ;
- Si $N_{U1} < N_U \Rightarrow$ on fait une nouvelle itération mais en pivotant autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{U1} = N_U$.

On à :

$$A_p = 5004 \text{ mm}^2; A_s = 1256 \text{ mm}^2; d_p = 160 \text{ cm}; d_s = 172 \text{ cm}; h = 175 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p = (1416 - 351.25) \times 3 \times 1668 = 5328.21 \text{ KN} = 5.328 \text{ MN}.$$

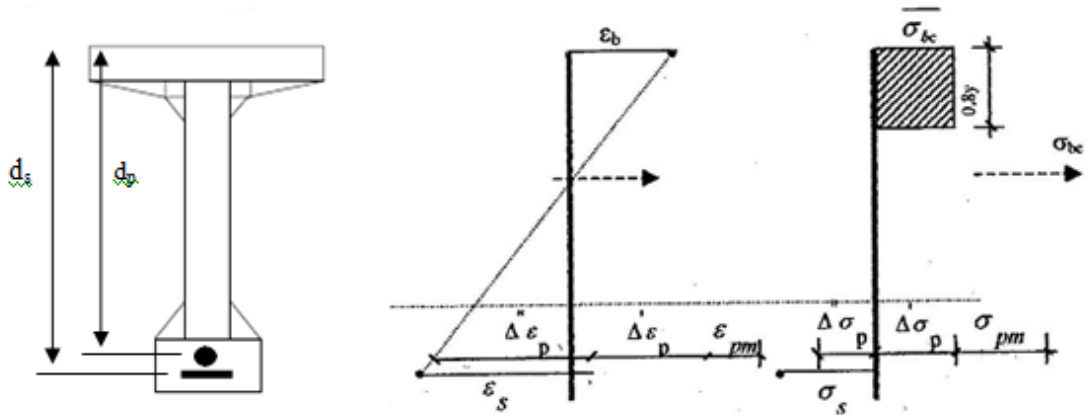


Fig. VI. 18. Equation d'équilibre

D'après les équations (1) et (2) on aura :

(1) $\Rightarrow N_{U1} = 19.83 \times B_C - 5004 \times \Delta\sigma_p - 1256 \sigma_s$

(2) $\Rightarrow \bar{M}_{Umax} = 19.83 \times B_C \times Z + 18212 \sigma_s$

Et des équations (3) et (4) on aura

(4) $\Rightarrow \frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{1.72-y}{y} = \frac{1.376}{x} - 1 \Rightarrow y = 1.72 / 1.35 = 0.45 \text{ m.} \Rightarrow 0.8 y = 0.36 \text{ m.}$

(3) $\Rightarrow \frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{1.60-y}{y} = \frac{1.26}{x} - 1 \Rightarrow \Delta''\epsilon_p = 8.94 \text{ ‰.}$

Pour les aciers passifs nous avons les deux inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.74 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \\ \epsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.74 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right. \quad \text{(Fig. II.3)}$$

Comme $\epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa.}$

Les paramètres de l'équation (6) sont déterminés à partir des inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_p < 0.9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_s} = 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \epsilon_p \\ \epsilon_p \geq 0.9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_s} = 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p \text{ sera calculée par approximations successives.} \end{array} \right. \quad \text{(Fig. II.4)}$$

On à:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pm} = P_m / A_p = 5328.21 / 5004 = 1064.8 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{min}) \cdot \frac{e_p}{I} = 7.104 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

\Rightarrow

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 5.32 \text{ ‰} \\ \Delta' \varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0.178 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

=>

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{pm} < 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = 1064 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p = 14.44 \text{ ‰} \geq 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = 1135.84 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_p = 1135.84 - 1064 = 71.84 \text{ MPa}.$$

On a :

$$B_C = 0.8 \times y \times b = 0.36 \times 1.03 = 0.371 \text{ m}^2.$$

De (1) nous aurons :

$$N_{U1} = 19.83 \times 0.371 - 5004 \times 71.84 - 1256 \times 347.83 = 6560.57 \text{ KN} = 6.56 \text{ MN}.$$

Donc :

$N_{U1} > N_U \Rightarrow$ la section du béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation devra pivoter autour du pivot A. le pivotement n'entraîne pas de modification significative de la valeur de $\Delta'' \varepsilon_p$ donc $\Delta'' \sigma_p$; nous calculerons donc N_{U1} de manière à avoisiner le plus possible la valeur de N_U en diminuant ε_b .

$$\begin{aligned} \Rightarrow N_U &= 19.83 \times B_C - 5004 \times \Delta \sigma_p - 1256 \times \sigma_s \\ \Rightarrow B_C &= \frac{1}{19.83} \times [N_U + 5004 \times \Delta \sigma_p + 1256 \times \sigma_s] \\ \Rightarrow B_C &= 0.31 \text{ m}^2. \\ \Rightarrow y &= 0.38 \text{ m}. \end{aligned}$$

Nous aurons donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_b = 2.83 \text{ ‰} \\ \Delta'' \varepsilon_p = 9.08 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p &= 14.58 \text{ ‰} \geq 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = 1136.4 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \Delta \sigma_p &= 1136.4 - 1064 = 72.4 \text{ MPa} \\ \Rightarrow N_{U1} &= 5.348 \text{ MN} \\ \Rightarrow N_{U1} &\approx N_U \end{aligned}$$

On estime ainsi avoir atteint le diagramme de déformation ultime.

Pour finir on calcul $\overline{M_{umax}}$ à partir de l'équation (2)

$$\Rightarrow \overline{M_{\max}} = 19.83 \times 0.31 \times (1.6 - 0.4 \times 0.38) + 18212 \times 347.83$$

$$\Rightarrow \overline{M_{\max}} = 15.236 \text{ MN.m.}$$

Donc :

$$M_{\max} = 8.184 \text{ MN.m} < \overline{M_{\max}} = 15.236 \text{ MN.m.} \Rightarrow \text{La résistance est assurée.}$$

VI. 14.2. Vérification des contraintes tangentielles

L'hypothèse qui régie les justifications à E.L.U, est la formation d'un treillis après fissuration du béton (treillis de MORSCH). Les vérifications à effectuer sont [4]:

- vérification de non rupture des armatures transversales en traction;
- vérification à la compression des bielles de béton.

VI. 14.2.1. Minimum d'armatures transversales

Il existe deux types d'armatures transversales, dans tout les cas des armatures passives, et plus rarement, des armatures actives.

Les calculs seront effectués par rapport à la section d'about, là où l'effort tranchant est le plus important.

Pour les armatures passives, elles sont caractérisées par leur section (A_t) et leur espacement (S_t). Avec:

$$S_t < \min (1 \text{ m}; 0,8h; 3.b_0) = \min (1 \text{ m}; 0,8 \times 1.5; 3 \times 0.36)$$

$$S_t < \min (1 \text{ m}; 1.2; 1.08) \Rightarrow S_t < 1 \text{ m.}$$

Le minimum d'armatures transversales placé dans l'âme de la poutre, de sorte à éviter les ruptures, est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0.6 \times 0.32 \times 1.15}{400} = 5.52 \times 10^{-4} = 5.52 \text{ cm}^2/\text{ml.} (*)$$

Ce minimum est à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible. Nous optons pour deux cadres **Ø12**; $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$.

$$(*) \Rightarrow S_t \leq A_t / 5.52 \Rightarrow S_t \leq 0.41 \text{ cm.}$$

Nous optons pour : $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la section d'about; et $S_t = 35 \text{ cm}$ pour la section médiane.

VI. 14.2.2. Justification des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{\text{red.u}} \leq \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times \cotg \beta + \frac{f_{tj}}{3} \quad .(*)$$

Avec :

- $\tau_{\text{red.u}} = \frac{V_{\text{red.u}}}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = 0,82 \text{ MPa.}$
- $V_{\text{red.u}} = V - p_u \cdot \sin \alpha = 1,152 - 3,84 \times \sin (11,79) = 0,38 \text{ MN.}$
- $\beta \Rightarrow$ l'angle d'inclinaison des bielles de béton, qui est égale à :

$$\tg 2\beta = \frac{2 \times \tau_{\text{red.u}}}{\sigma_{ux} - \sigma_{ut}} = \frac{2 \times 16,52}{12,96 - 0} = 2,25 \Rightarrow \beta = 34,3^\circ$$

On détermine les armatures verticales à partir de (*) :

$$\tau_{\text{red.u}} \leq 1,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les armatures de peau elles doivent être de $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Nous adopterons donc un cadre de $\text{Ø}10$ (même chose pour le talon) pour la table de compression ainsi que pour l'âme avec un $s_t = 15 \text{ cm}$ dans la section d'about, et un cadre de $\text{Ø}10$ pour la table (même chose pour le talon) mais un cadre de $\text{Ø}12$ pour l'âme dans la section médiane avec un $s_t = 35 \text{ cm}$ pour les deux.

VI. 14.2.3. Justification des bielles de béton

La condition est la suivante :

$$\tau_{\text{red.u}} \leq \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}$$

$$0,82 \leq \frac{35}{4 \times 1,5} = 5,83 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

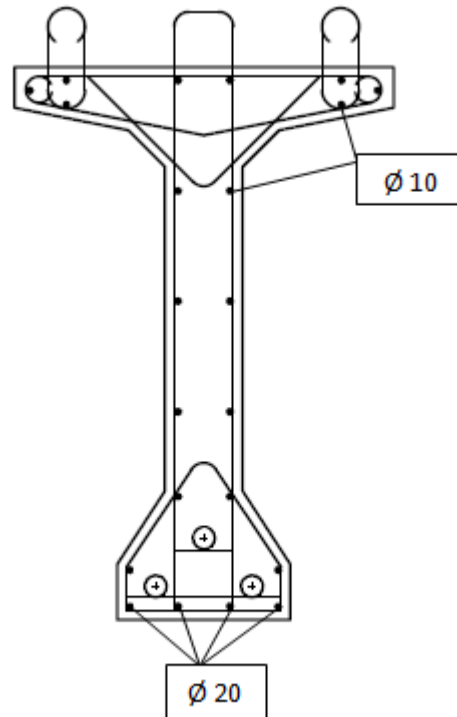


Fig. VII. 12. Ferrailage de la poutre en BP a la zone médiane.

Conclusion

L'étude effectuée dans ce chapitre nous a permis de voir tous les avantages liés à l'utilisation de la précontrainte dans l'élaboration des ouvrages d'art.

La précontrainte est effectuée de la même manière sur toutes les poutres de la travée centrale avec 3 câbles de 12T15, deux câbles à l'about et le troisième en extrados.

Chapitre VII. Etude des éléments en béton armé.

Le chapitre suivant concerne l'étude des éléments en béton armé, c'est-à-dire, l'hourdis général ainsi que les poutres de la travée de rive.

VII. 1. l'hourdis général

L'hourdis général se trouve être une dalle en béton armé servant de couverture pour le pont. L'étude comportera la détermination des efforts interne ainsi que du ferrailage de l'hourdis général.

VII. 1.1. Méthodologie de calcul

Pour notre ouvrage l'hourdis joue le rôle des entretoises, inexistant dans notre cas, il assure donc la répartition transversale des efforts dans le tablier. Il peut être considéré comme simplement appuyée sur les poutres.

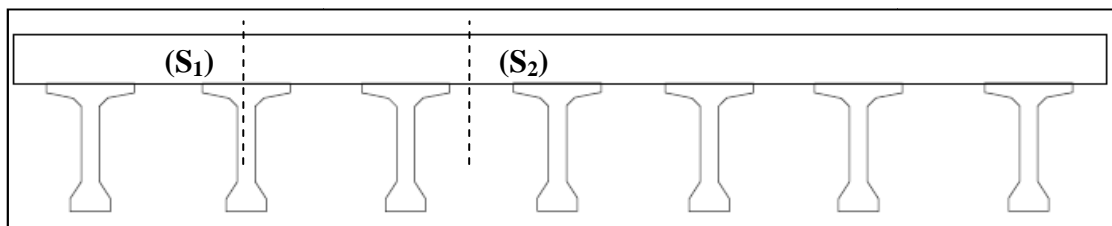


Fig. VII.1. Vue transversale l'hourdis général.

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions transversale et longitudinale, les moments résultant (M_x ; M_y) nous permettrons de calculer les armatures transversales et longitudinales.

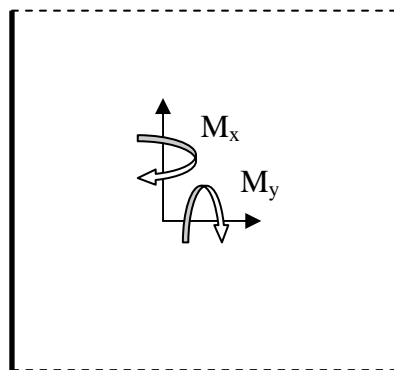


Fig. VII. 2. Fonctionnement de l'hourdis.

Les calculs seront effectués pour une poutre en béton armé de section $1 \times 0,25$ m suivant les règles du **B.A.E.L**. Nous nous placerons dans le cas des fissurations préjudiciables et les armatures seront calculées à L'E.L.U puis vérifiées à L'E.L.S.

Nous considérons deux sections une à l'endroit de l'appui (S_1) où l'effort tranchant est maximum et la deuxième (S_2) entre axe des poutres où le moment fléchissant est le plus important. La position éventuelle des sections est représentée dans la figure. (**Fig. IX.1**)

Les différentes charges permanentes à considérer dans nos calculs sont les suivantes:

- | | | |
|------------------------------------|-----------------|-------|
| • Poids propre (dalle 1×0.25 m) | => 6 t/ml (CP); | } CCP |
| • Poids du revêtement | => 1.232 t/ml; | |
| • Poids des trottoirs | => 1.3 t/ml; | |
| • Poids des corniches | => 0.548 t/ml; | |
| • Poids des glissières de sécurité | => 0.3 t/ml; | |
| • Poids des gardes corps | => 0.2 t/ml. | |

Et les surcharges à prendre en compte sont les suivantes :

- Système de charge A;
- Système de charge B_c ;
- Système de charge Mc120;
- Convoi exceptionnelle D240;
- Surcharge du trottoir Pt.

VII. 1.2. Etude de la flexion transversale

VII. 1.2.1. Calcul à E.L.U

Les moments fléchissant les plus défavorables sont provoqués par la surcharge B_c pour la section entre axes des poutres (S_2), et par la surcharge D240 à l'endroit des appuis (S_1).

Les différents diagrammes sont représentés dans les figures suivantes :



Fig. VII. 3. Diagramme du à poids propre.

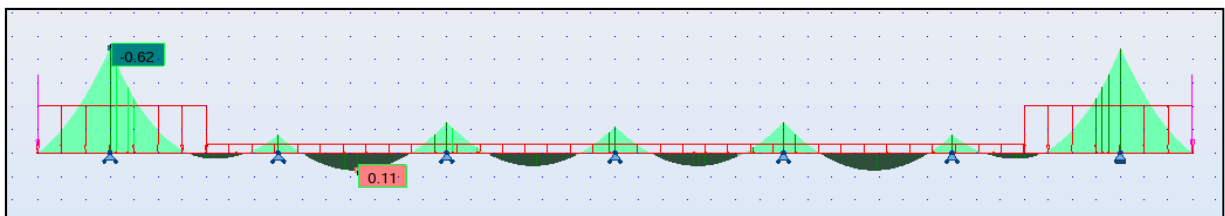


Fig. VII. 4. Diagramme du à 1.35 (CP+CCP).

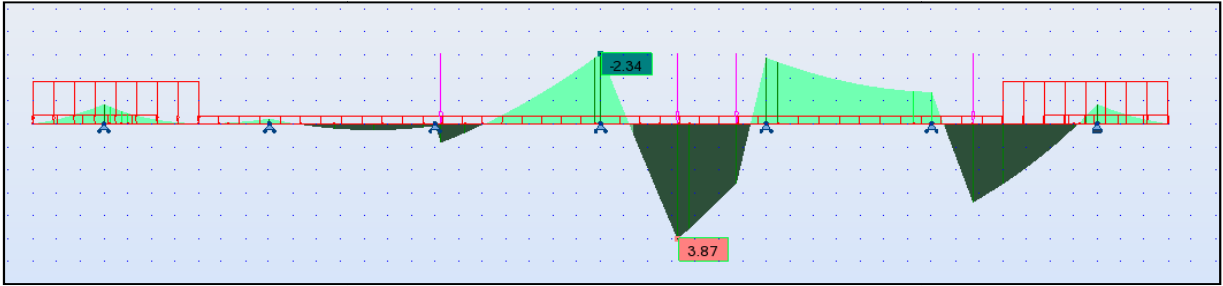


Fig. VII. 5. Diagramme du à 1.35 (CP+CCP) + 1.6 (B_c + Pt).

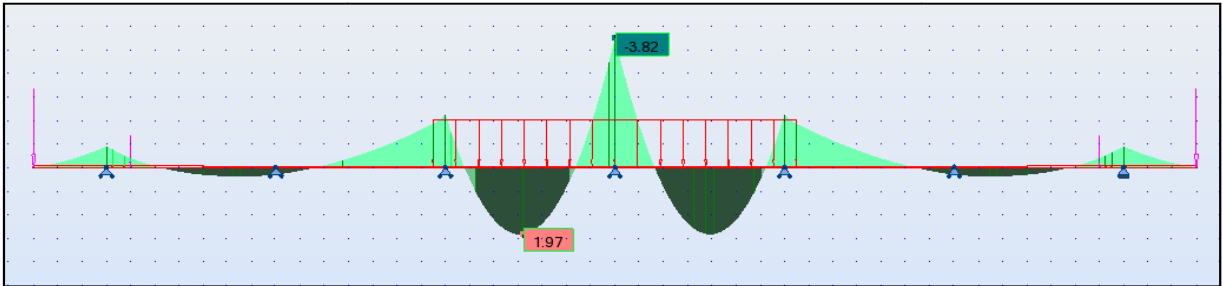


Fig. VII.6. Diagramme du à 1.35 (CP+CCP+ D240).

Les moments les plus défavorables sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. VII.1. les moments maximums à E.L.U.

	Les moments (MN.m)
Section (S₁)	- 0.382
Section (S₂)	0.387

On a :

- $d'=3$ cm (enrobage) $\Rightarrow d= 22$ cm;
- $f_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b = (0.85 \times 27) / 1.5 = 15.3$ MPa;
- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83$ MPa.

➤ **Section (S₁)**

$$\mu_{bu} = Mu / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 38.2 \times 10^{-3} / (1 \times 0.05 \times 15.3)$$

$$\mu_{bu} = 0.05 \leq \mu_{limite} = 0.104 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \epsilon_s = 10 \text{ ‰} > \epsilon_{sl} = f_e / \gamma_s \cdot E_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064$$

$$A_{us} = 1.07 \times Mu / (d \times \sigma_s) = 5.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA14.}$$

➤ **Section (S₂)**

$$\mu_{bu} = Mu / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 38.7 \times 10^{-3} / (1 \times 0.05 \times 15.3)$$

$$\mu_{bu} = 0.05 \leq \mu_{limite} \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_{sl} \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064$$

$$A_{us} = 1.07 \times Mu / (d \times \sigma_s) = 5.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA14.}$$

VII. 1.2.2. Vérification à E.L.S

Les vérifications porteront sur :

- Un état limite de compression du béton;
- Un état limite d'ouverture des fissures.

Même constatation est faite à l'ELS qu'à l'E.L.U, c'est-à-dire, la surcharge B_c provoque Les moments fléchissant les plus défavorables pour la section entre axes des poutres (S₂), et la surcharge D240 à l'endroit des appuis (S₁).

Les différents diagrammes sont représentés dans les figures suivantes :

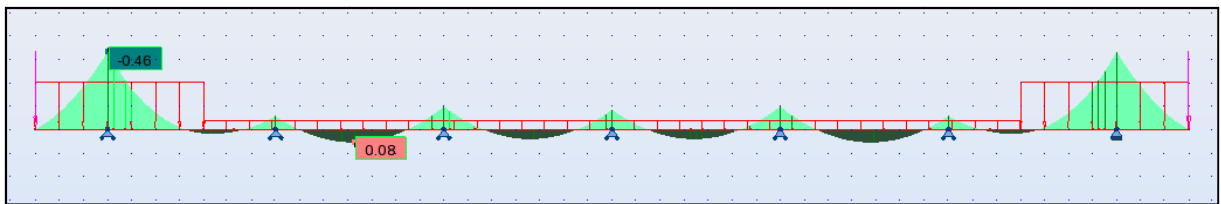


Fig. VII. 7. Diagramme du à (CP+CCP).

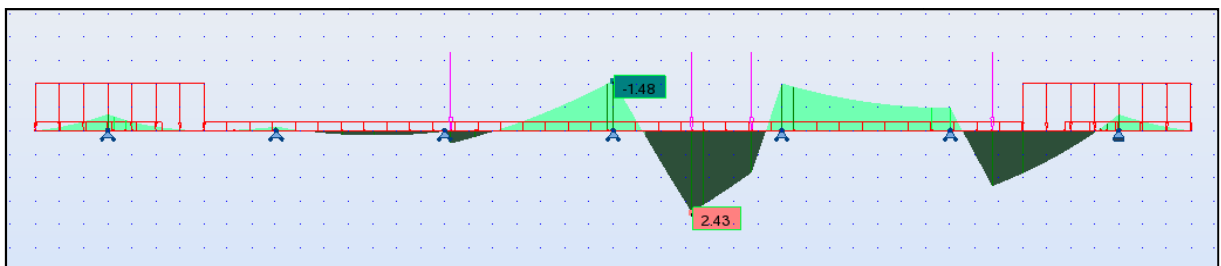


Fig. VII. 8. Diagramme du à (CP+CCP+B_c+Pt).

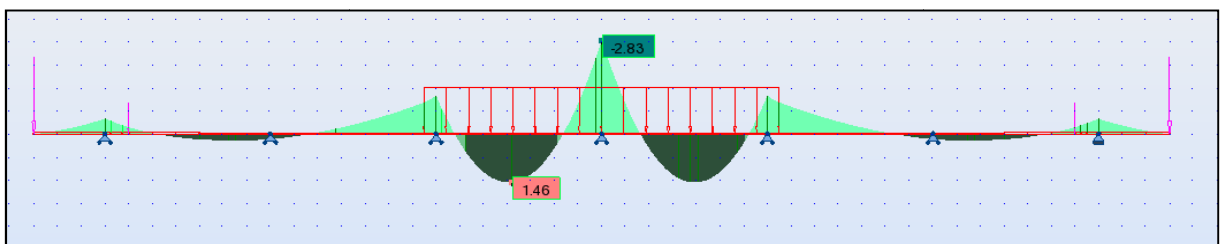


Fig. VII. 9. Diagramme du à (CP+CCP+D240).

Les moments les plus défavorables sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. VII. 2. Les moments maximums à E.L.S.

	Les moments (MN.m)
Section (S ₁)	- 0.283
Section (S ₂)	0.243

On à :

- $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3f_c ; 110\sqrt{\eta \cdot ft} \}$ MPa; (fissuration préjudiciable).
 $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 207.31$ MPa.

Avec : $\eta = 1.6$ (coefficient d'adhérence pour les aciers HA).

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2$ MPa.

Le calcul des contraintes se fera en considérant une section homogène comprenant la section de béton comprimé et les sections d'aciers comptées $n = 15$ fois en gardant le même centre de gravité. Les relations utilisées sont les suivantes:

- $\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I;$ (1)
- $\sigma_s = n \cdot M_{ser} \cdot (d-y) / I.$ (2)

Avec:

- y est tiré de l'équation suivante: $b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0;$
- $I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d-y)^2.$

➤ Section (S₁)

Pour trouver y l'équation à résoudre est la suivante :

$$y^2 + 1.602 \times 10^{-2} \cdot y - 3.52 \times 10^{-3} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.112 \text{ m} \Rightarrow I = 5.6 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

De (1) et (2) nous aurons:

- $\sigma_{bc} = 28.3 \times 10^{-3} \times 0.112 / 0.00056 = 5.66$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **Condition vérifié.**
- $\sigma_s = 15 \times 28.3 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.112) / 0.00056 = 82$ MPa $< \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ **Condition vérifié.**

Donc : $A_{sers} = A_{us} = 5.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **4HA14.**

➤ Section (S₂)

Pour trouver y l'équation à résoudre est la suivante :

$$y^2 + 1.623 \times 10^{-2} \cdot y - 3.57 \times 10^{-3} = 0 \Rightarrow y = 0.112 \Rightarrow I = 5.6 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

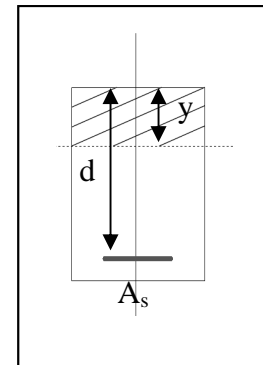


Fig. VII. 10.
Section
homogène

De (1) et (2) nous aurons:

- $\sigma_{bc} = 24.3 \times 10^{-3} \times 0.112 / 0.00056 = 5.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **Condition vérifié.**
- $\sigma_s = 15 \times 24.3 \times 10^{-3} \times (0.22 - 0.112) / 0.00056 = 70.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ **Condition vérifié.**

Donc : $A_{sers} = A_{us} = 5.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **4HA14.**

Parmi les sections calculées on choisira les plus grandes, c'est-à-dire :

- La section (**S₁**); armatures supérieures \Rightarrow **4HA14;**
- La section (**S₂**); armatures inférieures \Rightarrow **4HA14.**

Pour un espacement moyen égale à :

$$S_T = \frac{100 - (4 \times 1.4)}{4} = 23.6 \text{ cm.}$$

VII. 1.2.3. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 3.41 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures adoptées sont supérieures à $A_{min} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VII. 1.3. Ferrailage longitudinal

Comme nous avons la même section d'armatures transversales dans la fibre supérieure et la fibre inférieure, la section d'armatures longitudinale sera donc de :

$$A_L = A_T / 3 = 1.83 \text{ cm}^2$$

Nous adoptant un ferrailage de **4HA12.**

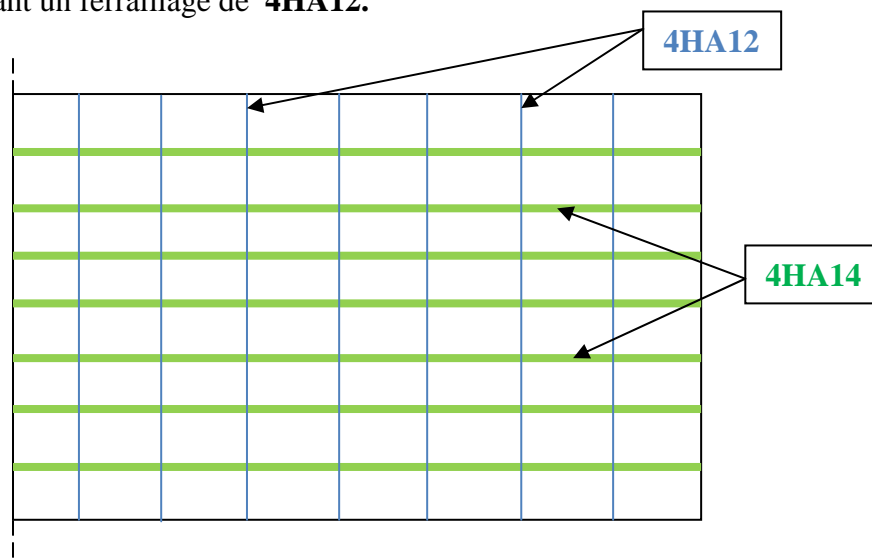


Fig. VII. 11. Ferrailage de l'hourdis.

Remarque : Le ferrailage de l'hourdis est détaillé dans l'annexe 4.

VII.2. Etude de la poutre en béton armé

Pour la travée de rive, Les calculs seront effectués pour une poutre isostatique en béton armé de forme double (**Té**).

VII.2.1. Ferrailage longitudinal

Comme l'hourdis général, les armatures seront calculées à L'E.L.U puis vérifiées à L'E.L.S.

Les moments maximaux sont donnés par le tableau suivant :

Tab. VII. 3. Valeurs du moment fléchissant pour la poutre en BA

	E .L.U	E.L.S
Moment maximum (MN.m)	3.1221	2.3126

On a :

- $d'=3$ cm (enrobage) $\Rightarrow d= 127$ cm;
- $f_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b = (0.85 \times 27) / 1.5 = 15.3$ MPa;
- $f_c = 400$ MPa.
- $\gamma_s=1.15$.

➤ Calcul à E.L.U

Dans le cas des sections en double (**Té**), le calcul s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table (sollicitation faible) ou dans la nervure (sollicitation forte) [14].

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre est dans la table de compression ;
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre est dans la nervure.

On considérera le cas limite où l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et la table :

$$y_0 = h_0 \quad \text{donc} \quad \alpha_0 = h_0 / d$$

Tel que

h_0 : l'épaisseur de table de compression ;

$d = h - d'$: la hauteur totale – l'enrobage.

$$\alpha_0 = 0.11/1.27 = 0.086 \Rightarrow \alpha_0 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$M_t = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.067 \times 1.00 \times (1.27)^2 \times 15.3 = 1.65 \text{ MN.m} < M_u.$$

Donc, l'axe neutre est dans la nervure.

On décompose la section en deux parties : la nervure (2) et les ailes de table de compression (1), les moments d'équilibre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{u1} = (b-b_0) h_0 f_{bu}(d-h_0/2) = 1.65 \text{ MN.m} \\ M_{u2} = M_u - M_{u1} = 3.12 - 1.65 = 1.46 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \mu_2 = M_{u2} / (b_0 \times d^2 \times f_{bu}) = 1.46 / [0.19 \times (1.27)^2 \times 15.3] = 0.311 < \mu_{limite}.$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.482 < \alpha_{limite} \Rightarrow \text{Pivot B (section économique).}$$

$$\Rightarrow A_{SC} = 0.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰} \\ \varepsilon_s = 3.78 \text{ ‰} > \varepsilon_{s,limite} \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 347.82 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$A_S = [(b-b_0) h_0 + 0.8 \alpha b_0 d] f_{bu} / \sigma_s$$

$$\Rightarrow A_S = 80.12 \text{ cm}^2. \Rightarrow \mathbf{10HA32+2HA25+6HA20}$$

➤ Calcul à E.L.S

La contrainte admissible des aciers est exprimée :

- $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft} \right) \text{ MPa; (fissuration préjudiciable)}$

Pour notre cas, fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa}$.

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$.

$$b_0 y^2 + [2(b-b_0) \times h_0 + 30 A_S] \times y - [(b-b_0) \times h_0^2 + 30(d \times A_S)] = 0$$

$$\Rightarrow 0.19 y^2 + 0.418 y - 0.315 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.593 \text{ m.}$$

$$I = b_0 y^3 / 3 + (b-b_0) \times h_0^3 / 12 + (b-b_0) \times h_0 \times (y - h_0/2)^2 + 15[A_S \times (d-y)^2]$$

$$\Rightarrow I = 9.42 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

y : la distance entre la fibre supérieure et l'axe neutre ;

I : le moment d'inertie de la section homogène réduite.

➤ Contrainte maximal dans le béton comprimé [14]

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I$$

$$= 14.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Contrainte maximal dans l'acier tendu [14]

$$\begin{aligned}\sigma_s &= n \times M_{ser} \times (d-y) / I \\ &= 249.02 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 207.31 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}\end{aligned}$$

Donc :

$$A_{ser} = M_{ser} / \bar{\sigma}_s (d-h_0/2) = 91.70 \text{ cm}^2.$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 16.21 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max (A_U, A_{ser}, A_{min}) \Rightarrow A_s = 91.21 \text{ cm}^2.$$

La section des armatures adoptées est: **8HA32+4HA25+6HA20.**

VII.2.2. Ferrailage transversale

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales [14].

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par le tableau suivant :

Tab. VII. 4. Valeurs de l'effort tranchant pour la poutre en BA

	X=0	X= h /2
Effort tranchant (MN)	0.5804	0.5680

- fissuration préjudiciable ($\alpha=90^\circ$):
 $\bar{\tau}_u = \min \{0.2f_{cj} ; 5\text{MPa}\} = 5 \text{ MPa}.$

➤ Vérification du béton de l'âme

Selon les prescriptions du **B.A.E.L**, la contrainte tangente conventionnelle se calcule par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

- $V_U \Rightarrow$ L'effort tranchant max ;
- $b_0 \Rightarrow$ épaisseur de l'âme ;
- $d = h-d' \Rightarrow$ la hauteur totale – l'enrobage.

$$\tau_u(0) = \frac{0.5804}{0.31 \times 1.27} = 1.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des aciers

A l'appui :

$$\tau_u(h/2) = \frac{V_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

$$\Rightarrow \tau_u(h/2) = 1.44 \text{ MPa.}$$

Le pourcentage d'armatures (ρ_t) $\Rightarrow \rho_t = \text{Max} \{ \rho_{t0} ; \rho_{t \min} \}$

Tel que :

$\rho_{t0} \Rightarrow$ volume relatif d'armatures

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) - \tau_0}{[\sin(\alpha) + \cos(\alpha)] 0.9 f_e / \gamma_s} = 0.09\%.$$

$\rho_{t \min}$: volume minimal d'armatures

$$\rho_{t \min} = \max \left\{ 0.5 \tau_u\left(\frac{h}{2}\right) ; 0.4 \text{ MPa} \right\} / f_e = 1.8\%.$$

$$\Rightarrow \rho_t = 1.8\%.$$

- Les armatures transversales (A_t)

Selon le règlement **B.A.E.L 91 révisées 99**, le diamètre des armatures de l'âme doit être égal :

$$\emptyset_t \leq \min \{ h/35 ; b_0/10 ; \emptyset_1 \}$$

$$\Rightarrow \emptyset_t \leq \min \{ 37 ; 31 ; 32 \} \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \emptyset_t \leq 31 \text{ mm.}$$

Pour notre cas, on prend $\emptyset_t = 12 \text{ mm.}$

$$\Rightarrow A_t = 2.26 \text{ cm}^2.$$

- L'espaceur (S_t)

L'espaceur (S_t) des cours successifs d'armatures transversales de l'âme doit vérifier la condition suivante :

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_{t, \max} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0} = 39.2 \text{ cm} < S_{t,\max} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'espace adoptée est $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la section d'about et $S_t = 20 \text{ cm}$ pour la section médiane.

- La condition de non-fragilité :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_0} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_0} = 1.94 \text{ MPa} \geq 0.74 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

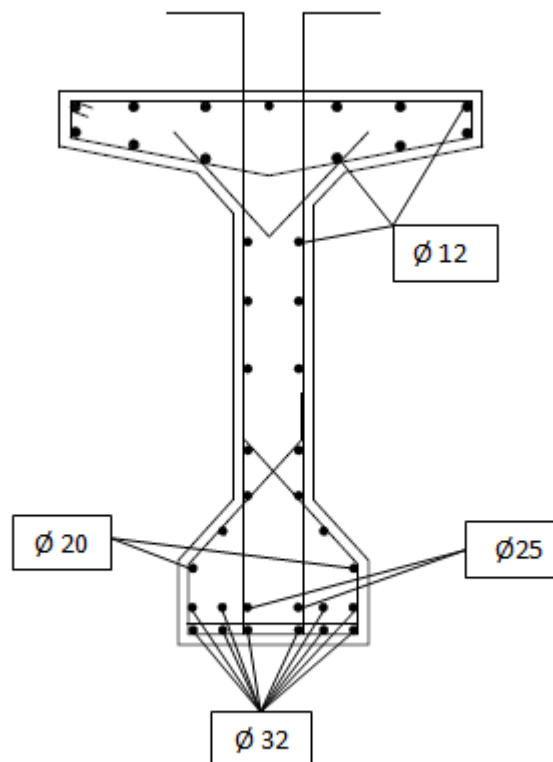


Fig. VII. 12. Ferrailage de la poutre en BA a la zone médiane.

Conclusion

Le travail effectué dans ce chapitre nous a permis de déterminer le ferrailage des éléments en béton armé (poutres des travées de rive et l'hourdis général). Ainsi qu'à leur vérification aux différents états limites

Chapitre VIII. Calcul des déformations.

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les différentes déformations que peut subir une poutre isostatique simplement appuyée, sous l'effet de son poids propre et des surcharges. L'étude concernera les poutres de la travée centrale comme de la travée de rive.

VIII. 1. Travée centrale

VIII. 1.1. Calcul des flèches

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche) [15].

$$f = \int \frac{M_F \overline{M}}{E_v I} dx \Rightarrow \text{Intégrale de MAXWELL - MOHR.}$$

➤ Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie. La flèche à mi travée est donnée par l'expression :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I}$$

Avec :

- $L = 33.4 \text{ m.} \Rightarrow$ La portée de la poutre;
- $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12102.94 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Module de déformation longitudinal à long terme;
- $I = 0.2297 \text{ m}^4 \Rightarrow$ Moment d'inertie de la section « poutre + hourdis »;
- $M_G = 308.47 \text{ t.m.} \Rightarrow$ Moment due au propre poids.

Donc : $f_G = 12.89 \times 10^{-2} \text{ m.}$

➤ Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_S = M_T - M_G = 606.19 - 308.47 = 297.72 \text{ t.m}$$

$$f_s = \frac{5 \times M_S \times L^2}{48 \times E_v \times I} \Rightarrow f_s = 12.44 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

➤ Contre flèche

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est donnée par:

$$f_p = -\int \frac{M_x}{E_v I} dx$$

Avec; ($M_x \cdot dx$) le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

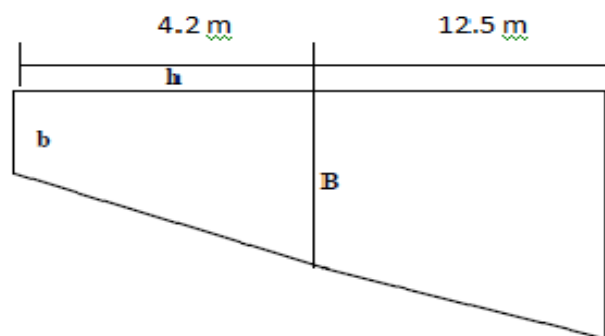


Fig. VIII.1. Diagramme du moment sous l'effet de la précontrainte.

Dans la section considérée, on a:

$$M_i = N_i \times e_i ; \text{ avec : } N_i = P_i \times \cos(\alpha_i)$$

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = h \times (2B + b) / 3(B + b)$$

Tab. VIII. 1. Récapitulatif des données pour le calcul de la contre flèche.

section	P_i	$\cos \alpha_i$	e_i	N_i	$M_i = N_i \cdot e_i$
0	384.61	0.97	0.030	373.07	11.19
4.2	570.82	0.95	0.175	542.28	94.90
16.7	552.68	0.95	1.025	525.04	538.17

• 1^{ère} Trapèze

$$X_1 = 4.2 (2 \times 94.9 + 11.19) / 3(94.9 + 11.19) \Rightarrow X_1 = 2.65 \text{ m.}$$

$$\int_0^{4.2} \frac{M_x}{E_v I} dx = \frac{X_1 \times A_1}{E_v I} = \frac{2.65 \times 222.80}{E_v I} = \frac{590.42}{E_v I}.$$

- 2^{ème} Trapèze

$$X_2 = [12.5 (2 \times 538.17 + 94.9) / 3(538.17 + 94.9)] + 2.65 \Rightarrow X_2 = 10.35 \text{ m.}$$

$$\int_{4.2}^{16.7} \frac{M_x}{E_v I} dx = \frac{X_2 \times A_2}{E_v I} = \frac{10.35 \times 3956.68}{E_v I} = \frac{40951.71}{E_v I}.$$

$$f_p = - \frac{\sum X_i \cdot A_i}{E_v I} \Rightarrow \text{Expression de VERESHAGUINE.}$$

$$f_p = - \frac{(590.42 + 40951.71) \times 10^{-2}}{12102.94 \times 0.2297} = -14.94 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

➤ Flèche totale

- Flèche en service à vide : $F_v = f_G + f_p = -2.05 \times 10^{-2} \text{ m}$
- Flèche en service en charge : $F_C = f_G + f_S + f_p = 10.39 \times 10^{-2} \text{ m.}$

VIII. 1.2. Calcul des rotations

➤ Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante [15] :

$$\beta_G = f'_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\beta_G = \frac{3.0847 \times 33.4}{3 \times 12102.94 \times 0.2297}$$

$$\Rightarrow \beta_G = 12.35 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

➤ Rotation due aux surcharges

$$\beta_S = \frac{M_S \times L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\beta_S = \frac{2.97 \times 33.4}{3 \times 12102.94 \times 0.2297}$$

$$\Rightarrow \beta_S = 11.89 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

➤ Rotation due au précontrainte

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{E_v I}$$

Avec; $A_i \Rightarrow$ Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$\beta_p = -\frac{8358.96 \times 10^{-2}}{12102.94 \times 0.2297} = -3 \times 10^{-2} \text{ rd.}$$

➤ Rotation totale

- Rotation en service à vide : $\beta_v = \beta_G + \beta_p = -17.65 \times 10^{-3} \text{ rd}$
- Rotation en service en charge : $\beta_c = \beta_G + \beta_p + \beta_s = -5.76 \times 10^{-3} \text{ rd}$

VIII. 1.3. Calcul des déplacements horizontaux d'appuis

➤ Déplacement du a la rotation

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{\text{rot}} = \beta_{\text{rot}} \times h_t / 2$$

Avec; $h_t = 1.75 \text{ m. (Poutre+hourdis)} \Rightarrow \Delta_{\text{rot}} = -5.04 \times 10^{-3} \text{ m.}$

➤ Déplacement du au retrait

$$\Delta_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow$ retrait du béton (région tempérée) $\Rightarrow \Delta_{\text{ret}} = 3.34 \times 10^{-3} \text{ m.}$

➤ Déplacement du au fluage

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{\text{flu}} = \varepsilon_{\text{flu}} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_{\text{flu}} = 2 \times \sigma_b / E_i$

- $\sigma_b \Rightarrow$ contrainte finale dans le béton au niveau de câble moyen. $E_i = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$
- $E_i = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$

$$\Rightarrow \Delta_{\text{flu}} = 2.95 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

➤ Déplacement du a la température

$$\Delta_{Tem} = \varepsilon_{Tem} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{Tem} = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{actions de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta_{Tem} = 5.01 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

➤ Déplacement total

Le déplacement maximal à l'appui est donné par la formule :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_{ret} + \Delta_{flu}) + \Delta_{Tem} + \Delta_{rot} \Rightarrow \Delta_{\max} = 4.16 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

VIII. 2. Travée de rive

VIII. 2.1. Calcul des flèches

➤ Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie. La flèche à mi travée est donnée par l'expression [15]:

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I}$$

- $L = 20 \text{ m.} \Rightarrow$ La portée de la poutre;
- $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11100 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Module de déformation longitudinal à long terme;
- $I = 0.1759 \text{ m}^4 \Rightarrow$ Moment d'inertie de la section « poutre + hourdis »;
- $M_G = 103.13 \text{ t.m.} \Rightarrow$ Moment due au propre poids.

Donc : $f_G = 2.19 \times 10^{-2} \text{ m.}$

➤ Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_S = M_T - M_G = 231.26 - 103.13 = 128.13 \text{ t.m}$$

$$f_s = \frac{5 \times M_s \times L^2}{48 \times E_v \times I} \Rightarrow f_s = 2.73 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

➤ Flèche totale

- Flèche en service à vide : $F_v = f_G = 2.19 \times 10^{-2} \text{ m}$
- Flèche en service en charge : $F_c = f_G + f_s = 4.92 \times 10^{-2} \text{ m.}$

VIII. 2.2. Calcul des rotations

➤ Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante [15] :

$$\beta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\beta_G = \frac{1.03 \times 20}{3 \times 11100 \times 0,1759}$$

$$\Rightarrow \beta_G = 3.51 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

➤ Rotation due aux surcharges

$$\beta_s = \frac{M_s \times L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\beta_s = \frac{1.28 \times 20}{3 \times 11100 \times 0,1759}$$

$$\Rightarrow \beta_s = 4.37 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

➤ Rotation totale

- Rotation en service à vide : $\beta_v = \beta_G = 3.51 \times 10^{-3} \text{ rd}$
- Rotation en service en charge : $\beta_c = \beta_G + \beta_s = 7.88 \times 10^{-3} \text{ rd}$

VIII. 2.3. Calcul des déplacements horizontaux d'appuis

➤ Déplacement du a la rotation

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{\text{rot}} = \beta_{\text{rot}} \times h_t / 2$$

$$\text{Avec; } h_t = 1.55 \text{ m. (Poutre+hourdis)} \Rightarrow \Delta_{\text{rot}} = 6.10 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

- Déplacement du au retrait

$$\Delta_{ret} = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow$ retrait du béton (région tempérée);

$$\Rightarrow \Delta_{ret} = 2 \times 10^{-3} m.$$

- Déplacement du a la température

$$\Delta_{Tem} = \varepsilon_{Tem} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{Tem} = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{actions de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta_{Tem} = 3 \times 10^{-3} m.$$

- Déplacement total

Le déplacement maximal à l'appui est donné par la formule :

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3}(\Delta_{ret}) + \Delta_{Tem} + \Delta_{rot} \Rightarrow \Delta_{max} = 1.043 \times 10^{-2} m.$$

Conclusion

Les déformations calculées plus haut, sont largement acceptables que se soit pour la travée centrale ou les travées de rive. Donc, le tablier répond bien aux différentes sollicitations.

Chapitre IX. Etude des zones particulières.

Nous procéderons dans le chapitre suivant à la vérification des sections particulières de la structure. C'est-à-dire, la zone d'ancrage des armatures de précontrainte pour les poutres qui compose la travée centrale, ainsi que les zones d'about pour les poutres en béton précontraint et en béton armé.

IX. 1. Zone d'introduction des forces de précontrainte

L'ancrage des armatures de précontrainte entraîne l'apparition de contraintes et de déformations importantes ou niveau du béton. Donc, Les zones à prendre en compte pour notre ouvrage sont [4]:

- Zone d'about ou deux câbles sont ancrées;
- Zone en travée pour le troisième câble en extradoss.

D'après l'étude expérimentale, l'application de la force de précontrainte engendre trois zones à l'aval du point d'application de cette dernière [4]:

- Zone de surface soumise à des tractions;
- Zone intermédiaire comprimée;
- Zone d'éclatement tendue.

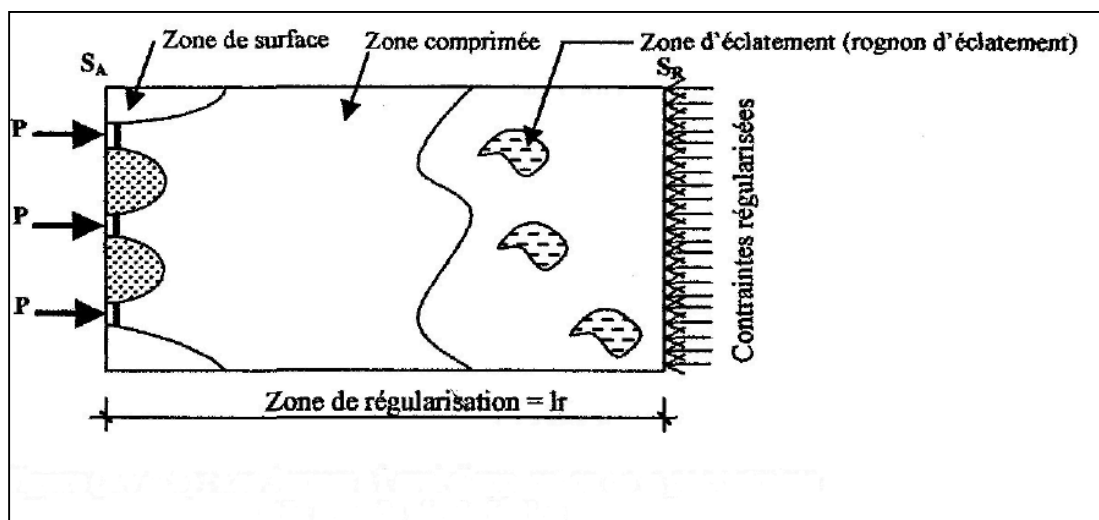


Fig. IX.1. Zone de régularisation.

Les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte correspondantes sont réparties selon le principe de Navier, c'est-à-dire, suivant une zone appelée **zone de régularisation des contraintes** (Fig. IX.1), ou les contraintes normales passent d'une distribution discontinue à une distribution continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

Une diffusion des contraintes se produit derrière chaque ancrage, c'est la **zone de première régularisation** des contraintes à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimensions ($d \times d$), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux => efforts d'éclatement;
- Des efforts de traction en surface => efforts de surface.

IX. 1.1. Vérification à la zone d'about

Les efforts de surface et d'éclatement qui se manifestent dans la zone de première régularisation nécessite à la fois la vérification des contraintes dans le béton et le dimensionnement d'armatures passives.

IX. 1.1.1. Efforts de surface

Au voisinage de la section d'about il faut disposer un ferrailage de surface donné par :

$$A_s = 0,04 \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}}$$

➤ Pour le plan horizontal

- $F_{j0} = 2 \times \sigma_{p0} \times A_0 = 2 \times 1416 \times 1668 \times 10^{-6} = 4.72 \text{ MN}$. => la force maximale appliquée par les deux câbles;
- $\sigma_{slim} = 2/3 f_e = 2/3 \times 400 = 266.67 \text{ MPa}$. => limite de contrainte de traction.

Donc :

$$A_s = 0.04 \frac{4.72}{266.67} \Rightarrow A_s = 7.1 \text{ cm}^2. \Rightarrow \mathbf{1 \text{ cadre } \varnothing 16}.$$

➤ Pour le plan vertical

- $F_{j0} = \sigma_{p0} \times A_0 = 1416 \times 1668 \times 10^{-6} = 2.362 \text{ MN}$ => la force maximale appliquée par un seul câble;
- $\sigma_{slim} = 266.67 \text{ MPa}$.

Donc :

$$A_s = 0.04 \frac{2.362}{266.67} \Rightarrow A_s = 3.54 \text{ cm}^2. \Rightarrow \mathbf{1 \text{ cadre } \varnothing 10}.$$

IX. 1.1.2. Efforts d'éclatement (Fig. IX.2.)

On à :

$$C_1 = 24.4 \text{ cm}; a = 50 \text{ cm}; C_2 = 75.6 \text{ cm}.$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} d_1 = \min(2.C_1; a) = 50 \text{ cm}. \\ d_1 = \min(a; C_2) = 50 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

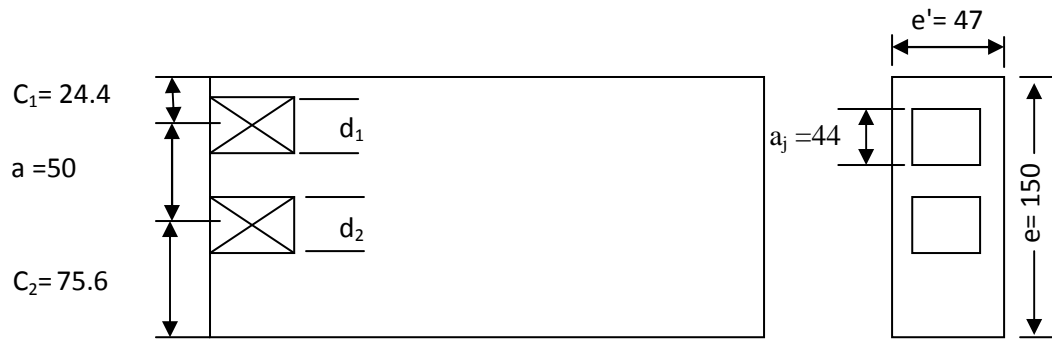


Fig. IX.2. Zone de première régularisation (cm).

➤ Vérification des contraintes du béton

- Contrainte de compression moyenne

$$\sigma_{cj} = \frac{Fj0}{e' \times dj} = \frac{2.362}{0.47 \times 0.5} \Rightarrow \sigma_{cj} = 10.05 \text{ MPa.} < \frac{2}{3} f_{c28} = 23.33 \text{ MPa}$$

=> Condition vérifiée.

- Contrainte de traction

On à:

$$\sigma_{tv} = 0.5 \left(1 - \frac{aj}{dj} \right) \times \frac{Fj0}{e' \times dj}$$

- Pour le plan vertical

$$\sigma_{tv} = 0.5 \left(1 - \frac{0.44}{0.50} \right) \times 10.05 \Rightarrow \sigma_{tv} = 0.603 \text{ MPa.} < 1.25 \times f_{t28} = 3.38 \text{ MPa.}$$

=> Condition vérifiée.

Avec : $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.}$

- Pour le plan horizontal

$$\sigma_{th} = 0.5 \left(1 - \frac{0.44}{0.50} \right) \times 10.05 \Rightarrow \sigma_{th} = 0.603 \text{ MPa} < 1.25 \times f_{t28} = 3.38 \text{ MPa.}$$

=> Condition vérifiée.

Le ferrailage d'éclatement sera donc comme suite :

- Pour le plan vertical

$$A_{ev} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times \left(1 - \frac{aj}{dj} \right) \times \frac{Fj0}{2/3 \times fe} \\ 0,15 \times \frac{fj0}{2/3 \times fe} \end{array} \right.$$

Donc :

$$A_{ev} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times \left(1 - \frac{0,44}{0,50}\right) \times \frac{2,362}{2/3 \times 400} \\ 0,15 \times \frac{2,362}{2/3 \times 400} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,65 \text{ cm}^2 \\ 13,3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$\Rightarrow A_{ev} = 13,3 \text{ cm}^2$. \Rightarrow **3 cadre de Ø14** sur une profondeur de 50 cm.

- Pour le plan horizontal

Donc :

$$A_{eh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times \left(1 - \frac{0,44}{0,50}\right) \times \frac{4,724}{2/3 \times 400} \\ 0,15 \times \frac{4,724}{2/3 \times 400} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 5,32 \text{ cm}^2 \\ 26,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$\Rightarrow A_{eh} = 26,6 \text{ cm}^2$. \Rightarrow **4 cadre de Ø16** sur une profondeur de 50 cm.

IX. 1.1.3. Efforts d'équilibre général

La zone de régularisation des contraintes peut être considérée comme une poutre de répartition comprise entre les plans S_A et S_R . L'équilibre général de cette zone peut être considéré comme la superposition de deux états d'équilibre, équilibre selon la RDM et l'équilibre de diffusion pure. Qui sont représentés dans la figure suivante:

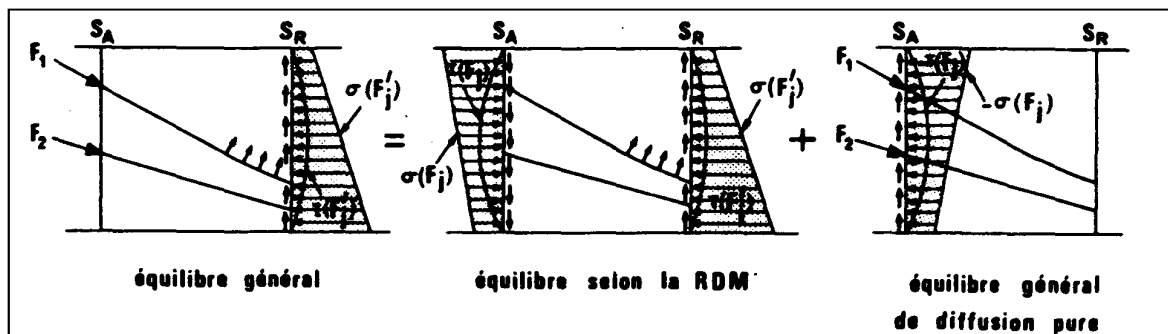


Fig. IX.3. Composition de l'état d'équilibre général.

Pour notre étude, considérons une zone **ABCD** limitée par un plan de coupure **BC**. L'équilibre sur le plan **BC** est traduit par l'obtention des éléments de réduction suivants: l'effort tranchant V_x , le moment fléchissant M_t l'effort normal N_t (Fig. IX.4)

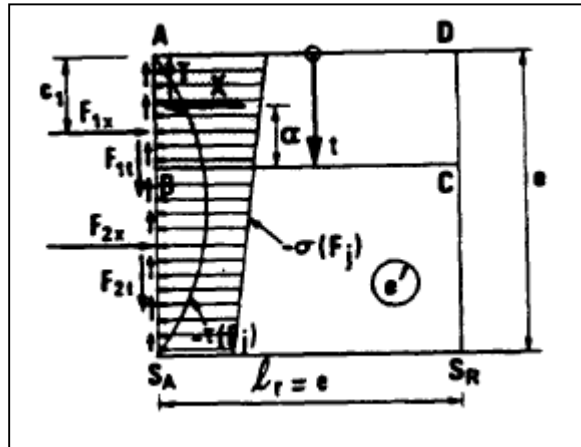


Fig. IX.4. Sollicitations dans l'état d'équilibre général.

On à:

$$\begin{aligned} \text{Câble n}^\circ=1: & \left\{ \begin{aligned} F_{1x} &= (P_0 - \Delta P_i) \cdot \cos(\alpha_1) = 1.92 \times \cos(9.35^\circ) = 1.89 \text{ MN.} \\ F_{1y} &= (P_0 - \Delta P_i) \cdot \sin(\alpha_1) = 1.92 \times \sin(9.35^\circ) = 0.31 \text{ MN.} \end{aligned} \right. \\ \text{Câble n}^\circ=2: & \left\{ \begin{aligned} F_{1x} &= (P_0 - \Delta P_i) \cdot \cos(\alpha_1) = 1.92 \times \cos(15.1^\circ) = 1.85 \text{ MN.} \\ F_{1y} &= (P_0 - \Delta P_i) \cdot \sin(\alpha_1) = 1.92 \times \sin(15.1^\circ) = 0.5 \text{ MN.} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

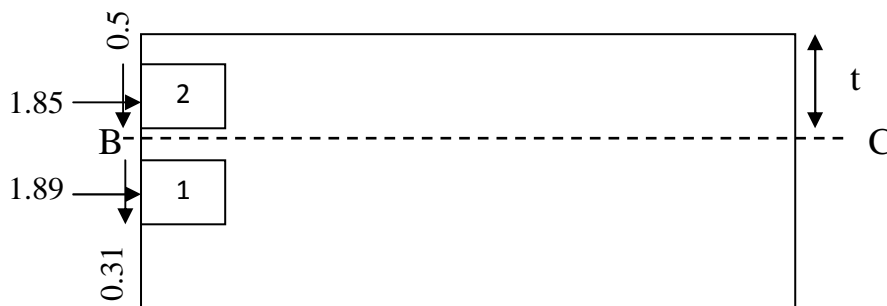


Fig. IX.5. Les composantes des efforts de précontrainte (MN).

➤ Calcul des contraintes normales à l'about

Avec :

$$B_{\text{nette}} = 0.6122 \text{ m}^2$$

$$I_{\text{nette}} = 0.1319 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= 5.45 \text{ MPa.} \\ \sigma_i &= 6.9 \text{ MPa.} \end{aligned} \right.$$

➤ Calcul des contraintes tangentielles à l'about

$$\tau(t) = \frac{V_{\text{red}}}{b_n \times 0.8 \times h}$$

Avec :

$$V_{\text{red}} = V - \sum_i F_i \cdot \sin \alpha_i = 0.244 - 0.31 - 0.5 = -0.566 \text{ t.} = -566 \text{ KN.}$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{-566}{0.32 \times 0.8 \times 1.5} = -1.47 \geq -1,5 f_{tj} = -4.05 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pour déterminer les sollicitations V_x , M_t et N_t , on déplaçant le plan de coupure **BC** ($0 \leq t \leq 1.5$).

On à:

$$V_x = \sum_i F_i \cdot \cos \alpha_i - x(t) \quad (1)$$

$$N_t = \sum_i F_i \sin \alpha_i - T(t) \quad (2)$$

Avec :

$$x(t) = \int_0^t \sigma(F_j) \cdot e' \cdot dt \quad (3)$$

$$T(t) = \int_0^t \tau(F_j) \cdot e' \cdot dt \quad (4)$$

Et :

$$\sigma(F_j) = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \cdot t = 5.45 - 0.96 \times t$$

$$\tau(F_j) = a \cdot t^2 + b \cdot t + c$$

$$\tau(t=0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = -1.47 ; \text{ On calcul: } \frac{d\tau}{dt} = 0 \Rightarrow 2 \cdot a \cdot t + b = 0 \Rightarrow t = \frac{b}{2a} = \frac{h}{2}$$

$$\frac{b}{a} = h = 1.5 \quad (5)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 0.75) = a \cdot (0.75)^2 + b \cdot (0.75) = -1.47$$

$$\Rightarrow 0.563 \times a + 0.75 \times b = -1.47 \quad (6)$$

$$\text{De (5) et (6) On obtient : } \begin{cases} a = -0.871 \\ b = 1.31 \end{cases} \Rightarrow \tau(F_j) = -0.871 \times t^2 + 1.31 \times t$$

De (3) et (4) on à:

$$x(t) = 5.45 \times t + 0.48 \times t^2$$

$$T(t) = -0.136 \times t^3 + 0.308 \times t^2$$

Pour $0 \leq t \leq 0.244$ (m) ; de (1) et (2) on à:

$$\text{Au dessus de 2} \Rightarrow \begin{cases} V_X = -1.36 \text{ MN.} \\ N_t = -0.016 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$\text{Au dessous de 2} \Rightarrow \begin{cases} V_X = 0.49 \text{ MN.} \\ N_t = 0.484 \text{ MN.} \end{cases}$$

Pour $0.244 \leq t \leq 0.744$ (m) ; de (1) et (2) on à:

$$\text{Au dessus de 1} \Rightarrow \begin{cases} V_X = -1.11 \text{ MN.} \\ N_t = 0.402 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$\text{Au dessous de 1} \Rightarrow \begin{cases} V_X = 0.78 \text{ MN.} \\ N_t = 0.712 \text{ MN.} \end{cases}$$

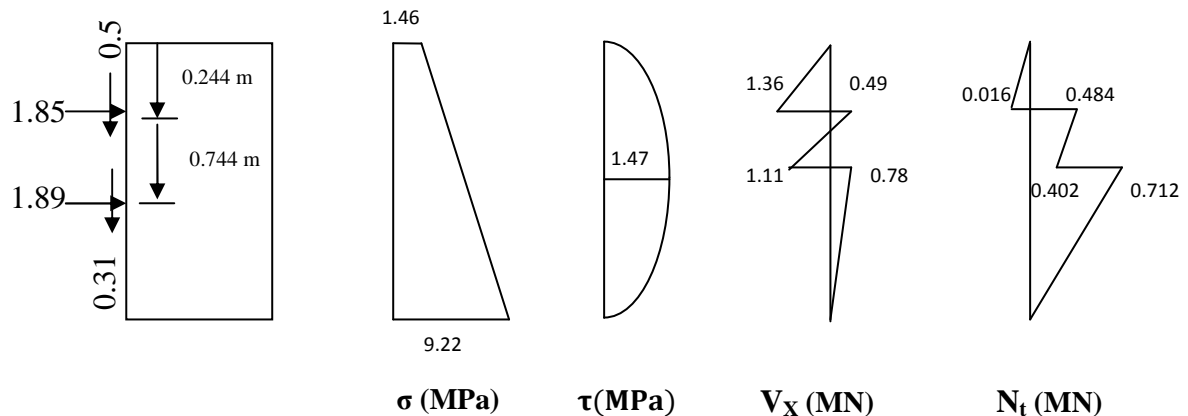


Fig. IX.6. Diffusion des contraintes et efforts.

➤ Justification des contraintes de cisaillement

Les sollicitations calculées plus haut produisent sur **BC** des contraintes conventionnelles, qui sont données par :

$$\tau_d = \frac{2 \times V_X}{e \times e} \Rightarrow \tau_d = \frac{2 \times 0.78}{0.47 \times 1.5} = 2.21 \text{ MPa.}$$

Cette contrainte doit être cumulée avec la contrainte τ due à l'effort tranchant (l'équilibre selon la RDM), la contrainte totale est :

$$\tau_{\max} = \max(\tau_d + \tau) = 2.21 + 1.47 = 3.68 \text{ MPa} \leq 1.5 f_{tj} = 4.05 \text{ MPa.}$$

=> **Condition vérifiée**

Le ferrailage doit assurer la couture des différents plans de coupures. Il faut donc rechercher l'effort tranchant maximum de diffusion pure. Cet effort peut être écrêté, et l'équation qui traduit ce principe est:

$$V_{xe\max} = V_{x\max} \times \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_{\max}} \right)^2 \right] \Rightarrow V_{xe\max} = 0.78 \times \left[1 - \left(\frac{2.7}{3 \times 3.68} \right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow V_{xe\max} = 0.73 \text{ MPa.}$$

Le ferrailage de couture nécessaire est donc:

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{te}}{\frac{2}{3}f_e} = \frac{0.73 - 0.712}{\frac{2}{3} \times 400} = 0.675 \text{ cm}^2.$$

Les conditions pour mètre en œuvre le ferrailage de couture sont:

- $A_c < A_s + A_e \Rightarrow$ ferrailage nul;
- $A_c > A_s + A_e \Rightarrow$ prévoir des armatures complémentaires aux sections A_s et A_e .

Dans notre cas : $A_c = 0.675 \text{ cm}^2 < A_s + A_e = 16.84 \text{ cm}^2$. Donc pas d'armatures supplémentaires à rajouter.

IX. 1.2. Vérification pour la zone en travée

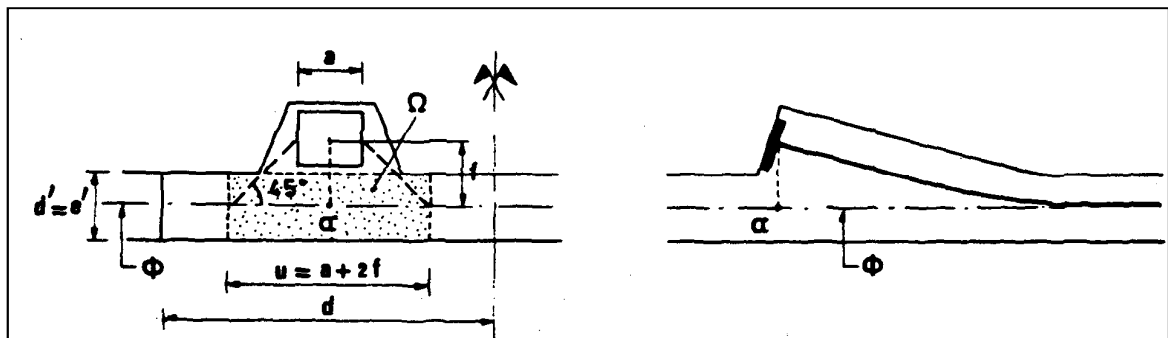


Fig. IX.7. Ancrage en travée

Pour l'ancrage en travée, les armatures passives sont calculées par la formule suivante:

$$A_l = 1/\sigma_{slim} \cdot (F/2 - \Omega \cdot \sigma_b)$$

Avec:

- $F = P_0 - \Delta P_0 = 1.61 \text{ MN};$
- $\sigma_b = \frac{F}{B_{nette}} + \frac{F.e}{I_{nette}} y = 8.274 \text{ MPa};$
- $\sigma_{slim} = 2/3 \cdot f_c = 2/3 \times 400 = 266.67 \text{ MPa};$
- $\Omega = U \times d' = (a + 2.f) \times d' = (0.44 + 2 \times 0.065) \times 0.15 = 0.0855 \text{ m}^2.$

Donc :

$$A_1 = 1/266.67 \cdot (1.61/2 - 0.0855 \cdot 8.274) \Rightarrow A_1 = 3.66 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow on adoptera donc **1cadre de Ø10**.

IX. 2. Vérification pour la poutre en béton armé

Il y a lieu de faire deux vérifications :

- Vérification des armatures longitudinales;
- Vérification de la compression du béton.

➤ Vérification des armatures longitudinales

La condition à vérifier est la suivante :

$$A_s \geq (V_u + H) / f_c / \gamma_s$$

Avec :

$V_u = 58.04 \text{ t.} = 0.5804 \text{ MN.} \Rightarrow$ Effort tranchant ultime à l'appui;

$H = 33 \text{ t.} = 0.33 \text{ MN} \Rightarrow$ effort horizontale transmise à l'appui (effort de freinage).

On à donc:

$$A_s \geq (0.5804 + 0.33) / 400 / 1.15$$

$$A_s = 80.12 \text{ cm}^2 \geq 26.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la compression du béton

La condition à vérifier est la suivante :

$$V_u \leq 0.4 \times (f_{cj} / \gamma_b) \cdot b_0 \cdot a$$

Avec :

$a = \min (a'; 0.9 d) = \min (41.21; 103.5) = 41.21 \text{ cm.}$

$$V_u = 0.5804 \text{ MN} \leq 0.4 \times (27 / 1.5) \times 47 \times 0.4121 = 1.39 \text{ MN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les résultats obtenus dans ce chapitre, on permet de déterminer le ferrailage passif au niveau des zones d'ancrage et effectuer les vérifications appropriées dans la zone d'about pour les poutres en béton précontraints et les poutres en béton armé.

Conclusion générale

Le développement du réseau routier est un des critères les plus importants dans le développement d'un pays, et l'expansion des routes passe par l'élaboration de nombreux ouvrages d'art.

L'Algérie, dans sa volonté de développement, n'a cessé de développer son réseau routier. et notre projet s'inscrit dans cette volonté.

Nous nous sommes attelés par ce travail dans la conception et l'étude du tablier d'un pont à poutres multiples sous chaussée à trois travées dont une travée centrale en béton précontraint et deux travées de rive en béton armé. Franchissant l'oued Chlef et reliant la commune d'El-abadia à la commune d'El-attaf dans la wilaya d'Ain-defla.

Le choix de ce type de pont c'est fait après une analyse des différents critères qui régissent la conception de l'ouvrage. Nous nous sommes intéressés principalement à l'étude générale des poutres en béton précontraint ainsi que des poutres et des hourdis en béton armé.

Après l'analyse des matériaux utilisés (béton, acier passifs et acier actifs), nous avons pré-dimensionné les différents éléments constructifs du tablier en nous aidons des documents techniques **S.E.T.R.A 1996** ainsi que du **B.A.E.L** et **B.P.E.L 91 révisées 99**.

L'étape suivante c'est le calcul des charges et surcharges qui peuvent être appliquées sur l'ouvrage (Actions hors trafic et Actions dues au trafic). La modélisation du tablier à l'aide du logiciel Auto-desk Robot, nous à permis de déterminer les différentes sollicitations agissant sur le tablier.

Ce qui nous a permis, par la suit, de procéder au calcul de la précontrainte ainsi que du ferrailage des éléments constructif du tablier, et de procéder à leurs vérification à E.L.U et E.L.S. La précontrainte est effectuée de la même manière sur toute les poutres de la travée centrale, par poste tension avec 3 câbles de 12T15, deux câbles à l'about et le troisième en extradados.

Après l'étude de la précontrainte, nous nous somme intéressés aux éléments en béton armé, leur étude nous a permis de calculer leur ferrailage longitudinal et transversal.

Les déformations calculées ensuite, nous ont montrées que le tablier a un bon comportement par rapport aux différentes sollicitations engendrées par toutes les charges et surcharges appliquées.

Pour finir nous avons déterminé le ferrailage passif au niveau des zones d'ancrage et effectuer les vérifications appropriées dans la zone d'about pour les poutres en béton précontraints et les poutres en béton armé.

Le travail effectué dans ce projet de fin d'étude nous a permis d'appliquer les connaissances acquises tout au long de notre formation d'ingénieur, ainsi que de résoudre différents problèmes liés à la conception et l'étude d'un tel ouvrage.

Références Bibliographiques

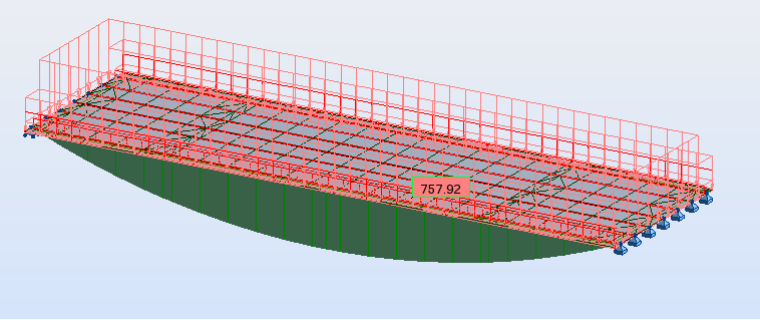
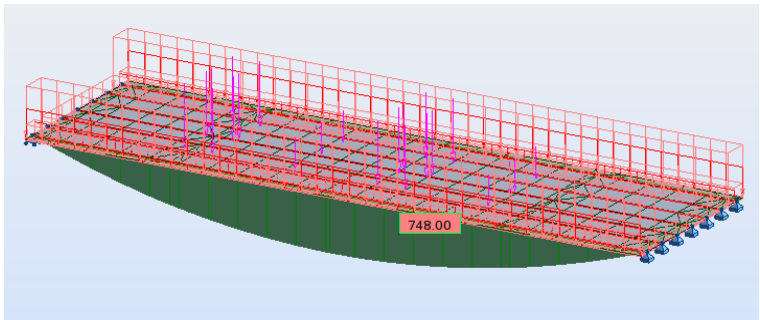
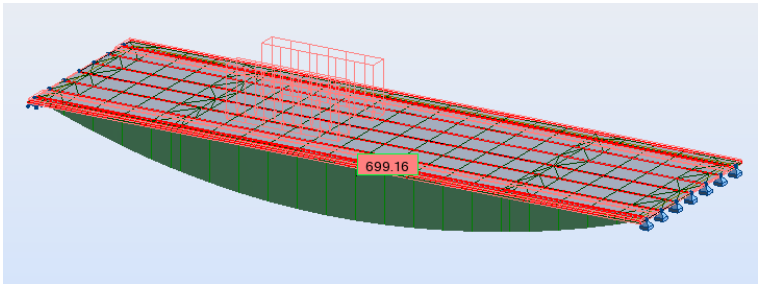
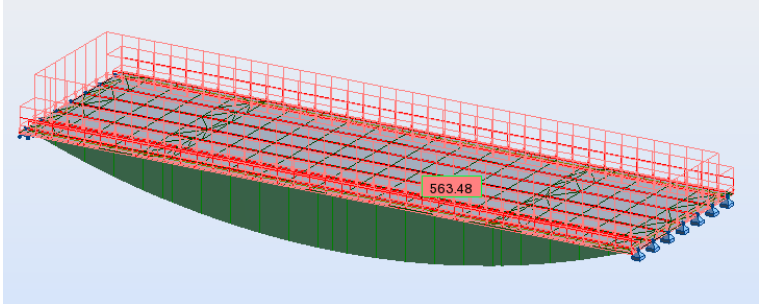
- [1]: Documents **S.E.T.R.A 1996**. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).
- [2]: **Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY** « Conception des ponts », technique d'ingénieur C 4 498.
- [3]: **B.A.E.L 91 révisées 99**, Règles techniques de conception 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.
- [4]: **B.P.E.L 91 révisé 99**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n° 62 - Titre I - Section II.
- [5]: **R.C.P.R**, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- [6]: **Fascicule n° 61 titre II**, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (programmes de charges et épreuves des ponts-routes).
- [7]: Note de Cours pont, Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par M^{me} **D.CHERID**.
- [8]: Manuel d'utilisation Logiciel **Auto-desk Robot**.
- [9]: **Henry THONIER** « Le béton précontraint aux états limites », les presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1985.
- [10]: **Castelnaudary ANDREOSSY** « Cours béton précontraint ».
- [11]: **Robert CHAUSSIN** « Béton précontraint », technique d'ingénieur C4498.
- [12]: **G. DREUX, J.MAZARS et M.RIMBOEUF**
«Cours pratique de béton précontraint », EYROLLES 1984.
- [13]: **Abdelaziz YAZID** « Béton précontraint cours et exercices » 2005/2006.
- [14]: Note de Cours Béton Armé et Précontraint, ENP, dirigé par M^r **R.BOUTEMEUR**.
- [15]: Note de Cours Résistance des matériaux, ENP, dirigé par M^r **A.LARIBI**.

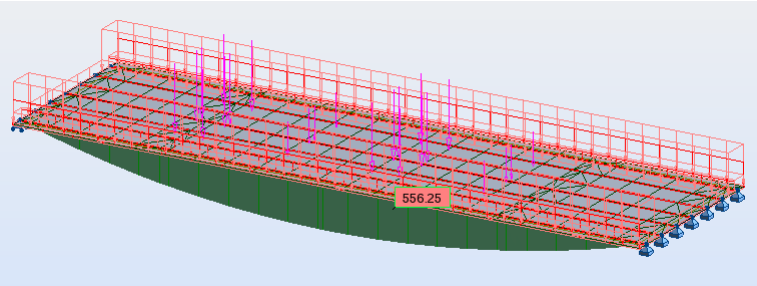
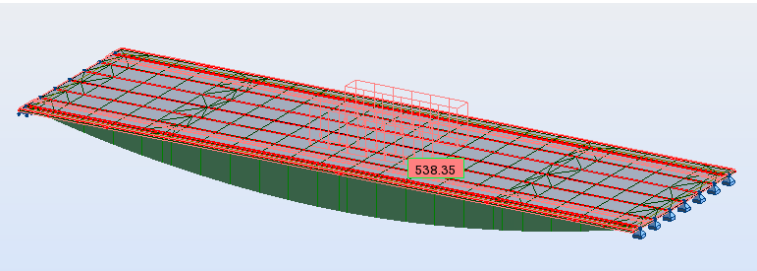
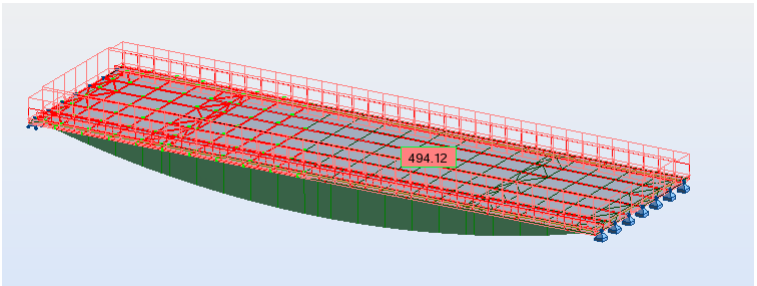
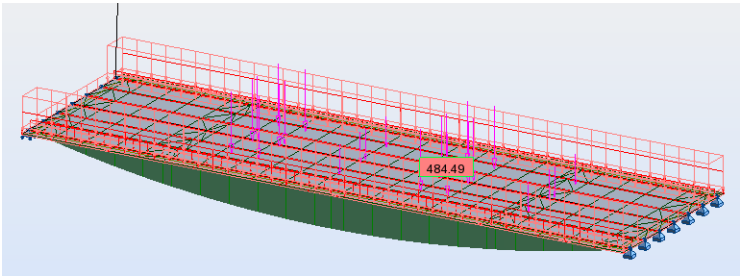
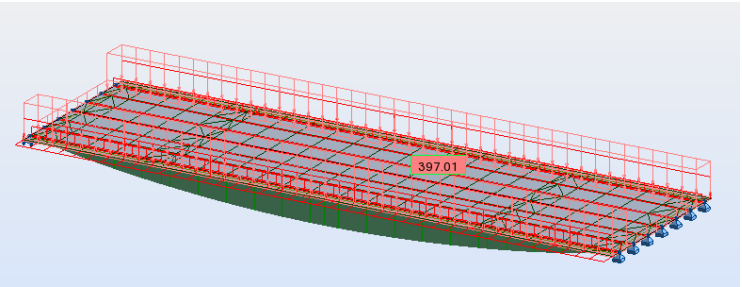
Annexes

Annexe 1:
Diagrammes des différentes
combinaisons

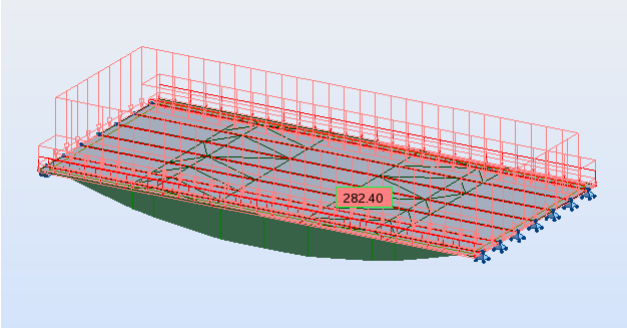
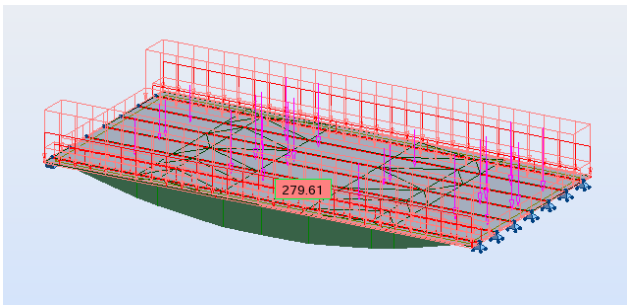
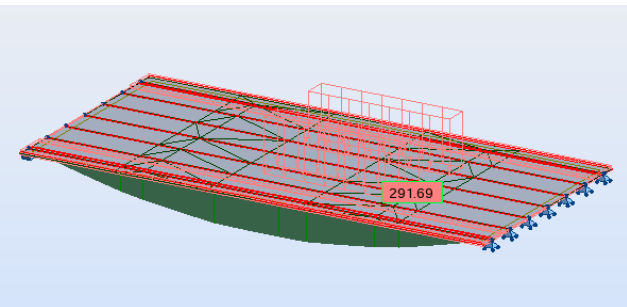
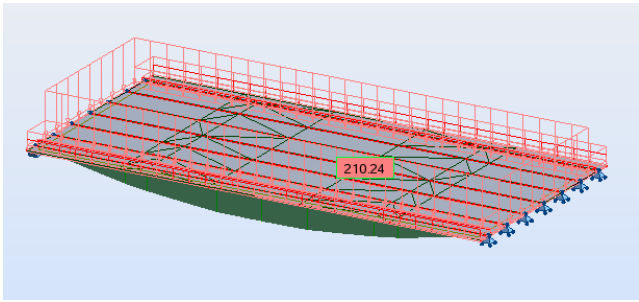
Annexe 1 : Diagrammes des moments fléchissants

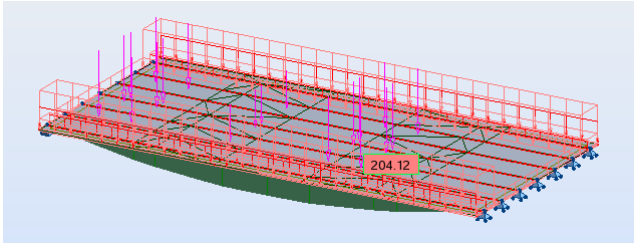
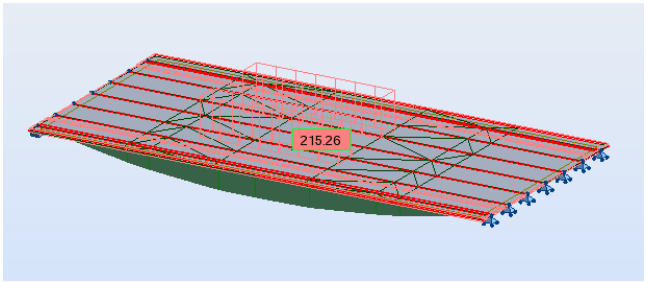
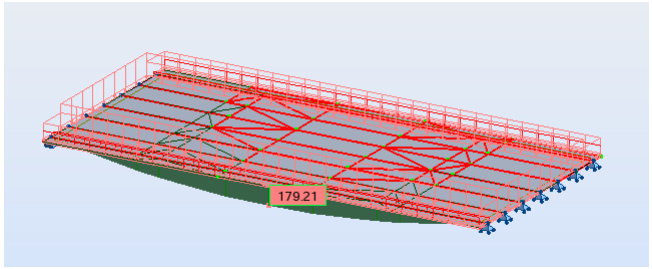
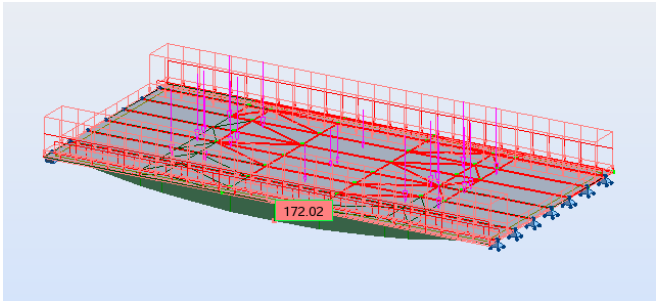
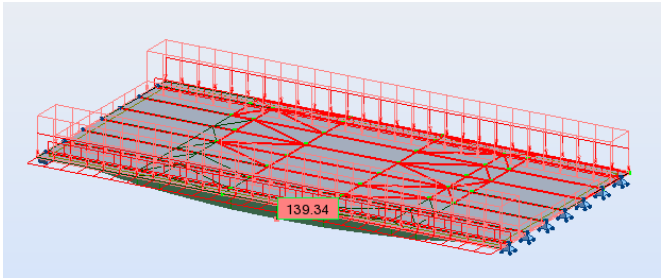
➤ Travée centrale

E.L.U	$1.35 G + 1.6 (A(L) + ST)$	
	$1.35G + 1.6 (B_C + ST)$	
	$1.35G + 1.35M_C120$	
E.L.S	$G + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5\Delta T$	

E.L.S	$G+1.2 (B_C+ST) +0.5\Delta T$	
	$G+M_C120+0.5\Delta T$	
	$G+0.7 (A(L) +ST) +0.5\Delta T$	
	$G+0.7(B_C+ ST) +0.5\Delta T$	
	$G+W$	

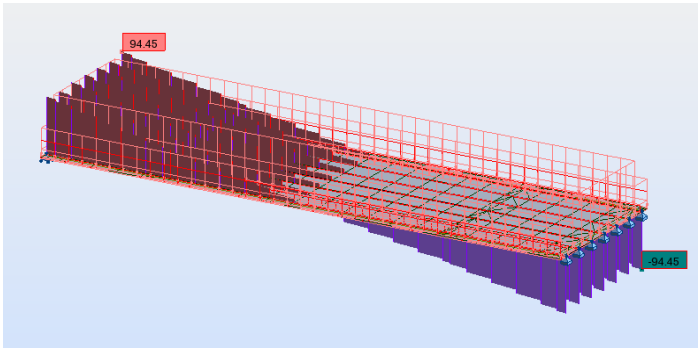
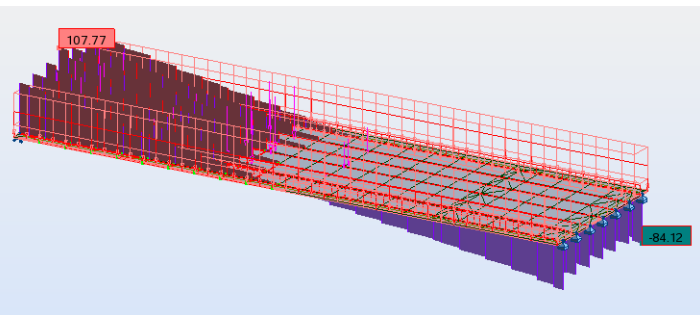
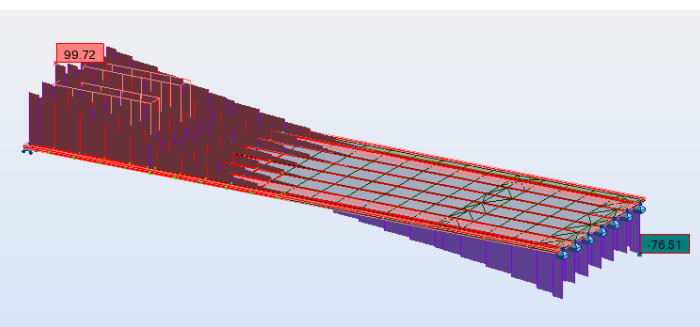
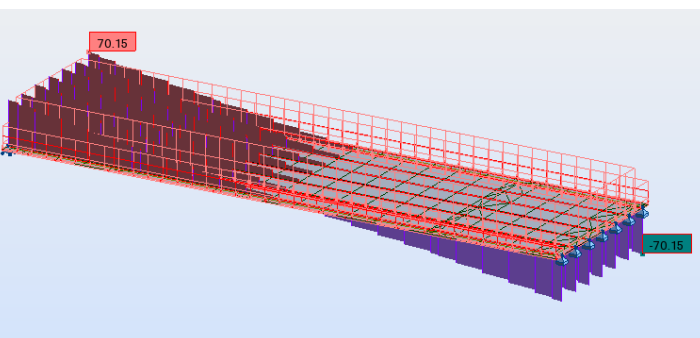
➤ Travée de rive

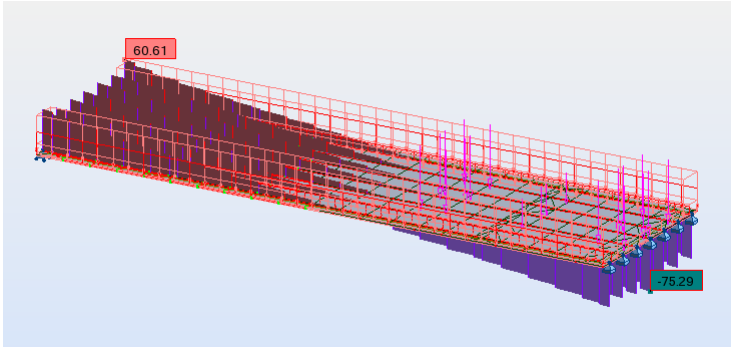
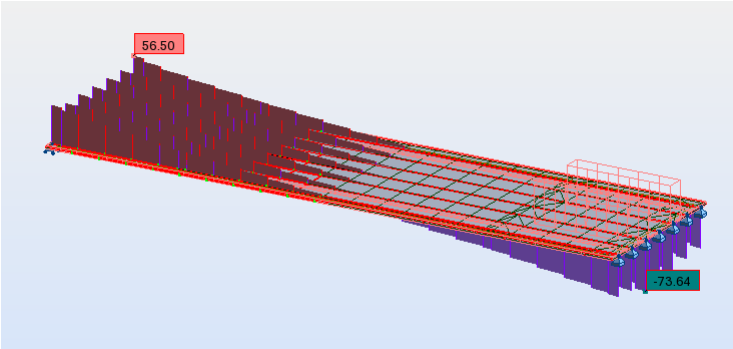
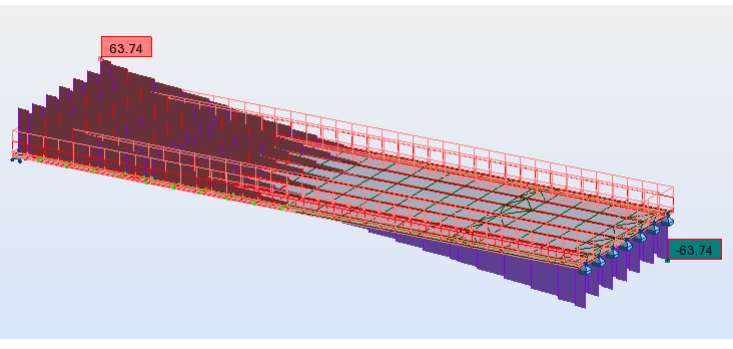
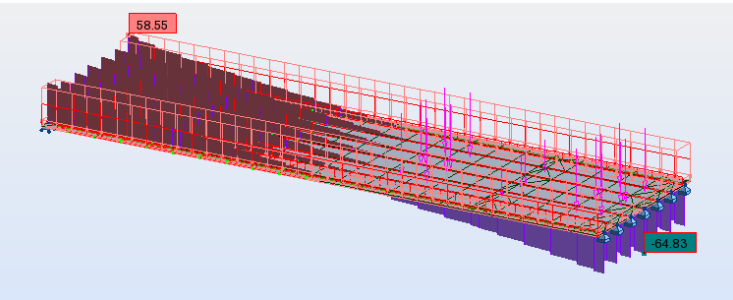
E.L.U	$1.35 G+1.6 (A(L) +ST)$	
	$1.35G+1.6 (B_C +ST)$	
	$1.35G+1.35M_C120$	
E.L.S	$G+1.2 (A(L) +ST) +0.5\Delta T$	

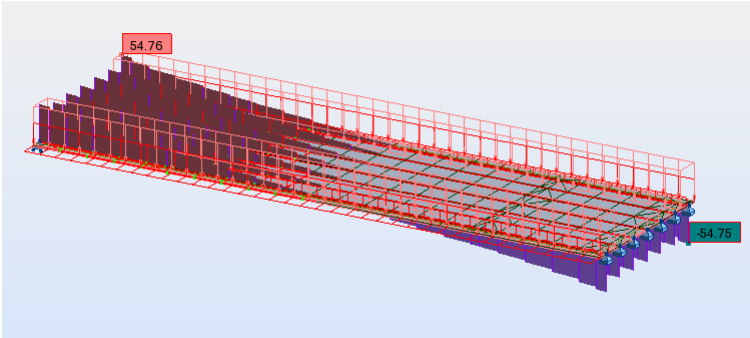
E.L.S	$G+1.2 (B_C+ST) +0.5\Delta T$	
	$G+M_C120+0.5\Delta T$	
	$G+0.7 (A(L) +ST) +0.5\Delta T$	
	$G+0.7(B_C+ ST) +0.5\Delta T$	
	$G+W$	

Annexe 1 : Diagrammes des efforts tranchants

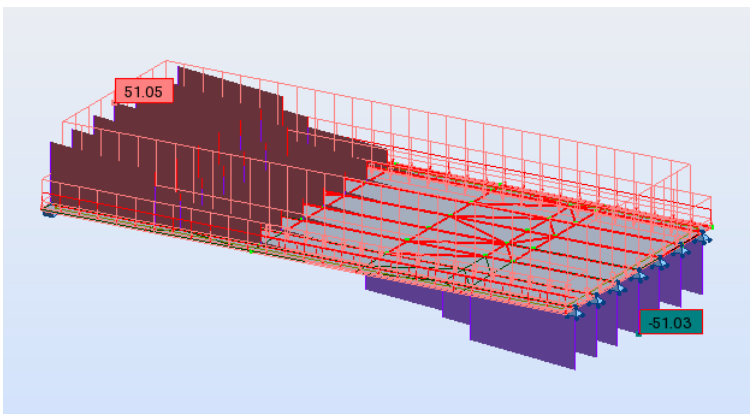
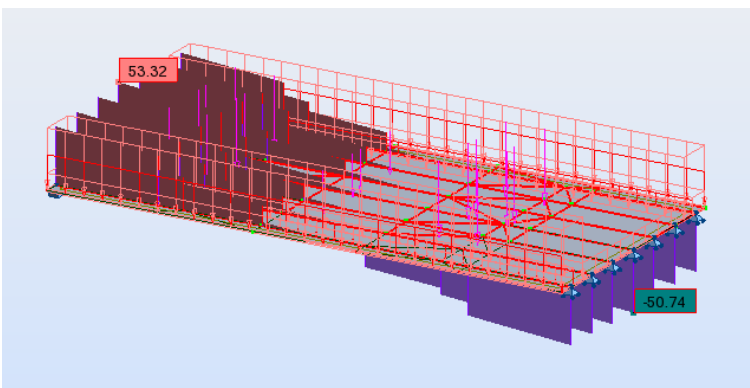
➤ Travée centrale

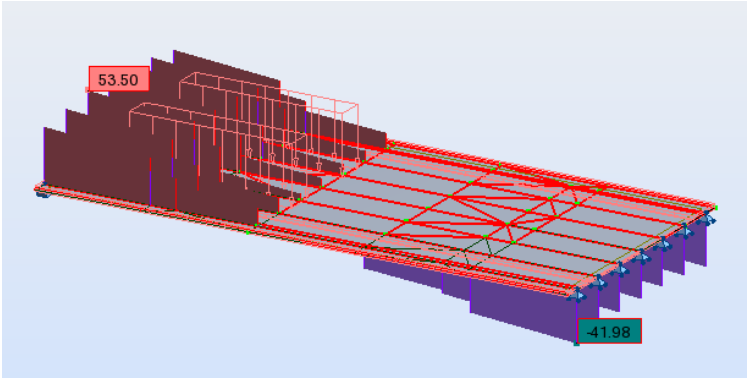
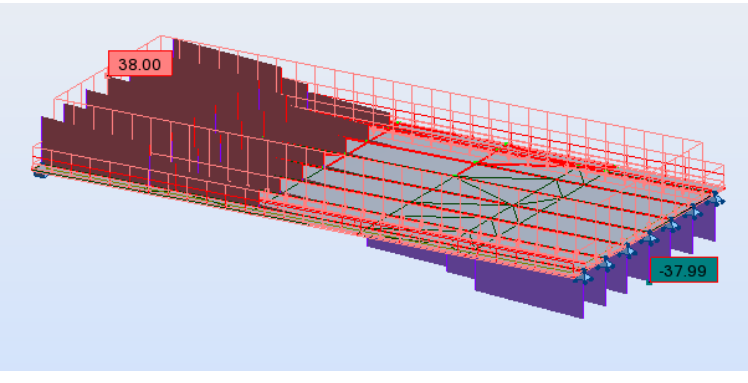
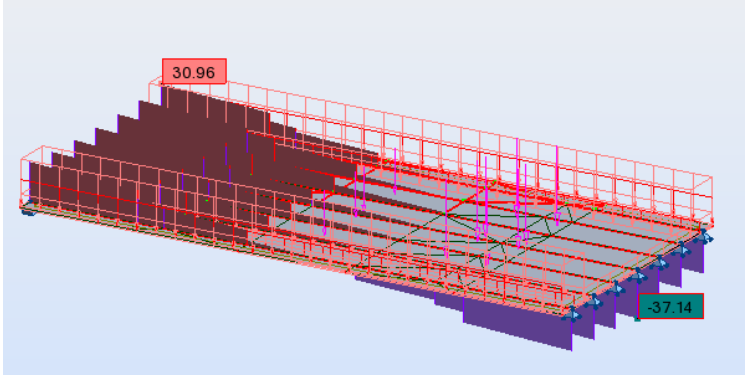
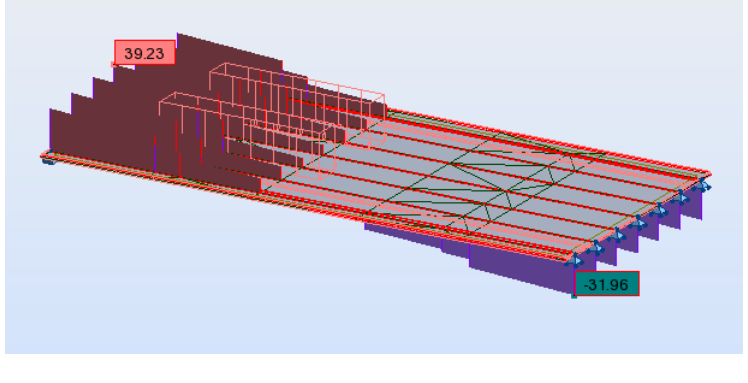
E.L.U	$1.35 G + 1.6 (A(L) + ST)$	
	$1.35G + 1.6 (B_C + ST)$	
	$1.35G + 1.35M_C120$	
E.L.S	$G + 1.2 (A(L) + ST) + 0.5\Delta T$	

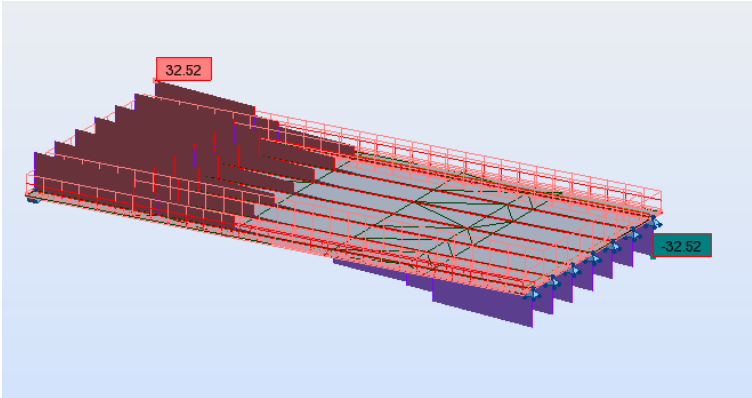
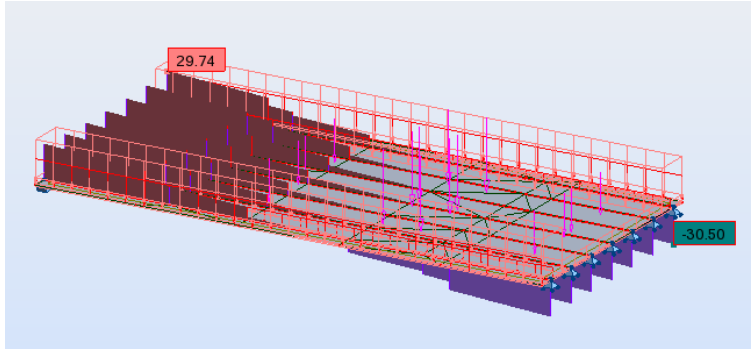
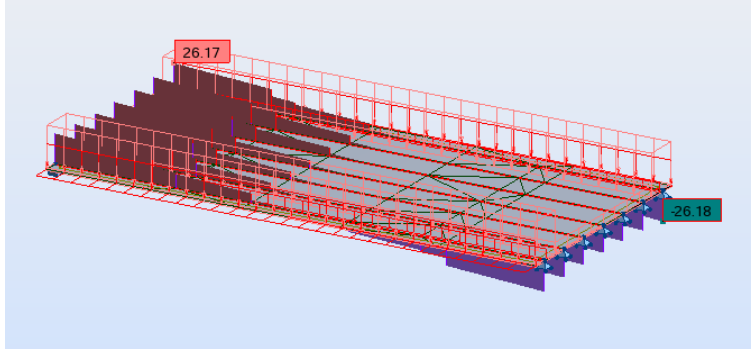
E.L.S	$G+1.2 (B_C+ST) +0.5\Delta T$	
	$G+M_C120+0.5\Delta T$	
	$G+0.7 (A(L) +ST) +0.5\Delta T$	
	$G+0.7(B_C+ ST) +0.5\Delta T$	

E.L.S	G+W	
--------------	-----	--

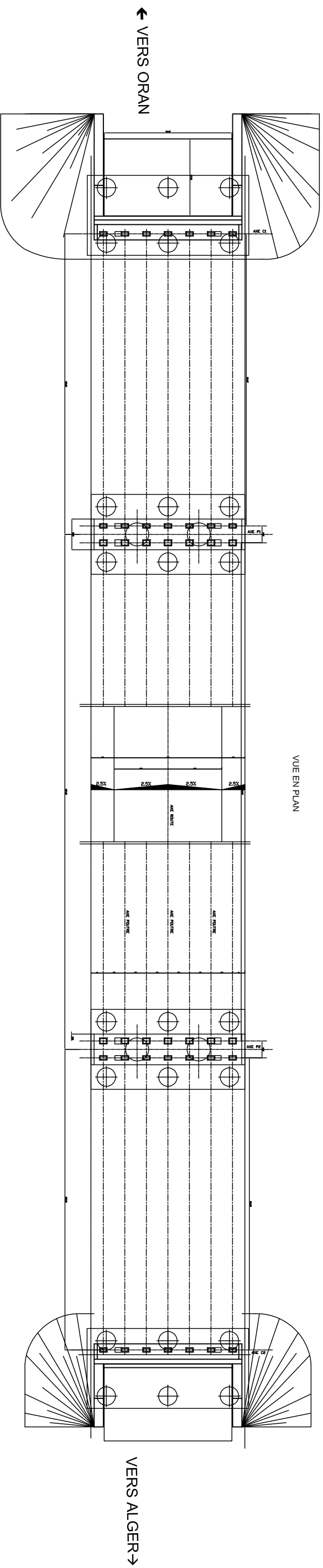
➤ Travée de rive

E.L.U	1.35 G+1.6 (A(L) +ST)	
	1.35G+1.6 (B _C +ST)	

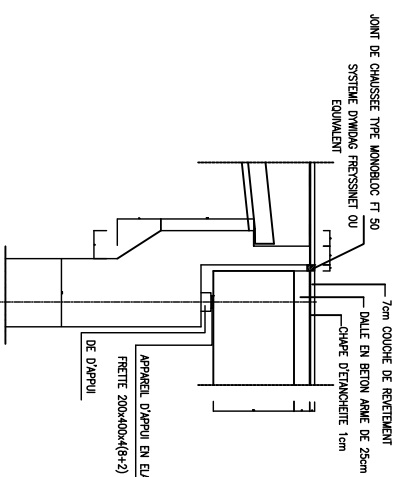
E.L.U	$1.35G+1.35M_C120$	
E.L.S	$G+1.2 (A(L) +ST) +0.5\Delta T$	
	$G+1.2 (B_C+ST) +0.5\Delta T$	
	$G+M_C120+0.5\Delta T$	

E.L.S	$G+0.7(A(L) + ST) + 0.5\Delta T$	
	$G+0.7(B_C + ST) + 0.5\Delta T$	
	$G+W$	

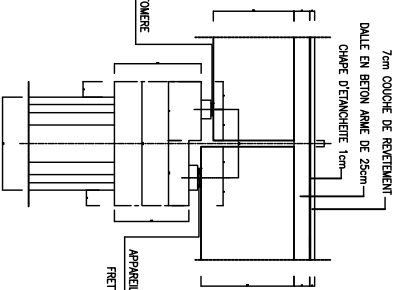
Annexe 2 :
Plan général du projet



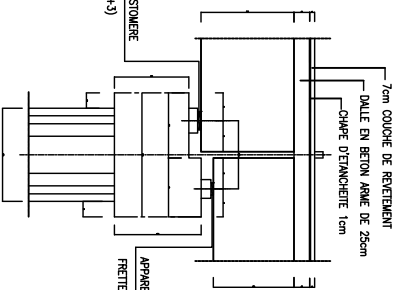
Détail culée C1 ECH : 1/50



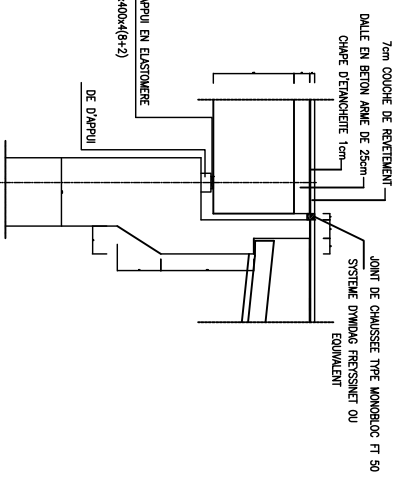
Détail culée P1 ECH : 1/50

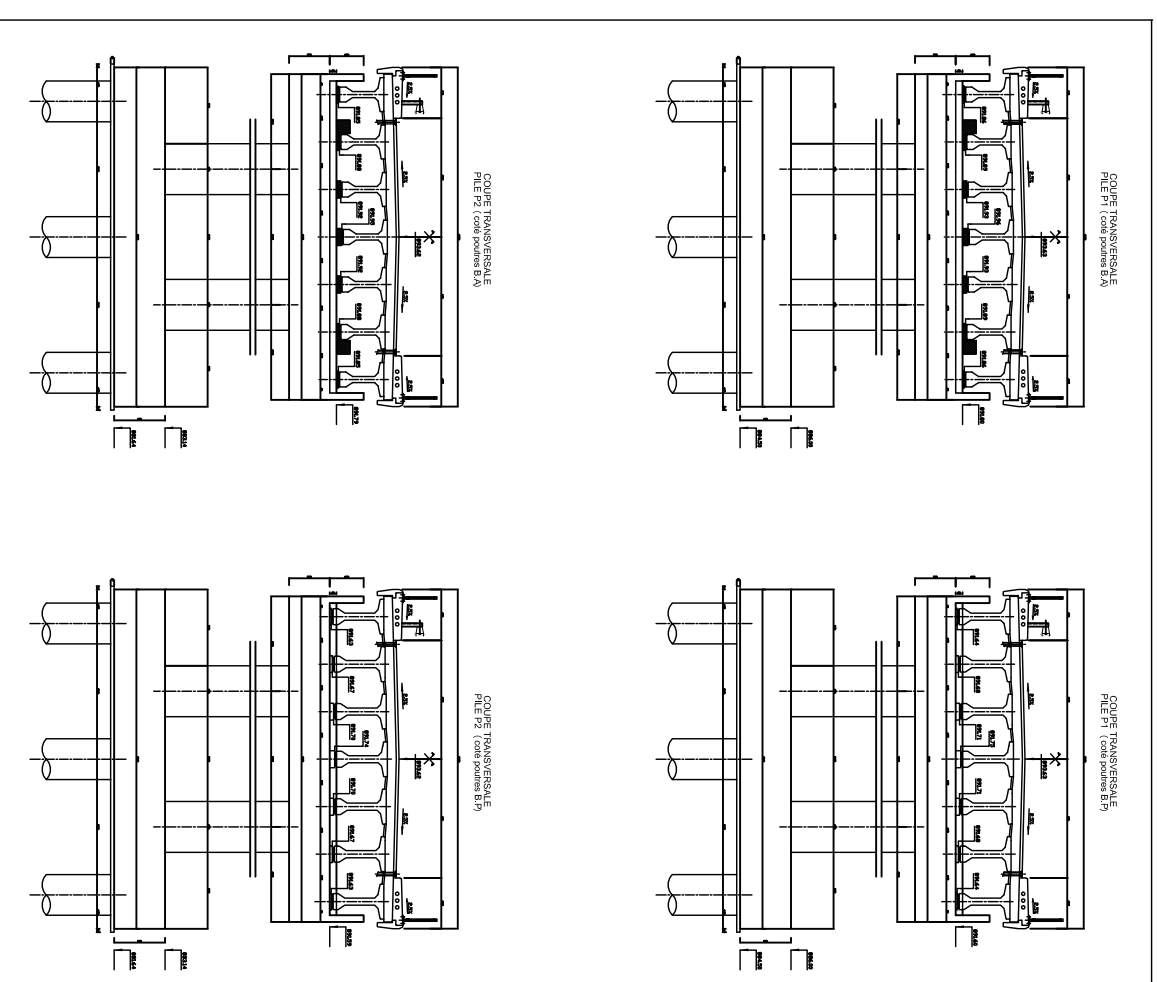
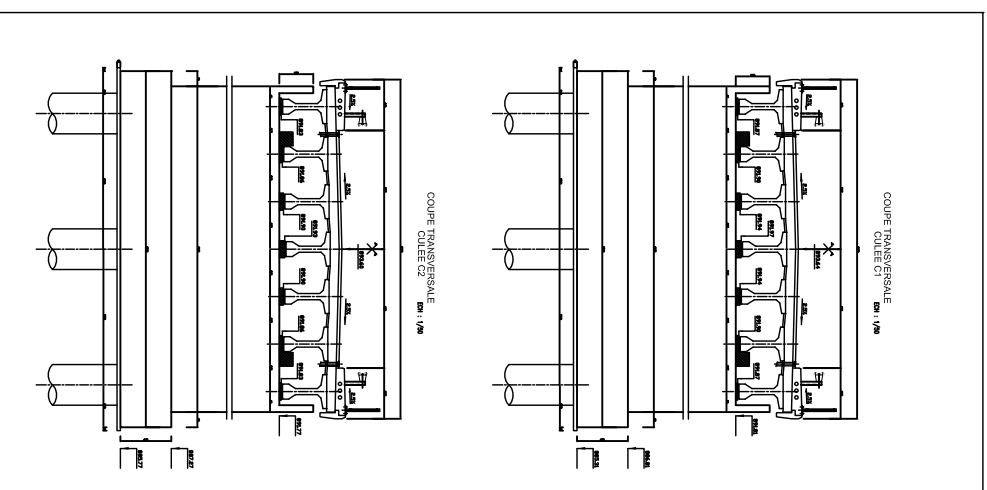


Détail culée P2 ECH : 1/50



Détail culée C2 ECH : 1/50

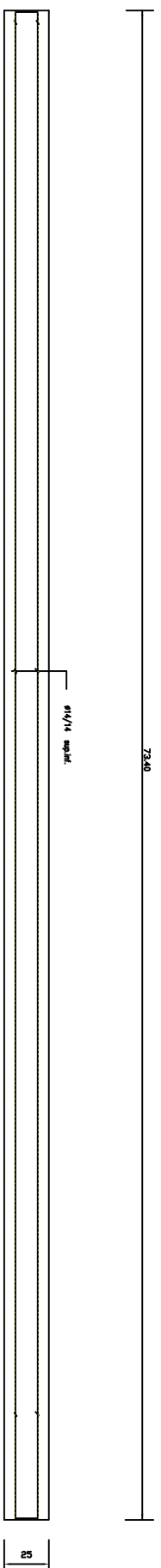




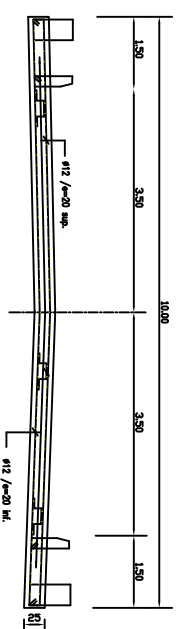
Annexe 3 :
Plan de câblage de la
poutre 33.40 m

Annexe 4 :
Plan de ferrailage de
l'hourdis général

COUPE LONGITUDINALE



COUPE TRANSVERSALE



DETAIL FERRAILLAGE DE CONTINUITÉ

