

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

**MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'INGÉNIEUR D'ÉTAT EN GÉNIE CIVIL**

**Étude de la Superstructure d'un Pont à Poutres
par Post Tension à Sidi-Aich**

(Du PK 37 +202 m au PK 37 +526 m)

Présenté par :

Abderrahmane DERGUINI

Présenté et soutenu publiquement le 14/10/2021

Composition du Jury :

Président	Mr. Abderrahim BALI	Pr	ENP
Promoteur	Mr Brahim Khalil BENAZZOUZ	MCA	ENP
Promotrice	Mme Nadjia BAUCHE	MAA	ENP
Examineurs	Mr Saadi LAKEHAL	MCB	ENP
	Mme Sana STIHI	MAA	ENP

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

**MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
D'INGÉNIEUR D'ÉTAT EN GÉNIE CIVIL**

**Étude de la Superstructure d'un Pont à Poutres
par Post Tension à Sidi-Aich**

(Du PK 37 +202 m au PK 37 +526 m)

Présenté par :

Abderrahmane DERGUINI

Présenté et soutenu publiquement le 14/10/2021

Composition du Jury :

Président	Mr. Abderrahim BALI	Pr	ENP
Promoteur	Mr Brahim Khalil BENAZZOUZ	MCA	ENP
Promotrice	Mme Nadjia BAUCHE	MAA	ENP
Examineurs	Mr Saadi LAKEHAL	MCB	ENP
	Mme Sana STIHI	MAA	ENP

ملخص

هذا المشروع يتمثل في دراسة جسر مبني باستعمال روافد من الخرسانة مسبقة الاجهاد والذي يربط ميناء بجاية بالطريق السيار شرق-غرب على طول 324 م.

يتكون هذا الجسر من تسعة أجزاء مستقلة طول كل واحدة منها 36 م وعرضها 31.5 م حيث يستند الطريق على عشرة دعائم (جانبيتان وثمانية في الوسط). تستند البلاطة الخرسانية المسلحة على ثمانية عشرة رافدة وتمت عملية سبق الاجهاد بطريقة خرسانة سابقة الشد.

تمت معالجة النمذجة والتحليل الانشائي لهذا الجسر بالاستعانة ببرنامج أوتودسك ريبوت 2018 الذي يمنح لنا كل النتائج التي تمكنا من تعزيز هياكل الجسر.

الكلمات الرئيسية: جسر رافدة بخرسانة مسبقة الاجهاد - خرسانة سابقة الشد - بلاط - دعامة - خرسانة مسلحة.

Abstract

The present work consists of a study a reinforced and prestressed concrete bridge, linking BEJAIA harbor to the East-West highway over a length of 324 m.

This bridge is composed of nine isostatic spans of 36 in length and 31.5 in width for each. The deck rests on ten supports (two abutments and eight piles). The reinforced concrete slab rests on eighteen beams. The prestressing is carried out by post-tension.

Numerical modeling and analysis processing is performed using Autodesk Robot 2018 software. The results obtained are then expressed in the form of layout diagrams representing the reinforcement of the main components of the bridge structure.

Keywords: Bridge with prestressed concrete beams - post-tension - deck - abutment - reinforced concrete

Résumé

Le présent travail porte sur l'étude d'un ouvrage d'art, en béton précontraint, permettant la liaison du port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest sur une longueur de 324 m.

Le pont comporte neuf travées isostatiques. Chaque travée a une longueur de 36 m et une largeur 31.5 m. Le tablier repose sur dix appuis (deux pour les culées et huit pour les piles). La dalle en béton armé repose sur dix-huit poutres. La précontrainte est réalisée par post-tension.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse est effectué à l'aide du logiciel Autodesk Robot 2018. Les résultats obtenus sont ensuite expliqués sous forme de schémas représentant le ferrailage des principaux éléments composant la structure du pont.

Mots clés : Pont à poutres en béton précontraint - Post-tension - Tablier - Culée - Béton armé.



Remerciements

Je remercie ALLAH le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a prodigué l'amour du savoir, la volonté, la patience, le courage et la force de mener à bout ce travail.

*À mon encadrant, **Mr Brahim Khalil BENAZZOUZ**, pour votre engagement et votre écoute, pour votre sympathie et votre soutien moral, pour vos efforts à construire et perfectionner ce projet de fin d'étude je vous remercie infiniment.
Travailler avec vous fut un énorme plaisir.*

*À **Mme Nadja BAUCHE**, merci pour votre précieuse aide, votre expérience, vos orientations et votre encouragement tout au long de la réalisation de ce projet.
Soyez assurée de ma profonde admiration et gratitude.*

*Mes sincères remerciements aux membres du jury pour leur présence, à **Mr Abderrahim BALI** d'avoir accepté d'être président du jury, à **Mme Sana STIHI** et **Mr Saadi LAKEHAL** d'avoir examiné et me faire honneur d'évaluer ce travail.*

Le travail présenté dans ce mémoire a été réalisé au sein de la Société Algérienne des Ponts et des Travaux d'Arts. Je remercie l'ensemble de l'équipe de SAPTA, pour leur gentillesse, leur aide et de m'avoir fourni l'opportunité de réaliser ce travail.

*Je remercie particulièrement **Mr Khaled SLIMANE**, de m'avoir chaleureusement accueilli au sein de son bureau d'étude B.E.A.U.T.E en m'offrant toutes les possibilités d'acquérir une expérience professionnelle très enrichissante et de m'avoir accompagné et guidé.*

*Je porte toute ma gratitude à l'ensemble de mes enseignants, pour avoir partagé leur savoir et leur sagesse avec moi, de m'avoir guidé tout au long de ces années. Je remercie l'administration du département de génie civil, et très particulièrement **Mr Abdellah LARIBI**, votre enthousiasme est contagieux.
Recevez ici l'expression de ma profonde reconnaissance.*

*Je rends hommage à notre formidable professeur **Mr S. BELKACEMI**, qui nous a quitté pour un monde meilleur, qu'ALLAH l'accueille dans son vaste paradis.*

Je remercie chaleureusement tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur sollicitude et ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance... Aussi,
c'est tout simplement que je dédie ce modeste travail :

À ma très chère mère qui m'a accompagné d'espoirs et m'a béni par ses prières.

À mon très cher père qui m'a orienté vers la gloire.

Aucune dédicace, aucune parole ne seront suffisantes afin d'exprimer ma considération pour les sacrifices consentis pour mon instruction, mon bien être et d'être toujours présents pour me soutenir, m'encourager et m'orienter vers le meilleur. Je ne vous remercierai jamais assez pour votre éducation, votre confiance et les précieuses valeurs que vous m'avez inculquées et ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

Qu'ALLAH vous protège, vous procure santé, bonheur et longue vie.

À mes sœurs : Imane, Houda et Hadjer, qui ont constamment cru en moi et m'ont toujours inspiré à aller de l'avant et de donner le meilleur de moi-même.

À Laeticia, Je ne saurai exprimer ma profonde reconnaissance pour ton soutien moral, tes encouragements et ton aide.

À ma grand-mère qui m'a comblé de ses prières, bénédictions et douceurs.
Qu'ALLAH te protège.

À mes grands-parents, qu'ALLAH vous accueille dans son vaste paradis.

À ma tante Ghania, ta présence et ton soutien me rendent invincible.

À mes oncles et tantes que ce travail soit pour vous un témoignage de ma vive reconnaissance, de mon affection indéfectible et ma profonde gratitude.

À mes cousins Walid, Amine et Abdou, à mon cousin Hamza et son fils Massyl, merci de m'avoir accompagné dans mon chemin, en ménageant aucun effort pour me soutenir et m'encourager.

À mes camarades de promotion de l'école nationale polytechnique, pour m'avoir accordé leur confiance et leur soutien.

À tous mes amis veuillez accepter l'expression de ma profonde gratitude pour votre soutien, encouragement et affection, je vous dédie ce modeste travail et je vous souhaite une vie comblée de bonheur, réussite et santé.

Que ce projet soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible.

- DERGUINI Abderrahmane -

Table des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	14
Chapitre I : Description de l'ouvrage	17
I.1. Introduction	17
I.2. Données fonctionnelles	17
I.2.1. Caractéristiques géométriques	17
I.2.2. Charges et surcharges	20
I.3. Données naturelles et climatiques	21
I.3.1. Données géologiques	21
I.3.2. Données climatiques	21
I.3.3. Données sismiques	21
I.4. Conclusion	22
Chapitre II : Caractéristiques des matériaux	23
II.1. Introduction	24
II.2. Le béton	24
II.2.1. Résistance caractéristique à la compression	24
II.2.2. Résistance caractéristique à la traction	24
II.2.3. Module de déformation longitudinale du béton E	24
II.2.4. Coefficient de Poisson	25
II.2.5. Module de déformation transversale du béton G	25
II.2.6. Etat limite ultime : ELU	26
II.2.7. Etat limite de service : ELS	27
II.3. Les aciers	27
II.3.1. Les aciers passifs	27
II.3.2. Les aciers actifs	28
II.4. Conclusion	30
Chapitre III : Prédimensionnement	31
III.1. Introduction	32
III.2. Prédimensionnement de la poutre	32
III.2.1. Constituants de la poutre	32
III.3. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre	36

III.4. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée	37
III.4.1. Poutre intermédiaire sans hourdis	37
III.4.2. Section médiane avec hourdis	38
III.4.3. Section d'about sans hourdis	40
III.4.4. Section d'about avec hourdis	41
III.5. Conclusion.....	42
Chapitre IV : Charges et surcharges	43
IV.1. Introduction	44
IV.2. Caractéristiques du pont.....	44
IV.3. Evaluation des charges.....	46
IV.3.1. Actions permanentes	46
IV.3.2. Les actions dues au trafic	49
IV.3.3. Calcul des moments fléchissant longitudinaux	57
IV.3.4. Calcul des efforts tranchants	64
IV.4. Conclusion	68
Chapitre V : Modélisation	69
V.1. Introduction	70
V.2. Présentation du logiciel	70
V.3. Etapes de modélisation.....	70
V.4. Résultats	73
V.4.1. Moment et effort tranchant à l'ELU	73
V.4.2. Moment et effort tranchant à l'ELS.....	74
V.5. Conclusion.....	75
Chapitre VI : Étude de la précontrainte	76
VI.1. Introduction	77
VI.2. Précontrainte par post-tension.....	77
VI.3. Armatures de précontrainte.....	78
VI.4. Dimensionnement de la précontrainte	78
VI.4.1. Caractéristiques des matériaux.....	78
VI.4.2. Détermination du nombre des câbles	80
VI.4.3. Disposition des câbles de précontrainte	82
VI.4.4. Détermination de l'angles de relevage.....	84
VI.4.5. Détermination des équations et l'allure des câbles	85

VI.5. Calcul des pertes et chutes de tension	89
VI.5.1. Pertes instantanées	90
VI.5.2. Pertes différées	95
VI.6. Conclusion	98
VI.7. Calcul justificatifs des poutres	99
VI.8. Définition des sections	99
VI.9. Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections	99
VI.9.1. Caractéristiques nettes de la section médiane	99
VI.9.2. Calcul des caractéristiques homogènes (poutre + hourdis)	100
VI.10. Phase de constructions	101
VI.11. Vérification des contraintes aux états limites de service (ELS)	102
VI.11.1. Contraintes admissibles en service.....	102
VI.11.2. Vérification de la contrainte normale.....	102
VI.11.3. Vérification de la contrainte tangentielle	105
VI.12. Ferrailage de la poutre	107
VI.12.1. Armatures longitudinales de peau	107
VI.12.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues	107
VI.13. Justification à l'ELU	108
VI.13.1. Justification des contraintes normales.....	108
VI.13.2. Justifications des armatures transversales	113
VI.13.3. Justification de la bielle de béton	114
VI.14. Conclusion	115
VI.15. Calcul des déformations	116
VI.15.1. Flèche due au poids propre	116
VI.15.2. Flèche due aux surcharges	116
VI.15.3. Contre-flèche.....	116
VI.15.4. Flèche totale	119
VI.16. Calcul des rotations.....	119
VI.16.1. Rotation sous le poids propre	119
VI.16.2. Rotation sous les surcharges	119
VI.16.3. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte	119
VI.16.4. Rotation totale	121

VI.17. Calcul des déplacements	121
VI.17.1. Déplacement du à une rotation d'appui.....	121
VI.17.2. Déplacement du au retrait	121
VI.17.3. Déplacement du au fluage	121
VI.17.4. Déplacement du à la variation de température	122
VI.17.5. Déplacement maximal.....	122
VI.18. Conclusion	122
Chapitre VII: Étude du tablier et des appareils d'appui.....	123
VII.1. Introduction	124
VII.2. Étude de flexion transversale.....	124
VII.2.1. Le ferrailage transversale.....	126
VII.3. Étude de flexion longitudinale.....	126
VII.3.1. Le ferrailage longitudinale.....	128
VII.4. Vérification de la contrainte de cisaillement	129
VII.5. Récapitulatif du ferrailage	130
VII.6. Les appareils d'appui.....	131
VII.7. Les appareils d'appuis en élastomère fretté de type B	131
VII.8. Prédimensionnement de l'appareil d'appui	132
VII.8.1. L'air totale des appareils d'appui en plan de l'appareil (a x b)	132
VII.8.2. Présimensionnement d'épaisseur nominale total d'élastomère T_e	133
VII.8.3. Épaisseur des frettes.....	134
VII.9. Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions	135
VII.9.1. Action statique (Efforts dus aux déformations)	135
VII.9.2. Action dynamique.....	136
VII.10. Critères de stabilité	137
VII.10.1. Stabilité à la rotation	137
VII.10.2. Stabilité au flambement	138
VII.10.3. Condition de non-glissement	139
VII.11. Étude des dés d'appuis	140
VII.11.1. Dimensionnement des dés d'appuis.....	140
VII.11.2. Ferrailage des dés d'appuis.....	140
VII.12. Conclusion	141
Conclusion générale.....	142
Bibliographie	144
Annexes	146

Liste des Figures

Figure I-1 : Vue satellite du site de l'ouvrage (Google Earth)	18
Figure I-2 : Tracé en plan du pont	19
Figure I-3 : Profil en long	19
Figure I-4 : Profil en travers	20
Figure I-5 : Classement des zones de sismicité en Algérie par ordre croissant.....	22
Figure I-6 : Carte de zonage sismique en Algérie	22
Figure II-1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....	26
Figure II-2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier passif.....	27
Figure III-1 : Les constituants de la poutre.....	32
Figure III-2 : Table de compression et hourdis (SETRA).....	33
Figure III-3 : Gousset du talon	35
Figure III-4 : Gousset de la table de compression	35
Figure III-5 : Un schéma descriptif des dimensions de la poutre (en centimètre).....	36
Figure III-6 : Section médiane.....	37
Figure III-7 : Section médiane avec hourdis	39
Figure III-8 : Section d'about sans hourdis	40
Figure III-9 : Section d'about avec hourdis.....	41
Figure IV-1 : Variation de la section de la poutre	46
Figure IV-2 : Système de charge Bc.....	51
Figure IV-3 : Système de charge Br	52
Figure IV-4 : Système de charge Bt	53
Figure IV-5 : Système de charge Mc120.....	54
Figure IV-6 : Convoi D240	55
Figure IV-7 : Charge sur le garde-corps.....	56
Figure IV-8 : Poutre sous la charge du poids propre.....	57
Figure IV-9 : Poutre sous la surcharge A(L)	58
Figure IV-10 : Poutre sous la surcharge Bc (1 ^{er} cas).....	59
Figure IV-11 : Poutre sous la surcharge Bc (2 ^{ème} cas)	61
Figure IV-12 : Poutre sous la surcharge Bt	62
Figure IV-13 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120	63
Figure IV-14 : Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240.....	64
Figure IV-15 : Charge uniformément répartie due au poids propre	64

Figure IV-16 : Charge due à A(L).....	65
Figure IV-17 : Charges dues à la surcharge Bc.....	65
Figure IV-18 : Charges dues à la surcharge Bt.....	66
Figure IV-19 : Charges due à la surcharge Mc120.....	66
Figure IV-20 : Charges dues à ka surcharge D240.....	67
Figure V-1 : Définition des poutres, dalle, entretoise, appui.....	70
Figure V-2 : Affectation des charges permanentes CP.....	71
Figure V-3 : Charge A(l).....	71
Figure V-4 : Charge Bc.....	72
Figure V-5 : Charge Mc120.....	72
Figure V-6 : Charge D240.....	72
Figure V-7 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	73
Figure V-8 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	74
Figure V-9 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	74
Figure V-10 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	75
Figure VI-1 : Les étapes de la réalisation de la précontrainte par post-tension.....	77
Figure VI-2 : Tracé des câbles sortant de l'about.....	83
Figure VI-3 : Tracé des câbles sortant de la section médiane.....	84
Figure VI-4 : Allure de câble numéro 1.....	88
Figure VI-5 : Allure du câble numéro 2.....	88
Figure VI-6 : Allure du câble numéro 3.....	88
Figure VI-7 : Allure du câble numéro 4.....	89
Figure VI-8 : Allure des câbles de précontrainte.....	89
Figure VI-9 : Frottements le long du câble.....	90
Figure VI-10 : Courbe d'interaction effort normal moment fléchissant.....	108
Figure VI-11 : Diagramme des contraintes et des déformations à l'ELU.....	108
Figure VI-12 : Ferrailage passif de la poutre.....	115
Figure VI-13 : Diagramme de \bar{M}	118
Figure VI-14 : Diagramme de M.....	118
Figure VI-15 : Diagramme de \bar{M}	120

Figure VI-16 : Diagramme de M.....	120
Figure VII-1 : La section de l'hourdis	124
Figure VII-2 : Moment max et min de l'hourdis (ELU)	125
Figure VII-3 : Moment max et min de l'hourdis (ELS)	125
Figure VII-4 : Moment max et min de l'hourdis (ELU)	127
Figure VII-5 : Moment max et min de l'hourdis (ELS)	127
Figure VII-6 : Effort tranchant dû à B_c suivant Y-Y' à l'ELU	129
Figure VII-7 : Effort tranchant dû à B_c suivant X-X' à l'ELU	129
Figure VII-8 : Ferrailage de l'hourdis	130
Figure VII-9 : Disposition des appareils d'appui (S.E.T.R.A 1996).....	131
Figure VII-10 : Appareil d'appui en élastomère frette de type B.....	132
Figure VII-11 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norma NF.....	132
Figure VII-12 : Les dimensions de l'appareil d'appui	134
Figure VII-13 : Ferrailage des dés d'appui	141

Liste des Tableaux

Tableau II-1 : Module de déformation instantanée et différée du béton	25
Tableau II-2 : Valeurs de module de déformation E	25
Tableau II-3 : Valeurs de module de déformation G.....	26
Tableau II-4 : Contraintes à l'état limite de service	28
Tableau II-5 : Caractéristiques des aciers actifs	30
Tableau III-1 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis	38
Tableau III-2 : Caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis.....	39
Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis	40
Tableau III-4 : Caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis	41
Tableau IV-1 : Caractéristiques de pont.....	44
Tableau IV-2 : Poids propre des sections	46
Tableau IV-3 : Valeurs de a_1	49
Tableau IV-4 : Valeurs de L_0	49
Tableau IV-5 : valeurs de $A(L)$ en fonction du nombre de voies chargées.....	50
Tableau IV-6 : Valeurs de bc en fonction du nombre de voies chargées	51
Tableau IV-7 : Charges de système B_c	52
Tableau IV-8 : Charges de système B_t	53
Tableau IV-9 : Moments fléchissant dû à la surcharge $A(L)$	59
Tableau IV-10 : Calcul des ordonnées dans le 1 ^{er} cas	60
Tableau IV-11 : Calcul des ordonnées dans le 2 ^{ème} cas.....	62
Tableau IV-12 : Moments maximums.....	67
Tableau IV-13 : Efforts tranchants maximums	68
Tableau V-1 : Différentes combinaisons de charges	73
Tableau VI-1 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.....	79
Tableau VI-2 : Résultats de calcul.....	79
Tableau VI-3 : Caractéristiques des sections.....	80
Tableau VI-4 : Équation de l'allure pour chaque câble.....	86
Tableau VI-5 : Position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure.....	87
Tableau VI-6 : Perte dues au frottement du câble	91
Tableau VI-7 : Valeurs des angles de chaque câble	92
Tableau VI-8 : Pertes par recul d'ancrage	92

Tableau VI-9 : Pertes par raccourcissement de chaque câble	94
Tableau VI-10 : Pertes instantanées totales	95
Tableau VI-11 : Pertes dues au fluage du béton pour chaque câble	96
Tableau VI-12 : Pertes par relaxation	97
Tableau VI-13 : Pertes totales dues aux pertes différées	97
Tableau VI-14 : Pertes totales et leurs pourcentages (%)	97
Tableau VI-15 : Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane sans hourdis	100
Tableau VI-16 : Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane avec hourdis	100
Tableau VI-17 : Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis)	101
Tableau VI-18 : Valeurs des contraintes totales pour toutes les phases de construction	104
Tableau VI-19 : Vérification des contraintes tangentielles	107
Tableau VI-20 : Données armatures longitudinales	109
Tableau VI-21 : Valeurs de la flèche dues à la précontrainte	117
Tableau VI-22 : Récapitulatif des déplacements horizontaux	122
Tableau VII-1 : Les combinaisons de charge	124
Tableau VII-2 : Valeurs des moments maximums suivant X-X'	126
Tableau VII-3 : Valeurs des moments maximums du B _c	128
Tableau VII-4 : Valeurs des efforts tranchants max	129
Tableau VII-5 : Les efforts statiques des appareils d'appui	135
Tableau VII-6 : Les dimensionnements des dés d'appui	140

Introduction Générale

Le réseau routier est un facteur essentiel dans la vie économique et sociale d'un pays.

Les ponts représentent une catégorie importante du patrimoine national d'ouvrages d'art et constituent les points sensibles du réseau.

L'état des ponts constitue avant tout un enjeu majeur de sécurité. C'est également un enjeu d'attractivité et de développement des territoires. Ils sont indispensables au maintien des voies de communication et donc à l'activité économique. Leur défaillance provoque toujours une perturbation importante sur le trafic.

La fonction de cet ouvrage est de permettre le franchissement d'un obstacle naturel (rivière, ravin) ou à franchir une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

Pour l'ingénieur en génie civil, le souci principal est comment concevoir un pont en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres en tenant toujours compte d'une part, des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, et d'autre part, de trouver une solution qui doit être aussi économique en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Ce travail s'intéresse à l'étude d'un pont dans le cadre de la réalisation de la pénétrante reliant le port de Bejaïa et l'autoroute Est-Ouest. C'est un pont à poutres, composé de neuf travées, de longueur totale de 323.82 m en béton précontraint par post-tension.

Cet ouvrage est l'un des plus importants de la région, il forme un des maillons essentiels de la chaîne logistique de fret dans la région. Par ailleurs, il constitue un moteur de développement économique pour la ville de Bejaïa ainsi que pour le pays.

Parmi les principaux objectifs de ce projet, l'amélioration du trafic et du transport routier inter wilayas, le désengorgement de la route nationale RN26 qui connaît un niveau de trafic élevé avec une forte croissance annuelle, et pour la réduction des externalités (émission de polluants et de CO₂) liées aux trafics des véhicules légers, utilitaires et poids lourds.

Afin de bien mener ce modeste travail, nous avons structuré notre mémoire en 7 chapitres.

Le chapitre I, *description de l'ouvrage*, est consacré aux données de base du projet.

Le chapitre II, *caractéristiques des matériaux*, nous nous sommes intéressés à l'analyse fonctionnelle.

Le chapitre III, *Prédimensionnement*, s'est focalisé sur le prédimensionnement des poutres précontraintes et le choix des matériaux de construction.

Le chapitre IV, *Charges et surcharges*, l'évaluation des charges et des surcharges appliquées au pont faisant l'objet de cette étude.

Le chapitre V, la modélisation de l'ouvrage, *modélisation à l'aide du logiciel Robot Analysis structural 2018*.

Dans le chapitre VI, est consacré à *l'étude de la précontrainte des poutres* ainsi qu'au calcul du ferrailage et des déformations.

Le chapitre VII, *L'étude et calcul du tablier et des appareils d'appui*.

Enfin, le mémoire est complété par une conclusion générale qui reprend les points essentiels de l'étude et met en évidence les limitations et les contributions apportées par ce modeste projet.

Chapitre I

Description de l'Ouvrage

I.1. Introduction

L'étude ou la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline, et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leurs pré dimensionnement et problèmes d'exécutions.

L'objectif du présent travail consiste à étudier un pont à poutres composé de neuf travées en béton précontraint par post-tension de longueur de 323.82 m. Il fait partie de l'autoroute est-ouest.

Pour la conception d'un tel ouvrage, nous avons besoin de données fonctionnelles et naturelles.

I.2. Données fonctionnelles

I.2.1. Caractéristiques géométriques

a) Position de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude a été proposé par la Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Art (SAPTA).

Notre travail consiste à étudier un pont routier. Cet ouvrage rentre dans le cadre du projet routier qui relie le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Sidi-Aich sur une longueur de 323.82 m (du PK 37 +202 m au PK 37 +526 m) (Figure I-1).



Figure I-1 : Vue satellite du site de l'ouvrage (Google Earth)

b) Tracé en plan

Le tracé en plan est une projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route.

Le tracé de la chaussée portée par l'ouvrage est une droite d'une longueur de 144m et une courbure de 180 m.

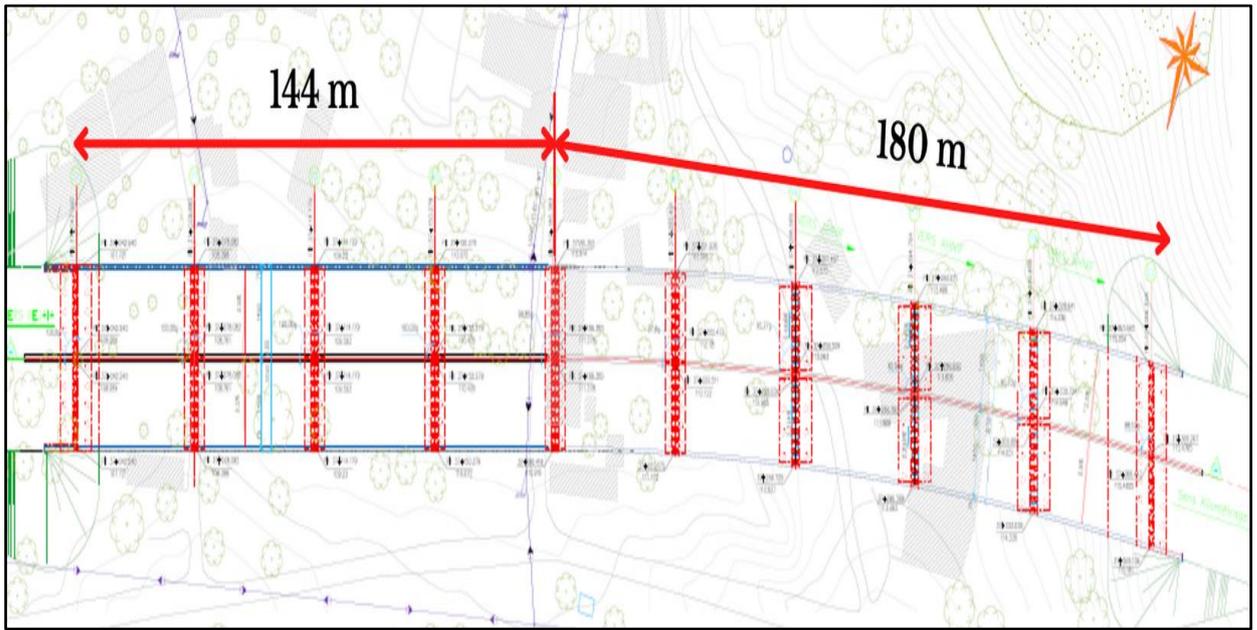


Figure I-2 : Tracé en plan du pont.

c) Profil en long

Un profil en long de voirie est une coupe verticale qui suit l'axe central de la voirie, notre ouvrage est composé de 9 travées de 36 m chacun.

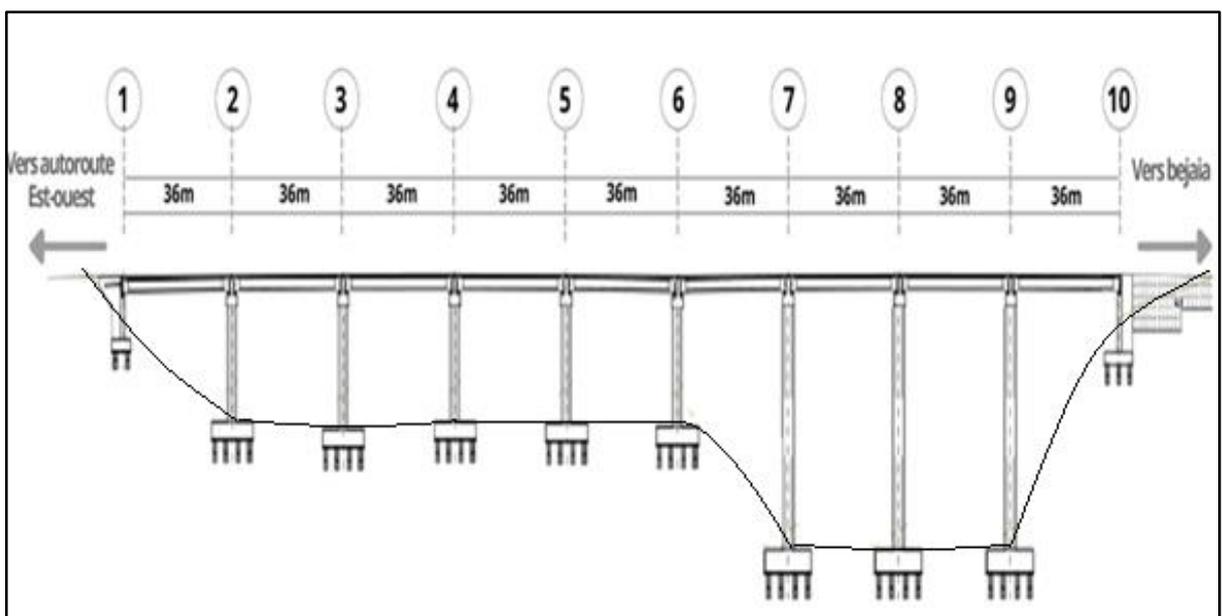


Figure I-3 : Profil en long du pont.

d) Profil en travers

Par définition le profil en travers représente l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Les éléments les plus importants de notre ouvrage sont :

- Une largeur du tablier de 14.50 m
- Une seule corniche.
- Deux glissières de sécurité.
- Deux gardes corps.
- Un dévers de 2,5%.

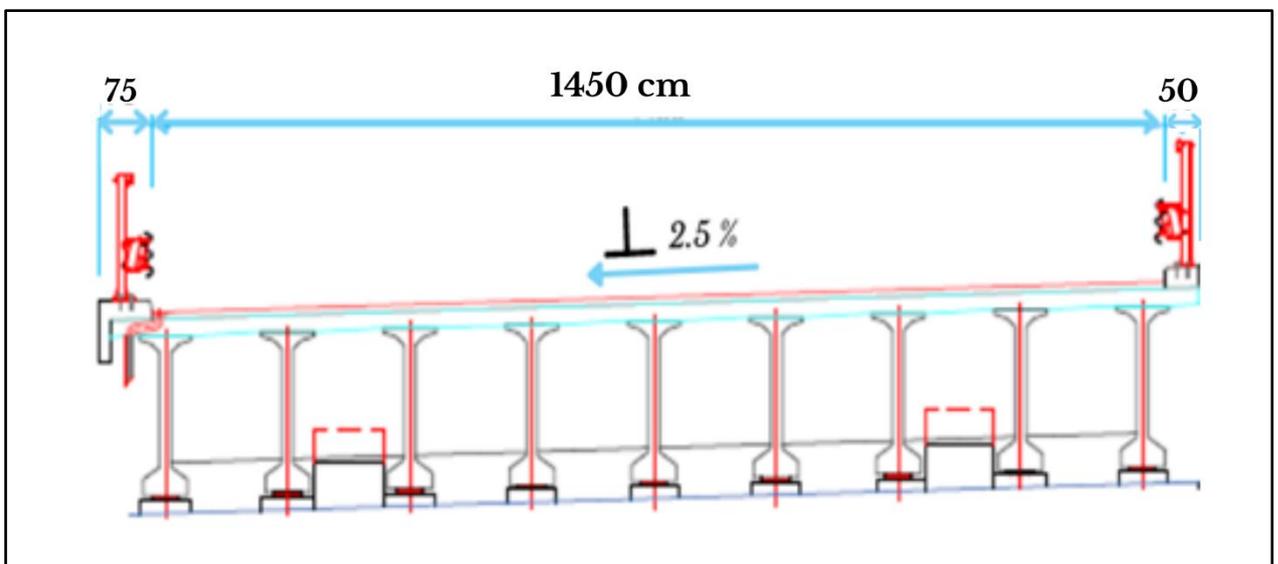


Figure I-4 : Profil en travers (en cm)

I.2.2. Charges et surcharges

Les charges appliquées à un pont sont essentiellement de deux types :

I.2.2.1. Charges permanentes

Ce sont des charges qui sont toujours présentes sur l'ouvrage, qui ne varient pas dans le temps, elles comprennent :

- **Le poids des éléments porteurs** : poutres, dalle, entretoise.
- **Le poids des éléments non porteurs** : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement.

I.2.2.2. Charges variables

Ce sont des charges qui varient dans le temps et elles sont définies souvent par un règlement (par exemple le R.C.P.R 2008), elles comprennent :

- **Charge d'exploitation** : comprennent essentiellement dans le cas d'un pont routier les systèmes de charges A, B, et le système de charge militaire et les convois exceptionnels.
- **Charges climatiques** : essentiellement le vent et la température.
- **Actions accidentelles** : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

I.3. Données naturelles et climatiques

I.3.1. Données géologiques

Sur le plan géologique, la région de Sidi-Aich est essentiellement représentée par les formations suivantes :

- Le massif argilo- gréseux de l'Akfadou au Nord.
- Les alluvions de la vallée creusée par Oued Soummam, et dans les deux petites plaines alluviales délimitées par les défilés de Takriet et de Sidi-Aich.
- Les schistes au Sud de la Soummam.

Localement, le site est représenté par des argiles et alluvions de la vallée qui reposent sur les marnes et marno-calcaires.

D'après le rapport géotechnique, le projet est implanté dans une zone argileuse et a une structure géologique dominée par les unités d'alluvions.

I.3.2. Données climatiques

Pluviométrie et vent

Le climat de la wilaya de Bejaïa est de type méditerranéen chaud avec un été sec. Selon la classification de Koppen-Geiger. Sur l'année, la température moyenne à **Béjaïa** est de 17.8°C et les précipitations sont en moyenne de 733.1 mm.

I.3.3. Données sismiques

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante (Figure I-5) :

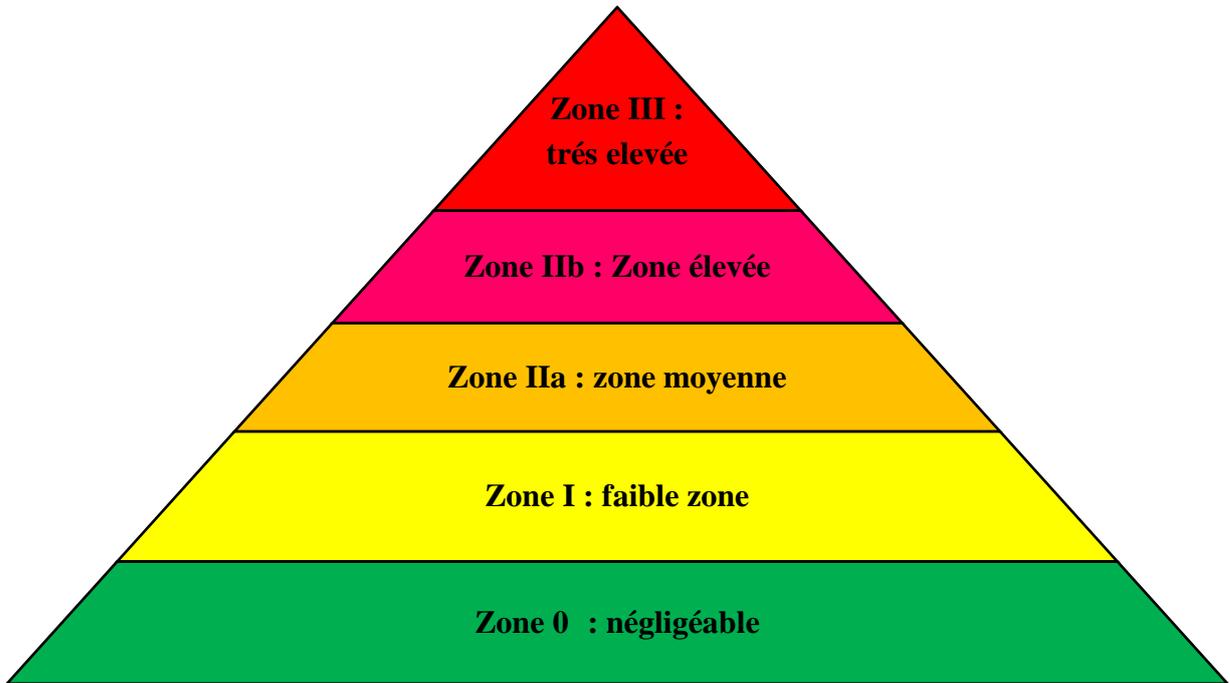


Figure I-5 : Classement des zones de sismicité en Algérie par ordre croissant.

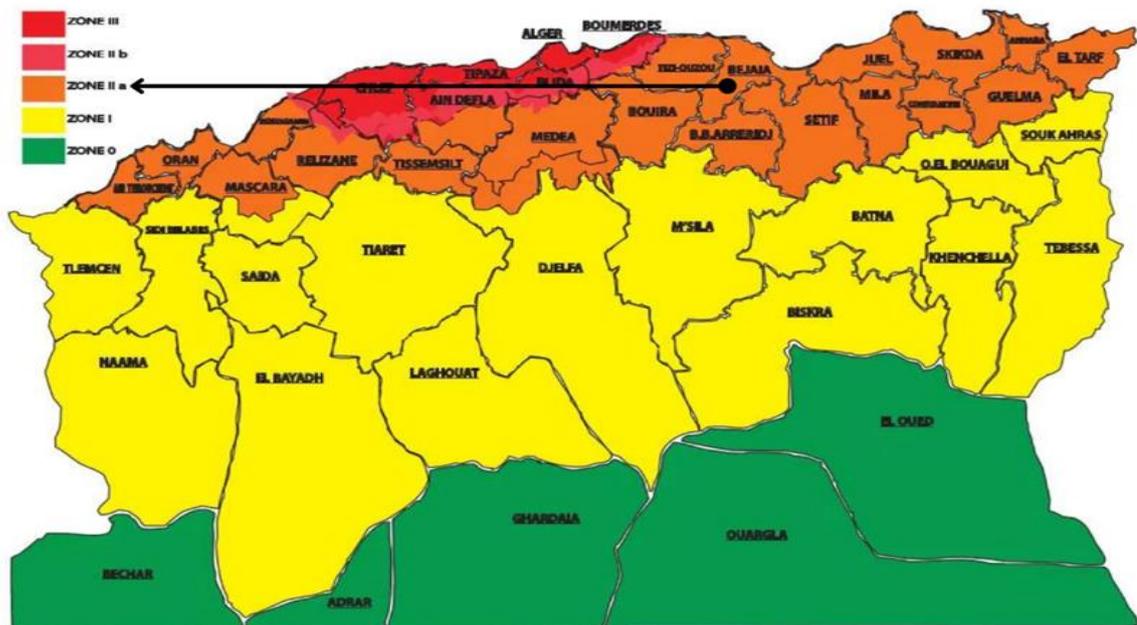


Figure I-6 : Carte de zonage sismique en Algérie.

La région de BEJAIA est classée en zone **II-a** selon le **RPOA 2008** (Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art), cela veut dire qu'elle est en zone de sismicité moyenne, avec une accélération uniforme de composante horizontale égale à $0.2g$ et une composante verticale égale $\pm 0.1 g$.

☑ g est l'accélération de la pesanteur.

I.4. Conclusion

Les données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage sont nécessaires pour faire une bonne conception du projet.

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction

Ce chapitre présente les différentes caractéristiques des matériaux de construction (béton et acier) utilisés dans l'étude de ce pont.

Documents et règlements utilisés :

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

II.2. Le béton

Le béton s'obtient par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement Complété par des adjuvants et des additifs, offrant les particularités suivantes :

- ✓ Il est facile à mettre en œuvre.
- ✓ Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- ✓ Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- ✓ Il a une bonne durabilité.

II.2.1. Résistance caractéristique à la compression

Pour notre projet, les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours f_{c28} sont :

- Pour le béton du tablier : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$
- Pour les piles, les culées, et les fondations : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

II.2.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance de compression par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

- Pour le béton de tablier : $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$
- Pour les appuis : $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$

II.2.3. Module de déformation longitudinale de béton E

Le tableau ci-dessous regroupe les formules permettant de calculer la déformation instantanée et différée du béton.

Tableau II-1 : Modules de déformation instantanée et différée du béton.

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, Nous avons eu à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de :</p> $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est :</p> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$

Le tableau suivant indique les valeurs de la déformation instantanée et différées du tablier, pile ainsi que la culée.

Tableau II-2 : Valeurs de module de déformation E

	f_{c28}	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)
Tablier	40	37619.47	12653.82
Pile, culée	27	33000	11100

- ❖ E_{ij} (MPa) : Déformations instantanées
- ❖ E_{vj} (MPa) : Déformations différées

II.2.4. Coefficient de Poisson ν

Le coefficient de poisson est le rapport de déformation transversale à la déformation longitudinal.

Le coefficient de poisson du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2 quant au cas d'un béton fissuré ν devient nul. On retiendra pour les calculs du béton la valeur suivante de ν :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

II.2.5. Module de déformation transversale du béton G

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Les valeurs du module G sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Valeurs de module de déformation G

	ELS (MPa)	ELU (MPa)
Tablier	15674.78	18809.74
Pile, culée	13750	16500

II.2.6. Etat limite ultime : ELU

Les états limites ultimes, sont les états associés à la ruine d'une structure, c'est-à-dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillance structurale, ils correspondent à l'atteinte de la capacité portante maximale de la structure.

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.U est définie par la formule suivante

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

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Situations durables} \rightarrow f_{bu} = 22.66 \text{ MPa} (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$

$$f_{bu} = 15.30 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Situations accidentelles} \rightarrow f_{bu} = 29.56 \text{ MPa} (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$

$$f_{bu} = 19.95 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

Les diagrammes de contraintes déformations adoptées sont de deux types :

- 1) Parabole-rectangle pour les sections entièrement comprimées.
- 2) Rectangulaire simplifié pour les autres cas.

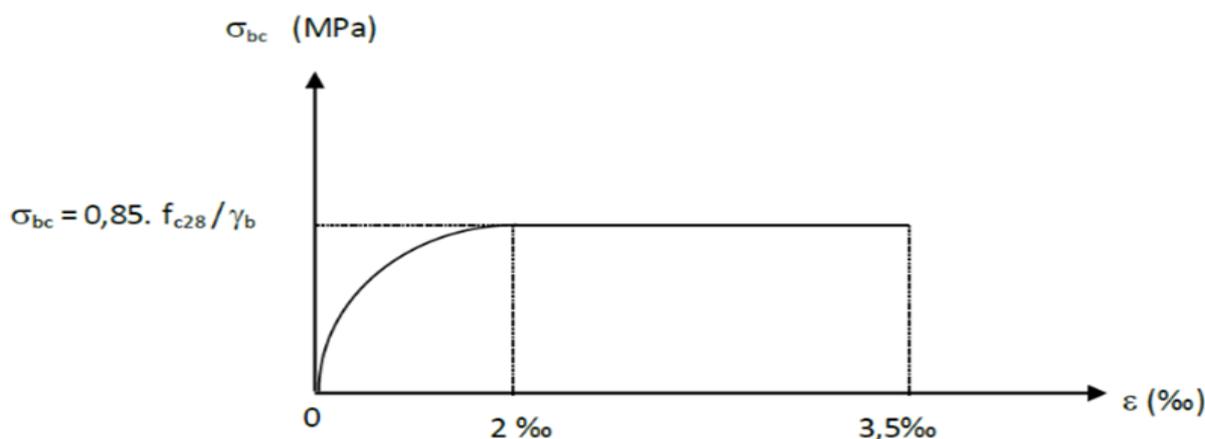


Figure II-1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

II.2.7. Etat limite de service : ELS

Les états limites de service sont les états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, on s'intéresse à la limite de déformation instantanée ou différée et d'ouverture des fissures.

La contrainte limite de compression du béton à l'**E.L.S** est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

→ **Pour le Tablier**

$$\sigma_{bc} = 24.0 \text{ MPa} (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$

→ **Pour les culées, piles**

$$\sigma_{bc} = 16.2 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

II.3. Les aciers

On distingue deux natures différentes des aciers utilisés en précontraintes :

- 1) Les aciers passifs reprennent les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- 2) Les aciers actifs pour la maintenance de la précontrainte.

II.3.1. Les aciers passifs

Les aciers utilisés pour notre ouvrage sont des armatures à haute adhérence de nuance FeE500 dont le module de Young est 2.10^5 MPa.

II.3.1.1. Diagramme contrainte déformation

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

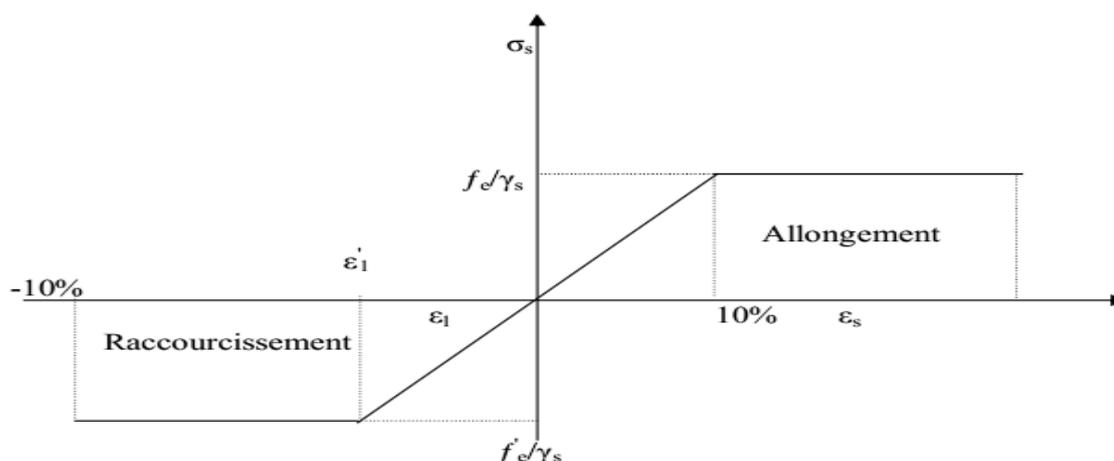


Figure II-2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier passif.

II.3.1.2. Résistance de calcul

La contrainte limite de l'acier à l'état limite est déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

$\gamma_s = 1.15$ pour les combinaisons durables.

$\gamma_s = 1.00$ pour les combinaisons accidentelles.

II.3.1.3. Contrainte de l'acier à l'ELS

La contrainte limite de l'acier dépend de la nature des fissurations comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : Contraintes à l'état limite de service.

Etat considéré	Etat limite de service (ELS)
Fissuration peu préjudiciable (nuisible)	Pas de vérification
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa}$ <p>Avec :</p> <p>$\eta = 1 \rightarrow$ Barres rond lisse (RL)</p> <p>$\eta = 1.6 \rightarrow$ Barres à haute adhérence (HA)</p>
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa}$

II.3.2. Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

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

La précontrainte est réalisée par post-tension ; Les câbles utilisés dans notre ouvrage sont des torons de diamètre 15 mm (T15) de classe 1770 TBR (très basse relaxation).

Les caractères des armatures de précontrainte en post-tension à prendre en compte dans les calculs sont :

1) Caractéristiques des câbles (FREYSSINET) :

Poids de 1T15 = 1,18 (kg/m).

Section de 1T15 = 139 (mm²).

Section de 12T15 = 1668 (mm²).

Force de rupture nominale = 252,1 (kN).

Force maximale sous ancrage = 241,3 (kN).

EP : Module de Young = 190000 MPa

Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes :

ρ_{1000} : la relaxation à 1000 heures exprimée en %, $\rho_{1000} = 2.5\%$

μ_0 : Coefficient pris pour l'armature TBR, $\mu_0 = 0.43$

2) Caractères garantis :

- limite d'élasticité : $f_{peg} = 1581$ MPa

- limite de rupture : $f_{prg} = 1770$ MPa

La valeur max de la tension à l'origine σ_0 doit être : $\sigma_0 \leq \text{Min}(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$.

Donc : $\sigma_0 \leq \text{Min}(1416, 1424.7) = 1416$ MPa.

3) Gaine :

Φ_{int} : 80mm.

Φ_{ext} : 88mm.

4) Frottements :

Coefficient de frottement en courbe : $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$

Coefficient de frottement en ligne (déviation parasite) : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}$

Tableau II-5 : Caractéristiques des aciers actifs.

Câbles utilisés	12T15
Section nominale de l'acier (A_P)	1668 mm ²
Effort de précontrainte (P_0) $P_0 = \text{Min} (0.8 \times f_{prg} \times A_P ; 0.9 \times f_{peg} \times A_P)$	2.37 MN
Tension à l'origine (f_0)	1422.8 MPa
Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte (f_{prg})	1770 MPa
Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte (f_{peg})	1581 MPa
Force nominale de rupture (F_r)	≥ 279 kN
Force nominale de déformation garantie (F_p)	≥ 230 kN
Coefficient de frottement angulaire (f)	0.18 rad ⁻¹
Coefficient de frottement linéaire (φ)	0.002 m ⁻¹
Module d'élasticité de l'acier (E_p)	1.9×10^5 MPa

II.4. Conclusion

Les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude sont :

- ✓ Le béton ($f_{c28} = 40$ MPa, $f_{t28} = 27$ MPa).
- ✓ Les aciers passifs (FeE500).
- ✓ Les aciers actifs (des câbles 12T15 de classe 1770TBR).

Nous procéderons au pré dimensionnement des éléments constitutifs du pont dans le chapitre suivant.

Chapitre III

Prédimensionnement

III.1. Introduction

Le prédimensionnement de la superstructure est fait conformément au document S.E.T.R.A 1996 (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes).

III.2. Prédimensionnement de la poutre

III.2.1. Constituants de la poutre

Les poutres comportent une table de compression constituant la partie supérieure et un large talon constituant la partie inférieure, ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

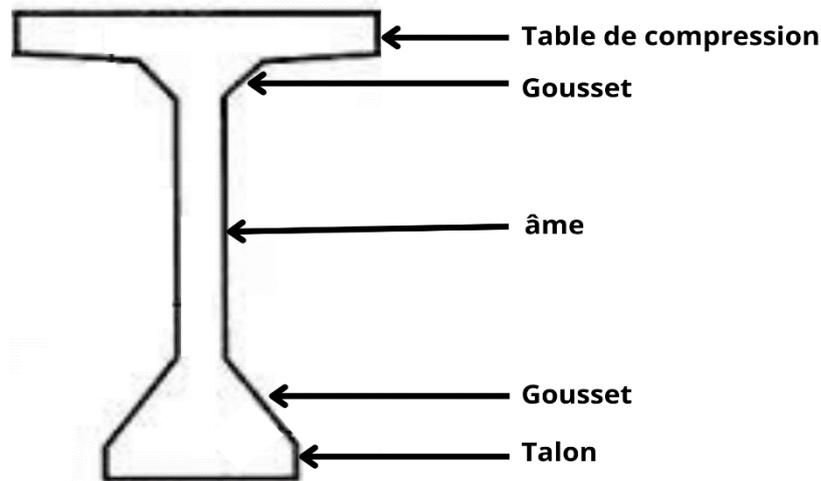


Figure III-1 : Les constituants de la poutre.

1) 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, 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.

$$\frac{L}{20} < h_p < \frac{L}{17}$$

Telle que :

h_p : Hauteur (poutre sans hourdis)

L : portée du tablier

La longueur maximale des poutres est de 36 m, donc :

$$1,75\text{m} \leq h_p \leq 2,05\text{m}$$

Nous prenons : $h_p = 1,9 \text{ m}$

Hauteur de la poutre (avec hourdi)

$$h_t = h_p + h_h$$

h_h : Hauteur de l'hourdi égale 0.20m

$$h_t = 1.9 + 0.20$$

$$h_t = 2.1\text{m}$$

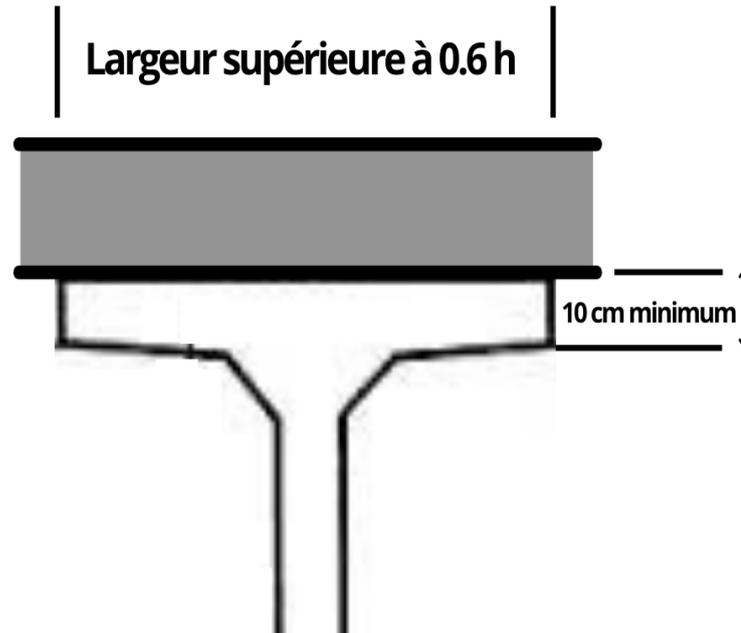
2) Largeur de la table de compression

Figure III-2 : Table de compression et hourdis (SETRA).

Pour alléger les poutres afin de faciliter la manutention, on peut réduire la largeur des tables de compression.

Pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, la largeur ne doit pas dépasser les 70% de la hauteur.

La largeur de la table doit être telle que :

$$0,6 h_p \leq b \leq 0,7 h_p \longrightarrow 1,14 \leq b \leq 1,33\text{m}$$

Soit : $b = 1.30\text{ m}$

Avec :

h_p : hauteur totale de la poutre.

3) Epaisseur de la table de compression : e

Elle doit être :

$$0.1\text{m} \leq e \leq 0.15\text{m}$$

Soit : $e = 0.15\text{m}$

4) L'épaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme est choisie selon la zone :

1- En zone médiane :

$$0.18 \text{ m} \leq e_{\text{âme-m}} \leq 0.25 \text{ m} \Rightarrow e_{\text{âme}} = 0.20 \text{ m}$$

2- En zone d'about :

Aux niveaux des abouts l'épaisseur doit être plus grande à cause de l'augmentation de l'effort tranchant (aux appuis) et pour faciliter l'ancrage des câbles.

L'épaisseur retenue aux niveaux des abouts est :

$$e_{\text{âme-a}} = 0.6 \text{ m}$$

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de la structure, son dimensionnement se fait par la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

5) Largeur de talon L_t

Sa largeur b_t est généralement comprise entre 0.4 et 0.6 m

$$\text{Donc nous fixons : } b_t = 0.6 \text{ m}$$

6) Epaisseur du talon e_t

L'épaisseur est comprise entre 0.1 et 0.2 m

$$\text{Nous prenons : } e_t = 0.15 \text{ m}$$

7) Espacement entre axes des poutres

L'espacement doit respecter la loi suivante : $1.5 \text{ m} \leq \lambda \leq 2.5 \text{ m}$

$$\text{Nous prenons : } \lambda = 1.75 \text{ m}$$

8) Nombre des poutres

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

$$N = \left(\frac{L_r}{\lambda} \right) + 1$$

Avec :

L_r : La distance entre les poutres de rives vaut 14.54 m

λ : entraxe des poutres.

$$\text{D'où : } N = \frac{14.54}{1.75} + 1 = 9.30 \Rightarrow N = 9 \text{ poutres.}$$

9) 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.

❖ Gousset du talon

L'angle est compris entre 45° et 60° , il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure (figure III-3)

Nous choisissons :

$$\alpha_t = 45^\circ \Rightarrow E_{\alpha t} = 0.2 \text{ m}$$

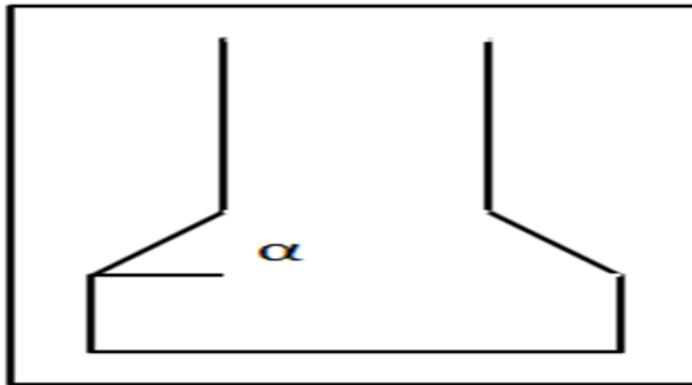


Figure III-3 : Gousset du talon.

❖ Gousset de la table de compression

➤ Section d'about

$$\alpha_a = 45^\circ \rightarrow E_{\alpha a} = 0.15 \text{ m}$$

$$\beta_a = 33.6^\circ \rightarrow E_{\beta a} = 0.10 \text{ m}$$

➤ Section médiane

$$\alpha_m = 45^\circ \rightarrow E_{\alpha m} = 0.10 \text{ m}$$

$$\beta_m = 11.3^\circ \rightarrow E_{\beta m} = 0.08 \text{ m}$$

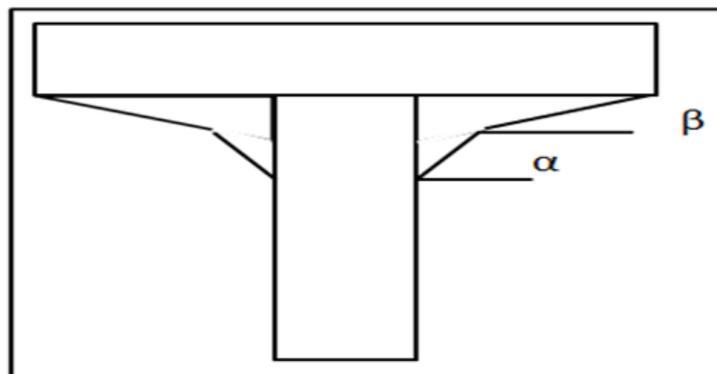


Figure III-4 : Gousset de la table de compression.

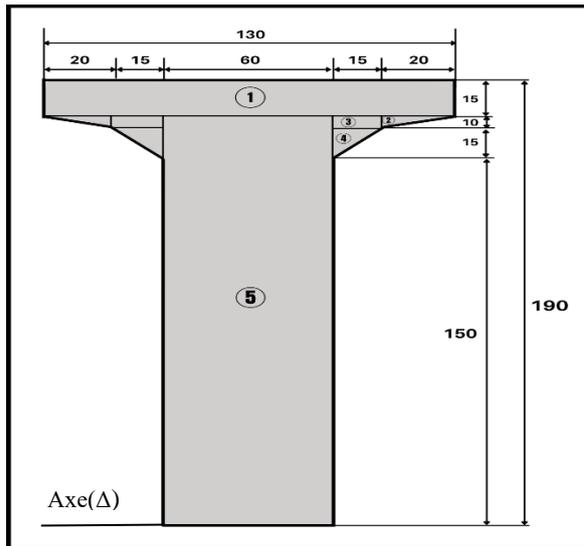


Figure a : section d'about

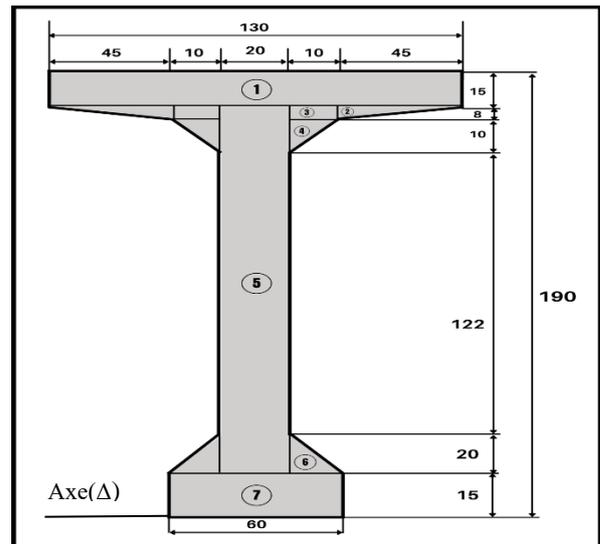


Figure b : section médiane

Figure III-5 : Un schéma descriptif des dimensions de la poutre (en centimètre).

III.3. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

Notations

(Δ) : axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême.

Y_i : position du centre de gravité de la section (i) par rapport à l'axe (Δ).

A : section de la poutre.

$S_{/\Delta}$: moment statique par rapport à l'axe (Δ).

$I_{/\Delta}$: moment d'inertie par rapport à l'axe(Δ).

I_0 : moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

- Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$.
- Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$.

$$I_{/\Delta} = I_0 + A_i \times y_i^2$$

I_G : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité tel que :

$$I_G = I_{/\Delta} \text{ (brute)} - S_{/\Delta} \text{ (brute)} \times v'$$

v' : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$v' = S_{/\Delta} / A.$$

v : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$v = h_t - v'.$$

ρ : rendement géométrique de la section :

$$\rho = \frac{I_G}{(v \cdot v' \cdot A_{\text{nette}})}$$

Le calcul des contraintes se fait pour sections nettes, donc il ne faut pas tenir compte des sections de câbles de précontrainte qui ne participe pas à la résistance.

Avant de connaître le nombre exact des câbles, cette déduction peut en première approximation d'avant projet se faire de façon forfaitaire pour environ 5% sur la section et 10% sur le moment statique, Donc :

- $A_{(nette)} = A_{(brute)} - 5\% A_{(brute)}$
- $S_{/\Delta (nette)} = S_{/\Delta (brute)} - 5\% S_{/\Delta (brute)}$
- $I_{(nette)} = I_{(brute)} - 10\% I_{(brute)}$

III.4. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée

III.4.1 Poutre intermédiaire sans hourdis

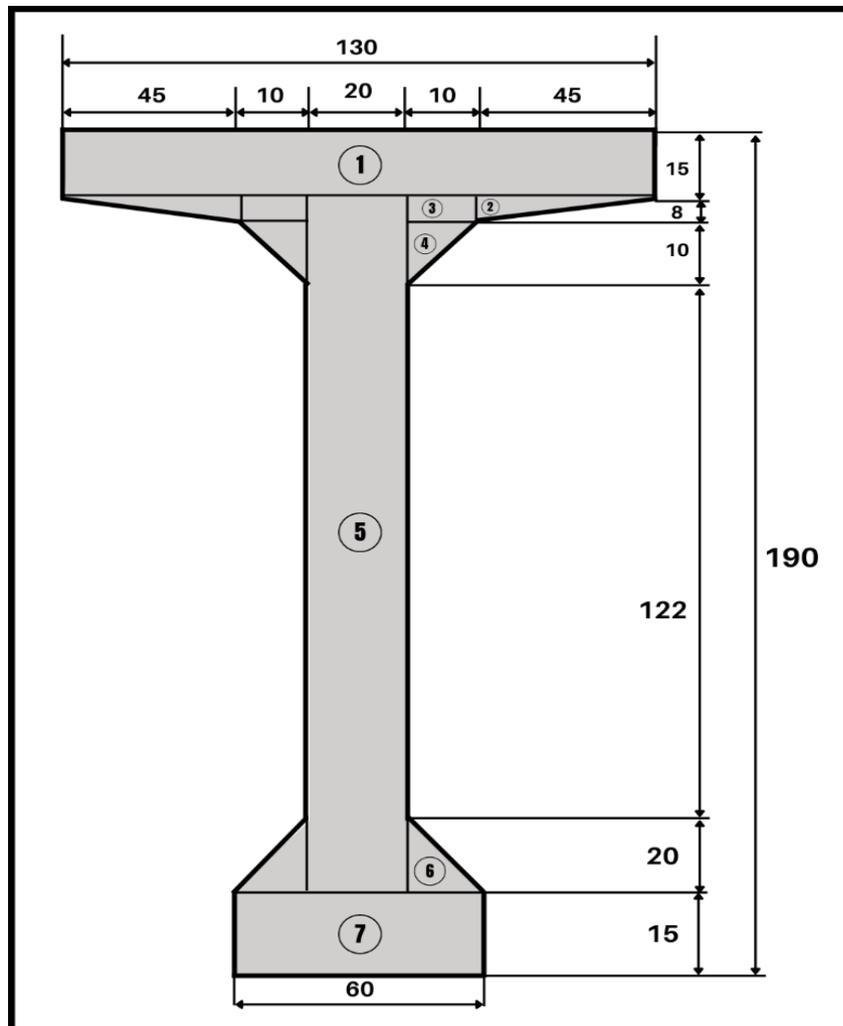


Figure III-6 : section médiane (en cm).

Ses caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section 1	1950	182.5	355875	36562.5	64983750
Section 2	180	172.33	31019.4	640	5346213.2
Section 3	80	171	13600	426.67	2312426.67
Section 4	50	163.66	8183	277.78	1339507.56
Section 5	3200	95	304000	6826666.66	35706666.66
Section 6	200	21.67	4334	4444.45	98362.23
Section 7	900	7.5	6750	16875	67500
$\Sigma A_{brute} = 6560 \text{ cm}^2$		$\Sigma S_{\Delta brute} = 723761.4 \text{ cm}^3$		$\Sigma I_{\Delta brute} = 109854426.3 \text{ cm}^4$	
$\Sigma A_{nette} = 6232 \text{ cm}^2$		$\Sigma S_{\Delta nette} = 687573.33 \text{ cm}^3$		$\Sigma I_{\Delta nette} = 98868983.69 \text{ cm}^4$	

Les principales caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre sans hourdis sont :

1) Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = V' = \frac{S_{\Delta nette}}{A_{nette}} \Rightarrow Y_G = V' = 110.36 \text{ cm}$$

$$V = 190 - Y_G = 190 - 110.36 = 79.64 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

$$I_G = I_{\Delta brute} - S_{\Delta brute} \times V' \Rightarrow I_G = 29980118.2 \text{ cm}^4$$

3) Le rendement géométrique

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V' \times V} \Rightarrow \rho = 0.55 \rightarrow 55\%.$$

III.4.2. Section médiane avec hourdis

La section médiane avec hourdis est représentée sur la figure ci-dessous.

Quant aux caractéristiques géométriques, elles figurent dans le tableau en dessous.

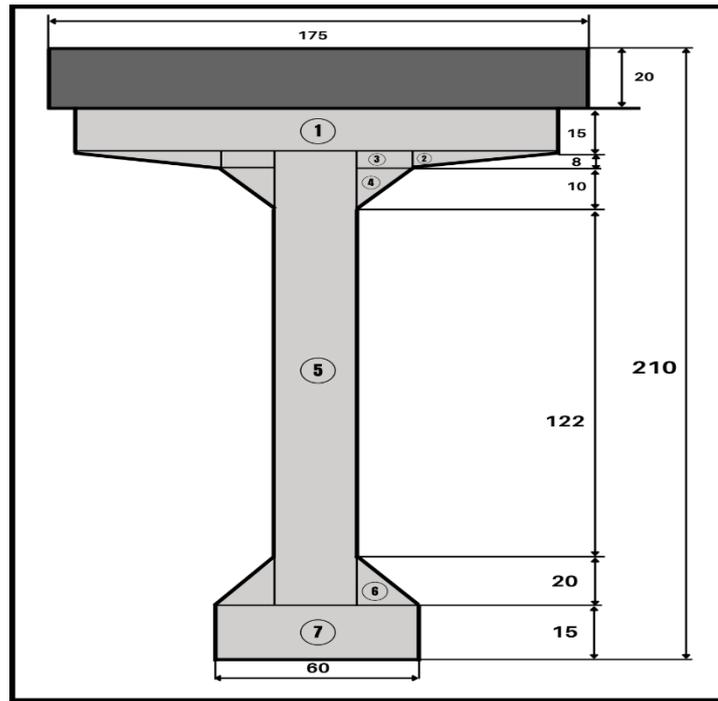


Figure III-7 : Section médiane avec hourdis (en cm).

Tableau III-2 : Caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section de la poutre	6560	110.32	723699.2	//	109854426.3
Section de l'hourdis	3500	200	700000	116666.66	140116666.7
$\Sigma A_{brute} = 10060$ cm ²		$\Sigma S_{\Delta brute} = 1423761.4$ cm ³		$\Sigma I_{\Delta brute} = 249971093$ cm ⁴	
$\Sigma A_{nette} = 9557$ cm ²		$\Sigma S_{\Delta nette} = 1352573.33$ cm ³		$\Sigma I_{\Delta nette} = 224973983.7$ cm ⁴	

Les principales caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre avec hourdis sont :

1) Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = V' = \frac{S_{\Delta nette}}{A_{nette}} \Rightarrow Y_G = V' = 141.53 \text{ cm}$$

$$V = 210 - Y_G = 210 - 141.53 = 68.47 \text{ cm}$$

1) Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

$$I_G = I_{\Delta brute} - S_{\Delta brute} \times V' \Rightarrow I_G = 48466142.06 \text{ cm}^4$$

2) Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V' \times V} \Rightarrow \rho = 0.52 \rightarrow 52.33\%$$

III.4.3. Section d'about sans hourdis

La section d'about sans hourdis est représentée sur la figure ci-après.

Quant aux caractéristiques géométriques, elles sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

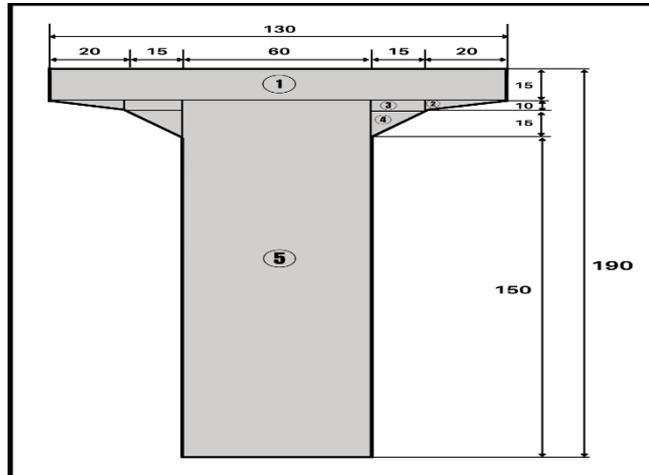


Figure III-8 : Section d'about sans hourdis (en cm).

Tableau III-3 : caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section 1	1950	182.5	355875	36562.5	64983750
Section 2	100	171.67	17167	555.55	2947614.44
Section 3	150	170	25500	1250	4336250
Section 4	112.5	160	18000	1406.25	2881406.25
Section 5	10500	87.5	918750	26796875	107187500
$\Sigma A_{brute} = 12812.5 \text{ cm}^2$		$\Sigma S_{\Delta brute} = 1335292 \text{ cm}^3$		$\Sigma I_{\Delta brute} = 182336520.7 \text{ cm}^4$	
$\Sigma A_{nette} = 12171.87 \text{ cm}^2$		$\Sigma S_{\Delta nette} = 1268527.4 \text{ cm}^3$		$\Sigma I_{\Delta nette} = 164102868.6 \text{ cm}^4$	

Les principales caractéristiques géométriques de la section d'about sans hourdis sont :

1) Le centre de gravité de la section :

$$Y_G = V = \frac{S_{\Delta nette}}{A_{nette}} \rightarrow Y_G = V = 104.21 \text{ cm}$$

$$V = 190 - Y_G = 190 - 104.21 = 85.79 \text{ cm}$$

2) Moment d'inertie :

$$I_G = I_{\Delta brute} - S_{\Delta brute} \times V \rightarrow I_G = 43185741.38 \text{ cm}^4$$

3) Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V \times V} \rightarrow \rho = 0.39 \rightarrow 39\%$$

III.4.4. Section d'about avec hourdis

La section d'about avec hourdis est représentée sur la figure ci-après. Quant aux caractéristiques géométriques, elles sont mentionnées dans le tableau III-4.

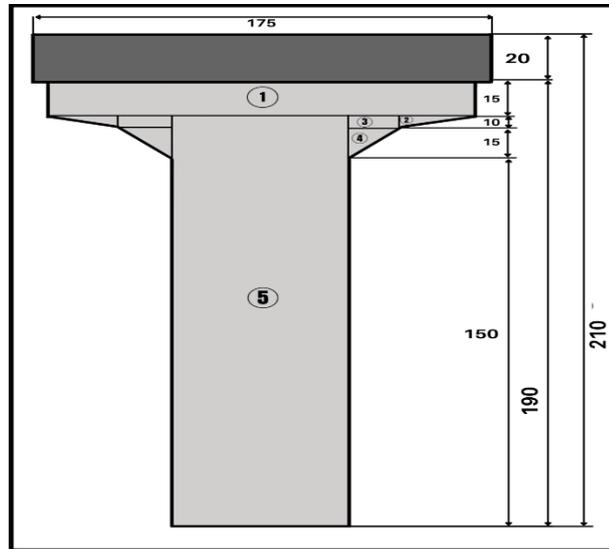


Figure III-9 : Section d'about avec hourdis (en cm).

Tableau III-4 : caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis.

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section de la poutre	12812.5	104.21	1335190.62	/	139140215
Section de l'hourdis	3500	200	700000	116666.67	140116666.7
$\Sigma A_{brute} = 16312.5$ cm ²		$\Sigma S_{\Delta brute} = 2035190.62$ cm ³		$\Sigma I_{\Delta brute} = 279256881.7$ cm ⁴	
$\Sigma A_{nette} = 15496.87$ cm ²		$\Sigma S_{\Delta nette} = 1933431.08$ cm ³		$\Sigma I_{\Delta nette} = 251331193.5$ cm ⁴	

Les principales caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis sont :

1) **Le centre de gravité de la section :**

$$Y_G = V^* = \frac{S_{\Delta nette}}{A_{nette}} \rightarrow Y_G = V^* = 124.76 \text{ cm}$$

$$V = 210 - 124.76 = 85.23 \text{ cm}$$

2) **Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :**

$$I_G = I_{\Delta brute} - S_{\Delta brute} \times V^* \rightarrow I_G = 25346499.95 \text{ cm}^4$$

3) **Le rendement géométrique :**

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V^* \times V} \rightarrow \rho = 0.46 = 46\%$$

III.5. Conclusion

Pour notre ouvrage :

- L'épaisseur de la dalle est de 20 cm, la hauteur de la poutre est de 1.9 m.
- L'épaisseur de l'âme est de 60 cm à l'about, et de 20 cm pour la section médiane.

Dans le chapitre suivant on procèdera au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter.

Chapitre IV

Charges et surcharges

IV.1. Introduction

Ce chapitre présente le calcul des charges et surcharges nécessaires à la détermination des moments qui sollicitent l'ouvrage concerné. Ce calcul est fait conformément au règlement R.C.P.R 2008.

Les actions appliquées sur un pont se classent en deux catégories principales :

1) Les actions hors trafic :

- Actions Permanentes :

→ Poids propre des éléments porteurs (poutre, caisson...) ou poids propre des éléments non porteurs de type (trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps...).

- Actions Variables :

→ Les charges climatiques (vent et température).

- Actions Accidentelles :

→ Les charges sismiques.

2) Les actions dues au trafic :

- Actions variables :

→ Elles sont représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et convoi exceptionnel).

- Actions accidentelles :

→ Elles sont dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

IV.2. Caractéristiques du pont

1) Largeur roulable l_r

Elle est définie comme la largeur comprise entre le dispositif de retenue ou de bordures.

La largeur roulable de notre pont est de :

$$l_r = 14.54 \text{ m.}$$

2) Largeur chargeable l_c

Elle est réduite à partir de la largeur roulable, si :

→ il y a des barrières ou glissières :

$$L_c = L_r - (2 \times 0,5).$$

→ il n'y a pas de dispositifs :

$$L_c = L_r.$$

La largeur chargeable de notre pont est de :

$$L_c = 14.54 - 2 \times 0,5 = 13.54$$

3) Classe du pont

Comme la largeur roulable l_r de notre pont est supérieure à 7 m, donc selon le règlement R.C.P.R 2008, notre pont est **de classe 1**.

4) Nombre de voies N

On déduit le nombre de voies N du pont par la relation suivante :

$$N = E \left(\frac{L_c}{3} \right) = E \left(\frac{13.54}{3} \right) = 4$$

Donc, nous avons 4 voies.

5) Largeur d'une voie L_v

Elle correspond à la relation entre la largeur chargeable et le nombre de voies :

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{13.54}{4} = 3.38 \text{ m}$$

Les différentes caractéristiques de ce pont sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Caractéristiques du pont.

Caractéristiques du pont	
Largeur roulable (m)	14.54
Largeur chargeable (m)	13.54
Classe du pont	1
Nombre de voies	4
Largeur de la voie (m)	3.38

IV.3. Evaluation des charges

IV.3.1. Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse (CP) et les compléments de charges permanentes (CCP) des éléments non porteurs.

IV.3.1.1. Charges permanentes (CP)

1) Poids propre de la poutre

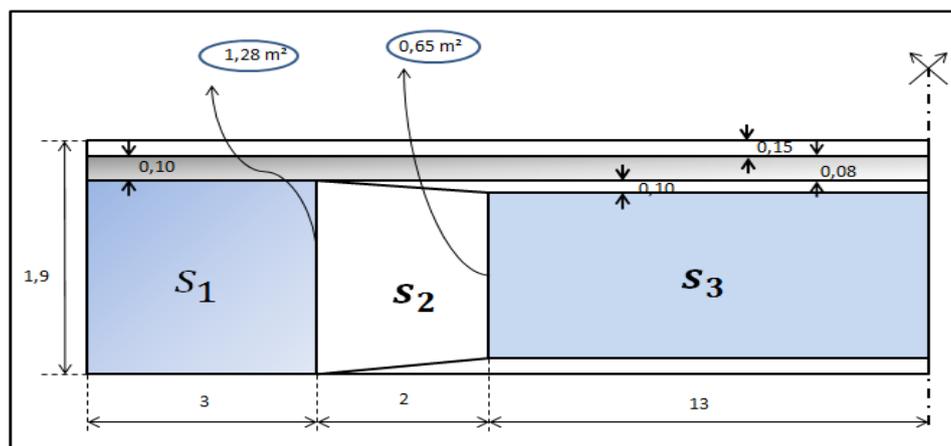


Figure IV-1 : Variation de la section de la poutre (en m).

Les poids propres des différentes sections sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Poids propre des sections.

section	γ_b (t/m ³)	S (m ²)	L (m)	P (t)
About	2.5	1.28	3	9.6
Intermeiaire	2.5	0.965	2	4.83
Mediane	2.5	0.656	13	21.32

$$P_{S1} = 2.5 \times 1.28 \times 3 = 9.60 \text{ t}$$

$$P_{S2} = 2.5 \times 2 \times (1.28 + 0.65)/2 = 4.83 \text{ t}$$

$$P_{S3} = 2.5 \times 0.656 \times 13 = 21.32 \text{ t}$$

Le poids propre d'une poutre est donné par :

$$P_{\text{poutres}} = \frac{2 \times (P_{S1} + P_{S2} + P_{S3})}{L} = \frac{2 \times (9.6 + 4.83 + 21.32)}{36} = 1.99 \text{ t/ml}$$

➤ Puisque Nous avons 9 poutres dans chaque travée donc :

$$P_{\text{total poutres}} = 1.99 \times 9 = 17.91 \text{ t/ml}$$

2) Poids propre de la dalle

Les dimensions de la dalle sont :

- ✓ L'épaisseur de la dalle : 20 cm
- ✓ Largeur du tablier : $1454+50+75=1579$ cm

Le poids de la dalle peut être calculé par la formule suivante :

$$P_{dalle} = \rho_b \times e_{dalle} \times L_{dalle}$$

$$P_{dalle} = 2.5 \times 0.20 \times 15.79 = 7.90 \text{ t/ml}$$

Le poids total des éléments porteurs :

$$CP = (P_{total \text{ poutres}} + P_{dalle}) \times L = (17.91 + 7.90) \times 36$$

$$CP = 929.16 \text{ t}$$

IV.3.1.2. Compléments de charges permanentes (CCP)**Poids total des éléments non porteurs****1) Poids du revêtement**

L'épaisseur du revêtement en béton bitumineux, de masse volumique de 2.4 t/m^3 , est de 8 cm.

Ceci donne un poids de :

$$P_r = e_r \times L_r \times \rho_{BB} = 0.08 \times 14.54 \times 2.4 = 2.79 \text{ t/ml}$$

2) Poids de l'étanchéité

Le poids d'étanchéité se calcule par la formule suivante :

$$p_{ét} = e_{ét} \times L_r \times \rho_{ét} = 0.03 \times 14.54 \times 2.2 = 0.96 \text{ t/ml}$$

Où :

$$e_{ét} = 3.00 \text{ cm}$$

$$\rho_{ét} = 2.20 \text{ t/m}^3$$

$$L_r = 14.54 \text{ m}$$

3) Le poids de la corniche

La surface de la corniche vaut 0.26 m^2

$$P_c = S \times \gamma_b = 2 \times (2.5 \times 0.26) = 1.30 \text{ t/ml}$$

4) Le poids propre de la glissière de sécurité

Le poids de la glissière de sécurité est :

$$P_{GS} = P_{GS\text{-gauche}} + P_{GS\text{-droite}} = 0,3 \times 2 = 0.6 \text{ t/ml}$$

5) Le poids propre du garde-corps

Le poids du garde-corps est :

$$P_{GC} = 0,05 \times 2 = 0.1 \text{ t/ml}$$

6) Le poids propre de l'entretoise :

Le poids des entretoises se calcule par la formule suivante :

$$P_e = e_e \times L_e \times 2.5 = 0.3 \times 1.4 \times 2.5 = 1.05 \text{ t/ml}$$

7) Le poids propre du trottoir :

Nous avons deux trottoirs de 0.5m :

$$L_t = 0.5 \text{ m}$$

$$e = 0.3 \text{ m}$$

La surface du trottoir vaut :

$$0.5 \times 0.3 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$P_t = 2.5 \times (0.15) \times 2 = 0.75 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = (P_r + P_{ét} + P_c + P_{gs} + P_{gc} + P_{ent} + P_{tr}) \times L$$

$$CCP = (2.79 + 0.96 + 1.30 + 0.60 + 0.1 + 1.05 + 0.75) \times 36 = 271.80 \text{ t}$$

Le poids des éléments non porteurs vaut donc :

$CCP = 271.80 \text{ t}$

Poids total des actions permanentes :

$G \text{ Totale} = CP + CCP = 929.16 + 271.80 = 1200.96 \text{ t}$

IV.3.2. Les actions dues au Traffic

- Système de charge A
- Système de charge B {Bc ; Br ; Bt}
- Surcharges militaires {Mc120}
- Convois exceptionnels {D240}

IV.3.2.1. Système de charge A

Pour les ponts composants de portées unitaires atteignant au plus 200 m ; la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) par des coefficient a₁, a₂.

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times n \times lv \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Avec:

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L + 12}$$

$$A(36) = 2.3 + \frac{360}{36+12} = 9.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- a₁ est déterminé selon la classe du pont comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : Valeurs de a₁ (RCPR2008).

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			

L₀ est déterminé selon la classe du pont :

Tableau IV-4 : Valeurs de L₀ (RCPR2008)

Classe du pont	L ₀
1	3.5
2	3.0
3	2.75

➤ a_2 est déterminé à partir de la relation suivante :

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v} \quad \text{Avec : } L_v = 3.38 \text{ m et } L_0 = 3.5$$

Donc :

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v} = \frac{3.5}{3.38} = 1.035$$

$$a_2 = 1.035$$

Les valeurs de la charge A sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Valeurs de A(L) en fonction du nombre de voies chargées.

Nombre de voies	A(L) (KN/m ²)	a ₁	a ₂	L _v (m)	A (kN/m)
1	9.8	1	1.035	3.38	34.28
2	9.8	1	1.035	6.77	68.57
3	9.8	0.9	1.035	10.15	92.58
4	9.8	0.75	1.035	13.54	102.75

IV.3.2.2. Coefficient de majoration dynamique

Coefficient multiplicateur affecté à une charge connue statiquement pour tenir compte des effets dynamiques. Il est déterminé par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec :

L : représente la longueur du pont exprimée en mètres.

G : sa charge permanente.

S : la surcharge maximale correspondante.

IV.3.2.3. Systèmes 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 :

→ **Système Bc** : se compose de camions types.

→ **Système Br** : se compose d'une roue isolée.

→ **Système Bt** : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandem.

Les systèmes Bc et Br s'appliquent dans tous les cas et pour toutes les classes tandis que le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

1) System de charge Bc

Un camion type du système B_c comporte trois essieux ; tous à roues simples et munies de pneumatiques. Les caractéristiques de ce type sont clarifiées dans la figure ci- dessous :

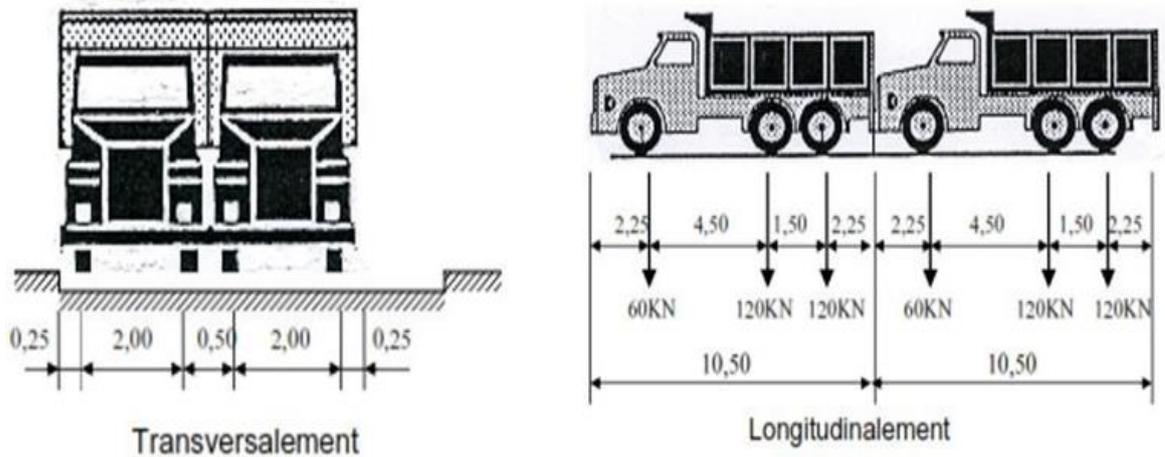


Figure IV-2 : Système de charges Bc.

La masse totale du camion est 30 t, et le nombre de camions par fil est limité à deux.

La charge S pour n voies est donnée par la formule suivante :

$$S = n \times (E_{AR} \times 4 + E_{AV} \times 2)$$

Avec:

E_{AV} : poids de l'essieu avant.

E_{AR} : poids de l'essieu arrière.

bc : coefficient fonction du nombre de voies, donné par le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Valeurs de bc en fonction du nombre de voies chargées (RCPR2008).

Nombre de voies	1	2	3	4	≥ 5
Classe n° 01	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
Classe n° 02	1	1			
Classe n° 03	1	0,8			

Tableau IV-7 montre les différentes valeurs de la charge B_C :

Tableau IV-7 : Charges de système B_C .

Nombre de voies chargées	b_c	S (t)	δ_{Bc}	Charge B_C par essieu (t)	
				E_{AV}	E_{AR}
Une voie chargée	1,2	72	1,058	E_{AV}	7,62
				E_{AR}	15,24
Deux voies chargées	1,1	132	1,065	E_{AV}	14,06
				E_{AR}	28,12
Trois voies chargées	0,95	171	1,07	E_{AV}	18,30
				E_{AR}	37,60
Quatre voie chargées	0.8	192	1.72	E_{AV}	20.60
				E_{AR}	41.16

2) Système de charge B_r

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

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

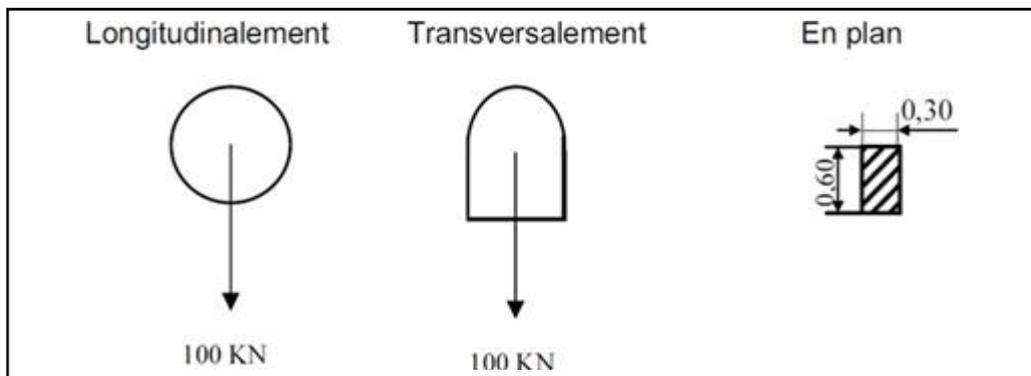


Figure IV-3: Système de charge B_r .

$\rightarrow b_r = 10 \text{ t}$

Le coefficient de majoration dynamique δ_{Br} est égal à :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1200}{10}} = 1.05$$

$$\delta_{Br} \times b_r = 10 \times 1.05 = 10.50 \text{ t}$$

$B_r = 10.50 \text{ t}$

3) Système charge Bt :

Un tandem de système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatique. Ce système est illustré dans la figure suivante :

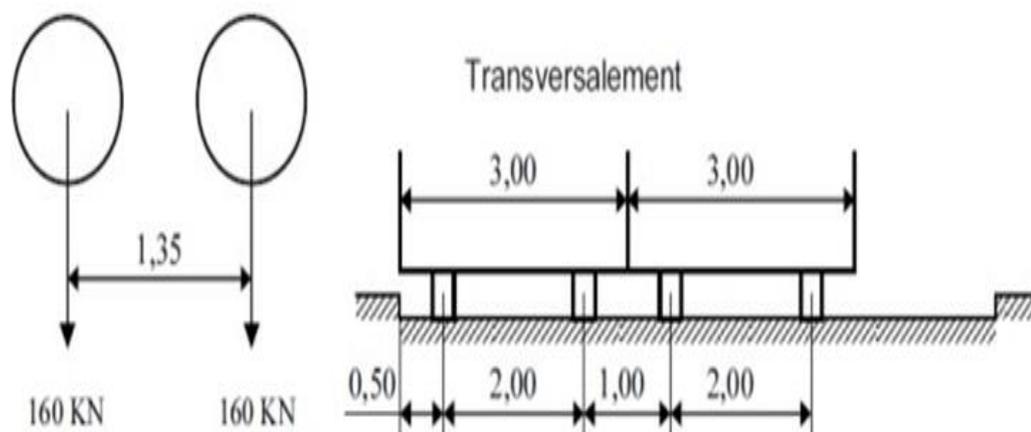


Figure IV-4 : Système charge Bt.

Le coefficient de majoration dynamique δ_{Bt} est calculé à l'aide de la formule :

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec :

$$S = 32 \times b_t \times n$$

$b_t = 1,2$ pour un pont de première classe (RCPR2008).

Tableau IV-8 : Charge de système Bt.

Nombre de voies chargées	b_t	S (t)	δ_{bt}	$B_{t/essieu}$ (t)
Une voie chargée	1,2	38,4	1,054	20,24
Deux voies chargées	1,2	76,8	1,058	40,47

IV.3.2.4. Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc, 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. La résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage ne s'intéressent pas à la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appui.

IV.3.2.5. Système de charge militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 (Figure IV-5).

Les caractéristiques des véhicules sont :

- Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.
- Dans le sens transversal, un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal, le nombre de convoi est illimité.
- Poids total : 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m

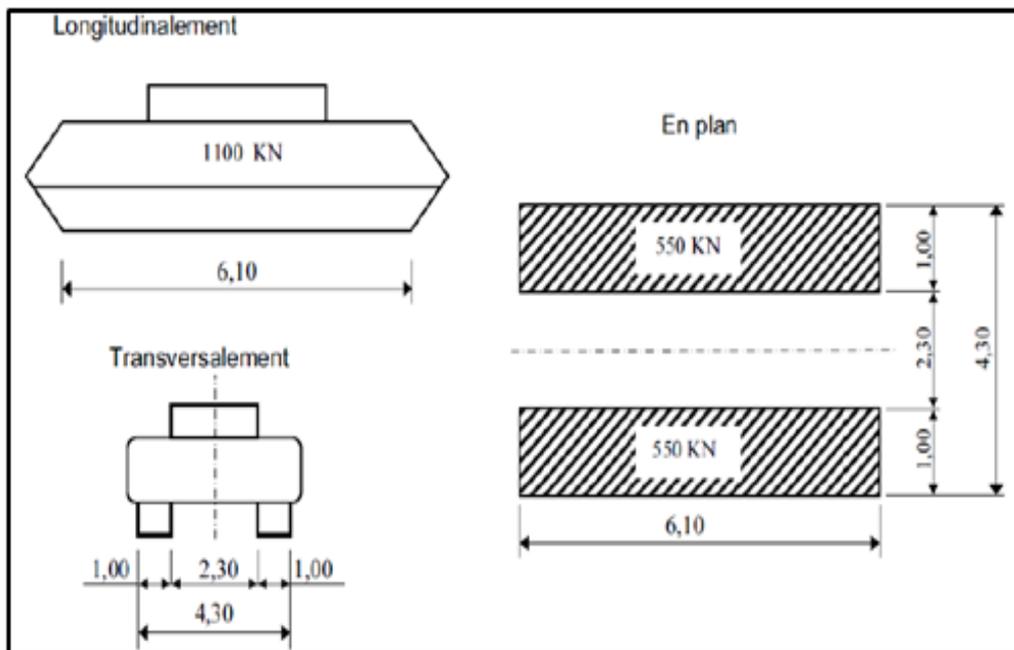


Figure IV-5 : Système de charge Mc120

Coefficient de majoration dynamique δ_{Mc120} :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{Mc120}}$$

Mc120 = 110 t

La charge Mc120 est :

$$P_{Mc120} = \frac{110}{6,10} \times 1,062 = 19.15 \text{ t/m}$$

IV.3.2.6. Convoi exceptionnel D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 kN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long (Figure IV-6).

- Poids par mètre linéaire : 12,9 kN/m.
- Poids par mètre carré : 4,032 kN/m²

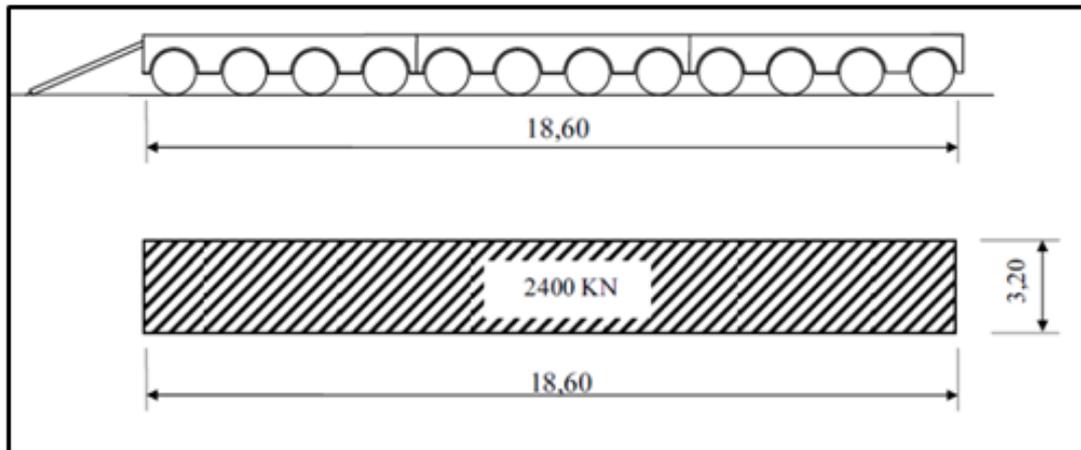


Figure IV-6 : Convoi D240

IV.3.2.7. Autres charges

1) Surcharge sur trottoirs

D'après (RCPR2008)

- Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 450 kg/m².
- Surcharge globale : c'est une surcharge uniformément répartie de 150 kg/m².

En ce qui concerne le pont étudié, une charge uniforme de 150 kg/m² est appliquée sur les trottoirs.

Les deux trottoirs chargés donnent :

$$P_{tr} = 0.15 \times Lt = 0.15 \times 1 = 0.15 \text{ t/ml}$$

2) Charge sur les garde-corps

Sur la main courante d'un garde-corps pour piétons est appliquée une charge horizontale perpendiculaire à la lisse supérieure et uniformément répartie d'intensité P_g (Figure IV-7). Celle-ci est donnée en fonction de la largeur utile b du trottoir, et est exprimée en mètre linéaire, soit :

$$P_g = 0.5(1 + b) = 0.5(1 + 0.5) = 0.75 \text{ t/ml}$$

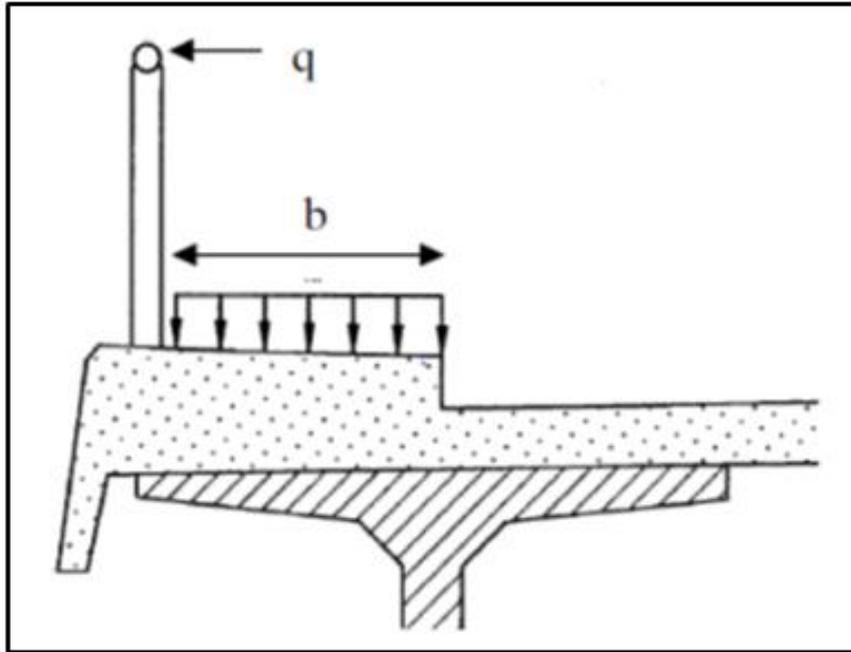


Figure IV-7 : Charge sur le garde-corps.

3) Charge du vent

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme une pression horizontale.

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression de :

- 2000 N/m² pour les ouvrages en service (*RCPR2008*).
- 1250 N/m² pour les ouvrages en cours de construction (*RCPR2008*).

4) Charge thermique

La différence de température est prise en compte dans les calculs comme suite :

- $T = \pm 30^{\circ}\text{C}$
- Coefficient de dilatation du béton armé : $\alpha = 1,1 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

Les variations linéaires de température ont une influence uniquement sur le calcul des joints étant donné que le tablier n'est pas sollicité de façon significative.

IV.3.3. Calcul des moments fléchissant longitudinaux

IV.3.3.1. Moment fléchissant dû au poids propre

Les poutres sont isostatiques, on utilise les méthodes de la RDM pour trouver les moments fléchissant maximum (figure IV-8).

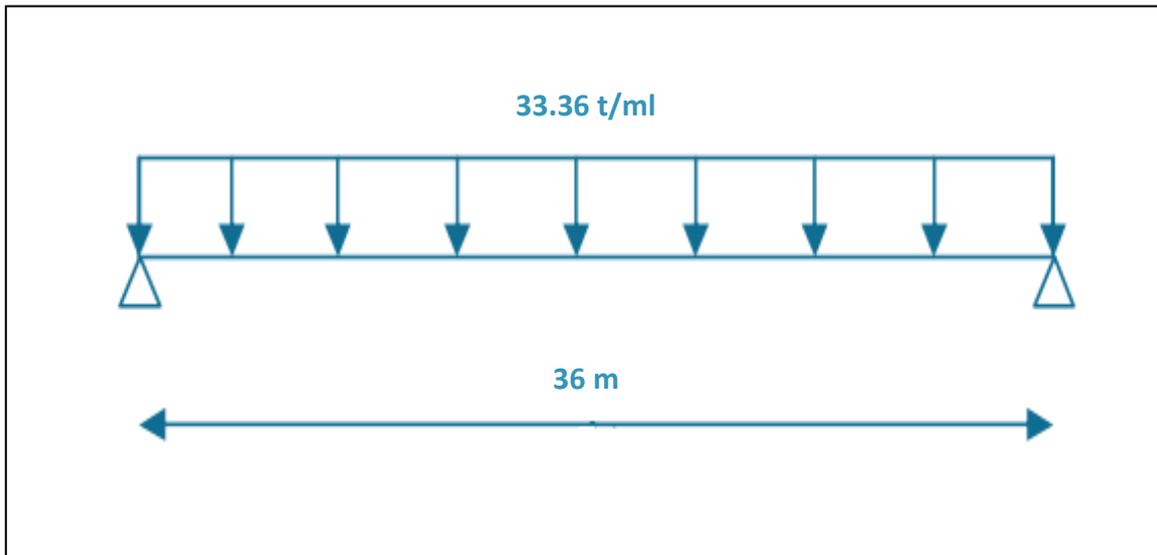


Figure IV-8 : Poutre sous la charge du poids propre

Le moment fléchissant maximum est donné par l'expression :

$$M_{\max} = M_{(x=L/2)} = \frac{qL^2}{8}$$

Avec : $q = \frac{1200.96}{36} = 33.36 \text{ t/ml}$

D'où : $M_{\max} = 5404.32 \text{ t.m}$

IV.3.3.2. Moments fléchissant dû aux surcharges

Pour le calcul du moment dû à une charge roulante, on utilise les lignes d'influences.

- **Lignes d'influences**

La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donnée d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre. Pour une poutre isostatique, cette courbe est formée de deux droites.

Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences par la force F dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément, c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

- **Théorème de Barre :**

Pour le système B, nous utilisons le théorème de Barre pour déterminer la section dangereuse de la poutre. Le théorème s'annonce comme suit :

Le moment fléchissant maximum dans une poutre au passage d'un convoi se produit au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu soit symétrique à la résultante des forces engagées par rapport au milieu de la poutre.

1) Surcharge A (L) :

La charge est uniformément répartie (figure IV-9).

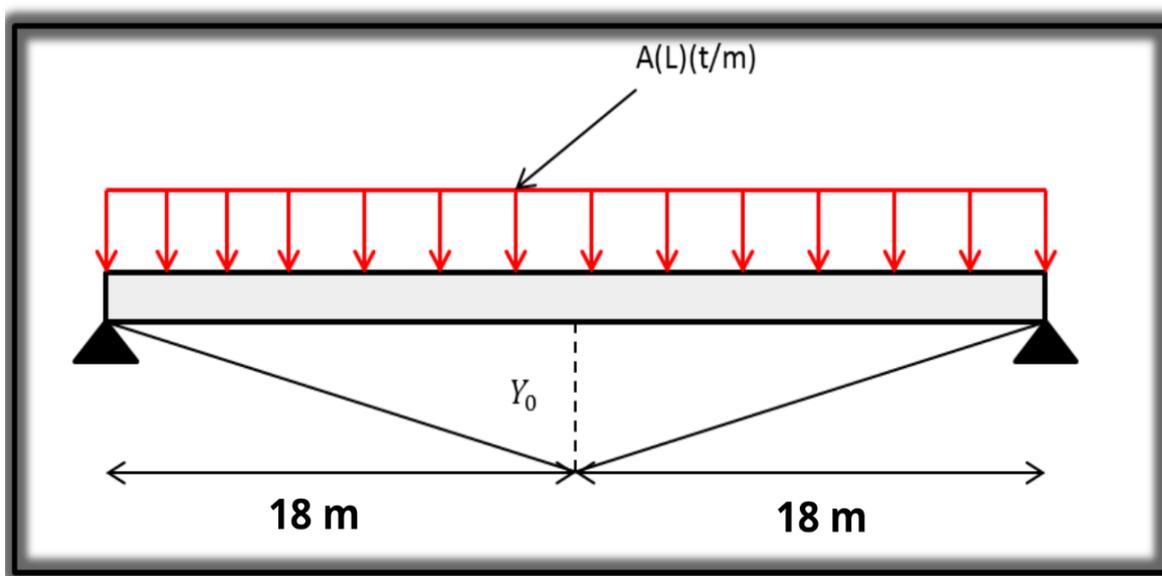


Figure IV-9 : Poutre sous la surcharge A(L).

La détermination de Y_0 se fait comme ce qui suit :

$$Y_0 = \frac{a \times b}{L} = 9 \text{ m}$$

L'aire se calcule comme ci-après :

$$L'air = \frac{Y_0 \times (a + b)}{2} = 162 \text{ m}^2$$

Avec :

$$a=18 \text{ m}, b=18 \text{ m}$$

Le moment maximal est :

$$M_{\max} = S' \times A(L), \text{ avec } S' = 162 \text{ m}^2$$

Les résultats sont présentés dans le tableau IV-9 ci-dessous :

Tableau IV-9 : Moment fléchissant dû à la surcharge A(L).

Nombre de voies	A(L) (t/ml)	M_{\max} (t.m)
1	3.428	555.34
2	6.857	1110.83
3	9.257	1499.63
4	10.285	1666.17

2) Surcharge Bc

➤ 1^{ère} cas :

Le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté gauche de l'essieu de P_2 qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre (figure IV-10).

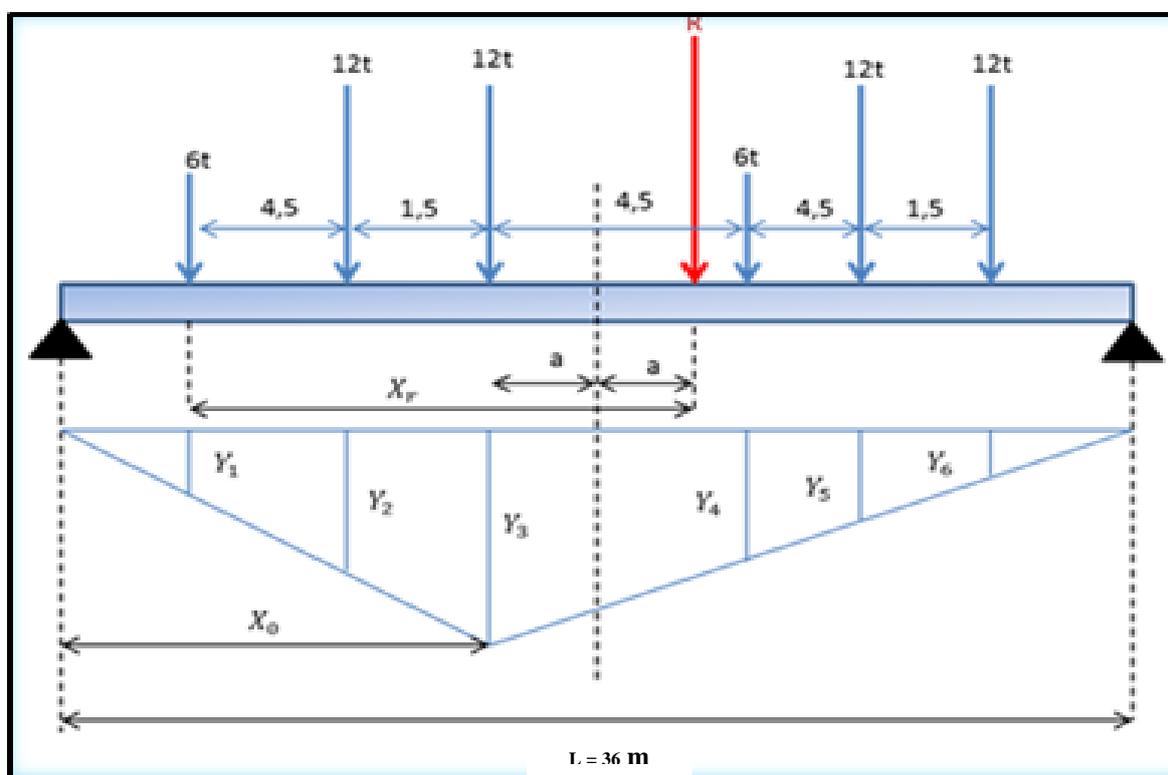


Figure IV-10 : Poutre sous la surcharge Bc (1^{er} cas).

$$\Sigma M_{O} = 0 \Rightarrow P_2 \times 4,5 + P_2 \times 6 + R_x + P_1 \times 10,5 + P_2 \times 15 + P_2 \times 16,5 = 0$$

Avec :

$$P_1 = 20.60 \text{ t}$$

$$P_2 = 41.16 \text{ t}$$

$$R = \Sigma P_i = 205.84 \text{ t}$$

Nous avons :

$$R_x = 1945.02 \text{ t.m}$$

$$\rightarrow x = 2a + 6$$

Donc :

$$x = 9,45 \text{ m}$$

D'où :

$$a = 1,725 \text{ m}$$

Calcul des ordonnées :

Nous utilisons l'équation de la déformée :

$$Y_3 = x_0 \cdot (L - x_0) / L$$

Tel que :

$$x_0 = 18 - 1,725 = 16,275 \text{ m}$$

$$\rightarrow Y_3 = 16,275 (36 - 16,275) / 36 = 8,92 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Y_i), Nous avons appliqué le théorème de Thalès (Tableau IV-10).

Tableau IV-10 : Calcul des ordonnées dans le 1^{er} cas.

Y₁	Y₂	Y₃	Y₄	Y₅	Y₆
5.63	8.10	8.92	6.89	4.85	4.17

$$M_{max} = \Sigma P_i Y_i$$

Donc :

M_{max} = 1329.72 t.m

➤ 2ème cas :

Le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté droit de l'essieu de P1 qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre (Figure IV-11).

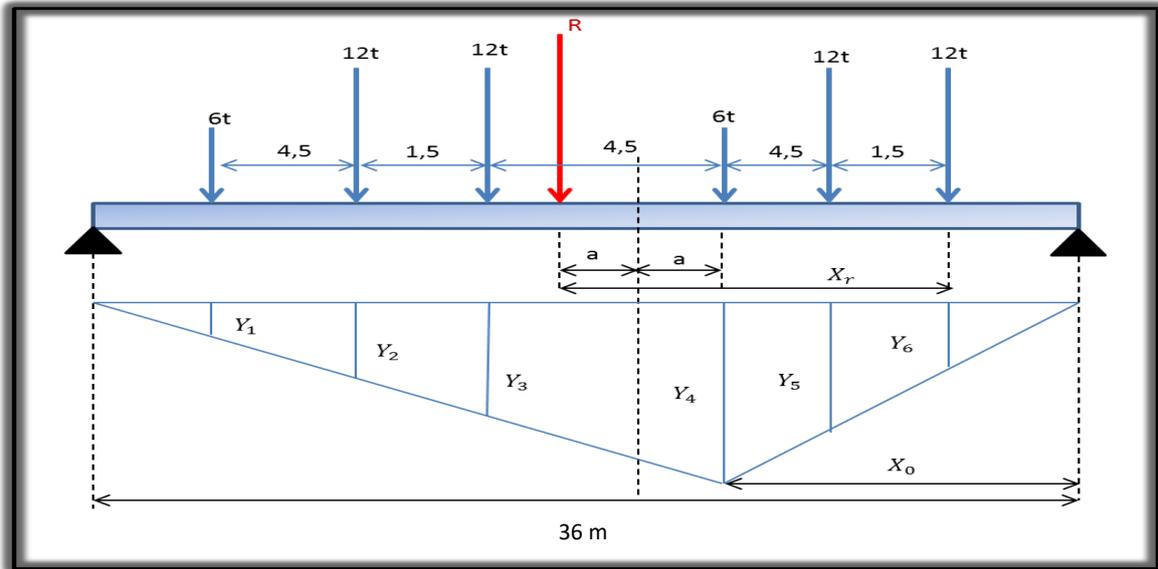


Figure IV-11 : Poutre sous la surcharge Bc (2^{ème} cas).

$$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow P_2 \times 1,5 + P_1 \times 6 + Rx + P_2 \times 10,5 + P_2 \times 12 + P_1 \times 16,5 = 0$$

Avec :

$$P_1 = 20.60 \text{ t}$$

$$P_2 = 41.16 \text{ t}$$

$$Rx = 1441.34 \text{ t.m}$$

Nous avons :

$$Rx = 1441.34 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow x = 2 \times a + 6 = 7,05 \text{ m}$$

D'où :

$$a = 0,5 \text{ m}$$

Calcul des ordonnées :

Nous utilisons l'équation de la déformée :

$$Y_3 = 17,5 (36 - 17,5) / 36 = 8,99 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Yi), Nous avons appliqué le théorème de Thales (Tableau IV-11).

Tableau IV-11 : Calcul des ordonnées dans le 2^{ème} cas.

Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
3.89 m	6.07 m	6.80 m	8.99 m	6.68 m	5.91 m

$$M_{\max} = \Sigma P_i Y_i$$

Donc :

$$M_{\max} = 1313.26 \text{ t.m}$$

La situation la plus défavorable correspond au premier cas : $M_{\max} = 1329.72 \text{ t.m}$

3) Surcharge Bt

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre (Figure IV-12). La méthode de calcul est identique (théorème de Barre).

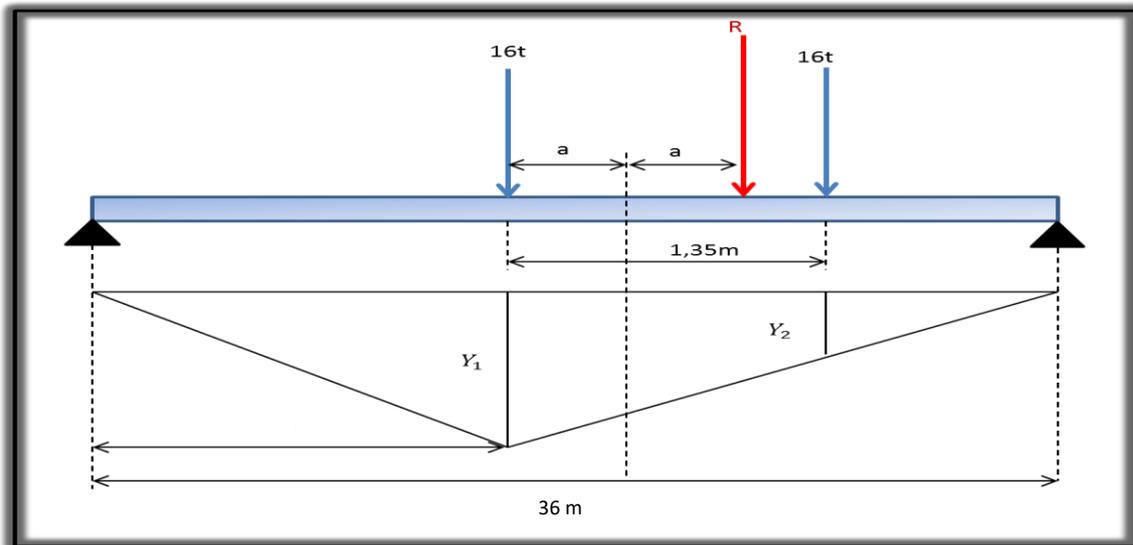


Figure IV-12 : Poutre sous la surcharge Bt.

$$\Sigma M/P = 0 \Rightarrow P \times 1,35 = R \times 2a$$

Avec :

$$P = 40.47 \text{ t}$$

$$\rightarrow 2a = (1,35 \times P) / R = 0,675 \text{ m}$$

Donc :

$$a = 0,3375 \text{ m}$$

$$\rightarrow Y_1 = 8,99 \text{ et } Y_2 = 8,32$$

D'où :

$$M_{\max} = \Sigma P_i Y_i = 701.27$$

Ce système est représenté par la figure suivante :

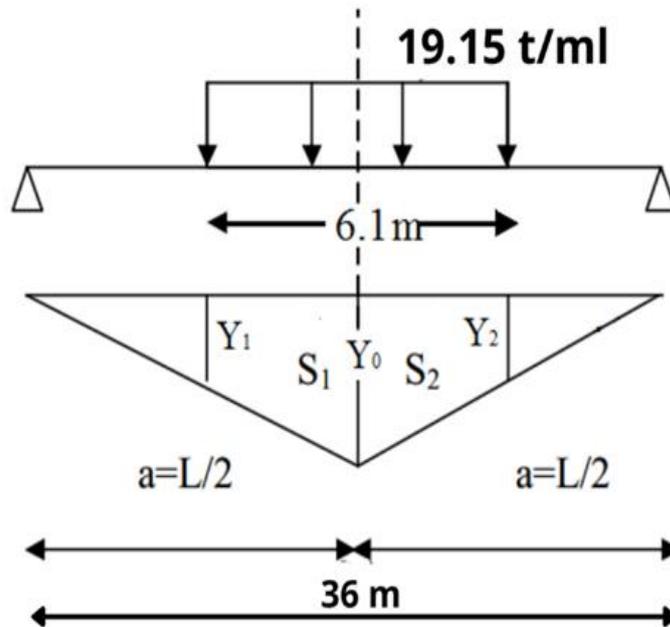


Figure IV-13 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120.

Nous avons :

$$Y_0 = x_0 \times (L - x_0) / L \text{ avec } x_0 = \frac{L}{2}$$

Donc :

$$Y_0 = \frac{L}{4} = 9 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 7,475 \text{ m}$$

Le calcul des surfaces :

$$S = S_1 = S_2 \text{ (} S_1 \text{ présente la surface à droite par rapport à l'axe } y_0 \text{)}$$

$$S = (9 + 7,47) \times 3,05 / 2 = 25,12 \text{ m}^2$$

D'où :

$$\mathbf{M_{max} = 2 \times P \times S = 962.096 \text{ t.m}}$$

5) Charge exceptionnelle D240

Ce système est représenté par la figure suivante :

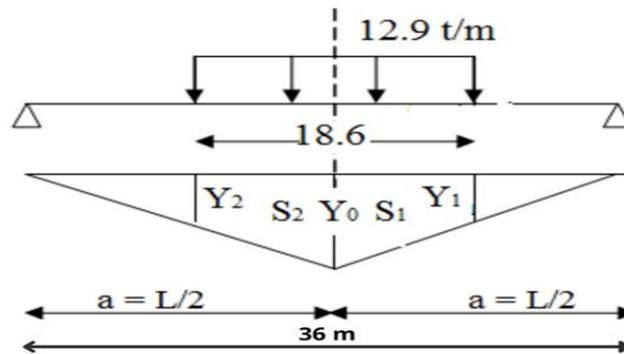


Figure IV-14 : Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240

Nous avons:

$$Y_0 = a^2/L = 9 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 4,35 \text{ m}$$

$$S = S_1 = S_2 = (9 + 4,35) \times 9,30 / 2 = 62,0775 \text{ m}^2$$

D'où :

$$M_{\max} = 2 \times P \times S = 1601.60 \text{ t.m}$$

IV.3.4. Calcul des efforts tranchants

IV.3.4.1. Effort tranchant dû au poids propre

Le poids propre est considéré comme une charge uniformément répartie (Figure IV-15).

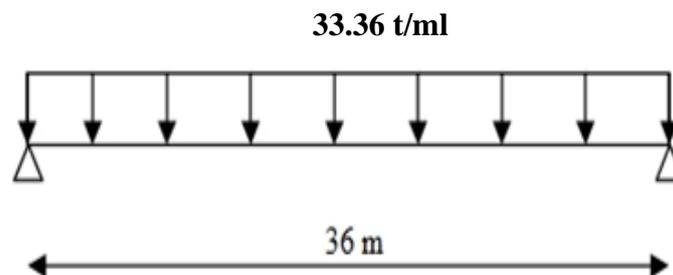


Figure IV-15 : Charge uniformément répartie due au poids propre.

Avec :

$$P = 33.36 \text{ t/ml}$$

$$L = 36 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } R_A = R_B = PL/2 = 600.48 \text{ t/ml}$$

D'où :

$$T_{\max} = R_A = 600.48 \text{ t/ml}$$

IV.3.4.2. Effort tranchant dû aux surcharges

1) Surcharge A (L)

Elle est uniformément répartie sur le tablier (Figure IV-16), elle vaut :

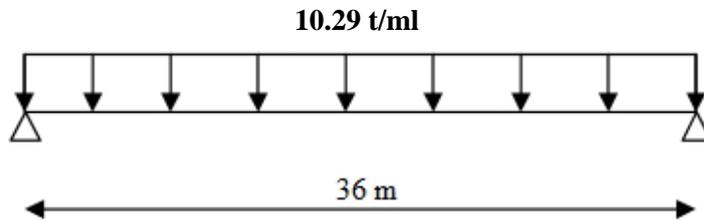


Figure IV-16 : Charge due à A(l)

$$P = 10.29 \text{ t/ml avec } L = 36\text{m}$$

Donc :

$$R_A = R_B = PL/2 = 185.22 \text{ t}$$

D'où :

$$\mathbf{T_{max} = R_A = 185.22 \text{ t}}$$

2) Surcharge Bc

La répartition de Bc est indiquée dans la figure suivante :

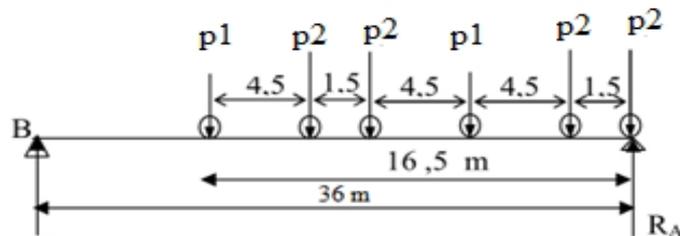


Figure IV-17 : Charges dues à la surcharge Bc.

$$\sum M/B = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 36 - P_2 \times 36 - P_2 \times 34.5 - P_1 \times 30 - P_2 \times 25.5 - P_2 \times 24 - P_1 \times 19.5 = 0$$

$$P_1 = 20.60 \text{ t}$$

$$P_2 = 41.16 \text{ t}$$

$$R_A = 165.53 \text{ t}$$

$$R_B = 40.31 \text{ t}$$

D'où :

$$\mathbf{T_{max} = R_A = 165.53 \text{ t}}$$

3) Surcharge Bt

La répartition de cette charge est indiquée dans la figure suivante :

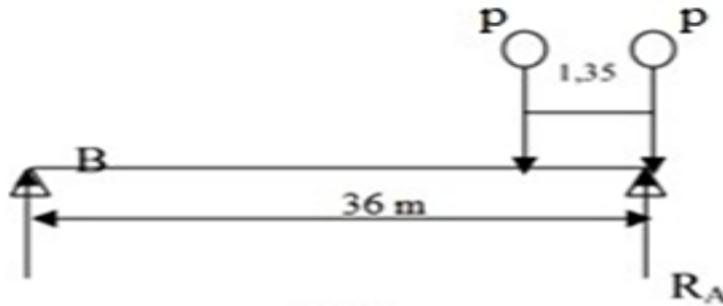


Figure IV-18 : Charges dues à la surcharge Bt.

Nous avons :

$$\Sigma M_B = 36 \times R_A - 36 \times P - 34.65 \times P = 0$$

Donc :

$$R_A = 79.42 \text{ t}$$

$$R_B = 1.52 \text{ t}$$

D'où :

$$\mathbf{T_{max} = R_A = 79.42 \text{ t}}$$

4) Surcharge Mc120

La répartition est montrée dans la figure suivante :

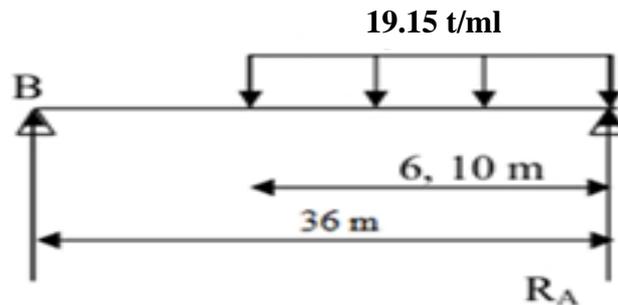


Figure IV-19 : Charges dues à la surcharge Mc120.

Nous avons :

$$\Sigma M_B = 36 \times R_A - 192,9 \times 6,10 \times (36-3,05) = 0$$

Donc :

$$R_A = 106.92 \text{ t}$$

$$R_B = 9.90 \text{ t}$$

D'où :

$$\mathbf{T_{max} = R_A = 106.92 \text{ t}}$$

5) Surcharge D240

La figure IV-20 illustre la répartition de ce type de charge :

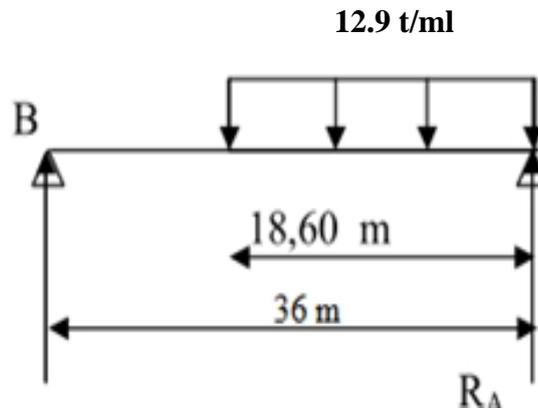


Figure IV-20 : Charges dues à la surcharge D240.

Nous avons :

$$\Sigma M_B = 0$$

$$36.R_A - 12,90 \times 18,60 \times (36 - 9,30) = 0$$

Donc :

$$R_A = 177.95 \text{ t}$$

$$R_B = 61.99 \text{ t}$$

D'où :

$T_{\max} = R_A = 177.95 \text{ t}$

Le tableau suivant donne les valeurs des moments fléchissant M_{\max} :

Tableau IV-12 : Moments maximums

Les charges	Moments max (t.m)	Mmax/poutre (t.m)
Poids propre	5404.32	
Surcharge A(l)	1666.77	185.20
Surcharge Bc	1329.72	147.75
Surcharge Bt	701.27	77.92
Système militaire Mc120	962.096	106.90
Charge exceptionnelle D240	1601.60	177.96

Le tableau IV-13 donne les valeurs des efforts tranchants maximums T_{max} .

Tableau IV-13 : Efforts tranchants maximums.

Les charges	T_{max} (t)	$T_{max}/poutre$ (t)
Poids propre	600.48	
Surcharge A(l)	185.22	20.58
Surcharge Bc	165.53	18.39
Surcharge Bt	79.42	8.82
Système militaire Mc120	106.92	11.88
Charge exceptionnelle D240	177.95	19.77

IV.4. Conclusion

Après avoir déterminé les éléments de réduction dues aux différents charges et surcharges appliquées à notre ouvrage, nous procéderons à la modélisation.

Chapitre V

Modélisation

V.1. Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. De ce fait, Nous avons utilisé le logiciel **Autodesk ROBOT Structural 2018** qui nous a permis de faire une modélisation par élément fini de notre ouvrage.

V.2. Présentation du logiciel

ROBOT structure est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales (treillis, portiques, structures mixtes, grillages de poutres, plaques, ...).

ROBOT-structure permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

V.3. Etapes de modélisation

La modélisation s'effectue comme suit :

1) Etape 1 : Définition des éléments

- Choix des unités, normes et matériaux utilisés.
- Importation des différentes sections.
- Définition des lignes de construction.
- Définition des poutres et entretoise comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des appuis.

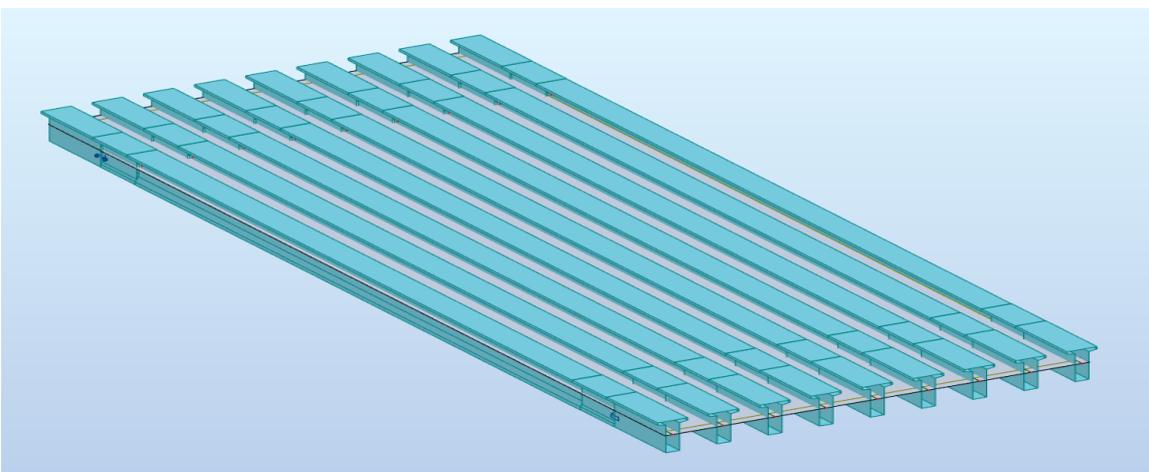


Figure V-1 : Définition des poutres, dalle, entretoise, appui.

2) Etape 2 : Affectation des charges et surcharges

L'affectation des charges permanentes CP et surcharges comprend :

- ✓ Poids des revêtements
- ✓ Poids des corniches
- ✓ Poids du garde-corps et de la glissière de sécurité.
- ✓ Surcharges Bc, D240, Mc120

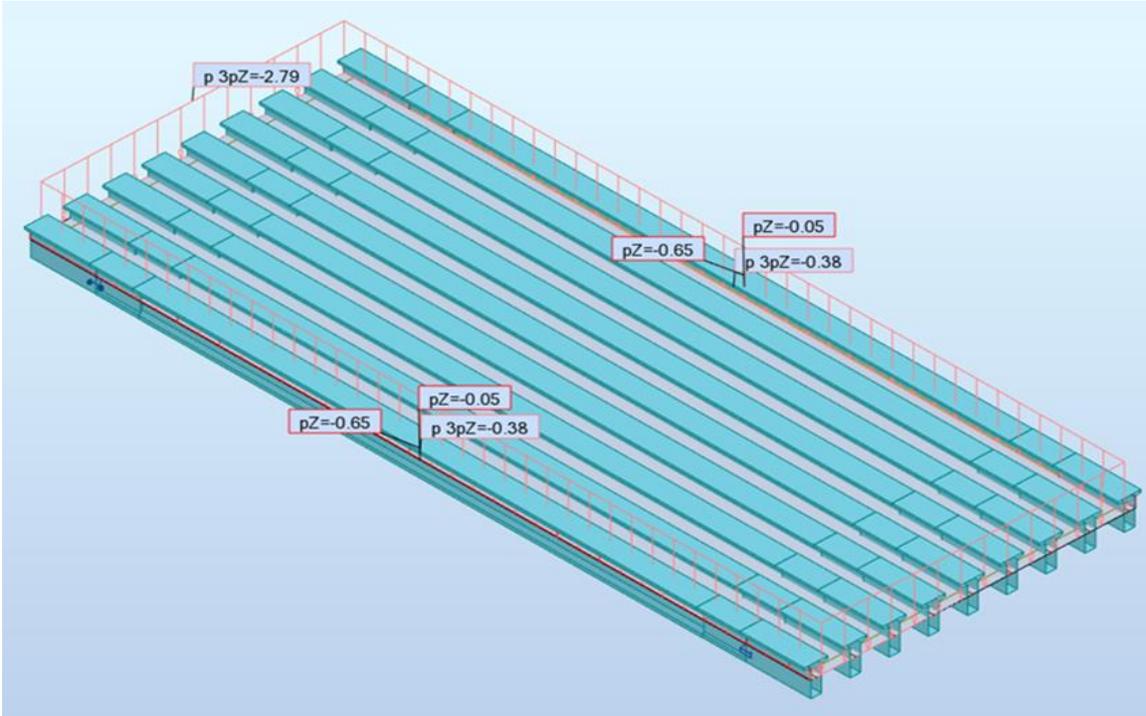


Figure V-2 : Affectation des charge permanentes CP.

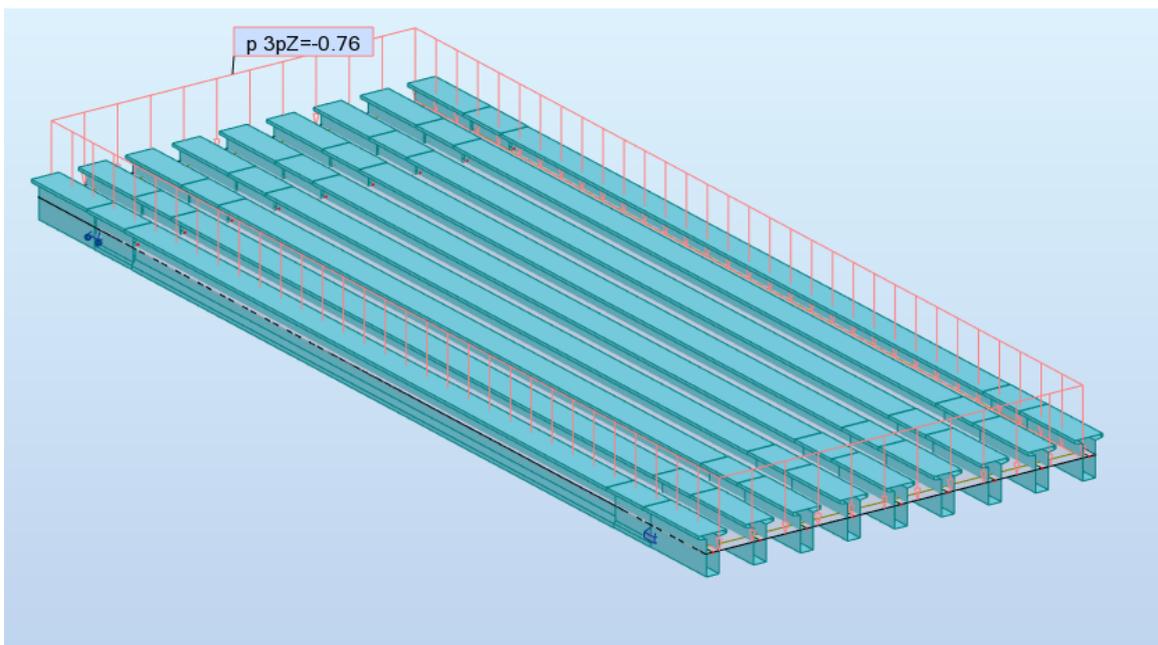


Figure V-3 : Charges A(1).

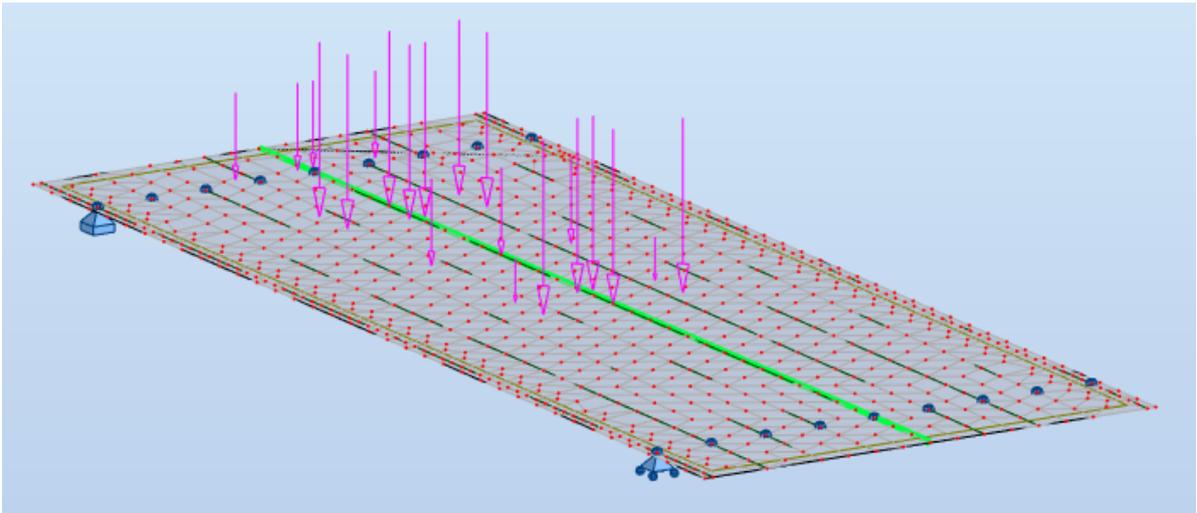


Figure V-4 : Charge Bc.

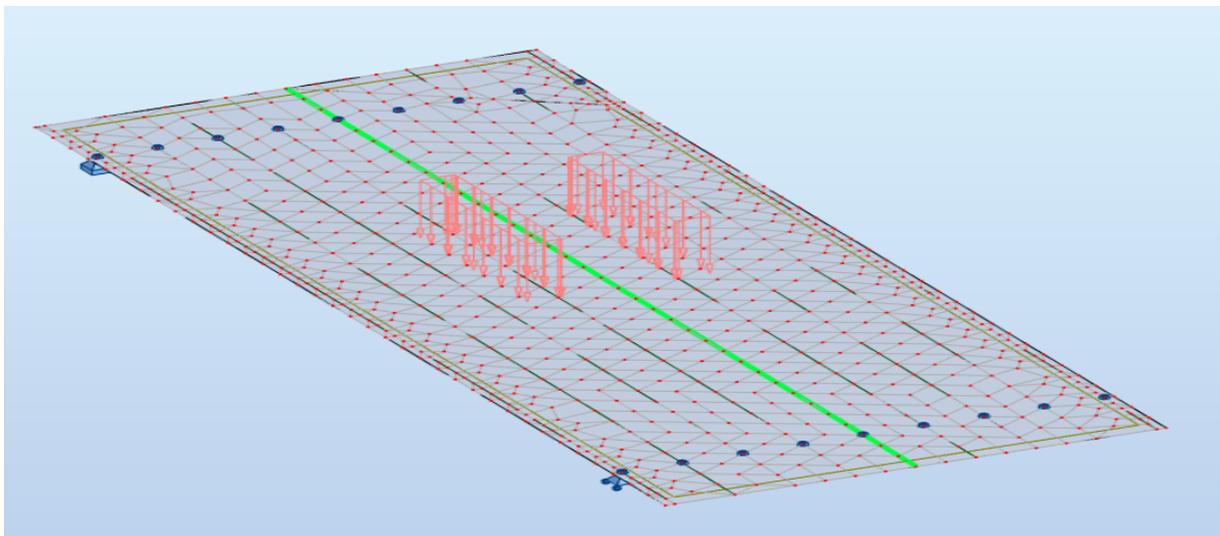


Figure V-5 : Charge Mc120.

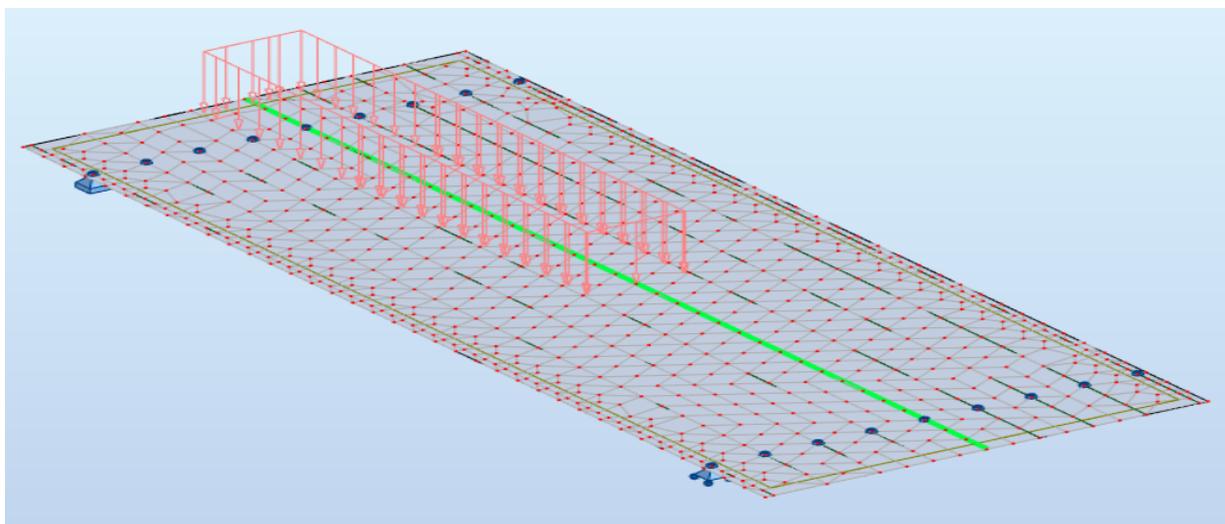


Figure V-6 : Charge D240.

3) Etape 3 : Définition des combinaisons de charges

Le tableau suivant nous récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage :

Tableau V-1 : Différentes combinaisons de charges.

Etats	Combinaison
ELU : A, Bc, D240, Mc120	$1,35G + 1,6(A+S_t)$
	$1,35G + 1,6(B_c+S_t)$
	$1,35G + 1,35D240$
	$1,35G + 1,35Mc120$
ELS: A, Bc, D240, Mc120	$G + 1,2(A+S_t)$
	$G + 1,2(B_c+S_t)$
	$G + D240$
	$G + Mc120$

V.4 Résultats

V.4.1. Moment et effort tranchant à l'ELU

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximal sont obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime :

$$1,35 G + 1,35 D240$$

La figure V-7 ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant à l'ELU.

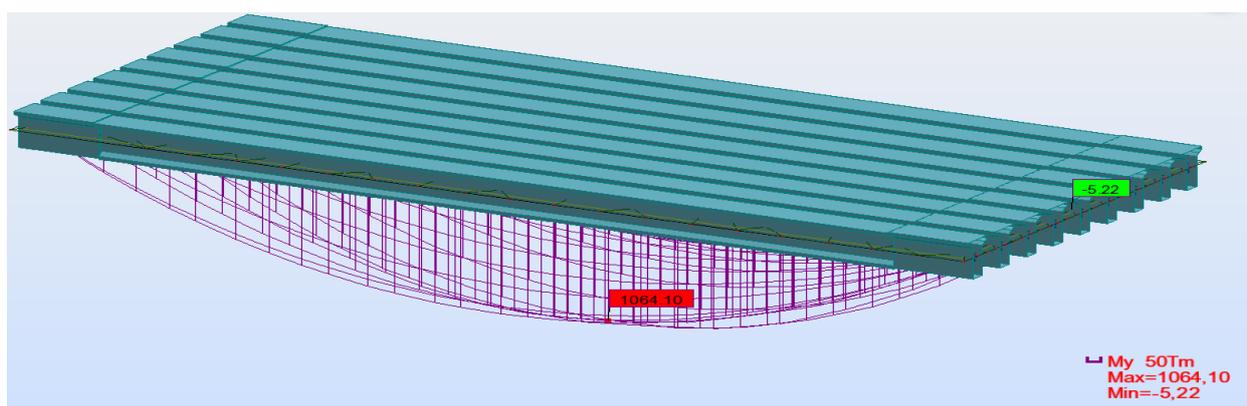


Figure V-7 : Diagrammes des moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

$M_{Elu_Max} = 10,64 \text{ MN.m}$

Les diagrammes qui correspondent aux autres combinaisons sont donnés dans l'**annexe 1**.

La figure ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant à l'ELS :

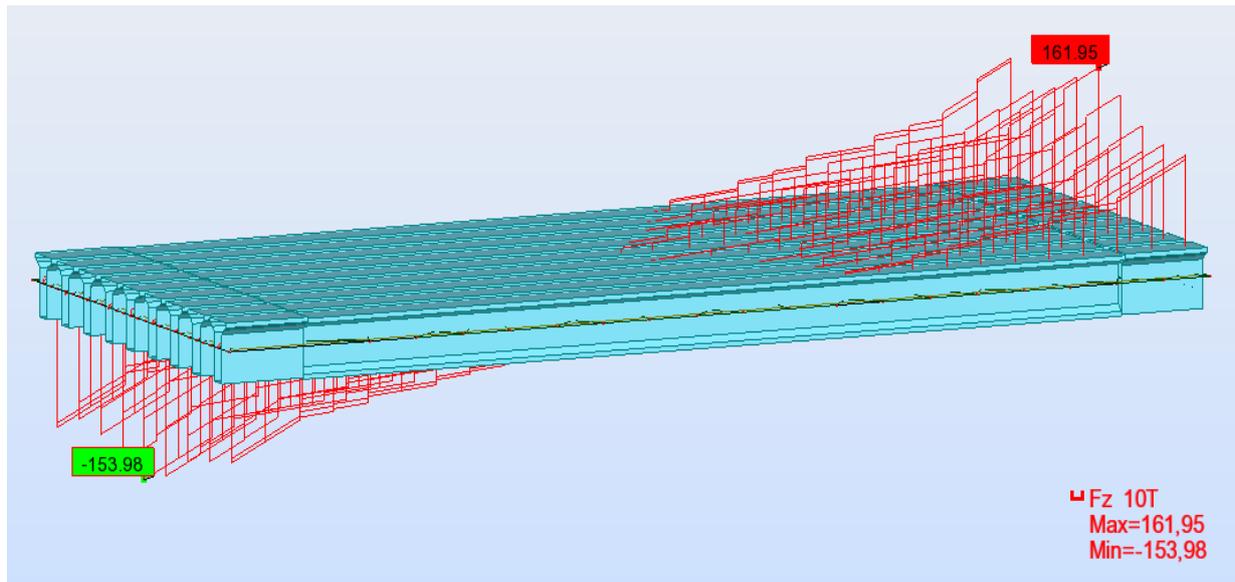


Figure V-8 : Diagramme des efforts tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

$T_{Elu_Max} = 1,62 \text{ MN}$

V.4.2. Moment et effort tranchant à L'ELS

Le moment fléchissant et L'effort tranchant maximal sont obtenues par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime :

$$1,35 \text{ G} + 1,35 \text{ D240}$$

La figure V-9 ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant à l'ELS.

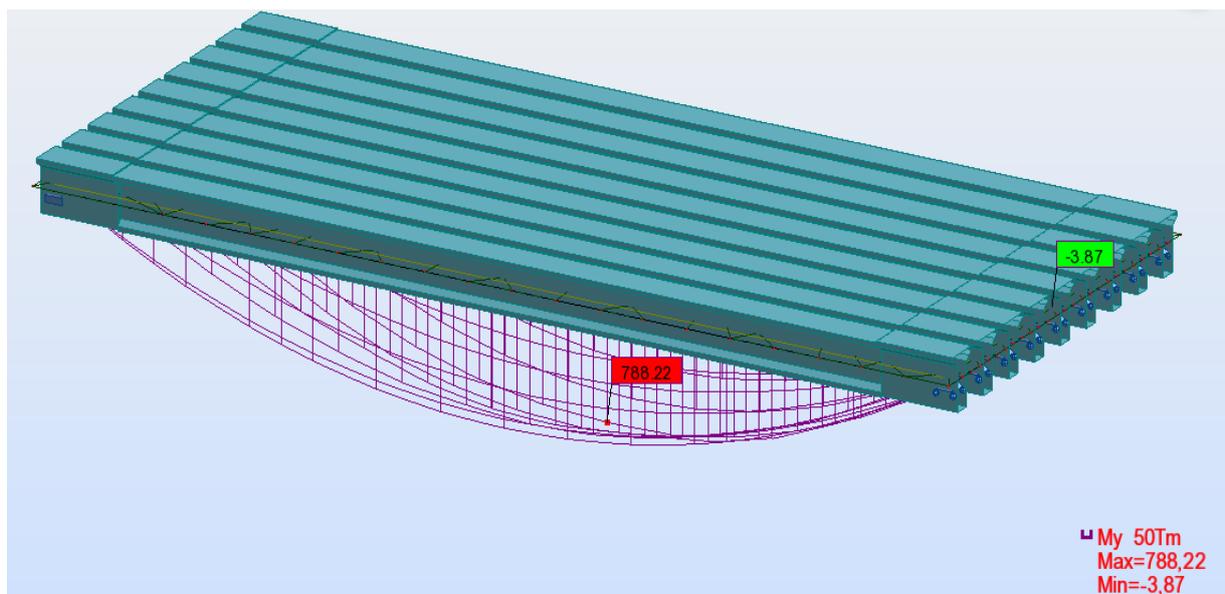


Figure V-9 : Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

$M_{Els_Max} = 7,88 \text{ MN.m}$

La figure ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant à l'ELS :

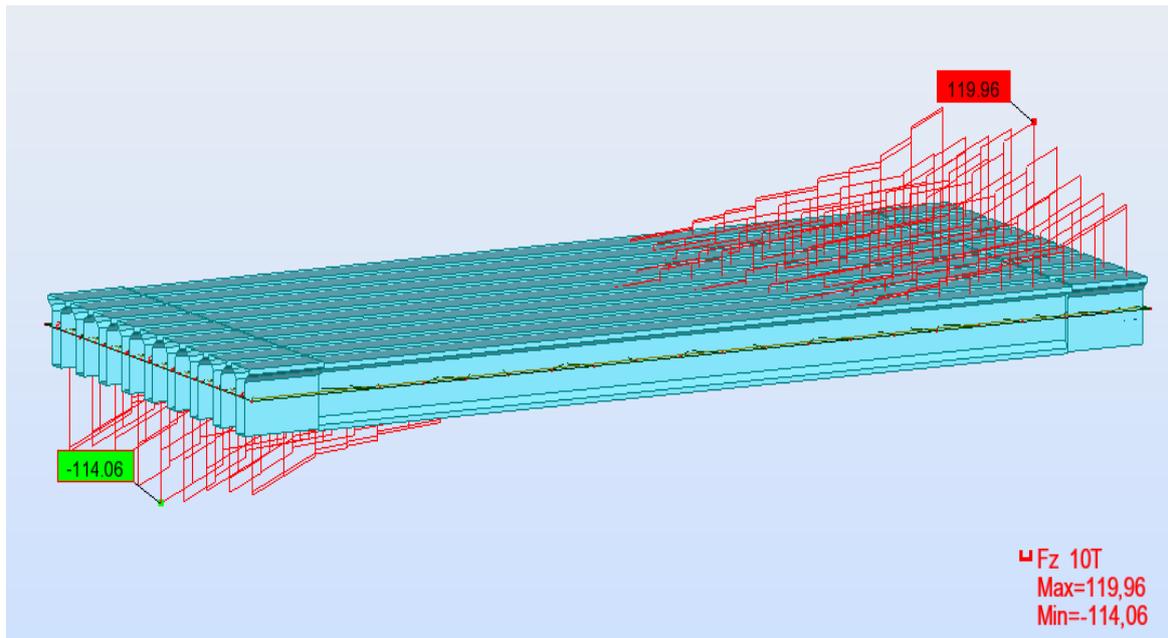


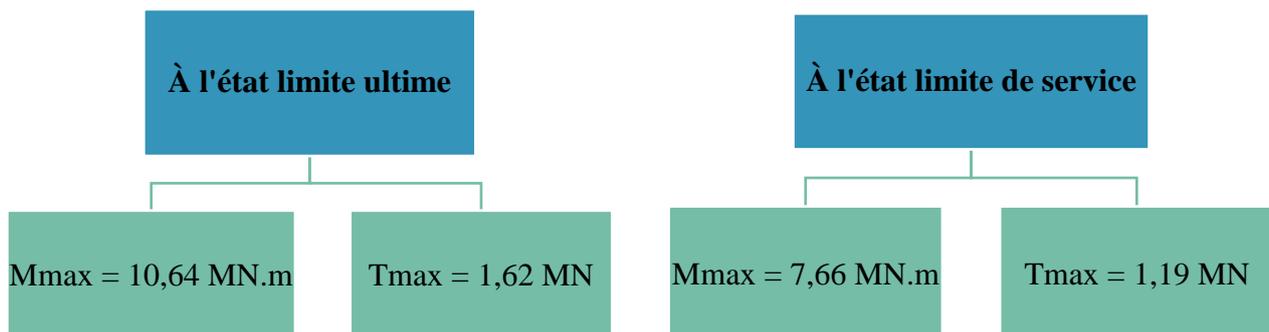
Figure V-10 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

T Els_Max=1,19 MN

V.5 Conclusion

À l'aide du **logiciel Robot Structural Analysis Professional 2018**, nous avons pu déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants les plus défavorables à l'ELU ainsi qu'à l'ELS.

Ces efforts sont mentionnés ci-dessous :



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

Chapitre VI

Étude de la précontrainte

VI.1. Introduction

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages à grandes portées tout en joignant la sécurité et l'économie.

Pour objectif de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage.

On distingue deux modes de précontrainte :

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

Dans notre étude, le mode utilisé est **la précontrainte par post-tension** selon le règlement B.P.E.L 91.

VI.2. Précontrainte par post-tension

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

Les étapes de la réalisation de la précontrainte par post-tension sont illustrées par ordre de réalisation (de 1 à 4) dans la figure suivante :

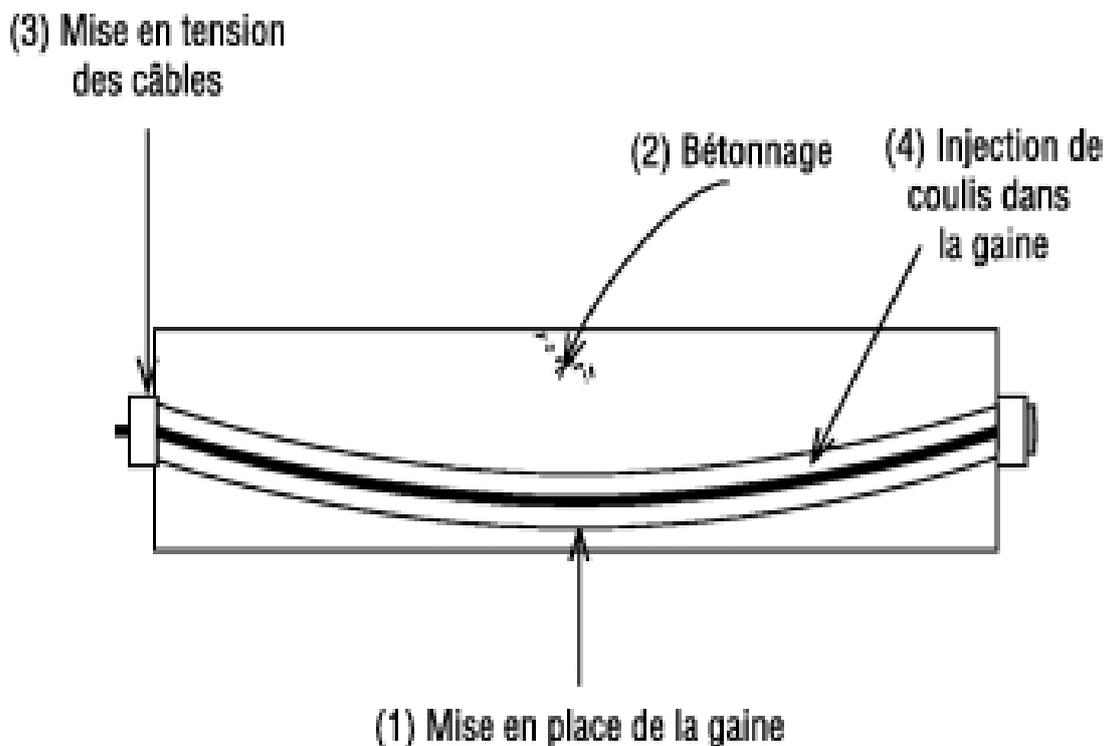


Figure VI-1 : Les étapes de la réalisation de la précontrainte par post-tension.

VI.3. Armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte sont des armatures en acier à haute résistance (fil, toron ou barre). Elles sont destinées à assurer la précontrainte de constructions ou d'éléments de construction préfabriqués ou non. Elles peuvent être également utilisées pour les tirants d'ancrage, le levage des charges, les ponts à haubans, etc.

1) 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 mono-torons 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 (composées de 12 ou 13 torons T15) pour la précontrainte intérieure ainsi 19 T15 pour la précontrainte extérieure.

Un câble est défini par :

- Le type.
- Le nombre de torons.
- La classe de résistance.

2) Les torons :

Les torons sont un assemblage de plusieurs fils :

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

→ Torons à 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 MPa

1770 MPa

1860 MPa

1960 MPa

VI.4. Dimensionnement de la précontrainte

VI.4.1. Caractéristiques des matériaux

1) Béton

Pour les calculs, nous avons utilisé les caractéristiques suivantes :

En compression :

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

En traction :

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

Contraintes admissibles :

En compression :

$$\sigma_{bc1} = 24 \text{ MPa} \quad (0.6 \times f_{c28})$$

En construction

$$\sigma_{bc2} = 20 \text{ MPa} \quad (0.5 \times f_{c28})$$

En service

En traction :

$$\sigma_{tc1} = -2.1 \text{ MPa} \quad (-0.7 \times f_{t28})$$

En construction

$$\sigma_{tc2} = 0$$

En service

2) Acier

Les câbles de précontrainte utilisés sont des câbles à files parallèles : **12T15**, et ses caractéristiques sont indiquées dans le Tableau VI-1 :

Tableau VI-1 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

f_{peg} (MPa)	f_{prg} (MPa)	ϕ (mm)	A_p (mm ²)
1581	1770	80	1668

➤ **Tension à l'origine :**

La tension à l'origine ne doit pas dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$A_p \times 0.80 \times f_{prg} \text{ ou } A_p \times 0.90 \times f_{peg}$$

$$\sigma_{po} = \min [0.8 \times f_{prg} ; 0.9 \times f_{peg}] = \min [1416 ; 1422.9]$$

Soit :

$$\sigma_{po} = 1416 \text{ MPa}$$

La force exercée sur un seul câble :

$$P_0 = \sigma_{po} \times A_p = 1416 \times 1668 = 2.36 \text{ MN}$$

Données de calculs :

Les caractéristiques des matériaux sont déjà mentionnées en dessus.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS sont résumés dans le tableau VI-2.

Tableau VI-2 : Résultats de calcul.

M_{max} (MN.m)	7.88
M_{min} (MN.m)	4.35
M_{poutre} (MN.m)	3.05
V_M (MN)	1.20

Tableau VI-3 : Caractéristiques des sections.

	Section d'about	Section médiane
	Poutre	Poutre + dalle
A(m²)	1.22	0.96
H(m)	1.9	2.1
V(m)	0.85	0.68
V'(m)	1.04	1.42
I_G(m⁴)	0.4319	0.4847
ρ (%)	39	52
d'(m)	0.19	0.21

VI.4.2. Détermination du nombre de câbles

1) Nombre de câbles à mi-travée:

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre à $L/2$, donc les caractéristiques pris en compte dans le calcul sont celles de la section médiane avec hourdis.

Nous avons :

$$M_{\max} = 7.88 \text{ MN.m}$$

tels que : M_{\max} : moment maximum à l'ELS (en charge)

$$M_{\min} = 4.35 \text{ MN.m}$$

tels que : M_{\min} : moment sous le poids propre

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 3.53 \text{ MN.m}$$

La précontrainte minimale doit respecter la condition suivante :

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

Avec :

$$P_I : \text{précontrainte minimale (section sous critique) tels que : } P_I = \frac{\Delta M}{\rho \times h}$$

$$P_{II} : \text{précontrainte minimale (section sur -critique) tels que : } P_{II} = \frac{M_{\max}}{\rho \times V + V' - d'}$$

d' : enrobage = 21 cm

h : 210 cm

Application numérique :

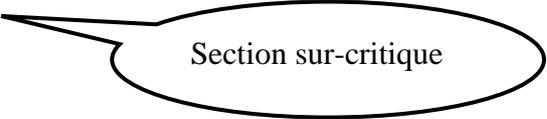
$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \times h} = \frac{3.53}{0.52 \times 2.1} = 3.23 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max}}{\rho \times V + V' - d'} = \frac{7.8822}{0.52 \times 0.6846 + 1.4153 - 0.21} = 5.04 \text{ MN}$$

Interprétation :

$P_{II} > P_I$: La section est sur-critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières coupe la zone d'enrobage. Par conséquent, la précontrainte doit reprendre la totalité du poids propre, soit :

$$P_{\min} = \sup (P_I, P_{II}) = \mathbf{5.04 \text{ MN}}$$



Section sur-critique

Les pertes de précontrainte sont estimées à 30 % de P_0 :

$$P_{\min} \leq N \times P(x,t)$$

Avec :

$$P_m(x,t) = P_0 - 0.30 P_0$$

$$P_{\min} \leq n \times P_0 \times 0.70$$

Où :

n : nombre de câbles

On obtient :

$$\mathbf{n \geq 3.05}$$

Nous prenons donc :

$$\mathbf{n = 4 \text{ câbles de 12T15}}$$

2) Nombre de câbles à l'about :

Pour obtenir le nombre de câbles à l'about, on prend en compte les caractéristiques de la poutre sans hourdis. Il faut vérifier les deux inégalités suivantes :

Pour la fibre supérieure :

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_{\text{sup}}$$

Pour la fibre inférieure :

$$\sigma_{bc} \geq \sigma_{\text{inf}}$$

Ce qui donne :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{A'_n} + \frac{V(P \times e_0 + M_{\text{poutre}})}{I_g} \geq -4,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{A'_n} - \frac{V'(P \times e_0 + M_{\text{poutre}})}{I_g} \leq 24 \text{ MPa}$$

Avec :

$$M_{\text{poutre}} = 3.0463 \text{ MN.m}$$

L'excentricité est donnée par :

$$e_0 = -(V' - d') = -1.04 + 0.19 = -\mathbf{0.85 \text{ m}}$$

$$(1) \Rightarrow P \leq 11.70 \text{ MN}$$

$$(2) \Rightarrow P \leq 7.38 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } P = n \times P_0 \times 0,7 \rightarrow n = \frac{P}{0,7 \times P_0}$$

$$\mathbf{FS : n \leq 7.08}$$

$$\mathbf{FI : n \leq 4.47}$$

Avec :

FS : fibre supérieure

FI : fibre inférieure

Nous prenons donc quatre câbles à l'about (**n = 4**) de **12T15**.

3) Vérification des contraintes :

Pour éviter le surplus de câbles, il faut vérifier que P_0 n'est pas excessif. Ceci se traduit par la vérification de l'inégalité suivante :

$$N \times P_0 \leq A'_n \times \sigma_{bc} - \frac{M_{\text{max}} - M_{\text{min}}}{\rho \times h}$$

$$N \times 2.36 = 9.44 \text{ MN}$$

$$A'_n \times \sigma_{bc} - \frac{M_{\text{max}} - M_{\text{min}}}{\rho \times h} = 19.81 \text{ MN}$$

$$9.44 \text{ MN} \leq 19.81 \text{ MN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

VI.4.3. Disposition des câbles de précontrainte

1) Position des câbles à la section d'about :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about (moment nul à l'appui).

Nous prendrons un espacement de 40 cm (pour la disposition de vérins) entre deux câbles successifs. (Figure VI-2)

Comme le moment est nul à l'appui donc :

$$\Sigma M_{/FI} = 0$$

$$P_1 \times d + P_2 (e_e + d) + P_3 (2 e_e + d) + P_4 (3 e_e + d) = 4 \times P_0 \times V'$$

$$P_0(4d + 6 e_e) = 4P_0V'$$

$$\rightarrow d = \frac{4V' - 6e}{4} = \frac{4 \times 104,21 - 6 \times 40}{4} = 44.21 \text{ cm}$$

$$\rightarrow d' = 190 - (3 \times 40 + 44.21) = 25.79 \text{ cm}$$

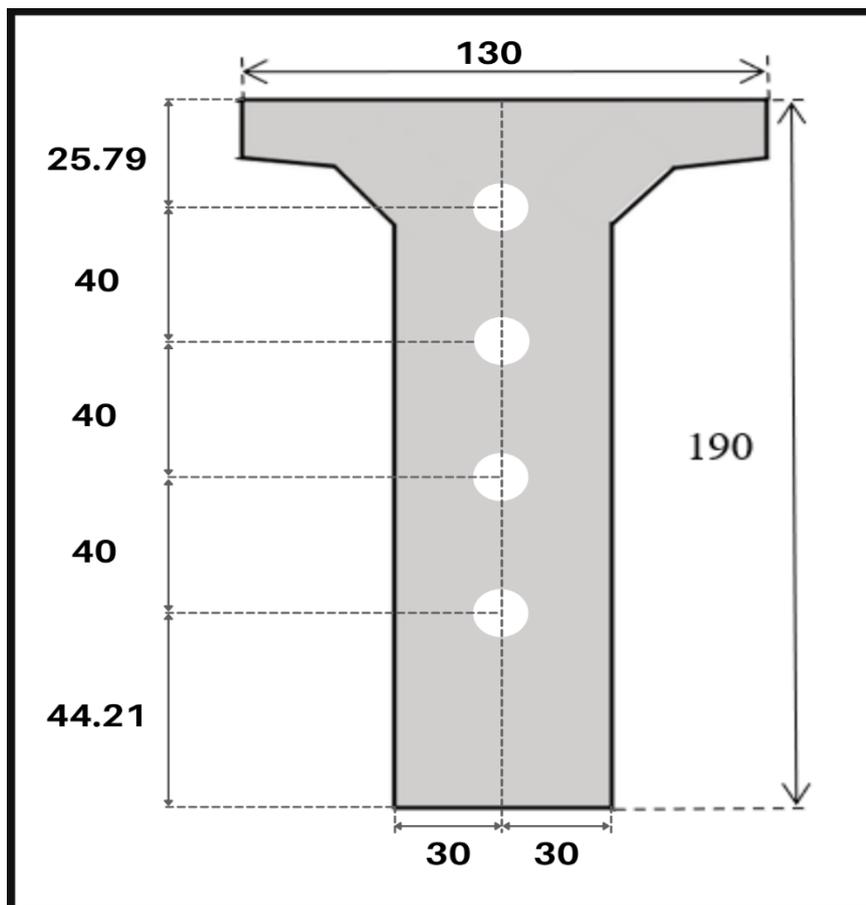


Figure VI-2 : Tracé des câbles sortants de l'about (en cm)

2) Position des câbles à la section mi-travée :

La distance à mi-travée entre deux câbles est fixée selon les recommandations du B.P.E.L 91. Dans le cas de cette étude, est égale ou supérieure au diamètre de la gaine. Nous prenons un espacement égal à 8 cm.

$$\Phi + \Phi = 16 \text{ cm}$$

$$2c + 4\Phi = 60 \text{ cm} \quad \Rightarrow c = 14 \text{ cm}$$

$$2\Phi + d = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow d = 29 \text{ cm}$$

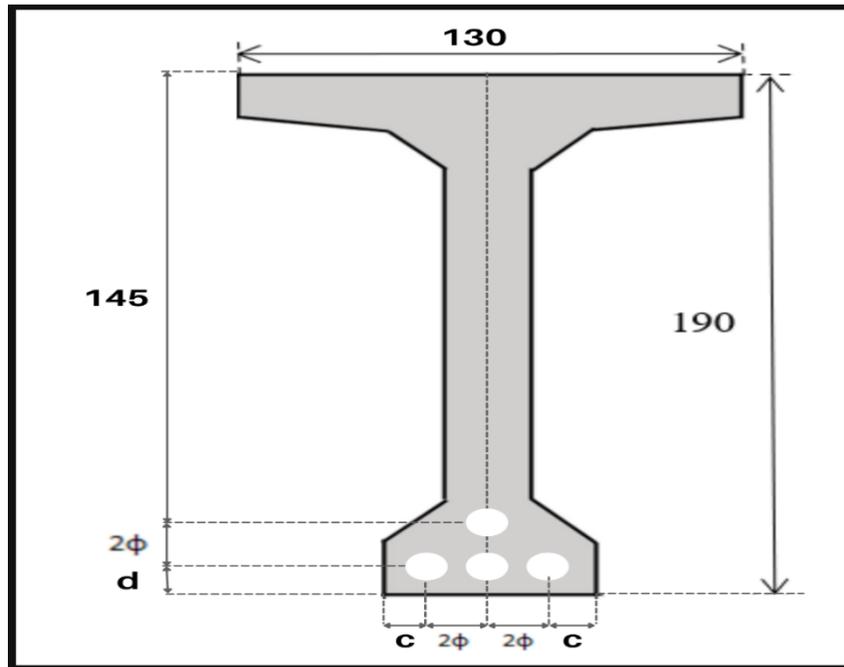


Figure VI-3 : Tracé des câbles sortants de la section médiane (en cm).

VI.4.4. Détermination de l'angle de relevage

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

$$\sin^{-1} \frac{V_M - V}{P} \leq \alpha \leq \sin^{-1} \frac{V_m + V}{P}$$

V_m : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre de la poutre seule :

$$V_m = 0.67 \text{ MN}$$

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

$$V_M = 1,20 \text{ MN}$$

b_n : surface nette de la section d'about + hourdis :

$$B_n = B_0 - \frac{2\pi\phi^2}{4} = 1.63 - \frac{2 \times 3.14 \times 0.08^2}{4} = 1.50 \text{ m}^2$$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre : $\sigma_x = \frac{P}{b_n}$

$$P = n \times (1 - \Delta P) \times P_0 = 4 \times 0.7 \times 2.36 = 6.61 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{6.61}{1.50} = 4.41 \text{ MPa}$$

τ : contrainte tangentielle limite à l'ELS :

$$\tau = \left(0.4f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\tau = \left(0.4 \times 3 \left(3 + \frac{2}{3} \times 1.5 \right) \right)^{\frac{1}{2}} = 2.92 \text{ MPa}$$

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis :

$$b_n = b_0 - n \times k \times \phi$$

$$b_n = 0.60 - 1 \times 0.50 \times 0.08 = 0.56 \text{ m}$$

Avec :

n : nombre de gaines par lit ($n=1$)

$k = 0.5$ Pour post-tension avec injection de coulis de ciment

$\phi = 0.08 \text{ m}$ (Diamètre de la gaine)

$$b_0 = 0.6 \text{ m}$$

V : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about :

$$V = \tau \cdot b_n \cdot 0.8 h$$

$$V = 2.92 \times 0.56 \times 0.8 \times 2.10 = 2.75 \text{ MPa}$$

Donc nous avons :

$$\sin^{-1} \frac{V_M - V}{P} \leq \alpha \leq \sin^{-1} \frac{V_m + V}{P}$$

$$\sin^{-1} \frac{1.20 - 2.75}{6.61} \leq \alpha \leq \sin^{-1} \frac{0.67 + 2.75}{6.61}$$

$$-13.56^\circ \leq \alpha \leq 31.16^\circ$$

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

$$\alpha_{\text{opt}} = \sin^{-1} \frac{V_M + V_m}{P} = \sin^{-1} \frac{0.67 + 1.20}{6.61} = 16.46^\circ$$

$$\alpha_{\text{opt}} = 16.46^\circ$$

VI.4.5. Détermination des équations et l'allure des câbles

Nous optons pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

→ La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 = \text{constante}$.

→ L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint peut être assimilé à une parabole du deuxième degré :

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

Tableau VI-4 : Équation de l'allure pour chaque câble.

<p>• Câble 1 :</p> <p>$x = 0 \rightarrow y = c = 0.44 \text{ m}$</p> <p>$x = 18 \rightarrow Y = a(18)^2 + b \times 18 + 0.44 = 0.29 \text{ m}$</p> <p>$x = 18 \rightarrow Y' = 2 \times 18 \times a + b = 0$</p> <p>Avec Y' est la dérive de Y</p> <p>Nous trouvons :</p> <p>$a = 0.00052 ; b = -0.019 ; c = 0.44$</p>	<p>• Câble 2 :</p> <p>1 : $x = 0 \rightarrow y = c = 0.84 \text{ m}$</p> <p>2 : $x = 18 \rightarrow Y = a(18)^2 + b \times 18 + 0.84 = 0.29 \text{ m}$</p> <p>3 : $x = 18 \rightarrow Y' = 2 \times 18 \times a + b = 0$</p> <p>Nous trouvons :</p> <p>$a = 0.0017 ; b = -0.064 ; c = 0.84$</p>
<p>$Y = 0.00052x^2 - 0.019x + 0.44$</p>	<p>$Y = 0.00177x^2 - 0.064x + 0.84$</p>
<p>• Câble 3 :</p> <p>$x = 0 \rightarrow Y = c = 1.24 \text{ m}$</p> <p>$x = 18 \rightarrow Y = a(18)^2 + b \times 18 + 1.24 = 0.29 \text{ m}$</p> <p>$x = 18 \rightarrow Y' = 2 \times 18 \times a + b = 0$</p> <p>Nous trouvons :</p> <p>$a = 0.003 ; b = -0.107 ; c = 1.24$</p>	<p>• Câble 4 :</p> <p>$x = 0 \rightarrow Y = c = 1.64 \text{ m}$</p> <p>$x = 18 \rightarrow Y = a(18)^2 + b \times 18 + 1.46 = 0.45 \text{ m}$</p> <p>$x = 18 \rightarrow Y' = 2 \times 18 \times a + b = 0$</p> <p>Nous trouvons :</p> <p>$a = 0.0036 ; b = -0.132 ; c = 1.64$</p>
<p>$Y = 0.003x^2 - 0.107x + 1.24$</p>	<p>$Y = 0.0036x^2 - 0.132x + 1.64$</p>

La position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure est donnée dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Position de chaque câble par rapport à la fibre inférieure.

	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4
X(m)	Y(m)			
0	0.44	0.841	1.24	1.64
1	0.421	0.777	1.136	1.511
2	0.404	0.719	1.038	1.390
3	0.387	0.663	0.946	1.276
4	0.372	0.612	0.86	1.169
5	0.358	0.564	0.78	1.07
6	0.344	0.519	0.706	0.977
7	0.332	0.478	0.638	0.892
8	0.321	0.441	0.576	0.814
9	0.311	0.407	0.52	0.743
10	0.302	0.377	0.47	0.68
11	0.293	0.350	0.426	0.623
12	0.286	0.326	0.388	0.574
13	0.280	0.307	0.356	0.532
14	0.275	0.290	0.33	0.497
15	0.272	0.278	0.31	0.470
16	0.271	0.276	0.296	0.461
17	0.270	0.273	0.278	0.453
18	0.2660	0.270	0.270	0.450

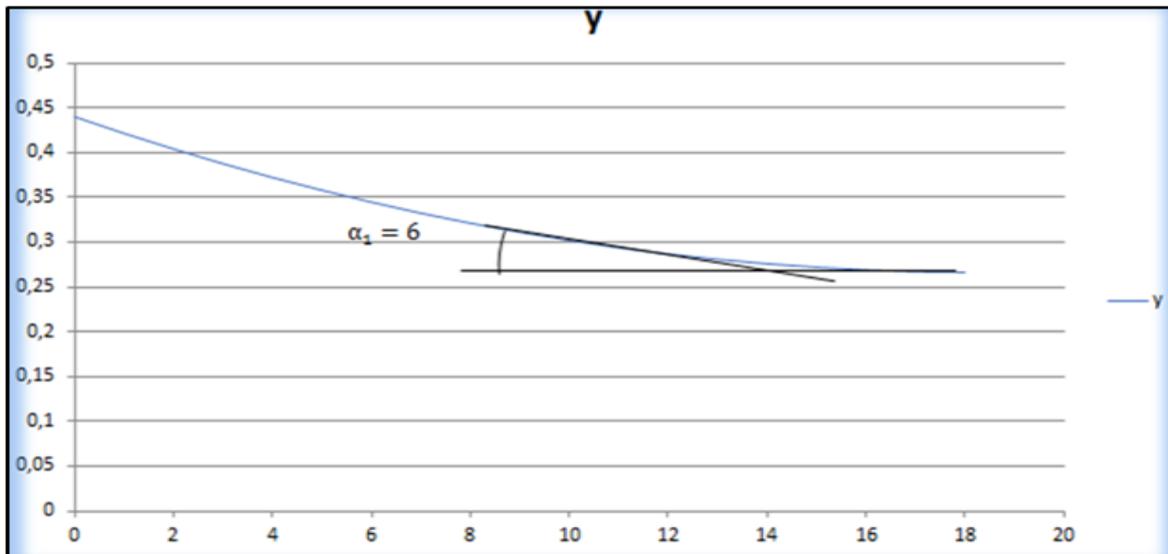


Figure VI-4 : Allure du câble numéro 1.

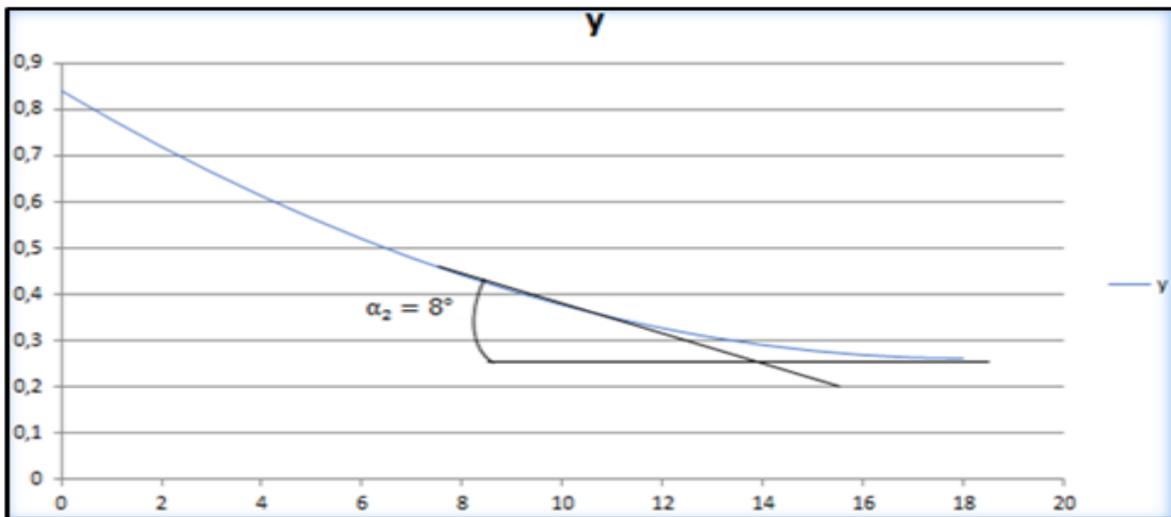


Figure VI-5 : Allure du câble numéro 2.

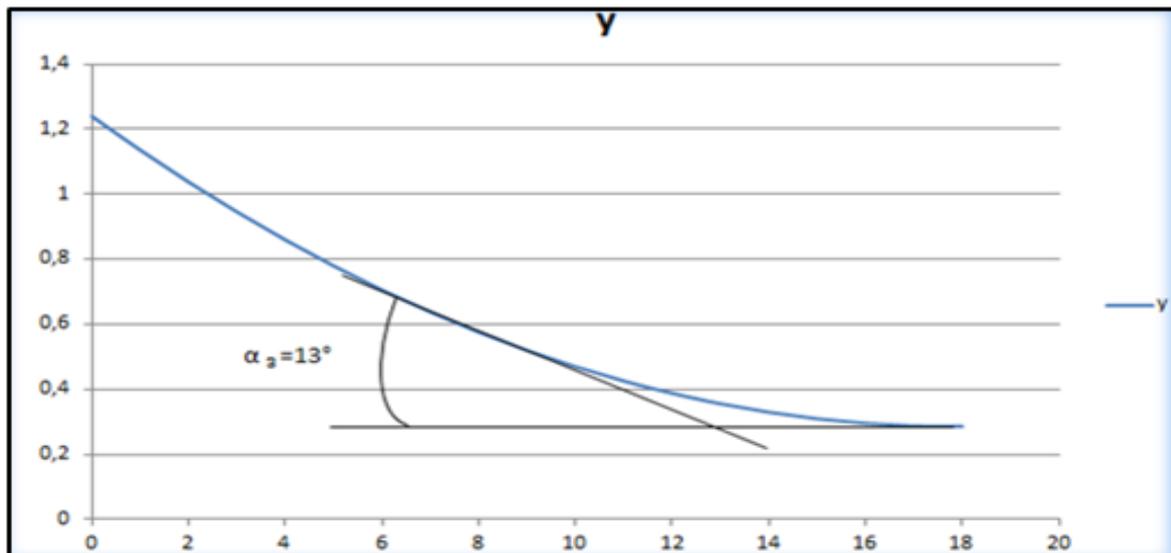


Figure VI-6 : Allure du câble numéro 3.

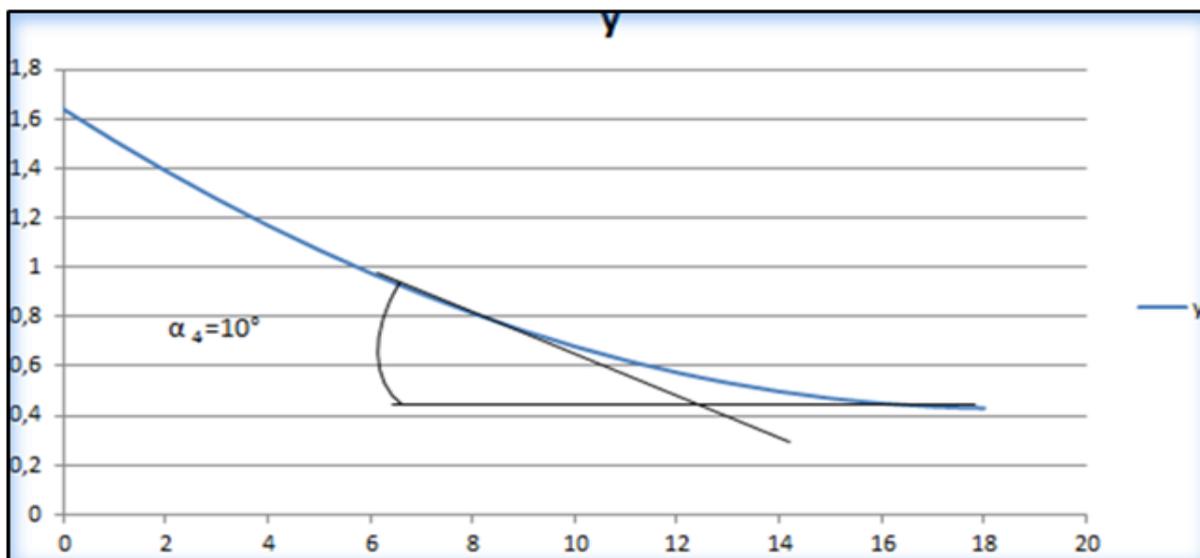


Figure VI-7: Allure du câble numéro 4.

L'allure de l'ensemble des câbles est schématisée par la figure suivante :

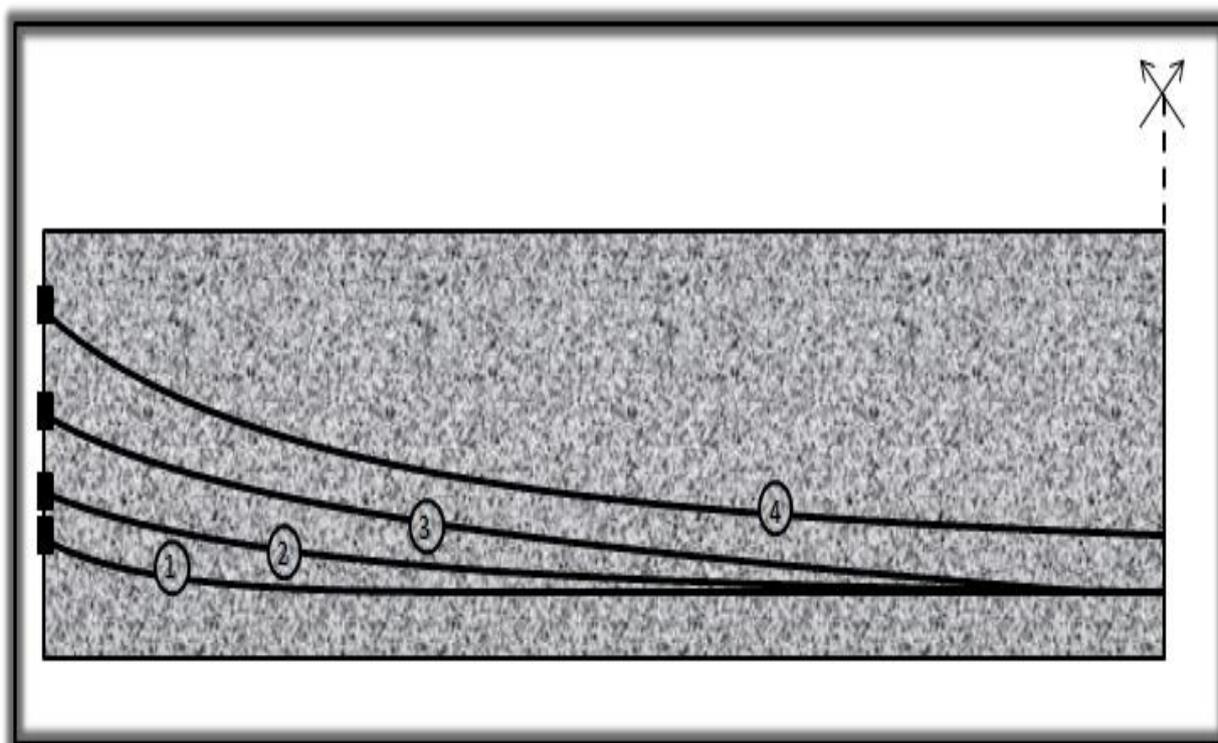


Figure VI-8 : Allure des câbles de précontrainte.

VI.5. Calcul des pertes et chutes de tension

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » doivent permettre de définir la tension nécessaire permanente dite « tension de service ». Aussi il faut tenir compte des pertes, des chutes de tension, et de la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension.

Ces pertes et chutes sont les suivantes :

→ **Pertes instantanées :**

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

→ **Pertes différées :**

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

VI.5.1. Pertes instantanées

VI.5.1.1. Pertes dues au frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{po} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » (Figure VI-9).

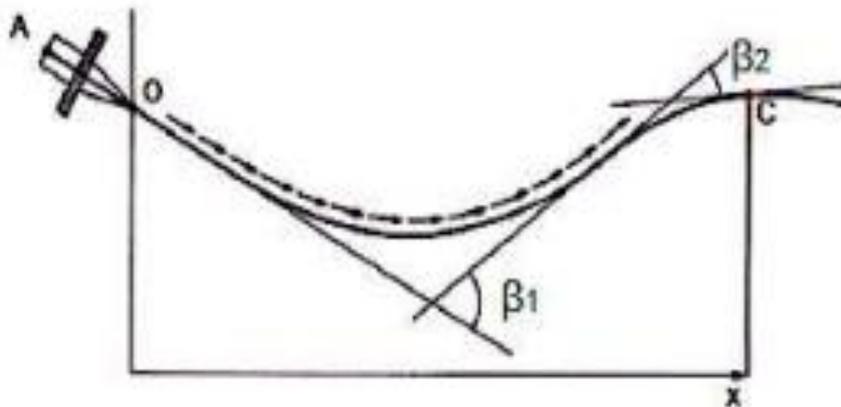


Figure VI-9 : Frottements le long du câble

Cette perte est donnée par la formule suivante (BPEL) :

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

Tel que :

σ_{po} : la contrainte initiale exercée lors de la mise en tension

$\sigma_{po} = 1416 \text{ MPa}$

f : coefficient de frottement en courbe ; $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur ; $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$ (Annexe 3 BPEL).

x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

θ : déviation angulaire totale du câble sur la distance x.

La perte de tension par frottement, est égale à :

$$\Delta\sigma_{f(x)} = \sigma_{po} - \sigma_{pf(x)}$$

Les courbes exponentielles peuvent être remplacées par des tronçons de droites pour autant que les points de calcul soient rapprochés, c'est-à-dire :

$$\sigma_{p(x)} = \sigma_{po} (1 - (f \times \alpha (x) + \varphi \times x)) \quad ; \quad (e^{-x} = 1 - x)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_{f(x)} = \sigma_{po} \times (f \times \theta (x) + \varphi \times x) = 1416(0.18 \times \theta + 0.002 \times x)$$

Tableau VI-6 : Pertes dues au frottement du câble.

	$\Delta\sigma_{f(x)}$ (MPa)						
	α (°)	θ (rad)	$X = 0$	$X = L/4$	$X = L/2$	$X = 3L/4$	$X = L$
Câble N° 1	6	0.105	26.76	39.51	52.25	64.99	77.74
Câble N°2	8	0.140	35.68	48.43	61.17	73.92	86.66
Câble N°3	13	0.230	58.62	71.37	84.11	96.85	109.60
Câble N°4	10	0.1763	44.94	57.68	70.42	83.17	95.91

VI.5.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit un léger raccourcissement.

Les torons et les clavettes subissent un déplacement vers l'intérieur de la pièce de quelques millimètres.

Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée **perte par recul d'ancrage**. Elle est inévitable, et selon la technologie des vérins de mise en tension, elle peut prendre des valeurs comprises entre 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

Les pertes dues au recul d'ancrage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_o = \sigma_1 - \sigma_2 \left(\frac{\lambda - x}{\lambda} \right) = 2 \times \psi \times \sigma_{po} \times (\lambda - x)$$

Avec :

σ_1 : contrainte initiale.

σ_2 : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_0$: perte de tension.

g : intensité du recul d'encrage ; $g = 6 \text{ mm}$

E_p : module d'élasticité des aciers vaut $1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$ (selon B.P.E.L.91)

λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times \Psi}} \Rightarrow \begin{cases} \lambda < x & \text{les pertes existent} \\ \lambda > x & \text{les pertes nulles} \end{cases} \quad \Psi = f \times \left(\frac{\theta}{1}\right) + \varphi$$

$$f = 0.18 \text{ rd}^{-1}; \varphi = 0,002 \text{ m}; \sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}; g = 6 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Les valeurs λ sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-7 : Valeurs des angles de chaque Câble.

	α (°)	θ (rad)	$\Psi * 10^{-3}(\text{m}^{-1})$	λ (m)
Câble 1	6	0.105	2.53	17.83
Câble 2	8	0.140	2.7	17.26
Câble 3	13	0.230	3.15	15.99
Câble 4	10	0.176	2.88	16.72

Les valeurs des pertes dues au recul d'ancrage aux différentes positions sont présentées dans le tableau VI-8 et sont calculées à partir de :

$$\Delta\sigma_0 = \sigma_1 - \sigma_2 \left(\frac{\lambda - x}{\lambda}\right) = 2 \times \Psi \times \sigma_0 \times (\lambda - x)$$

Tableau VI-8 : Pertes par recul d'ancrage.

	$X = 0$	$X = L/4$	$X = L/2$	$X = 3L/4$	$X = L$
	$\Delta\sigma_f(x)$ (MPa)				
Câble N° 1	127.75	95.51	63.27	31.02	0
Câble N°2	131.98	97.57	63.16	28.75	0
Câble N°3	142.64	102.50	62.36	22.21	0
Câble N°4	136.37	99.67	62.97	26.26	0

VI.5.1.3. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces derniers sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus, précédemment ancrés.

Les règles du béton précontraint aux états limites (selon B.P.E.L) proposent la formule simplifiée suivante :

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

Avec :

n : nombre de gaines

E_p : module d'élasticité des armatures vaut 1.9×10^5 MPa

E_{ij} : module de déformation instantanée du béton au jour « j » tel que :

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$\sigma_{b(x)}$: contrainte normale du béton

$$\sigma_{b(x)} = \frac{P}{B_n} + \frac{Mg(x)e(x)}{I_{gn}} + \frac{P e(x)^2}{I_{gn}}$$

$M(x)$: moment fléchissant dû au poids propre.

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

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

A titre de simplification ($n-1 \approx n$).

Le BPEL retient la relation suivante :

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

Les pertes par raccourcissement figurent dans le tableau VI-9 :

Tableau VI-9 : Pertes par raccourcissement de chaque Câble.

Câble	X(m)	X = 0	X = L/4	X = L/2	X = 3L/4	X = L
1	P(MN)	2.24	2.30	2.35	2.41	2.39
	Y(x) m	0.4421	0.2949	0.1964	0.1464	0.1451
	e(x)	0.00	0.1472	0.2457	0.2957	0.297
	Mg(x) MN.m	0.00	1.96	3.34	4.15	4.32
	Section (m ²)	1.22	0.6232	0.6232	0.6232	0.6232
	I nette (m ⁴)	1.64	0.98	0.98	0.98	0.98
	σ_b MPa	1.83	4.03	4.75	5.33	5.35
	$\Delta\sigma_{racc}$ MPa	4.57	10.08	11.88	13.33	13.56
2	P(MN)	2.2291	2.2945	2.3398	2.3951	2.4043
	Y(x) m	0.8421	0.4994	0.2679	0.1475	0.1023
	e(x)	0.0000	0.3427	0.5742	0.6946	0.7398
	Mg(x)MN.m	0.0000	1.96	3.34	4.15	4.32
	Section (m ²)	1.22	0.6232	0.6232	0.6232	0.6232
	I nette (m ⁴)	1.64	0.98	0.98	0.98	0.98
	σ_b MPa	1.8271	4.63	6.48	7.94	8.45
	$\Delta\sigma_{racc}$ MPa	4.55	11.57	16.22	19.86	21.13
3	P(MN)	2.15	2.23	2.30	2.38	2.36
	Y(x) m	1.24	0.74	0.35	0.16	0.09
	e(x)	0.00	0.50	0.89	1.08	1.15
	Mg(x)MN.m	0.00	1.96	3.34	4.15	4.32
	Section (m ²)	1.22	0.62	0.62	0.62	0.62
	I nette (m ⁴)	0.64	0.98	0.98	0.98	0.98
	σ_b MPa	1.76	5.13	8.57	11.21	12.02
	$\Delta\sigma_{racc}$ MPa	4.4	12.84	21.44	28.03	30.06
4	P(MN)	2.19	2.26	2.32	2.39	2.38
	Y(x) m	1.64	1.01	0.56	0.29	0.21
	e(x)	0.00	0.63	1.08	1.35	1.43
	Mg(x) MN.m	0.00	1.96	3.34	4.15	4.32
	Section (m ²)	1.22	0.62	0.62	0.62	0.62
	I nette (m ⁴)	1.64	0.98	0.98	0.98	0.98
	σ_b MPa	1.79	5.79	10.16	13.98	15.07
	$\Delta\sigma_{racc}$ MPa	4.47	14.48	25.40	34.96	37.69

Les pertes totales dues aux pertes instantanées :

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

Tableau VI-10 : Pertes instantanées totales.

X (m)		X = 0	X = L/4	X = L/2	X = 3L/4	X = L
$\Delta\sigma_{inst}$	Câble 1	159.08	145.1	127.4	109.34	91.3
	Câble 2	172.21	157.57	140.55	122.53	107.79
	Câble 3	205.66	186.71	167.91	147.09	139.66
	Câble 4	185.78	171.83	158.79	144.39	133.6
$\Sigma \Delta\sigma_{inst}$ (MPa)		580,6	563,76	530,46	520,62	534,87

VI.5.2. Pertes différées

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps :

→ retrait et fluage du béton, relaxation des aciers

Engendrant ainsi une réduction progressive de la précontrainte dans le câble.

VI.5.2.1. Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps. Il est dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce phénomène se fait dans les premiers mois après coulage de béton. Par conséquent, les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent les mêmes variations de déformation que le béton adjacent, Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte.

La perte finale de tension due au retrait du béton selon (BPEL) est :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$$

Avec :

ε_r : le retrait total du béton ; $\varepsilon_r = 3.10^{-4}$ pour un climat sec et tempéré (selon B.P.E.L) (région de Bejaia ou se trouve ce pont étudié)

E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte ; $E_p = 1.9 \times 10^5$ MPa

$$\Delta\sigma_r = 1.9 \times 10^5 \times 3 \times 10^{-4} = 57 \text{ MPa}$$

VI.5.2.2. Pertes par fluage

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression.

Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par cette expression :

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

Avec :

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_{max} : la contrainte maximale, supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

$$\sigma_b = \frac{Mg \times e_0}{I_g} + \frac{A_p}{B_n} (\sigma_{pi(x)} - \Delta\sigma_{d(x)}) + \frac{e_0^2}{I_g} \left(A_p (\sigma_{pi(x)} - \Delta\sigma_{d(x)}) \right)$$

J : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Selon le BPEL $\sigma_{max} \leq 1.5 \sigma_b$ la relation devient :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les pertes dues au fluage sont données au tableau suivant :

Tableau VI-11 : Pertes dues au fluage du béton pour chaque câble.

	X(m)	X = 0	X = L/4	X = L/2	X = 3L/4	X = L
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	Câble 1	20.59	45.29	53.85	60.80	61.72
	Câble2	20.30	51.02	74.69	92.37	98.32
	Câble 3	19.59	58.27	99.21	130.47	140.06
	Câble 4	20.01	66.01	117.51	162.07	175.12

VI.5.2.3. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. La perte finale de tension due à la relaxation des armatures est donnée par le BPEL :

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

Avec :

$\rho_{1000} = 2,5\%$ (La relaxation à 1000h)

$\mu(x) = \sigma_{pi(x)}/f_{prg}$

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

$\sigma_{pi(x)} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

f_{prg} : contrainte limite de rupture garantie, $f_{prg} = 1770$ MPa

μ_0 : coefficient pris pour l'armature TBR, $\mu_0 = 0,43$

Table VI-12: Pertes par relaxation.

X(m)		X = 0	X = L/4	X = L/2	X = 3L/4	X = L
$\Delta\sigma_{\text{relax}}$ (MPa)	Câble 1	52,81	54.91	57.60	60.41	63.27
	Câble 2	50.88	53.04	55.60	58.36	60.66
	Câble 3	46.08	48.77	51.51	54.61	55.73
	Câble 4	48.91	50.93	52.86	55.01	56.65

Les pertes différées totales sont données par l'expression suivante (BPEL) :

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

Tableau VI-13 : Pertes totales dues aux pertes différées.

X(m)		X = 0	X = L/4	X = L/2	X = 3L/4	X = L
$\Delta\sigma_{\text{dif}}$ (MPa)	Câble 1	112.60	148.05	158.85	168.14	171.45
	Câble 2	119.7	152.22	178.02	198	205.87
	Câble 3	114.99	155.91	199.14	232.98	243.50
	Câble 4	117.77	165.45	218.56	264.91	273.32

Les pertes totales sont données par l'expression suivante :

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

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

Avec :

σ_{eff} : contrainte effective dans chaque section

n : nombre de câble (4)

σ_0 : tension a l'origine vaut 1416 MPa

$\Delta\sigma_{\text{totale}}$: perte totale dans chaque section.

Le pourcentage des pertes se calcule par la formule : $\% \Delta\sigma_{\text{totale}} = 100 \times \left(\frac{4 \times \sigma_0 - \sigma_{\text{eff}}}{4 \times \sigma_0} \right)$

Les pertes totales sont données sur tableau suivant :

Tableau IV-14 : Pertes totales et leurs pourcentages (%).

X(m)		X = 0	X = L/4	X = L/2	X = 3L/4	X = L
$\sum\sigma_{\text{totale}}$ (MPa)	Câble 1	271.68	293.15	285.25	277.48	262.75
	Câble 2	291.91	309.79	318.57	320.53	313.66
	Câble 3	320.65	342.62	367.05	380.07	383.16
	Câble 4	303.55	337.28	377.35	409.3	406.2
$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ (MPa)		1187.79	1282.84	1348.22	1387.38	1365.77
σ_{eff} (MPa)		4476.21	4381.16	4315.78	4276.62	4298.23
Pertes (%)		20.97	22.65	23.80	24.50	24.11

VI.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu calculer le nombre de câbles nécessaires, afin d'assurer la stabilité du pont sous différentes sollicitations. Nous avons constaté que le pourcentage des pertes est maximal pour une valeur de **24.50 %**. Ce dernier est inférieur à l'estimation supposée qui est de 30%.

VI.7. Calcul justificatifs des poutres

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes plus importantes que celles obtenus en service. Il faut donc faire une vérification des contraintes pour chaque phase.

La vérification des contraintes normales et tangentielles se fait selon le B.A.E.L 91 pour les 5 phases suivantes :

VI.8. Définition des sections

1) Section brute :

On appelle section brute la section de béton sans prendre compte ni des trous des gaines ni des aciers la traversant (qu'il s'agisse des aciers de précontrainte ou des aciers passifs).

2) Section nette :

On appelle section nette la section brute de béton de laquelle on a déduit les trous des gaines.

En pratique, on calcule les caractéristiques suivantes :

- La section et la position de nouveau centre de gravité en enlevant la section des gaines.
- L'inertie par rapport à ce nouveau centre de gravité.

Ces sections nettes seront utilisées pour calculer, aux états limites de service, les contraintes développées par l'action permanente.

3) Sections homogènes :

On considère les sections homogènes obtenues en ajoutant aux sections nettes précédemment définies la section des armatures longitudinales de précontraintes multipliée par un coefficient d'équivalence, dans la mesure où ces armatures sont adhérentes au béton par l'intermédiaire du coulis d'injection et de la gaine dans le cas de la post-tension.

VI.9. Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections

VI.9.1. Caractéristiques nette de la section médiane

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

$$A_n = A_r - n \times A$$

$$V'_n = \frac{A_r \times V'_r - \sum A \times Y_i}{A_n}$$

$$I_n = (V'_n - V'_r)^2 \times A_r - n \times I - A \sum (V'_n - Y_i)^2 + I_r$$

Avec :

A_n : section nette.

A_r : section brute.

A : section de la gaine ; $A = \frac{\pi\phi^2}{4}$; $A = 5.02 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

Φ : diamètre de la gaine.

n : nombre de câbles.

v'_n : distance entre le centre de gravité de la section nette et sa fibre inférieure.

v'_b : distance entre le centre de gravité de la section brute et sa fibre inférieure.

I_n : inertie de la section nette.

I_g : inertie de la gaine. $I_g = \frac{\pi\phi^4}{64} = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$

I_b : inertie de la section brute.

Y_i : la distance entre les câbles et la fibre inférieure de la poutre.

Les caractéristiques brutes et nettes de la section médiane (poutre seule) sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-15 : Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane sans hourdis.

	A (m²)	I (m⁴)	v' (m)	v (m)
Section brute	0,65	0,834	1,14	0,76
Section nette	0,62	0,82	1,15	0,75

Les caractéristiques brute et nette de la section médiane (avec hourdis) sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-16: Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane avec hourdis

	A (m²)	I (m⁴)	v' (m)	v (m)
Section brute	1.01	0,502	1.44	0,66
Section nette	0.96	0,488	1,45	0,67

VI.9.2. Calcul des caractéristiques homogènes (poutre + hourdis)

Le calcul des caractéristiques homogènes est donné par les formules suivantes :

$$A_h = A_n + n \times N \times A_p$$

Tel que :

A_h : aire de la section homogène.

v'_h : distance entre le centre de gravité de la section homogène et sa fibre inférieure.

$$v'_h = \frac{A_n \times v'_n + N \times A_p \times \sum y_i}{A_h}$$

I_h : inertie de la section homogène.

$$I_h = I_n + A_n \times (v'_h - v'_n)^2 + N \times A_p \times \sum (y_i - y_h)^2$$

A_p : section de câble de précontrainte = 1668 mm².

N : coefficient d'équivalence acier-béton = 5

Les caractéristiques homogènes sont données dans le tableau suivant :

Table VI-17 : Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis).

	A (m ²)	I (m ⁴)	v' (m)	v (m)
Section homogène	1.017	0,516	1.43	0,67

VI.10. Phases de construction

- **Phase 1 : (7ème jours)**

- La poutre est sur le banc de préfabrication.
- Les câbles sont tirés à 50% de précontrainte de P_0
- Les pertes consommées sont estimées à 10 % de P_0
- La section résistante est la section nette de la poutre seule
- Le moment dû au poids propre de la poutre seule.
- K est pris égal à 0.5

- **Phase 2 : (28ème jours)**

- La poutre est toujours sur le banc de préfabrication.
- Les câbles sont tirés à 100% de précontrainte.
- Les pertes consommées sont estimées à 20 % de P_0
- La section résistante est toujours celle de la poutre seule.
- K est pris égale à 1

- **Phase 3 :**

- La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée.
- Les pertes consommées sont estimées à 27 % de P_0
- La résistance a considéré est celle de la poutre seule car la dalle vient d'être coulée.
- Le moment à prendre en compte est celui de la poutre + hourdis.
- K est pris égal à 0

- **Phase 4 :**

- Mise en place des éléments qui constitue le tablier, donc le moment à prendre est celui du poids propre du tablier entier.
- Les pertes consommées sont estimées à 27 % de P_0 .
- La résistance a considéré est celle de la poutre + hourdis (caractéristiques homogènes).
- K est pris égal à 1

- **Phase 5 : (en service)**

- Les pertes consommées sont estimées à 30 % de P_0
- La résistance a considéré est celle de la poutre + hourdis (caractéristiques homogènes).
- Vérification de l'ouvrage en service sous les charges d'exploitations.

VI.11. Vérification des contraintes aux états limites de service (ELS)

La vérification se fait à la classe 1, selon le règlement BPEL91.

VI.11.1. Contraintes admissibles en service

Les contraintes limites à l'état limite de service sont données comme suit :

Sous combinaison (G + D240) :

$$\begin{cases} \sigma_{ci} = 0,6f_{c28} = 24\text{MPa} \\ \sigma_{ts} = 0\text{MPa} \end{cases}$$

Contraintes admissibles en construction :

$$J = 14\text{jours:} \begin{cases} f_{c14} = 32,22\text{MPa} \rightarrow \sigma_{ci} = 0,6f_{c14} = 19,332\text{MPa} \\ f_{t14} = 2,53\text{MPa} \rightarrow \sigma_{ts} = -0,7f_{t14} = -1,77\text{MPa} \end{cases}$$

$$J \geq 28\text{jours:} \begin{cases} f_{c28} = 40\text{MPa} \rightarrow \sigma_{ci} = 24\text{MPa} \\ f_{t28} = 3\text{MPa} \rightarrow \sigma_{ts} = -2,1\text{MPa} \end{cases}$$

VI.11.2. Vérification de la contrainte normale

La précontrainte est représentée à un instant t par deux valeurs caractéristiques :

- $P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8 \times k \times \Delta P(x, t)$, en phase de construction.
- $P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta P(x, t)$, en phase de service.

Avec :

P_0 : précontrainte à l'origine.

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

K : coefficient de mise en tension.

Nous devons vérifier les contraintes σ_{sup} , σ_{inf} tel que :

- **Etat à vide:**

Fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I_n} \times (M_p + M_m) \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} - \frac{v'}{I_n} \times (M_p + M_m) \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

- **Etat en charge:**

Fibre supérieure :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I_n} \times (M_p + M_m) \leq \overline{\sigma_{cs}}$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{A_n} - \frac{v'}{I_n} \times (M_p + M_m) \geq \overline{\sigma_{ti}}$$

Avec :

σ_c : contrainte de compression.

σ_t : contrainte de traction.

P : effort de la précontrainte.

M_m : moment dû aux charges permanentes.

M_M : moment dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.

M_P : moment dû à la précontrainte.

A_n : section nette.

I_n : moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section.

$\overline{\sigma_i}$: contrainte admissible.

P_i : Précontrainte a l'instant t

$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8 \times k \times \Delta P(x, t) \Rightarrow$ en phase de construction

$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta P(x, t) \Rightarrow$ en phase de service

P_0 : précontrainte à l'origine.

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

K : coefficient de mise en tension.

Application numérique :

➤ **Phase n° 01 :**

On commence la vérification pour la première phase :

Calcul de P_1 :

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8k\Delta P(x; t) = 1,02 \times 0,5 \times 2,36 - 0,8 \times 0,5 \times 0,1 \times 2,36 = 1,11\text{MN}$$

- Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma = \frac{4 \times P_1}{A_n} = \frac{4 \times 1.12}{0.62} = 7.23 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_{\text{poutre}} = 3.05 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = 2.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = -4.27 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v'_n - Y_i) = -1,11 \times ((1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,45))$$

$$= -3.64 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = -3.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = 5.10 \text{ MPa}$$

- Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup,inf}} = \sigma_{\text{précontrainte}} + \sigma_{\text{poids.propre}} + \sigma_{\text{moment.de.la.précontrainte}}$$

$\sigma_{\text{sup}} = 6.65 \text{ MPa}$	$\geq \overline{\sigma}_{\text{ts}} = -1.77 \text{ MPa}$	Vérifiée
$\sigma_{\text{inf}} = 8.06 \text{ MPa}$	$\leq \overline{\sigma}_{\text{ci}} = 19.33 \text{ MPa}$	Vérifiée

Tableau VI-18 : Valeurs des contraintes totales pour toutes les phases de construction.

Phase	P(MN)	Contraintes totale	Contraintes admissibles	Vérification
1	$P_1 = 1.11 \text{ MN}$	$\sigma_{\text{sup}} = 6.65 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ts}} = -1.77 \text{ MPa}$	Vérifié ✓
		$\sigma_{\text{inf}} = 8.06 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ci}} = 19.33 \text{ MPa}$	
2	$P_1 = 2.03 \text{ MN}$	$\sigma_{\text{sup}} = 9.87 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ts}} = -2.1 \text{ MPa}$	Vérifié ✓
		$\sigma_{\text{inf}} = 17.34 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ci}} = 24 \text{ MPa}$	
3	$P_1 = 1.90 \text{ MN}$	$\sigma_{\text{sup}} = 3.54 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ts}} = -2.1 \text{ MPa}$	Vérifié ✓
		$\sigma_{\text{inf}} = 16.10 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ci}} = 24 \text{ MPa}$	
4	$P_1 = 1.90 \text{ MN}$	$\sigma_{\text{sup}} = 5.57 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ts}} = 0$	Vérifié ✓
		$\sigma_{\text{inf}} = 13.38 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ci}} = 24 \text{ MPa}$	
5	$P_2 = 1.46 \text{ MN}$	$\sigma_{\text{sup}} = 9.63 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{cs}} = 0$	Vérifié ✓
		$\sigma_{\text{inf}} = 2.14 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{\text{ti}} = 24 \text{ MPa}$	

 Les résultats de la vérification des contraintes normales pour les autres phases sont à l'**annexe 2**.

VI.11.3. Vérification des contraintes tangentielles

Pour effectuer cette vérification, on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2 \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0,6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_2^2 \end{array} \right.$$

Avec :

τ : contrainte tangentielle qui est donnée par la formule suivante :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{red}}(y) \times S(y)}{b_n(y) \times I_n}$$

Avec :

τ : contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre d'ordonnée (y).

$V_{\text{red}}(y)$: effort tranchant réduit.

$S(y)$: moment statique par rapport à l'axe G_z de la partie de section située au-dessus de l'ordonnée y .

I_n : moment d'inertie net par rapport à l'axe G_z

$b(y)$: largeur nette de l'âme de la poutre.

On donne :

$$S(y) = \frac{I_n}{0,8 \times h} \rightarrow \tau(y) = \frac{V_{\text{red}}}{0,8 \times b_n \times h}$$

$$\text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{l} V_{\text{red}} = V_{\text{ser}} - \sum P_i \sin \alpha_i \\ V_{\text{ser}} = \frac{g_{\text{poutre}} \times L}{2} \\ b_n = b_0 - m \times k \times \varphi \end{array} \right.$$

Avec :

b_n : largeur nette de la section au niveau y (déduction de largeur de gaine).

b_0 : largeur brute de l'âme.

m : nombre de gaines par lit.

$K = 0,5$ dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

$\varphi = 80\text{mm}$ diamètre de gaine.

Dans notre cas :

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

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité qui est donnée par la formule :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos \varphi_i}{A_n}$$

Avec :

P : force de précontrainte.

α_i : angle de relevage du câble de la précontrainte.

1) Justification pour la phase 01 :

Calcul de la contrainte tangentielle $\tau(y)$:

$$P_1 = 1, \text{MN}$$

$$V_{\text{red}} = V_{\text{poutre}} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

$$V_{\text{poutre}} = \frac{g_{\text{poutre}} \times L}{2} = \frac{1,99 \times 36}{2} = 35,82\text{t} = 0,358\text{MN}.$$

$$V_{\text{red}} = 0,358 - 1,11 \times (\sin 6^\circ + \sin 8^\circ + \sin 13^\circ + \sin 10^\circ) = 0,355 \text{ MN}$$

La contrainte tangentielle est égale à :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{red}}}{0,8 \times b_n \times h} = \frac{0,355}{0,8 \times 0,56 \times 1,9} = 0,42\text{MPa} \rightarrow \tau^2 = 0,18\text{MPa}^2$$

Calcul de la contrainte normale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{A_n} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_n} = \frac{1,11(\cos 6^\circ + \cos 8^\circ + \cos 13^\circ + \cos 10^\circ)}{0,62} = 7,06 \text{ MPa}$$

Vérification des inégalités :

$\tau^2 = 0,18 \text{ MPa}^2 \leq 0,4f_{t14}(f_{t14} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_1^2 = 7,32\text{MPa}^2$	Vérifiée
$\tau^2 = 0,18\text{MPa}^2 \leq \frac{2f_{t14}}{f_{c14}}(0,6f_{c14} - \sigma_x) \times (f_{t14} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_2^2 = 13,95\text{MPa}^2$	Vérifiée

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles pour les autres phases sont à l'annexe 2

Tableau VI-19 : Vérification des contraintes tangentielles.

Phases	P (MN)	V _{red} (MN)	σ _x (MPa)	τ (MPa)	τ ² (MPa) ²	$\overline{\tau}_1^2$ (MPa)	$\overline{\tau}_2^2$ (MPa)	Vérification
1	1.11	0.355	7.06	0.42	0.18	7.32	13.95	Vérifié
2	2.03	0.95	12.91	1.12	1.25	13.93	19.31	Vérifié
3	1.90	0.86	8.33	0.91	0.84	10.26	20.10	Vérifié
4	1.90	0.86	7.37	0.91	0.84	9.50	19.74	Vérifié
5	1.46	0.58	5.66	0.62	0.38	8.13	18.63	Vérifié

VI.12. Ferrailage de la poutre

On distingue deux types d'armatures passives :

- Les armatures longitudinales de peau.
- Les armatures longitudinales dans les zones tendues.

VI.12.1. Armatures longitudinales de peau

Ces armatures limitent la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte.

La section de l'armature de peau est donnée par la relation suivante :

$$A_{max} \left\{ \begin{array}{l} 3 \times \Omega \\ 0,1 \times A_n \end{array} \right\}_{smin}$$

Avec :

Ω : périmètre de la section à mi- travée.

$$A_{s-min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times (0.6 + 1.9) \times 2 = 15 \text{ cm}^2 \\ 0.1 \% \times 0.62 = 6.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_{s-min} = 15 \text{ cm}^2$$

VI.12.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s car l'air du béton tendu est nul et les armatures de peau sont suffisantes.

On choisit :

$$A_s (4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2)$$

VI.13 Justification à l'ELU

Les justifications de la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M, N) sont données par les règles B.P.E.L 91.

VI.13.1. Justification des contraintes normales

VI.13.1.1. Hypothèses de calcul :

Pour justifier les contraintes normales à l'ELU, on suppose que :

- La résistance de traction du béton est négligée.
- La règle des trois pivots est respectée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton et acier).

VI.13.1.2. Principe de la méthode de justification :

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple (N_u, M_u) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal / moment fléchissant ($\overline{N}_u, \overline{M}_u$) pour assurer la sécurité.

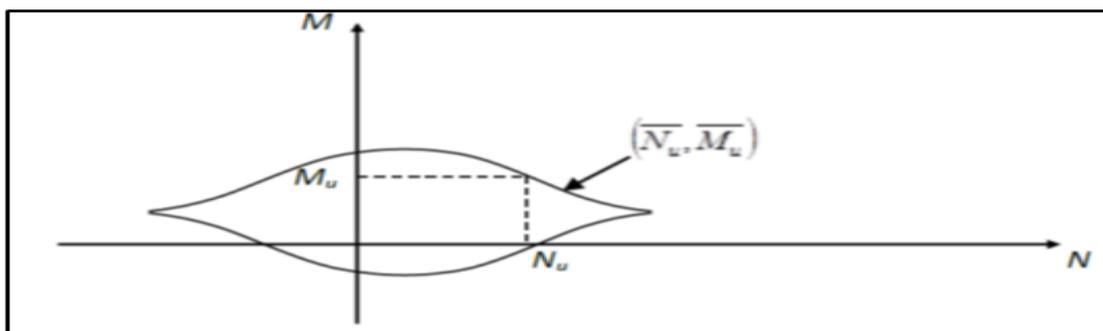


Figure VI-10 : Courbe d'interaction effort normal moment fléchissant.

VI.13.1.3. Etapes de calcul :

- Etape 1 :

Choisir un diagramme de déformation passant par les trois pivots (Figure VI-11).

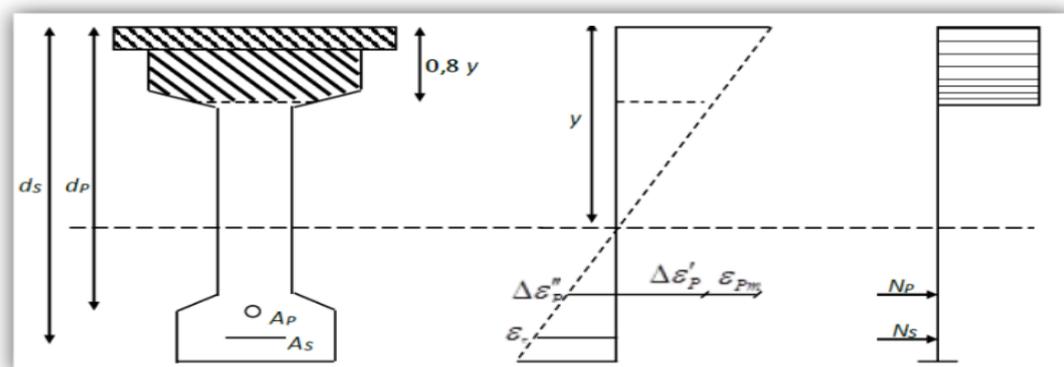
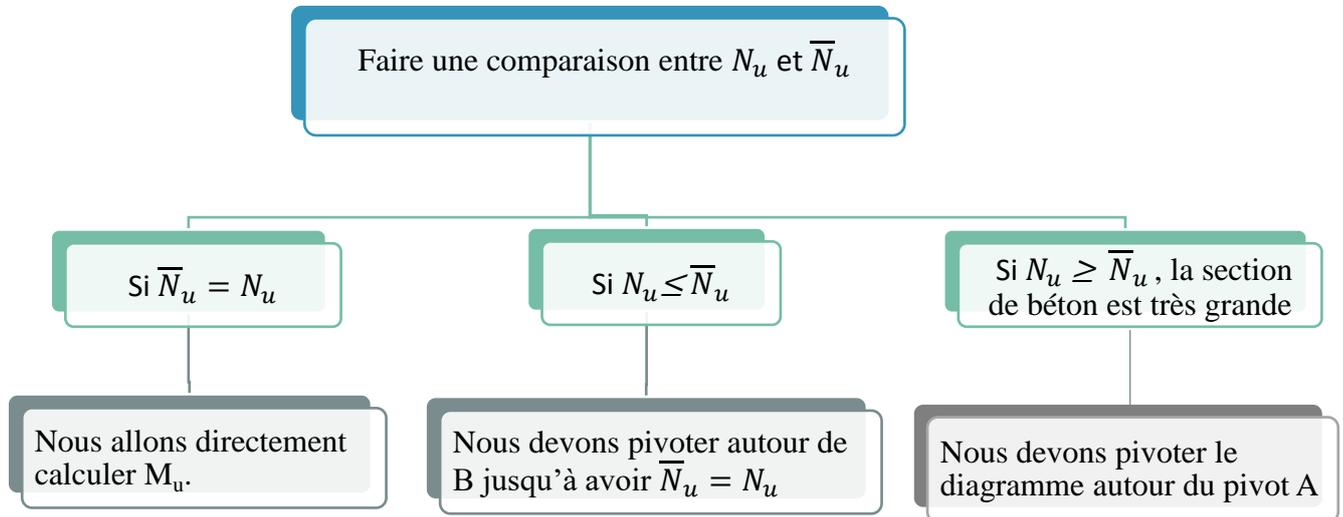


Figure VI-11 : Diagramme des contraintes et des déformations à l'ELU.

• **Etape 2 :**

Détermination de y pour le calcul de $\Delta\varepsilon, \Delta\sigma_p$.

• **Etape 3 :**



Etape 4 :

Vérifier l'inéquation $M_u \leq \bar{M}_u$.

VI.13.1.4. Application numérique

Les données de cet ouvrage sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-20 : Données armatures longitudinales.

Données	$A_s (m^2) \times 10^{-4}$	$A_p (m^2) \times 10^{-6}$	$h(m)$	$d_s(m)$	$d_p(m)$
	6.16	1668	2.1	2.05	1.95

Nous calculons N_u :

$$N_u = P_m = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p = (1416 - 346.92) \times 4 \times 1668 \times 10^{-6} = 7.13MN.$$

Avec :

$$\Delta\sigma_T = 24.50 \% \sigma_{p0}$$

Pour faire la vérification, nous suivrons la procédure suivante :

- Première itération :

Le diagramme de déformation choisi est celui passant par les pivots A et B, c'est-à-dire :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} \text{ et } \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3.5 \text{‰}$$

Equation d'équilibre :

Les efforts ultimes sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \overline{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \sigma_p \\ \overline{M}_u = A(y) \times \sigma_{bc} \times Z(y) - A_s \times \sigma \times (d_s - d_p) \end{cases}$$

Avec :

$A(y)$: section du béton comprimé de hauteur $0,8y$.

$A_s \times \sigma_s$: tension des armatures passives.

$A_p \times \sigma_p$: surtension de la précontrainte.

$A(y) \times \sigma_{bc}$: compression du béton.

$Z(y)$: bras de levier des moments de compression

Equation de comptabilité :

A partir de la similitude des triangles dans le diagramme de déformation, Nous pouvons écrire :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s} \times d_s = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 10\text{‰}} \times 2.05 = 0.53 \text{ m.}$$

Nous avons la section de béton comprimé de hauteur $0,8y$:

$$A(y) = 0,2 b_{dalle} + (0,8y - 0,2) b_{poutre} = 0,2 \times 1,75 + (0,8 \times 0,53 - 0,2) \times 1,3 = 0,64\text{m}^2$$

L'allongement préalable ε_{pm} est donné par :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_m}{n \times A_p \times E_p} = \frac{7.13}{4 \times 1668 \times 10^{-6} \times 1,9 \times 10^5} = 5,62 \text{‰.}$$

Nous obtenons la déformation due à la compression du béton au niveau du câble moyen :

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

Tel que :

σ_{bpm} : Contrainte dans le béton au niveau de l'armature moyenne de précontrainte sous l'effet de la précontrainte et des actions permanentes.

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{A_n} + \left(\frac{P_m \times e_0 + M_{\min}}{I_{n0}} \right) \times e_0$$

$$e_0 = -(V'_h - d' - e_m) = -(1,43 - 0,19 - 0,15\text{m}) = -1,09\text{m}$$

$$A_n = 0,96 \text{ m}^2, I_n = 0,488 \text{ m}^4, M_{\min} = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{7,13}{0,96} + \left(\frac{7,13 \times (-1,09) + 4,35}{0,488} \right) \times (-1,09) = 15,07 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \times \frac{15,07}{1,9 \times 10^5} = 0,40\%$$

La variation complémentaire accompagnant la déformation du béton est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = \frac{3,5}{1000} \times \frac{1,95 - 0,53}{0,53} = 9,38\%$$

La déformation totale est donnée par :

$$\sum \varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 5,52 + 0,40 + 9,38 = 15,3\%$$

La déformation du béton ε_p est donnée par :

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$$

Nous avons aussi :

$$\Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p) - f(\varepsilon_{pm})$$

$$\begin{cases} \sum \varepsilon = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 \\ \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 15,3 = \frac{\sigma_{p1}}{1,9 \times 10^5} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p1}}{1770} - 0,9 \right)^5 \\ 5,62 = \frac{\sigma_{p2}}{1,9 \times 10^5} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p2}}{1770} - 0,9 \right)^5 \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_{p1} = 2800,78 \text{ MPa} \\ \sigma_{p2} = 2582,55 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \Delta \sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 2800,72 - 2582,49 = 218,29 \text{ MPa}$$

Nous savons que :

$$\overline{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \Delta\sigma_p$$

$$\overline{N}_u = 0,64 \times \frac{0,85 \times 40}{1,5} - 6,16 \times 10^{-4} \times \frac{500}{1,15} - 4 \times 1668 \times 10^{-6} \times 218,29 = 14,09 \text{ MN}$$

Nous avons donc :

$N_u = 7,13 \text{ MN} \leq \overline{N}_u = 14,09 \text{ MN}$, alors la section du béton est très grande, nous devons choisir une nouvelle valeur de ε_{bc} .

Nous calculons \overline{N}_u pour s'approcher de la valeur de N_u en diminuant le $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$.

- Deuxième itération :

Etant donné que N_u est loin de \overline{N}_u , on utilise la première condition.

$$\overline{N}_u \approx N_u.$$

On cherche $A(y)$:

$$A(y) = \frac{N_u + A_s \times \sigma_s + n \times A_p \times \Delta\sigma_p}{\sigma_{bc}} = \frac{7,13 + 6,16 \times 10^{-4} \times 437,78 + 4 \times 1,67 \times 10^{-3} \times 218,29}{22,66}$$

$$= 0,39 \text{ m}^2$$

$$A(y) = 0,39 \text{ m}^2 \rightarrow y = 0,28 \text{ m}$$

En procédant comme plus haut, nous obtenons :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow \varepsilon_{bc} = \frac{\varepsilon_s \times y}{d_s - y} = \frac{10 \text{ ‰} \times 0,28}{2,05 - 0,28} = 1,58 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon_p'' = \varepsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = 1,58 \text{ ‰} \times \frac{1,95 - 0,28}{0,28} = 9,44 \text{ ‰}$$

La déformation totale est :

$$\varepsilon_{\text{totale}} = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_p' + \Delta\varepsilon_p'' = 5,62 + 0,40 + 9,44 = 15,46 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{p_1} = 2956,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p_2} = 2724,42 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 232 \text{ MPa}$$

Vérification :

Effort normal ultime \bar{N}_u :

$$\bar{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \Delta\sigma_p = 0,39 \times 22,67 - 6.16 \times 10^{-4} \times 434,78 - 4 \times 1.67 \times 10^{-3} \times 232 = 7.02 \text{ MN}$$

$$\bar{N}_u = 7.03 \text{ MN} \approx N_u = 7.13 \text{ MN}$$

Vérifiée

Moment fléchissant ultime \bar{M}_u :

$$\bar{M}_u = A(y) \times \sigma_{bc} \times (d_p - 0,4y) - A_s \times \sigma_s \times (d_s - d_p)$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_u &= 0,39 \times 22,67 \times (1,95 - 0,4 \times 0,28) - 6.16 \times 10^{-4} \times 434,7 \times (2,05 - 1,95) \\ &= 15.96 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Nous avons :

$$M_u = 10.64 \text{ MN.m} \leq \bar{M}_u = 15.96 \text{ MN.m}$$

Vérifiée

D'après ces résultats, on conclut que la résistance à l'ELU est assurée et les contraintes normales sont vérifiées.

VI.13.2. Justification des armatures transversales

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- Le non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles en béton.

Pour justifier il faut vérifier :

$$\tau_{red,u}(y) \leq \frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_c}{\gamma_s} \times \cot \beta + \frac{f_{tj}}{3} = \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{red,u}(y) = \frac{V_{red,u}}{0,8 \times h \times b_n}$$

$$V_{red,u} = V_{max,u} - P \sum \sin \alpha_i$$

VI.13.2.1. Application numérique

Calcul de P :

$$P = \sigma_{po} \times (1 - \Delta\sigma) \times A_p = 1416 \times 0,755 \times 1668 \times 10^{-6} = 1,78\text{MPa.}$$

Calcul de l'effort réduit :

$$V_{\text{red,u}} = V_{\text{max,u}} - P \sum \sin \alpha_i = 1,62 - 1,78 \times (0,64) = 0,4808\text{MN}$$

$$\tau_{\text{red,u}}(y) = \frac{V_{\text{red,u}}}{0,8 \times h \times b_n} = \frac{0,4808}{0,8 \times 2,1 \times 0,56} = 0,51\text{MPa}$$

Soit β l'angle de l'inclinaison de bielle de béton, tel que :

$$\tan 2\beta = \frac{2 \times \tau_{\text{red,u}} \times A_n}{\sum P_i \cos \alpha_i} = \frac{2 \times 0,51 \times 0,96}{1,78 \times 3,94} = 0,139 \rightarrow \beta = 3,96^\circ \leq 30^\circ$$

Nous prenons : $\beta = 30^\circ$

$$\text{Donc : } \bar{\tau} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,56 \times 0,35} \times \frac{500}{1,15} \times \cot 30^\circ + \frac{3}{3} = 1,87\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{red,u}} = 0,51\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,87\text{MPa}$$

Vérifiée

VI.13.3. Justification de la bielle de béton

Pour le non écrasement de la bielle du béton, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\tau_{\text{red,u}} \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b}$$

Alors :

$$\tau_{\text{red,u}} = 0,51\text{MPa} \leq \frac{40}{4 \times 1,5} = 6,67\text{MPa}$$

Vérifiée

Le schéma de ferrailage des armatures passives est présenté dans la figure suivante :

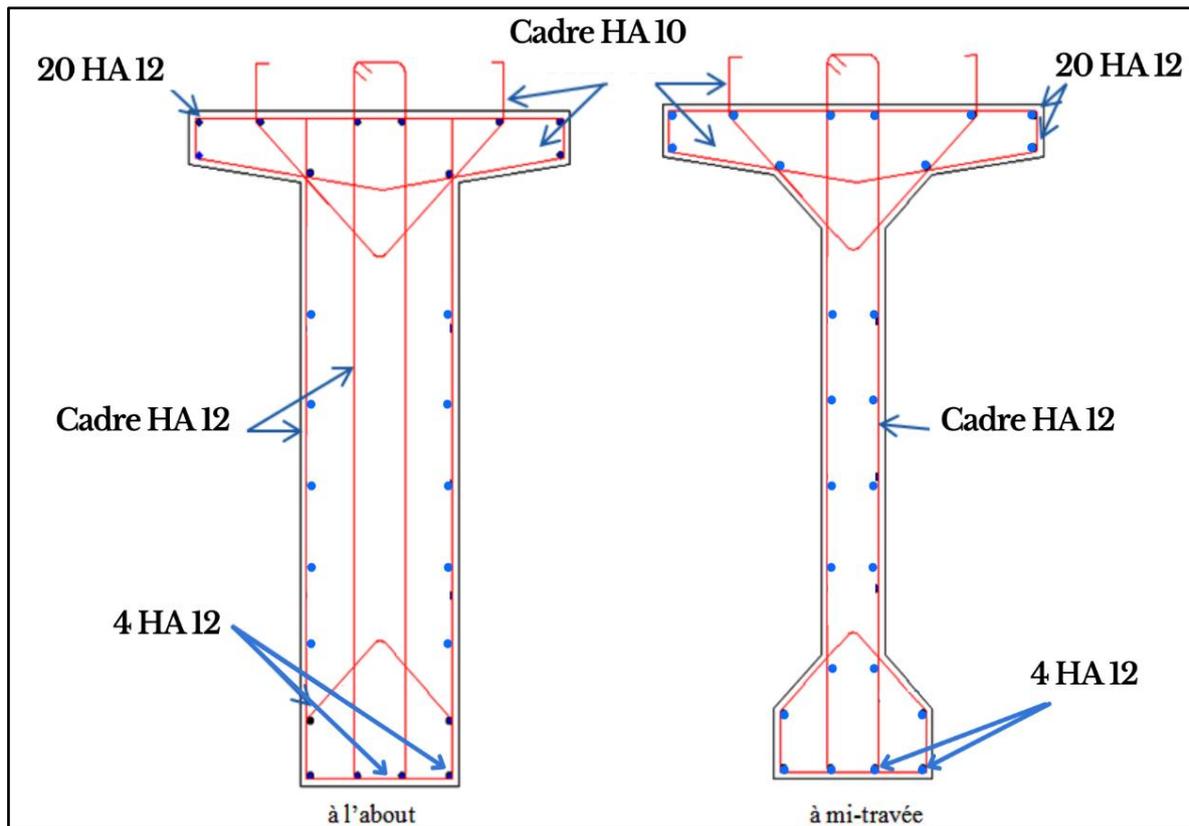


Figure VI-12 : Ferrailage passif de la poutre.

VI.14. Conclusion

Après vérification, le ferrailage passif est de :

- ✓ 4HA14 pour les armatures de traction.
- ✓ 20HA12 pour les armatures de peau.
- ✓ Pour les armatures transversales, nous avons opté pour des cadres de HA12 espacés de 35 cm en travée et 15 cm à l'about.

VI.15. Calcul des déformations

Les différentes déformations que peut subir une construction en béton précontraint sont :

- Les flèches et les rotations qui sont dues essentiellement aux charges permanentes et surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

Pour le calcul de ces déformations, on utilise la méthode énergétique.

VI.15.1. Flèche due au poids propre

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G} = 9.51 \text{ cm}$$

Avec :

L : longueur totale ; L=36 m.

M_G : le moment minimum à E.L.S ; $M_G = 4.35 \text{ MN.m}$

E_v : module de déformation longitudinale différée, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = 12653,82 \text{ MPa}$

I_G : moment d'inertie (poutre+ hourdis) ; $I_G = 0.488$

VI.15.2. Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les charges sont uniformément réparties :

$$f_S = \frac{5 \times M_S \times L^2}{48 \times E_v \times I_G} = 7.72 \text{ cm}$$

Avec :

$M_S = M_{\max} - M_{\min} = 3.53 \text{ MN.m}$

VI.15.3. Contre-flèche

Flèche due à la précontrainte est donnée par l'intégrale de Maxwell-Mohr :

$$f = \int_0^1 \frac{M \cdot \bar{M}}{E_v \times I_G} dx$$

Avec :

\bar{M} : Moment unitaire à mi- travée.

MP(x) : Moment dû à la précontrainte, donné par l'expression suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} MP(x) = \sum N_i \cdot E_{pi} \\ N = \sum P \cos(\alpha) \\ P = A (\sigma - \Delta \sigma_T) \end{array} \right.$$

e : excentricité des câbles

- Á l'about : $e_{p(1)(2)} = -(V_{ab}' - e_i)$
 $e_{p(3)(4)} = -(e_i - V_{ab}')$
- Á mi- travée : $e_{pi} = -(e_i - V_{mi-tr})$

Les résultats sont donnés par :

Section d'about

$$P_1 = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 296.94) \times \cos(6) = 1,86 \text{ MN}$$

$$P_2 = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 296.94) \times \cos(8) = 1,84 \text{ MN}$$

$$P_3 = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 296.94) \times \cos(13) = 1,82 \text{ MN}$$

$$P_4 = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 296.94) \times \cos(10) = 1.84 \text{ MN}$$

$$e_{p1} = -0.46 \text{ m}$$

$$e_{p2} = -0.06 \text{ m}$$

$$e_{p3} = +0.99 \text{ m}$$

$$e_{p4} = +0.59 \text{ m}$$

Section médiane

$$P_1 = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 337) \times \cos(0) = 1.80 \text{ MN}$$

$$P_2 = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 337) \times \cos(0) = 1.80 \text{ MN}$$

$$P_3 = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 337) \times \cos(0) = 1.80 \text{ MN}$$

$$P_4 = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 337) \times \cos(0) = 1.80 \text{ MN}$$

$$e_{p1} = -0.91 \text{ m}$$

$$e_{p2} = -0.91 \text{ m}$$

$$e_{p3} = -0.91 \text{ m}$$

$$e_{p4} = -0.81 \text{ m}$$

Le tableau suivant présente les valeurs de la flèche due à la précontrainte :

Tableau VI-21 : Valeurs de la flèche dues à la précontrainte.

Section	E (m)	Pi (MN)	Mp = $\sum N_i e_{pi}$ (MN.m)
About X = 0L	-0.46	1.86	1.92 MN.m
	-0.06	1.84	
	0.99	1.82	
	0.59	1.84	
Mi travée X = 0.5L	-0.91	1.80	-6.372 MN.m
	-0.91	1.80	
	-0.91	1.80	
	-0.81	1.80	

Les diagrammes de \bar{M} et M sont montrés dans les figures ci-dessous :

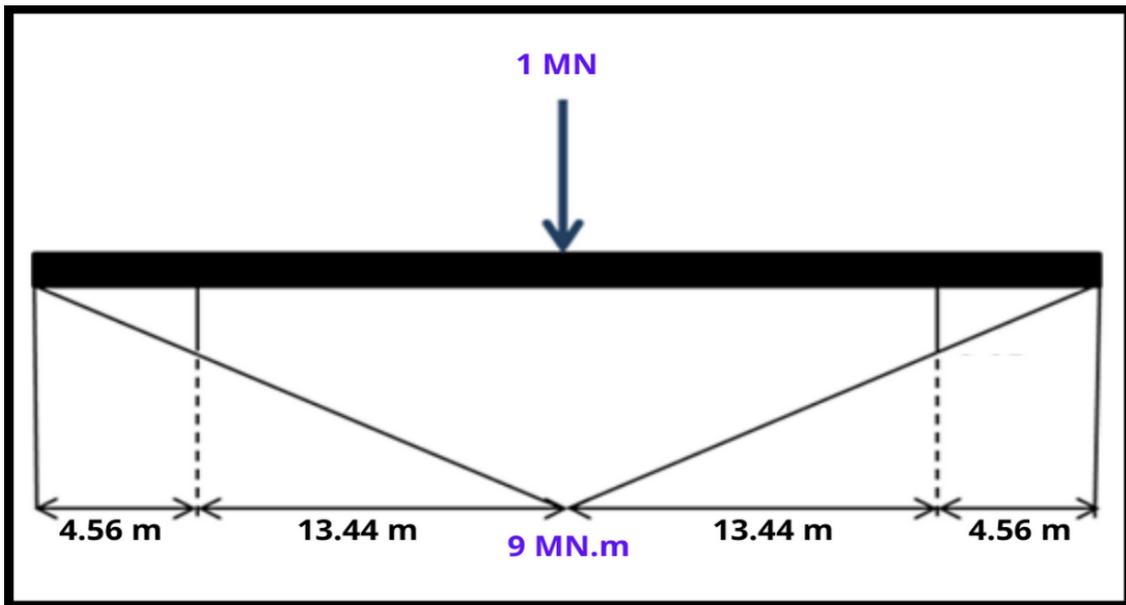


Figure VI-13 : Diagramme de \bar{M}

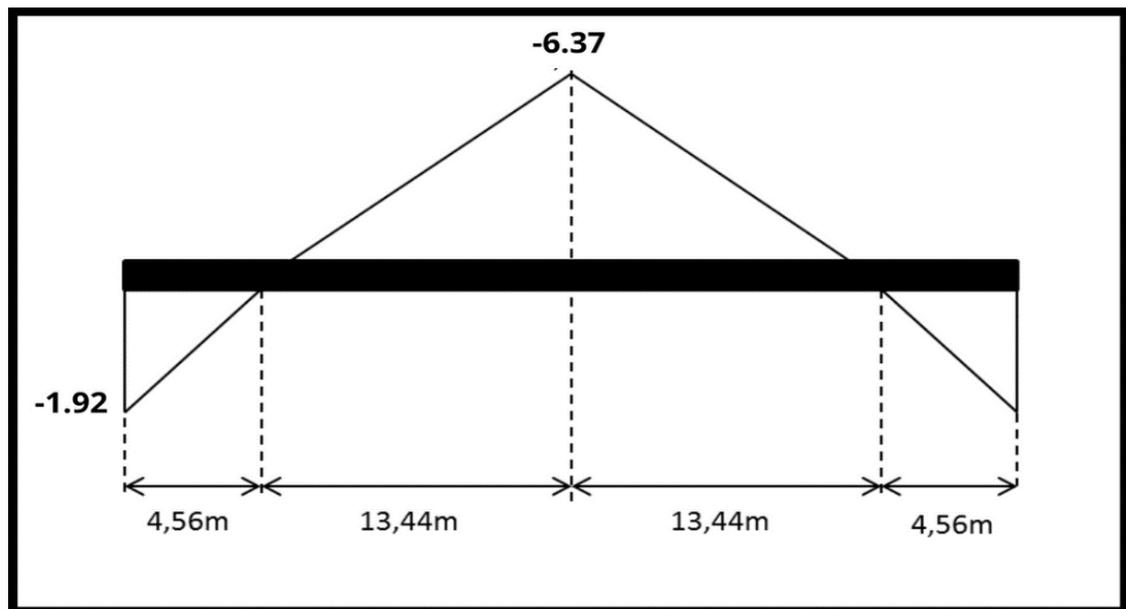


Figure VI-14 : Diagramme de M .

Donc :

$$\int_0^l M \cdot \bar{M} dx = \frac{1}{6} (9)(18)(2 \times (-6.37) - 1.92) = -395.82$$

$$f_p = \frac{(-395.82)}{12653,82 \times 0,488} = -0,064$$

$f_p = -6.1\text{cm}$ (flèche dirigée vers le haut)

L'intégration des surfaces des moments est donnée dans l'annexe 3.

VI.15.4. Flèche totale

La flèche totale est donnée par l'expression suivante :

À vide :

$$f = f_g + f_p = 0.0951 - 0.061 = 0.0341 \rightarrow f = \mathbf{3.11 \text{ cm}}$$

En charge :

$$f = f_g + f_p + f_s = 0.0951 - 0.061 + 0.0772 = 0.1083 \rightarrow f = \mathbf{10.83 \text{ cm}}$$

VI.16. Calcul des rotations

VI.16.1. Rotation sous le poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

Avec :

L : longueur totale ; L=36 m.

M_G : le moment minimum à E.L.S ; $M_G = 4.35 \text{ MN.m}$

E_v : module de déformation longitudinale différée, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = 12653,82 \text{ MPa}$

I_G : moment d'inertie (poutre+ hourdis) ; $I_G = 0.488$

D'où :

$$\theta_G = 8.45 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

VI.16.2. Rotation sous les surcharges

L'expression de θ_s est donnée par :

$$\theta_s = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

D'où :

$$\theta_s = 6.86 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

VI.16.3. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^1 M_{p(x)} \bar{M} dx$$

Où :

$M_{p(x)}$: moment due à la précontrainte

\bar{M} : moment unitaire sur appui gauche

Le diagramme du moment unitaire sur appui gauche est indiqué sur la figure VI-15, Quant au diagramme du moment de la précontrainte est représenté dans la figure VI-16.

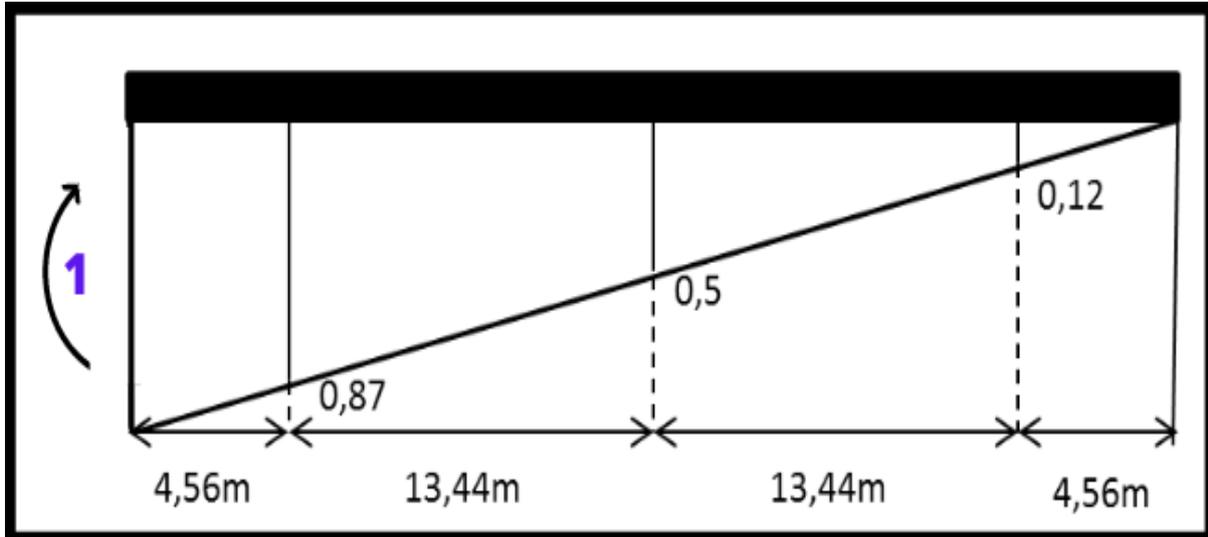


Figure VI-15 : Diagramme de \bar{M} .

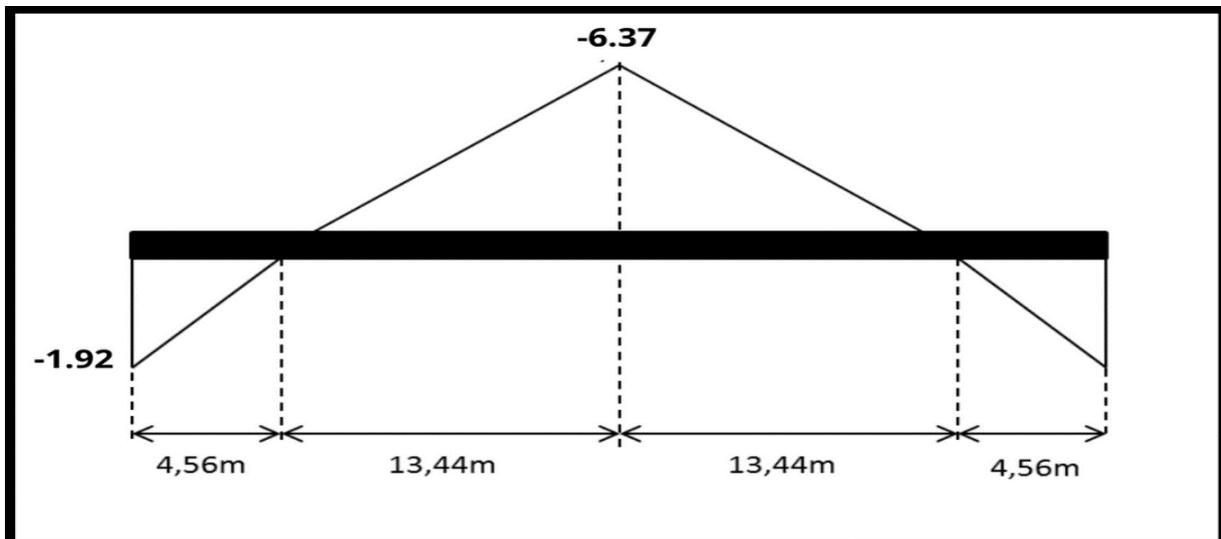


Figure VI-16 : Diagramme de M .

$$\int M \cdot \bar{M} dx = \frac{1}{6}(0.5(2 \times -6.37 - 1.92) + \frac{1}{6}(1(2 \times -6.37 + 1.92) + 0.5(6.37 + 2 \times -1.92)$$

$$\int M \cdot \bar{M} dx = -22.78$$

$$\theta_p = \frac{1}{E_{vI_{eq}}}(-22.78) = \frac{-25.86}{12653.83 \times 0.51} = -3.70 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta_p = -3.70 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VI.16.4. Rotation totale

La rotation totale est donnée par la formule suivante :

$$\text{A vide : } \theta = \theta_G + \theta_P = (8,45 - 3,70) \times 10^{-3} \rightarrow \theta = 4,75 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{En charge : } \theta = \theta_G + \theta_P + \theta_S = (8,45 - 3,70 + 6,86) \times 10^{-3} \rightarrow \theta = 11,61 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VI.17. Calcul des déplacements

VI.17.1. Déplacement dû à une rotation d'appui

Le déplacement dû à la rotation est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{\text{rot}} = \theta \times \frac{h_t}{2}$$

Avec :

h_t : hauteur totale (poutre + hourdis) ; $h_t = 2,1 \text{ m}$

$$\Delta_{\text{rot}} = 11,61 \times 10^{-3} \times \frac{2,1}{2} = 1,23 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{rot}} = 12,19 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VI.17.2. Déplacement dû au retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la formule :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \cdot L}{2} = 5,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Avec : $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

VI.17.3. Déplacement dû au fluage

Le déplacement dû au fluage est donné par la relation suivante :

$$\Delta_{\text{fl}} = \varepsilon_{\text{fl}} \times \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{\text{fl}} = \frac{\Delta\sigma_{\text{fl}}}{E_i}$$

$$\Delta\sigma_{\text{fl}} = 61,72 \text{ MPa}$$

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

$$\varepsilon_{\text{fl}} = \frac{61,72}{2 \times 10^5} = 3,086 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{\text{fl}} = 5,55 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VI.17.4. Déplacement dû à la variation de température

Le déplacement dû à la température est donné par l'expression :

$$\Delta_T = E_{\text{tem}} \times \frac{L}{2}$$

Avec :

$E_{\text{tem}} = 3 \times 10^{-4}$: coefficient dépendant de la température.

Alors :

$$\Delta_T = 5.4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VI.17.5. Déplacement maximal

Le déplacement maximal est donné par la formule suivante :

$$\Delta_{\text{max}} = \Delta_{\text{rot}} + \Delta_{\text{temp}} + \frac{2}{3}(\Delta_r + \Delta_{\text{fl}}) = \left[11.33 + 5.40 + \frac{2}{3}(5.40 + 5.55) \right] \times 10^{-3}$$

$$\Delta_{\text{max}} = 2.4 \times 10^{-2} \text{ m}$$

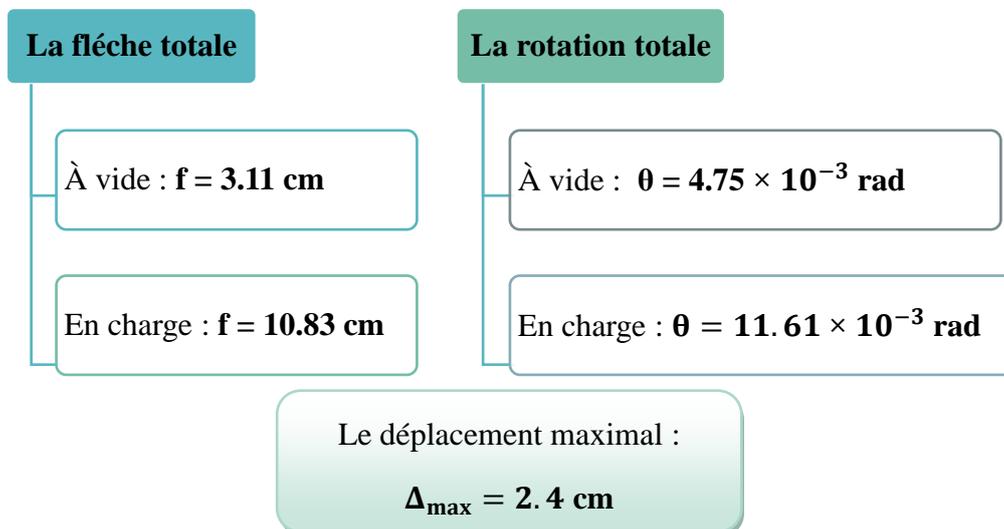
$$\Delta_{\text{max}} = 2.4 \text{ cm}$$

Tableau VI-22 : Récapitulatif des déplacements horizontaux.

Déplacement horizontal	Valeur (m)
Déplacement dû à la rotation	12.19×10^{-3}
Déplacement dû à la température	5.4×10^{-3}
Déplacement dû au retrait	5.4×10^{-3}
Déplacement du au fluage	5.55×10^{-3}
Déplacement maximal	2.4×10^{-3}

VI.18. Conclusion

Les différentes déformations sont vérifiées



Chapitre VII
Étude Du Tablier
et
Des Appareils d'Appui

VII.1. Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à les transmettre aux poutres.

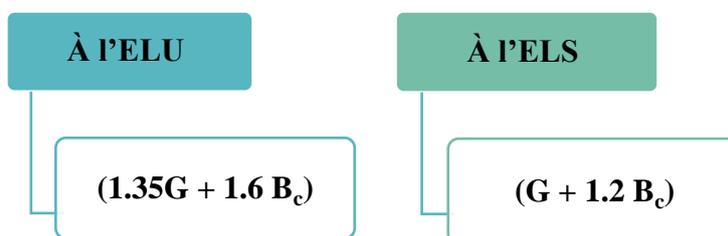
La modélisation se fait avec le logiciel robot structural 2018 en tenant compte des combinaisons suivantes :

Tableau VII-1 : Les combinaisons de charge.

Combinaison	ELU	ELS
G + A(L)	1.35G + 1.6 A(L)	G + 1.2 A(L)
G + B_c	1.35G + 1.6 B _c	G + 1.2 B _c
G + Mc120	1.35G + 1.35 Mc120	G + Mc120
G + D240	1.35G + 1.35 D240	G + D240

Seuls les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU) sont retenus.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants les plus défavorables sont obtenus par la combinaison suivante :



Les diagrammes qui correspondent aux autres combinaisons sont donnés dans l'annexe 4.

VII.2. Étude de flexion transversale

Pour la flexion transversale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient d'étudier une section rectangulaire (20 x 100 cm) en flexion simple.

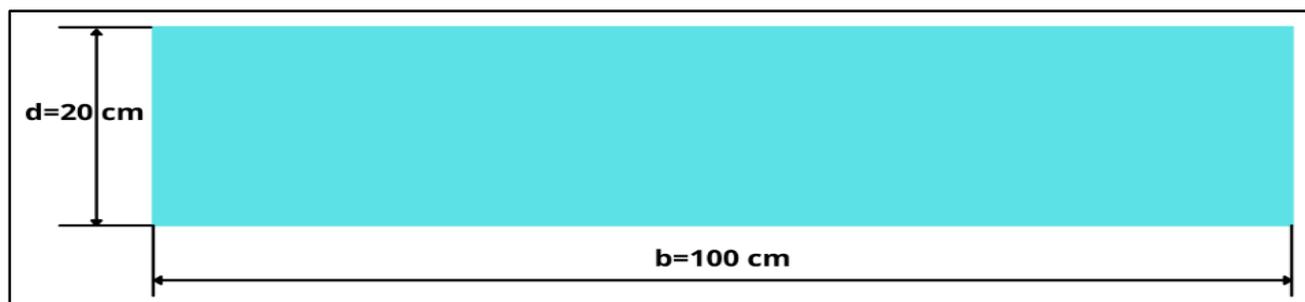


Figure VII-1 : La section de l'hourdis.

Les moments fléchissant maximum et minimum à l'ELU et à l'ELS :

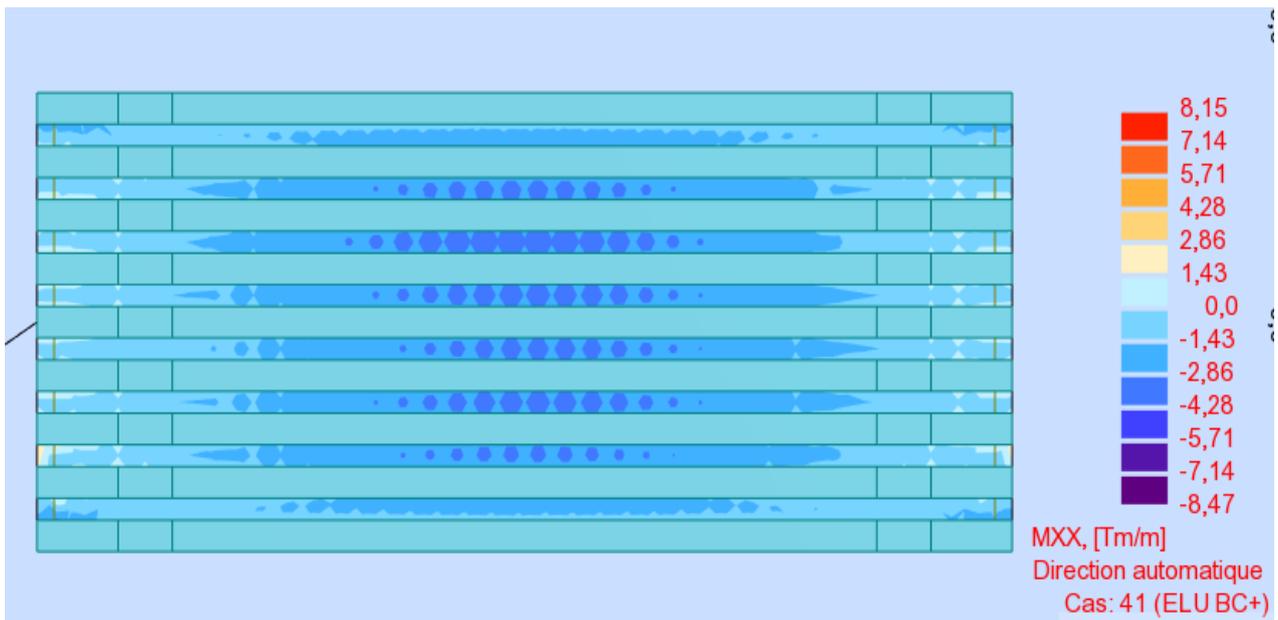


Figure VII-2 : Moment max et min de l'hourdis (ELU).

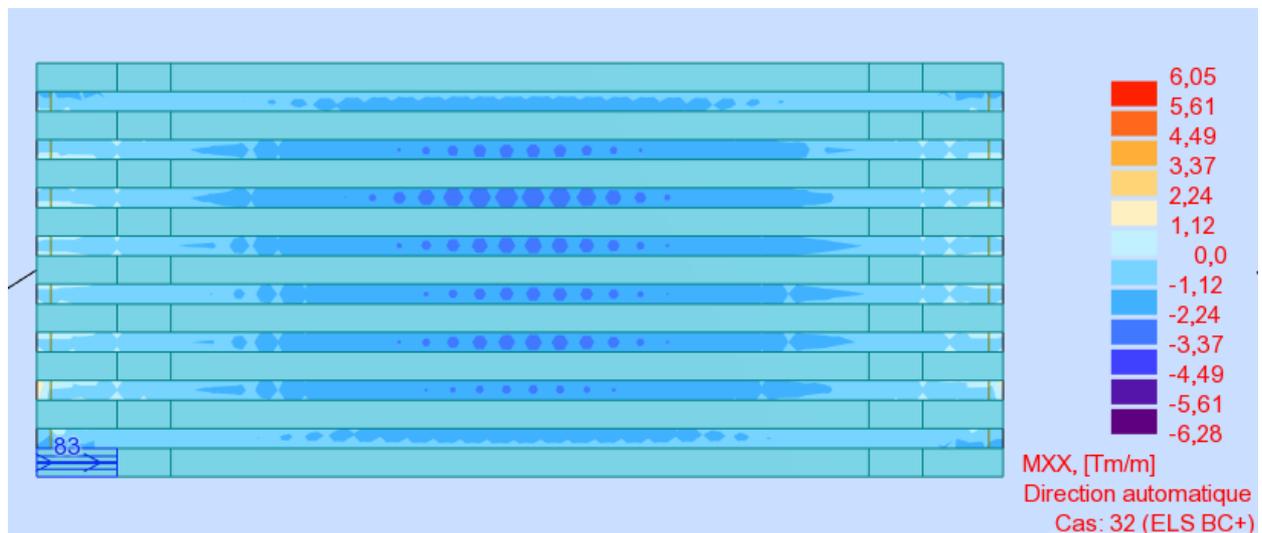
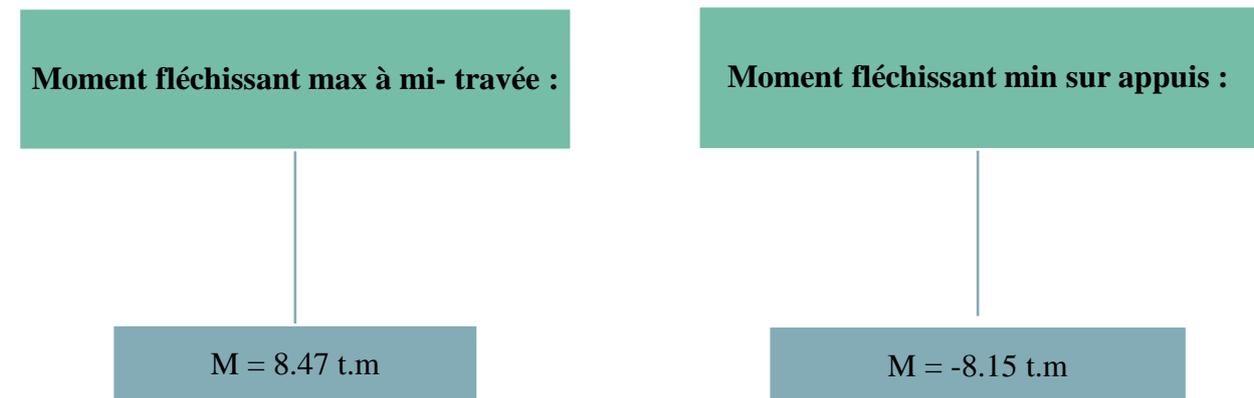


Figure VII-3 : Moment max et min de l'hourdis (ELS).

Moment fléchissant max à mi- travée :

$$M = +6.28 \text{ t.m}$$

Moment fléchissant min sur appuis :

$$M = -6.05 \text{ t.m}$$

Tableau VII-2 : Valeurs des moments maximaux Suivant X-X'.

		$M_{\max} \text{ (t.m)}$	
		Sur appui	A mi- travée
ELU	$1.35G + 1.6B_c$	-8.15	8.47
ELS	$G + 1.2 B_c$	-6.05	6.28

N.B : la note de calcul des sections d'armatures est donnée dans **l'annexe 5**.

VII.2.1. Le ferrailage transversal

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010. Les détails de calcul figurent dans **l'annexe 5**. Les ferrailages obtenus sont :

Section d'armature

La section d'armature dans la nappe inferieure est :

$$A_{s1} = 13.1 \text{ cm}^2$$

Choix : 5 HA 20 (15.71cm²)

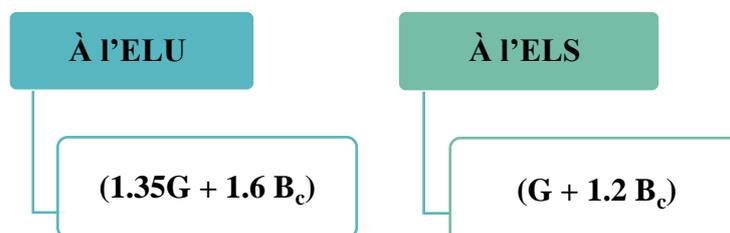
La section d'armature dans la nappe supérieure est :

$$A_{s2} = 3 \text{ cm}^2$$

Choix : 5 HA 12 (5.65cm²)

VII.3. Étude de flexion longitudinale

Les moments fléchissant maximum et minimum sont obtenus par la combinaison :



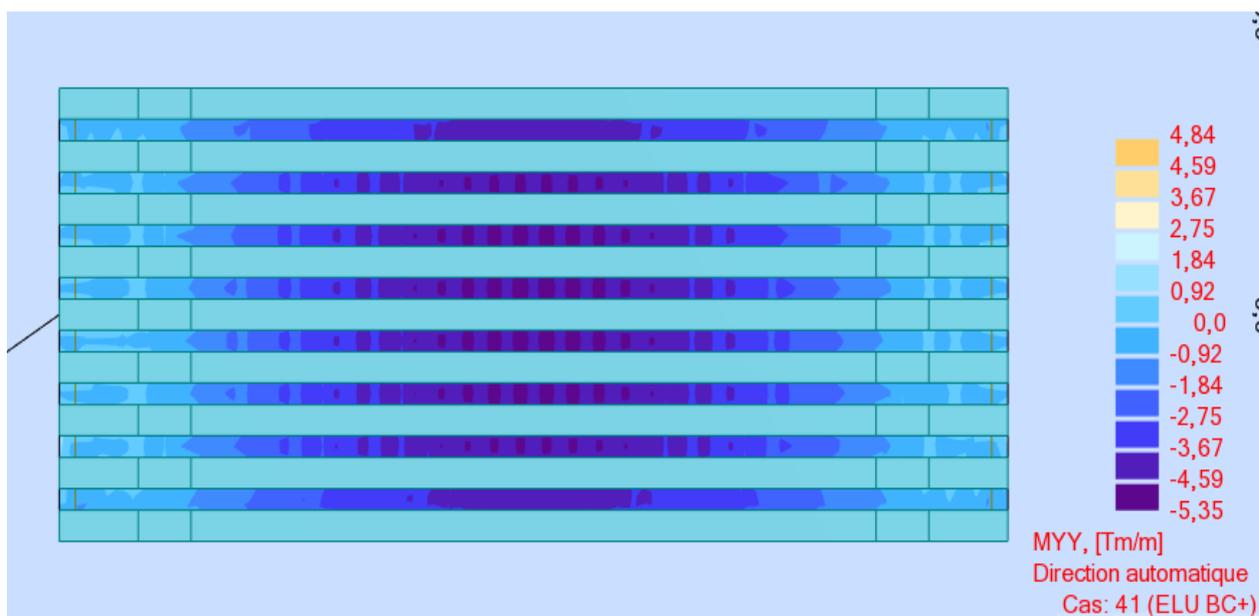


Figure VII-4 : Moment max et min de l'hourdis (ELU).

Moment fléchissant max à mi- travée :

Moment fléchissant min sur appuis :

$$M = +5.35 \text{ t.m}$$

$$M = -4.84 \text{ t.m}$$

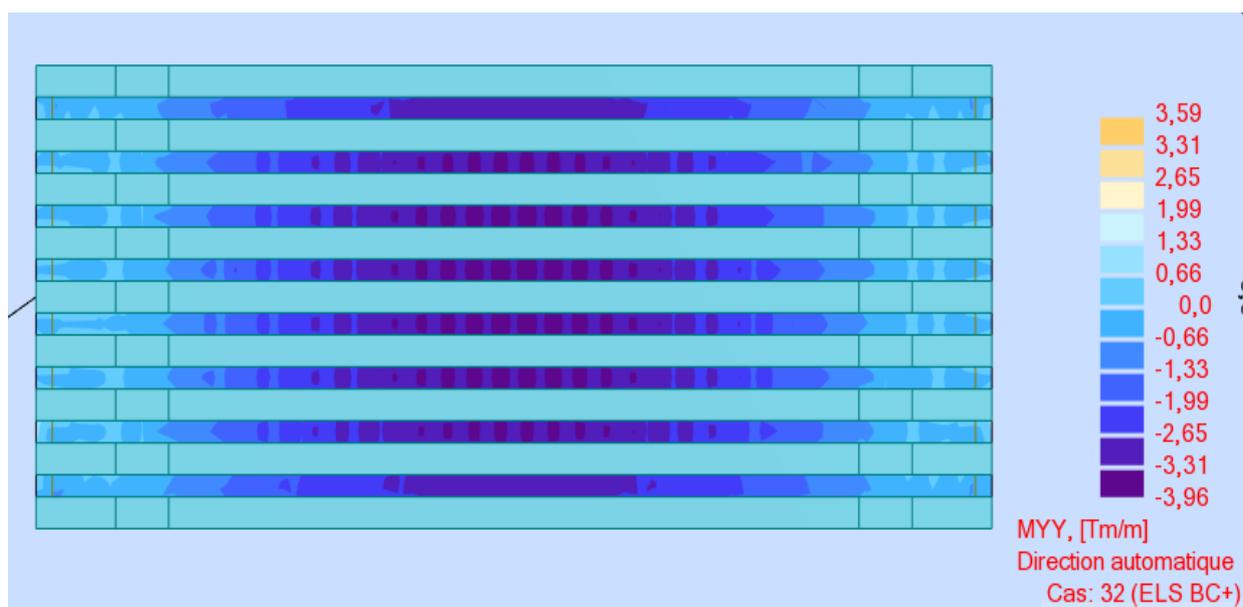


Figure VII-5 : Moment max et min de l'hourdis (ELS).

Moment fléchissant max à mi- travée :

$$M = +3.96 \text{ t.m}$$

Moment fléchissant min sur appui :

$$M = -3.59 \text{ t.m}$$

Tableau VII-3 : Valeurs des moments maximum du Bc.

		$M_{\max} \text{ (t.m)}$	
		Sur appui	A mi- travée
ELU	1.35G + 1.6 Bc	- 4.84	5.35
ELS	G + 1.2 Bc	- 3.59	3.96

VII.3.1. Le ferrailage longitudinal

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010. Les détails de calcul figurent dans l'annexe. Les ferrillages obtenus sont :

Section d'armature :

La section d'armature dans la nappe inférieure est :

$$A_{s1} = 6.8 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 HA 14 (9.23cm²)

La section d'armature dans la nappe supérieure est :

$$A_{s2} = 3 \text{ cm}^2$$

Choix : 4 HA 12 (4.53cm²)

VII.4. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il est donné dans les figures suivantes :

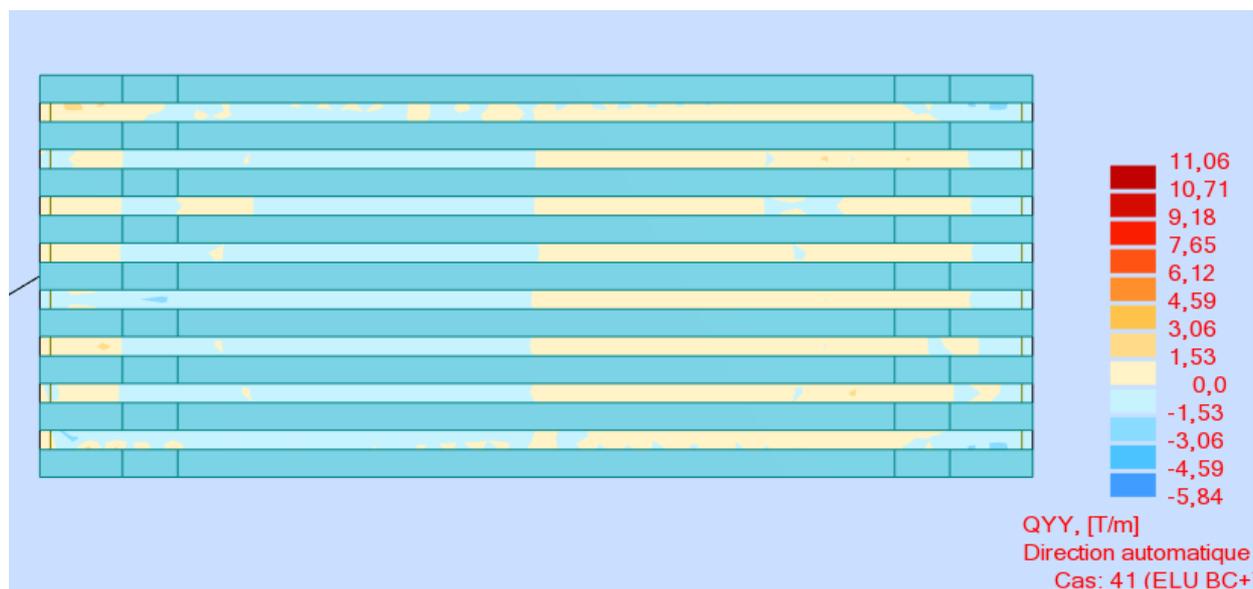


Figure VII-6 : Effort tranchant dû à B_c suivant Y-Y' à l'ELU.

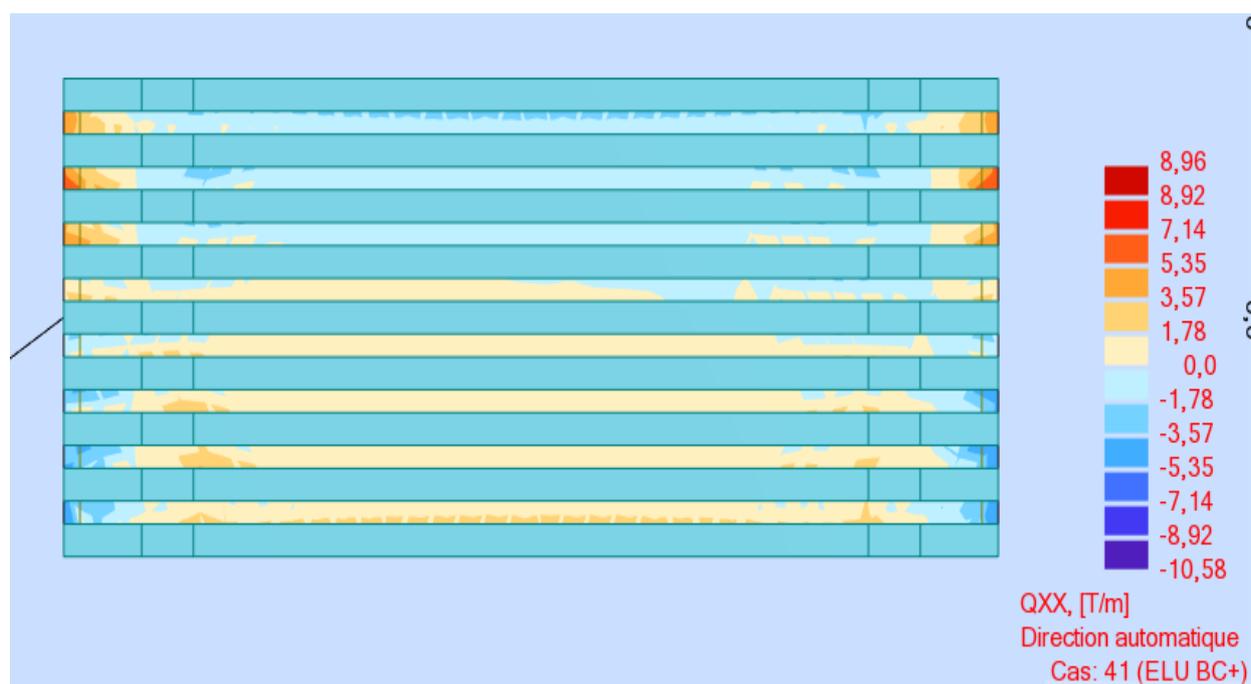


Figure VII-7 : Effort tranchant dû à B_c suivant X-X' à l'ELU.

Tableau VII-4 : Valeurs des efforts tranchants max.

ELU	Suivant X-X'	Suivant Y-Y'
	-10.58 t	11.06 t

Nous adoptons des armatures droites avec $\alpha = 90^\circ$

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$ sachant que :

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

Suivant X-X' :

$$T_u = -10.58 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.106}{1 \times 0.2} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$-0.53 \leq 4 \rightarrow \tau_u \leq \tau_{adm}$$

Vérifiée

Suivant Y-Y' :

$$T_u = 11.06 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0.121}{1 \times 0.17} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$0.55 \leq 4 \rightarrow \tau_u \leq \tau_{adm}$$

Vérifiée

VII.5. Récapitulatif du ferrailage

Le schéma récapitulatif du ferrailage de l'hourdis est représenté dans la figure ci-dessous :

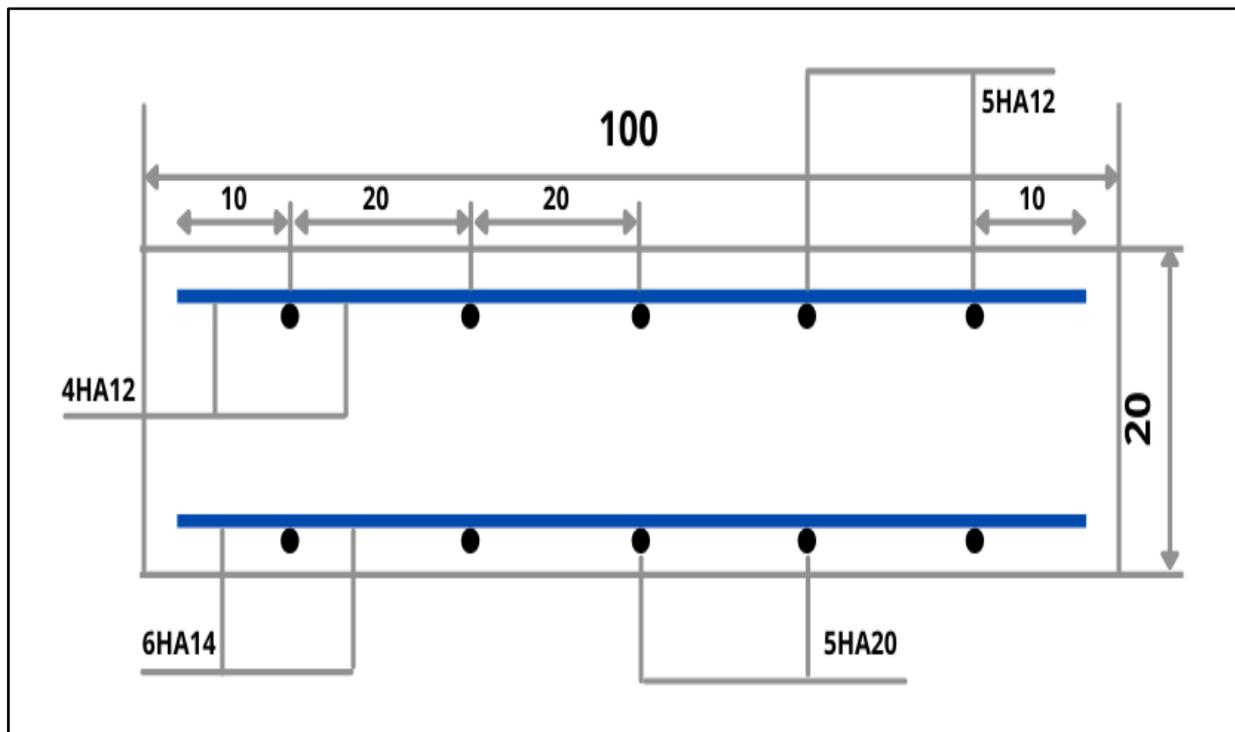


Figure VII-8 : Ferrailage de l'hourdis.

VII.6. Les appareils d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments placés entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

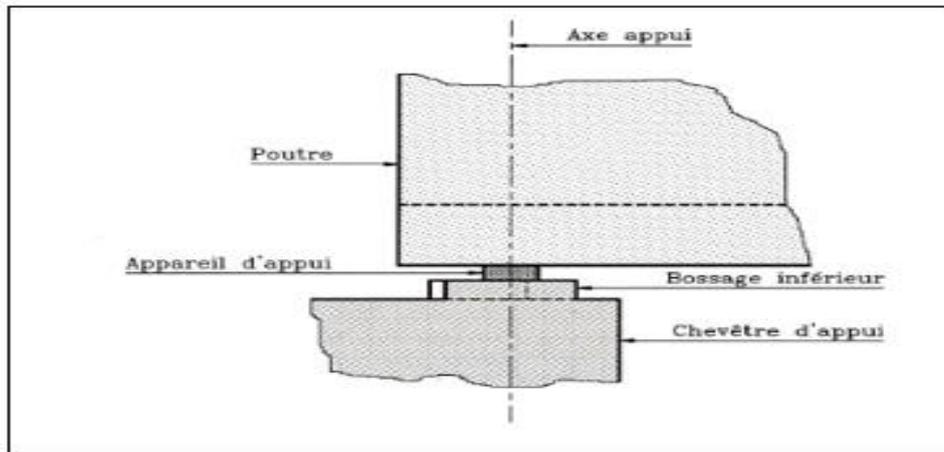


Figure VII-9 : disposition des appareils d'appuis (S.E.T.R.A 1996).

Nous avons essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Dans le cadre de cette étude, nous avons opté pour des appuis en élastomère fretté de type B (norme NF EN 1337-3).

VII.7. Les appareils d'appuis en élastomère fretté de type B

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général du néoprène) normalisés (épaisseur = 6, 8, 10, ou 12 mm) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent, à savoir :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Bonne répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Aucun entretien n'est exigé.
- ✓ Coût est relativement modéré.



Figure VII-10 : Appareil d'appuis en élastomère frette de type B.

VII.8. Prédimensionnement de l'appareil d'appui

La constitution type d'un appareil d'appui de type B conformément à la norme NF EN 1337-3 est indiquée dans la figure ci-dessous :

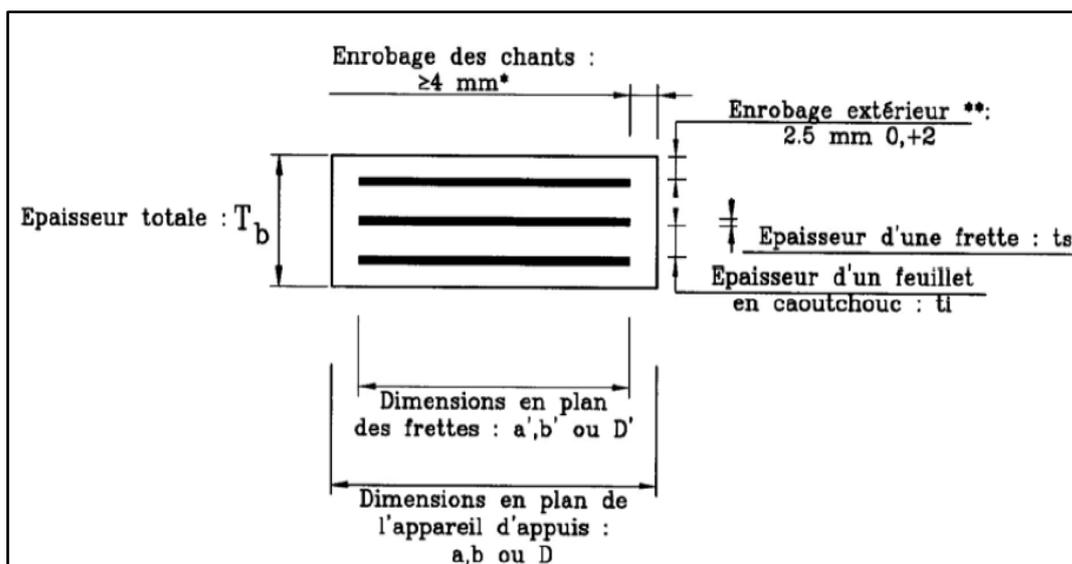


Figure VII-11 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF.

Réaction maximale :

$$R_u = 1.35G + 1.35D_{240} = 161.95 \text{ t}$$

VII.8.1. L'aire totale des appareils d'appuis en plan de l'appareil ($a \times b$)

L'aire des appareils d'appui est déterminée à partir de la relation suivante :

$$\frac{N_{\max}}{a \times b \bar{\sigma}_m}$$

Avec :

N_{\max} : effort normal maximum agissant sur l'appareil d'appui = 161,95t.

a : côte parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

$\bar{\sigma}_m$: contrainte limite de compression de l'appareil d'appui = 15 MPa.

D'où :

$$\frac{1,6195}{a \times b} \leq 15 \text{MPa} \rightarrow a \times b \geq 1079.97 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :

$$a = 350 \text{ mm}$$

$$b \geq 308.56 \text{ mm} \rightarrow b = 400 \text{ mm}$$

La surface totale en plan de l'appareil d'appui est :

$$A = a \times b = 350 \times 400 = 140000 \text{ mm}^2 = 1400 \text{ cm}^2$$

La surface réduite en plan de l'appareil d'appui :

$$A_r = a' \times b'$$

a', b' : caractéristiques géométriques des frettes.

Où :

$$a \geq a' + 4 \text{ mm} \rightarrow a - 4 \times 2 \geq a' \rightarrow 342 \geq a'$$

Ce qui donne :

$$a' = 340 \text{ mm}$$

$$b' = 390 \text{ mm}$$

Et, on obtient :

$$A_r = 340 \times 390 = 132600 \text{ mm}^2 = 1326 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1326 \text{ cm}^2$$

VII.8.2. Prédimensionnement d'épaisseur nominale total d'élastomère T_e

L'épaisseur nominale totale d'élastomère T_e est fixée par la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5} \rightarrow \frac{350}{10} \leq T_e \leq \frac{400}{5} \rightarrow 35 \leq T_e \leq 80$$

Nous prenons :

$$T_e = 60 \text{ mm}$$

VII.8.3. Épaisseur des frettes

L'épaisseur des frettes d'un appareil d'appuis doit vérifier la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{K_p \times F_z \times (t_1 + t_2) K_h \times \gamma_m}{A_r \times f_y}$$

Tel que :

K_p : coefficient de correction de contrainte = 1,3.

F_z : effort vertical=161,95t.

t_1 et t_2 : épaisseurs normalisées de la frette : $t_1 = t_2 = 1,2\text{mm}$ (d'après la norme).

K_h : : coefficient pour les contraintes de traction induites dans la frette = 1

γ_m : coefficient de sécurité=1.

A_r : Surface réduite, =1326 cm²

f_y : Nuance de l'acier =235MPa (S235).

D'où :

$$t_s \geq \frac{1,6195 \times 1,3 \times 2 \times (0,0012) \times 1 \times 1}{0,1326 \times 235} = 0,62\text{mm}$$

Nous prenons : $t_s = 3 \text{ mm}$.

Les dimensions de l'appareil d'appui sont :

$$350 \times 400 \times 5 (12 + 3)$$

Selon la norme NF EN 1337-3, les frettes retenues sont de **3 mm** pour des appareils d'appuis normalisés.

Nous prenons donc un appareil d'appui de : **350 × 400 × 5 (12 + 3)**

4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 12 \text{ mm}$

2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $\frac{t_i}{2} = 6 \text{ mm}$

5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$

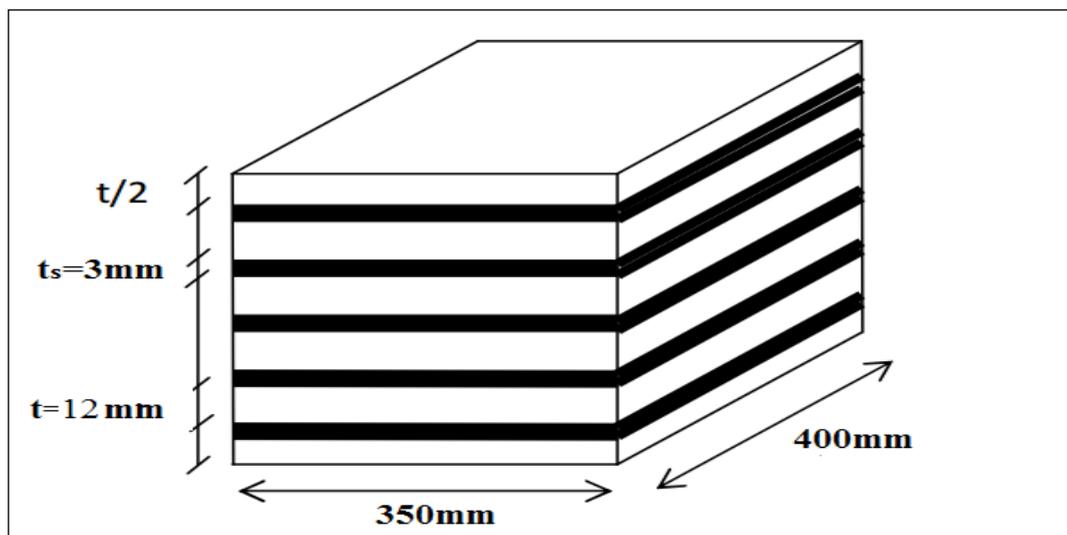


Figure VII-12 : Les dimensions de l'appareil d'appui.

VII.9. Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions

VII.9.1. Action statique (Efforts dus aux déformations)

On a trois types de déformations :

- 1) Déformation due au retrait dans l'appareil d'appui Δ_r .
- 2) Déformation due à la variation de la température Δ_T .
- 3) Déformation due au fluage Δ_{fl} .

Pour le calcul des efforts, on utilise l'équation suivante :

$$S_x = \frac{G_0 \times a \times b \times \Delta x}{T_e} \quad (*)$$

Tel que :

S_x : effort correspondant.

G_0 : module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté = 0,9 MPa

Δx : déplacement horizontal.

$$T_e = 0.06 \text{ m}$$

$$a = 0.35 \text{ m}$$

$$b = 0.4 \text{ m}$$

En remplaçant les grandeurs par leurs valeurs numériques dans l'équation (*), on obtient :

- 1) Effort dû au retrait dans l'appareil d'appui

$$\Delta_r = 5.4 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow S_r = 1.13 \text{ t}$$

- 2) Effort dû à la variation de la température

$$\Delta_{Temp} = 5.4 \times 10^{-3} \rightarrow S_{Temp} = 1.13 \text{ t}$$

- 3) Effort dû au fluage

$$\Delta_{fl} = 5.55 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow S_{fl} = 1.16 \text{ t}$$

Tableau VII-5 : Les efforts statiques des appareils d'appui.

Déformation (m)	Effort correspondant (t)
$\Delta_r = 5,40 \times 10^{-3}$	$S_{retrait} = 1,13$
$\Delta_T = 5,40 \times 10^{-3}$	$S_{température} = 1,13$
$\Delta_{fl} = 5.55 \times 10^{-3}$	$S_{fluage} = 1.16$

VII.9.2. Action dynamique

1) Effort de freinage

Les efforts de freinage dus aux chargements A (L) et B_c présentent un chargement horizontal dynamique important.

→ **Chargement A(l) :**

L'effort de freinage correspondant au chargement A est déterminé par la formule suivante :

$$S_A = \frac{F_A}{n}$$

Avec :

F_A : force de freinage due à la charge A = 17.067t.

n : nombre d'appui dans une travée = 18.

Alors :

$$S_A = \frac{17.067}{18} = 0.95 \text{ t}$$

→ **Chargement B_c :**

L'effort de freinage correspondant au chargement B_c est déterminé par la formule suivante :

$$S_{Bc} = bc \times \frac{F_{Bc}}{n}$$

Avec :

F_{Bc} : force de freinage due à la charge B_c=30t.

bc : coefficient de majoration dynamique pour une seule travée = 1,2.

Alors :

$$S_{Bc} = 1,2 \times \frac{30}{18} = 2 \text{ t}$$

2) Effort dû au vent

L'effort du au vent est donnée par la formule suivante :

$$S_v = A_{lt} \times \frac{P}{n}$$

Avec :

P : pression exercée par le vent sur la surface latérale = 2 KPa

A_{lt} : surface du tablier qui s'oppose au vent tel que : $A_{lt} = L \times H$

Où :

L : portée totale = 323.82 m

H : hauteur totale du tablier = 2.1 m

$A_{lt} = 323.82 \times 2.1 = 680.02 \text{ m}^2$

$$A_{lt} = 680.02 \text{ m}^2$$

$$S_v = 680.02 \times \frac{2}{18} = 75.55 \text{ kN}$$

$$S_v = 7.55 \text{ t}$$

VII.10. Critères de stabilité

L'évaluation des critères de stabilité prend en compte les points suivants :

- La stabilité à la rotation.
- La stabilité au flambement.
- La stabilité au glissement.

VII.10.1. Stabilité à la rotation

La stabilité à la rotation vérifie la condition suivante :

$$V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A_r} \times \left(\frac{1}{5 \times G_0 \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{K_r}$$

Avec :

V_z : déformation due à l'effort vertical F_z .

G_0 : module de cisaillement conventionnel = 0,9 MPa.

t_i : épaisseur d'un feuillet individuel d'élastomère dans un appareil d'appui fretté.

E_b : module d'élasticité volumique = 2000 MPa.

S : coefficient de forme de chaque feuillet d'élastomère.

k_r : Coefficient de rotation = 3

a_a et a_b : rotations angulaires de l'appareil d'appui dont les valeurs théoriques valent :

$a_a = 0,006 \text{ rad}$, $a_b = 0,009 \text{ rad}$.

Nous avons deux types de feuillets :

Feuillet intermédiaire :

$$S_{int} = \frac{a' \times b'}{2 \times t_i \times (a' + b')} = \frac{0,34 \times 0,39}{2 \times 0,012 \times (0,34 + 0,39)} = 7,57$$

Feuillet extérieur :

$$S_{ext} = \frac{2}{1,4} \times S_{int} = 10,81$$

Soit :

$$V_z = \Sigma \frac{F_z \times t_i}{A_r} \left(\frac{1}{5G_0S^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

$$V_z = \frac{1,62 \times (4 \times 0,012)}{0,34 \times 0,39} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 8,125^2} + \frac{1}{2000} \right) + \frac{1,62 \times (2 \times 0,006)}{0,39 \times 0,39} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 11,60^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$V_z = 2,66 \times 10^{-3} + 0,37 \times 10^{-3} = 3,03 \times 10^{-3}$$

k_r : coefficient de rotation = 3

a_a et a_b : rotations angulaires de l'appareil d'appui dont les valeurs théoriques valent :

$$a_a = 0,006 \text{ rad}$$

$$a_b = 0,009 \text{ rad}$$

Ce qui donne :

$$\frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{k_r} = \frac{0,34 \times 0,006 + 0,39 \times 0,009}{3} = 1,85 \times 10^{-3}$$

$$\Sigma V_z - \frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{k_r} = 1,18 > 0 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

VII.10.2. Stabilité au flambement

Pour les appareils d'appui frettés, la pression $\frac{F_z}{A_r}$ doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T_e}$$

$$\frac{F_z}{A_r} = \frac{1,6195}{0,34 \times 0,39} = 12,21 \text{ MPa}$$

$$\frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T_e} = \frac{2 \times 0,34 \times 0,9 \times 10,81}{3 \times 0,06} = 36,75 \text{ MPa}$$

$$12,21 < 36,75 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

VII.10.3. Condition de non-glissement

Pour satisfaire la condition de non glissement, les conditions suivantes doivent être respectées :

$$F_{xy} = \frac{V_x \times G \times a' \times b'}{T_e} \leq \mu_e \times F_z$$

$$\frac{F_{z,\min}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa (Sous l'effet des charges permanentes)}$$

Où :

$F_{z,\min}$: effort dû au charges permanentes = 0.65 MN

$$\frac{F_{z,\min}}{A_r} = \frac{0.65}{0.34 \times 0.39} = 4.90 > 3 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

F_{xy} : résultante de tous les efforts horizontaux

V_x : déplacement horizontal donné par l'expression suivante :

$$V_x = V' + V''$$

V' : déplacement dû au retrait et à la température :

$$V' = \Delta_r + \Delta_T = 5.4 \times 10^{-3} + 5.4 \times 10^{-3} = 0.0108 \text{ m}$$

V'' : déplacement dû au freinage :

$$V'' = \frac{H_x \times T_e}{8 \times G \times a' \times b'}$$

H_x : effort de freinage = $F_A + F_{Bc} = 17.067 + 30 = 47.067 \text{ t} = 0.47067 \text{ MN}$

D'où :

$$V'' = \frac{0.47067 \times 0.06}{8 \times 0.9 \times 0.34 \times 0.39} = 0.030 \text{ m}$$

$$V_x = 0.0108 + 0.030 = 0.04 \text{ m}$$

$$F_{xy} = \frac{0.04 \times 0.9 \times 0.34 \times 0.39}{0.06} = 0.080 \text{ MN}$$

F_z : réaction verticale totale = 1.6195 MN

μ_e : coefficient de frottement donné par l'expression ci-après :

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\sigma_m}$$

Avec :

$K_f = 0.6$ (Cas du béton)

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{1.6195}{0.34 \times 0.39} = 12.21 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{12.21} = 0.174$$

$$\mu_e \times F_z = 1.6195 \times 0.164 = 0.27 \text{ MN}$$

$$0.080 < 0.27 \rightarrow F_{xy} < \mu_e \times F_z \quad \text{Condition Vérifiée}$$

VII.11. Etudes des dèd d'appuis

Un dèd d'appui, usuellement appelé bossage, est une partie saillante d'une pile ou d'un tablier de pont sur laquelle vient s'appuyer l'appareil d'appui. Sa fonction est d'offrir une surface parfaitement horizontale et la bonne altimètrie à l'appareil pour qu'il puisse fonctionner normalement.

VII.11.1. Dimensionnement des dèd d'appuis

Le dimensionnement se fait selon le document SETRA (Guide technique : appareil d'appui en élastomère fretté).

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

La hauteur du dèd d'appui supérieure $\geq 2\text{cm}$.

La hauteur du dèd d'appui inférieure $\geq 6\text{cm}$.

Débordement de 5cm par rapport à l'appareil d'appui.

Les dimensions des dèd d'appui figurent au tableau suivant :

Tableau VII-6 : Les dimensionnement des dèd d'appui.

	Longueur (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Dèd supérieur	40 + 10 = 50	35 + 10 = 45	10
Dèd inférieur	40 + 10 = 50	35 + 10 = 45	20

VII.11.2. Ferrailage des dèd d'appui

Selon le document SETRA, Les armatures doivent être capables de reprendre 4% de N_{max} :

$$A_s = \frac{0.04N_{max}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$N_{max} = 1.6195 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \frac{2 \times f_e}{3} = \frac{2 \times 500}{3} = 333.34 \text{ MPa}$$

$$\text{La section d'armature} \rightarrow A_s = \frac{0.04 \times 1.6195}{333.34} = 2.42 \text{ cm}^2 \text{ Soit deux nappes de } \mathbf{5HA8} \text{ dans les}$$

deux sens.

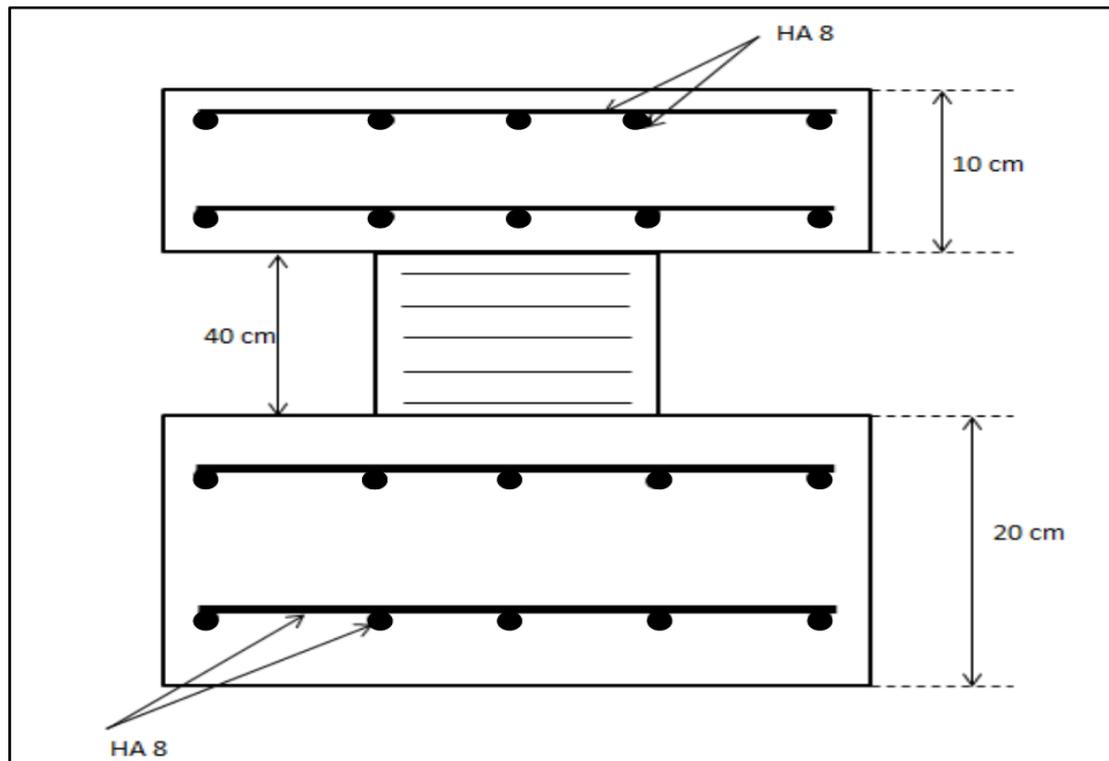


Figure VII-13 : Ferrailage des dés d'appui.

VII.12. Conclusion

Les appareils d'appui utilisés dans notre étude sont **en élastomère fretté de type B**, ils sont de **dimensions (350 × 400 × 75) mm**, ils vérifient tous les critères de stabilité (stabilité au flambement, au glissement et au fluage). Ils sont appuyés sur des dés d'appuis de dimensions **(450 × 500)mm** avec **une section d'armature de 5HA8**.

Conclusion générale

Notre projet de fin d'études a porté sur l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint sur la pénétrante qui relie le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest.

Cette étude nous a permis d'une part, de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et d'autre part de nous familiariser avec les principales étapes de l'étude d'un pont. Par ailleurs, elle nous a offert l'opportunité de nous initier aux logiciels ROBOT pour la modélisation, le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de ferrailage, et le logiciel AUTOCAD pour le dessin.

En effet, cette expérience était une occasion pour mesurer et apprécier la valeur du travail et d'apprécier le rôle des ingénieurs en Génie Civil dans cet ouvrage.

Bibliographie

1. AFNOR. Norme NF EN 1337-3.
2. Aurelio Muttoni « Conception et dimensionnement de la précontrainte » Ecole Polytechnique FEDERALE de LAUSANNE.
3. BOUTEMEUR.Ramadan. Béton Armé et béton précontraint. Alger : Ecole nationale Polytechnique.2020
4. CHERID. Djamila. Pont. Alger : Ecole nationale polytechnique.2021
5. Document technique réglementaire R.C.P.R, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Ministères des Travaux Publics.
6. Fascicule n° 61 titre II, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (programmes de charges et épreuves des ponts routes) ; Ministère de l'équipement et du logement ; Ministère de l'économie et des finances.
7. Fascicule n°62 titres I, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; CD-DTU V2 - Edition 150 - Décembre 2007 Document : Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) ; Ministère de l'équipement, du logement et des transports.
8. Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY « Conception des ponts », technique d'ingénieur .C 4500-12.
9. Jean-Armand CALGARO, Michel virlogeux, Projet et construction des ponts, « Analyse structurale des tabliers de ponts ». Ecole Nationale des ponts chaussés, 1994, 349p.
10. Robert CHAUSSIN, « Béton précontraint », Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.
11. Service d'Étude des travaux, Transport et Aménagement ; S.E.T.R.A 1996. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).
12. Service d'Étude des travaux, Transport et Aménagement ; S.E.T.R.A 1990. Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté.

Annexes

Annexe 1

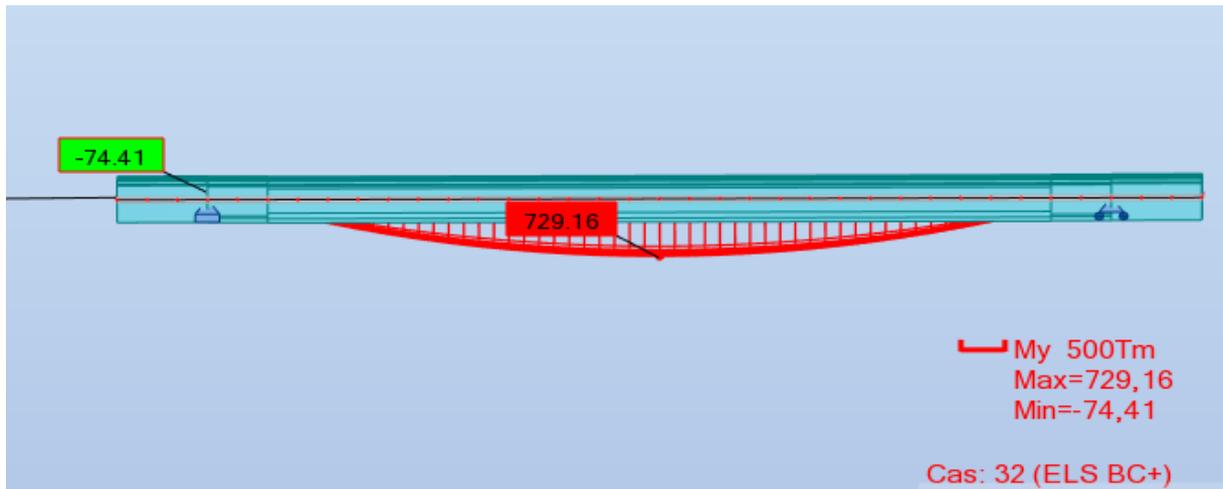


Diagramme des moments fléchissant sous combinaison Bc à l'ELS.

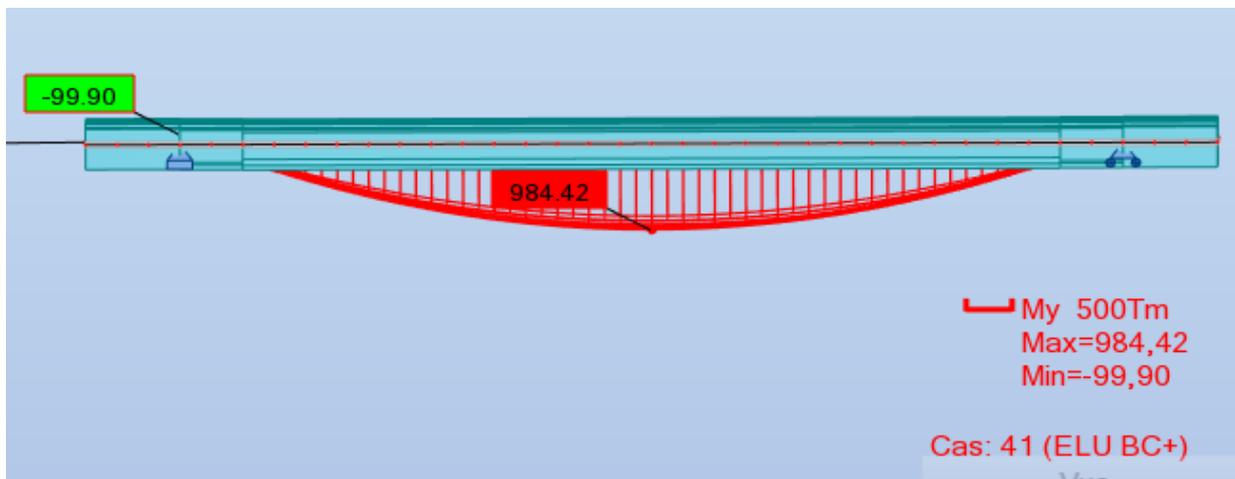


Diagramme des moments fléchissant sous combinaison Bc à l'ELU.



Diagramme des moments fléchissant sous combinaison Mc120 à l'ELS.

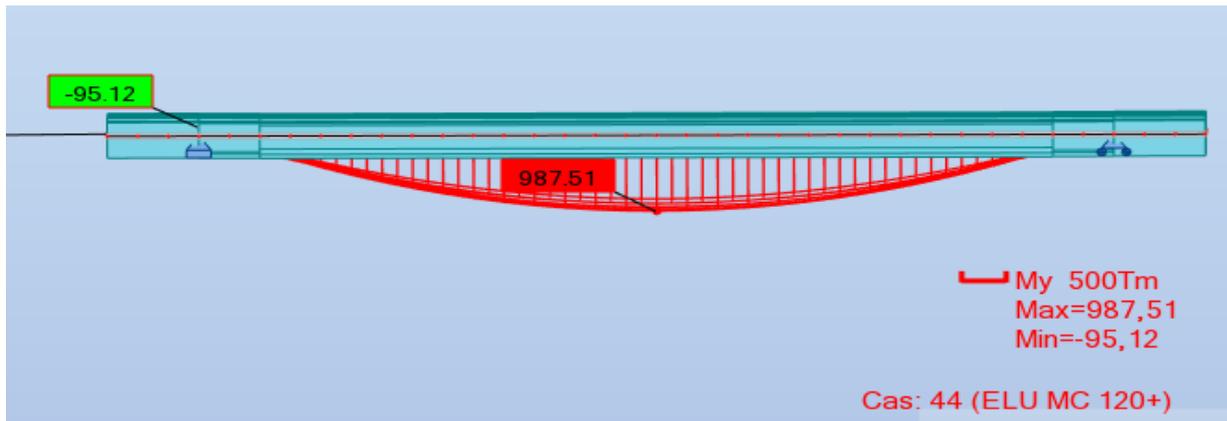


Diagramme des moments fléchissant sous combinaison Mc120 à l'ELU.

Annexe 2

Vérification de la contrainte normale

Phase N° 02 :

- Calcul de P_1 :

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8k\Delta P(x; t) = 1,02 \times 1 \times 2,36 - 0,8 \times 1 \times 0,2 \times 2,36 = 2.03 \text{ MN}$$

Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma = \frac{4 \times P_1}{A_n} = \frac{4 \times 2.03}{0.62} = 13.10 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_{poutre} = 3.05 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = 2.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = -5.10 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v'_n - Y_i) = -2.03 \times ((1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,45)) = -6.66 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = -6.02 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = 9.34 \text{ MPa}$$

- Contrainte totale :

$$\sigma_{sup,inf} = \sigma_{précontrainte} + \sigma_{poids.propre} + \sigma_{moment.de.la.précontrainte}$$

$\sigma_{sup} = 9.87 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -2.1 \text{ MPa}$	Vérifiée
$\sigma_{inf} = 17.34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{cl} = 24 \text{ MPa}$	Vérifiée

Phase N° 03 :- Calcul de P_1 :

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8k\Delta P(x; t) = 1,02 \times 1 \times 2,36 - 0,8 \times 1 \times 0,27 \times 2,36 = 1.90 \text{ MN}$$

- Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma = \frac{4 \times P_1}{A_n} = \frac{4 \times 2.03}{0.96} = 7.91 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_{poutre} = 3.05 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = 4.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = -9.0625 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v'_n - Y_i) = -1.90 \times ((1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,45)) = -6.23 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = -8.55 \text{ Pa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = 18.51 \text{ MPa}$$

- Contrainte totale :

$$\sigma_{sup,inf} = \sigma_{précontrainte} + \sigma_{poids.propre} + \sigma_{moment.de.la.précontrainte}$$

$\sigma_{sup} = 3.54 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -2.1 \text{ MPa}$	Vérifiée
$\sigma_{inf} = 16.20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 24 \text{ MPa}$	Vérifiée

Phase N° 04 :- Calcul de P_1 :

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8k\Delta P(x; t) = 1,02 \times 1 \times 2,36 - 0,8 \times 1 \times 0,27 \times 2,36 = 1.90 \text{ MN}$$

- Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma = \frac{4 \times P_1}{A_h} = \frac{4 \times 2.03}{1.017} = 7.98 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au poids propre de la poutre + dalle

$$M_{poutre} = 4.37 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_h} = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_h} = -12.11 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v'_n - Y_i) = -1.90 \times ((1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,45)) = -6.23 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_n} = -8.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_n} = 17.51 \text{ MPa}$$

- Contrainte totale :

$$\sigma_{sup,inf} = \sigma_{précontrainte} + \sigma_{poids.propre} + \sigma_{moment.de.la.précontrainte}$$

$\sigma_{sup} = 5.57 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = 0 \text{ MPa}$	Vérifiée
$\sigma_{inf} = 13.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 24 \text{ MPa}$	Vérifiée

Phase N° 05 :

- Calcul de P₁ :

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta P(x, t) = 0,98 \times 2,36 - 1,2 \times 0,3 \times 2,36 = 1,46 \text{ MN}$$

- Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma = \frac{4 \times P_1}{A_h} = \frac{4 \times 1.46}{1.017} = 5.74 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au chargement le plus défavorable

$$M_{poutre} = 7.88 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_h} = 10.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_h} = -21.84 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_2 \times \sum (v'_n - Y_i) = -1.46 \times ((1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,29) + (1,15 - 0,45)) = -4.79 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times V_n}{I_h} = -6.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times V'_n}{I_h} = 13.27 \text{ MPa}$$

- Contrainte totale :

$$\sigma_{sup,inf} = \sigma_{précontrainte} + \sigma_{poids.propre} + \sigma_{moment.de.la.précontrainte}$$

$\sigma_{sup} = 9.75 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = 0 \text{ MPa}$	Vérifiée
$\sigma_{inf} = -2.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 24 \text{ MPa}$	Vérifiée

Vérification des contraintes tangentielles

Justification pour la phase 02 :

Calcul de la contrainte tangentielle $\tau(y)$:

$$P_1 = 2.03MN$$

$$V_{red} = V_{poutre} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

$$V_{poutre} = \frac{g_{poutre} \times L}{2} = \frac{1,99 \times 36}{2} = 35.82t = 0,358MN.$$

$$V_{red} = 0,358 - 2.03 \times (\sin 6^\circ + \sin 8^\circ + \sin 13^\circ + \sin 10^\circ) = 0,95 MN$$

La contrainte tangentielle est égale à :

$$\tau(y) = \frac{V_{red}}{0,8 \times b_n \times h} = \frac{0,95}{0,8 \times 0,56 \times 1,9} = 1.12MPa \rightarrow \tau^2 = 1.25MPa^2$$

Calcul de la contrainte normale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{A_n} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_n} = \frac{2.03(\cos 6^\circ + \cos 8^\circ + \cos 13^\circ + \cos 10^\circ)}{0,62} = 12.91 MPa$$

Vérification des inégalités :

$\tau^2 = 1.25 MPa^2 \leq 0,4f_{t28}(f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_1^2 = 13.93MPa^2$	Vérifiée
$\tau^2 = 1.25MPa^2 \leq \frac{2f_{t28}}{f_{c28}}(0,6f_{c28} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_2^2 = 19.31MPa^2$	Vérifiée

Justification pour la phase 03 :

Calcul de la contrainte tangentielle $\tau(y)$:

$$P_1 = 1.90MN$$

$$V_{red} = V_{poutre} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

$$V_{poutre} = \frac{g_{poutre} \times L}{2} = \frac{1,99 \times 36}{2} = 35.82t = 0,358MN.$$

$$V_{red} = 0,358 - 1.90 \times (\sin 6^\circ + \sin 8^\circ + \sin 13^\circ + \sin 10^\circ) = 0,86 MN$$

La contrainte tangentielle est égale à :

$$\tau(y) = \frac{V_{red}}{0,8 \times b_n \times h} = \frac{0,95}{0,8 \times 0,56 \times 2.1} = 0.91MPa \rightarrow \tau^2 = 0.84 MPa^2$$

Calcul de la contrainte normale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{A_n} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_n} = \frac{1.90(\cos 6^\circ + \cos 8^\circ + \cos 13^\circ + \cos 10^\circ)}{0,62} = 8.33 MPa$$

Vérification des inégalités :

$\tau^2 = 0.84 \text{ MPa}^2 \leq 0,4f_{t28}(f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \overline{\tau}_1^2 = 10.26 \text{ MPa}^2$	Vérifiée
$\tau^2 = 0.84 \text{ MPa}^2 \leq \frac{2f_{t28}}{f_{c28}}(0,6f_{c28} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \overline{\tau}_2^2 = 20.10 \text{ MPa}^2$	Vérifiée

Justification pour la phase 04 :

Calcul de la contrainte tangentielle $\tau(y)$:

$$P_1 = 1.90 \text{ MN}$$

$$V_{\text{red}} = V_{\text{poutre}} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

$$V_{\text{poutre}} = \frac{g_{\text{poutre}} \times L}{2} = \frac{1,99 \times 36}{2} = 35.82 \text{ t} = 0,358 \text{ MN}$$

$$V_{\text{red}} = 0,358 - 1.90 \times (\sin 6^\circ + \sin 8^\circ + \sin 13^\circ + \sin 10^\circ) = 0,86 \text{ MN}$$

La contrainte tangentielle est égale à :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{red}}}{0,8 \times b_n \times h} = \frac{0,95}{0,8 \times 0,56 \times 2.1} = 0.91 \text{ MPa} \rightarrow \tau^2 = 0.84 \text{ MPa}^2$$

Calcul de la contrainte normale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{A_h} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_h} = \frac{1.90(\cos 6^\circ + \cos 8^\circ + \cos 13^\circ + \cos 10^\circ)}{1.017} = 7.37 \text{ MPa}$$

Vérification des inégalités :

$\tau^2 = 0.84 \text{ MPa}^2 \leq 0,4f_{t28}(f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \overline{\tau}_1^2 = 9.50 \text{ MPa}^2$	Vérifiée
$\tau^2 = 0.84 \text{ MPa}^2 \leq \frac{2f_{t28}}{f_{c28}}(0,6f_{c28} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \overline{\tau}_2^2 = 19.74 \text{ MPa}^2$	Vérifiée

Justification pour la phase 05 :

Calcul de la contrainte tangentielle $\tau(y)$:

$$P_2 = 1.46 \text{ MN}$$

$$V_{\text{red}} = V_{\text{poutre}} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

$$V_{\text{poutre}} = \frac{g_{\text{poutre}} \times L}{2} = \frac{1,99 \times 36}{2} = 35.82 \text{ t} = 0,358 \text{ MN}.$$

$$V_{\text{red}} = 0,358 - 1.46 \times (\sin 6^\circ + \sin 8^\circ + \sin 13^\circ + \sin 10^\circ) = 0,058 \text{ MN}$$

La contrainte tangentielle est égale à :

$$\tau(y) = \frac{V_{red}}{0,8 \times b_n \times h} = \frac{0,58}{0,8 \times 0,56 \times 2,1} = 0,62 \text{ MPa} \rightarrow \tau^2 = 0,38 \text{ MPa}^2$$

Calcul de la contrainte normale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{A_h} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_h} = \frac{1,46(\cos 6^\circ + \cos 8^\circ + \cos 13^\circ + \cos 10^\circ)}{1,017} = 5,66 \text{ MPa}$$

Vérification des inégalités :

$\tau^2 = 0,38 \text{ MPa}^2 \leq 0,4f_{t28}(f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_1^2 = 8,13 \text{ MPa}^2$	Vérifiée
$\tau^2 = 0,38 \text{ MPa}^2 \leq \frac{2f_{t28}}{f_{c28}}(0,6f_{c28} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_2^2 = 18,63 \text{ MPa}^2$	Vérifiée

Annexe 3

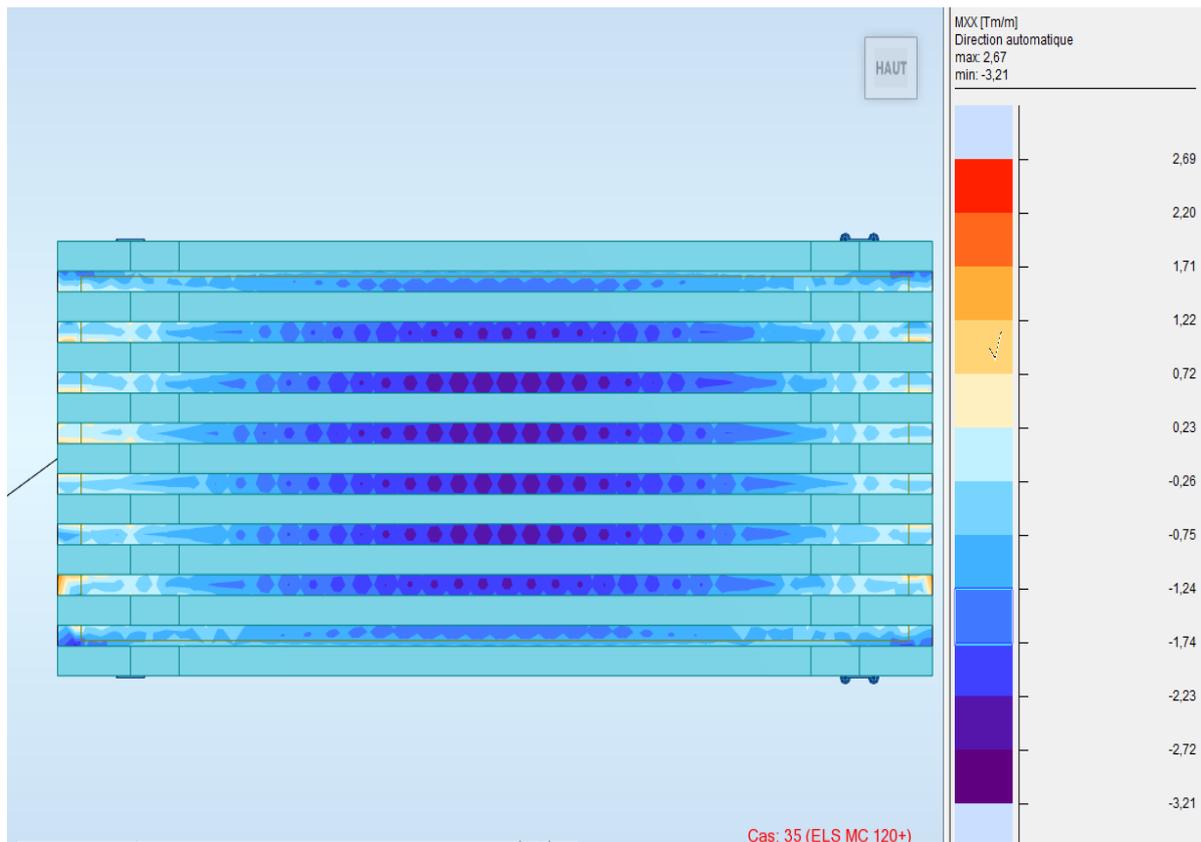
Tabulka C.100. Spojení jedničkových momentových ploch
(výpočet integrálu $\int M_i M_k ds$)

$M_i \backslash M_k$								
	acl	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{2}al(c+d)$	$\frac{1}{2}al(c-d)$	$\frac{1}{2}adl$	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{3}adl$
	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{6}al(2c+d)$	$\frac{1}{6}al(2c-d)$	$\frac{1}{6}adl$	$\frac{1}{6}ac(l+f)$	$\frac{1}{4}acl$	$\frac{1}{12}adl$
	$\frac{1}{2}bcl$	$\frac{1}{6}bcl$	$\frac{1}{6}bl(c+2d)$	$\frac{1}{6}bl(c-2d)$	$\frac{1}{3}bdl$	$\frac{1}{6}bc(l+d)$	$\frac{1}{12}bcl$	$\frac{1}{4}bdl$
	$\frac{1}{2}(a+b)cl$	$\frac{1}{6}(2a+b)cl$	$\frac{l}{6}[a(2c+d) + b(c+2d)]$	$\frac{l}{6}[a(2c-d) + b(c-2d)]$	$\frac{1}{6}dl(a+2b)$	$\frac{c}{6}[a(l+f) + b(l+d)]$	$\frac{1}{12}cl(3a+b)$	$\frac{1}{12}dl(a+3b)$
	$\frac{2}{3}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{3}al(c+d)$	$\frac{1}{3}al(c-d)$	$\frac{1}{3}adl$	$\frac{1}{3l}ac(l^2+df)$	$\frac{1}{5}acl$	$\frac{1}{5}adl$
	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{4}acl$	$\frac{1}{12}al(3c+d)$	$\frac{1}{12}al(3c-d)$	$\frac{1}{12}adl$	$\frac{1}{12l}ac(3ld+f^2)$	$\frac{1}{5}acl$	$\frac{1}{30}adl$
	$\frac{1}{3}bcl$	$\frac{1}{12}bcl$	$\frac{1}{12}bl(c+3d)$	$\frac{1}{12}bl(c-3d)$	$\frac{1}{4}bdl$	$\frac{1}{12l}bc(3ld+f^2)$	$\frac{1}{30}bcl$	$\frac{1}{5}bdl$
	$\frac{2}{3}acl$	$\frac{5}{12}acl$	$\frac{1}{12}al(5c+3d)$	$\frac{1}{12}al(5c-3d)$	$\frac{1}{4}adl$	$\frac{1}{12l}ac(5l^2-dl-d^2)$	$\frac{3}{10}acl$	$\frac{2}{15}adl$
	$\frac{2}{3}bcl$	$\frac{1}{4}bcl$	$\frac{1}{12}bl(3c+5d)$	$\frac{1}{12}bl(3c-5d)$	$\frac{5}{12}bdl$	$\frac{1}{12l}bc(5l^2-fl-f^2)$	$\frac{2}{15}bcl$	$\frac{3}{10}bdl$

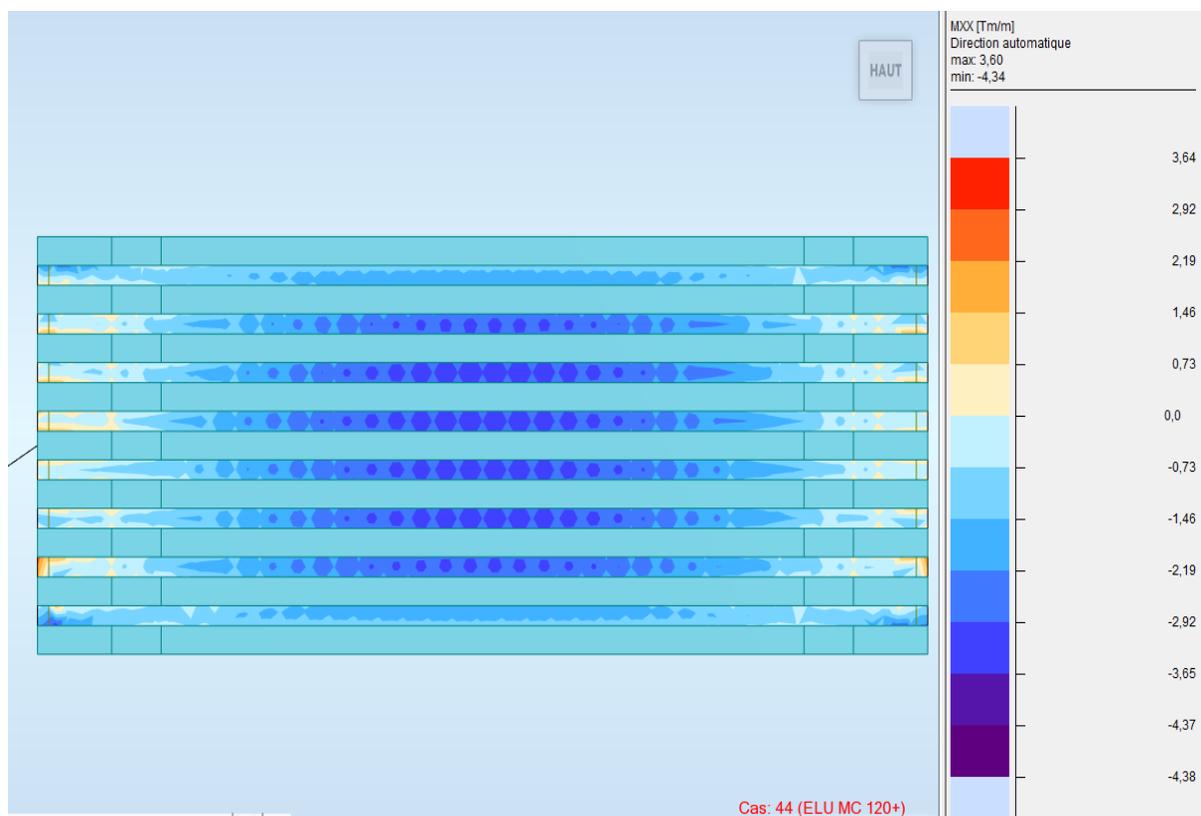
o značí vrchol kvadratické paraboly

Surfaces des diagrammes des moments.

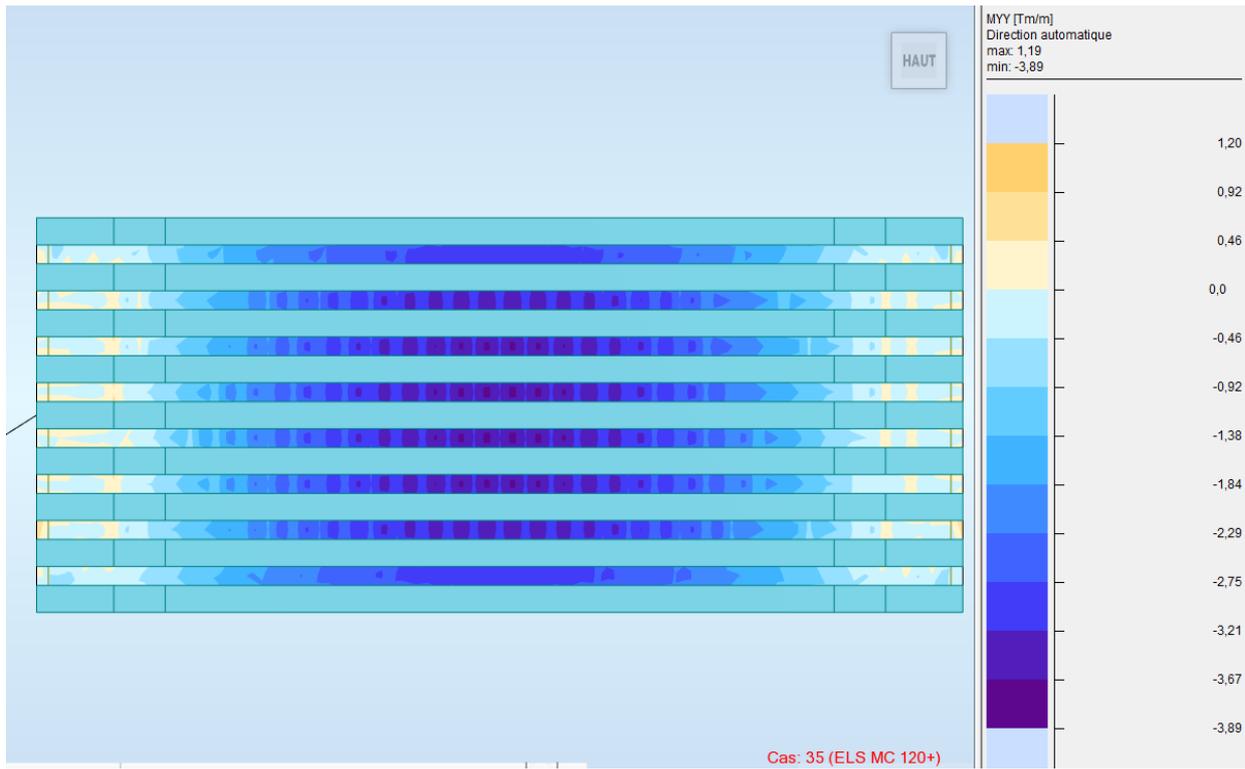
Annexe 4



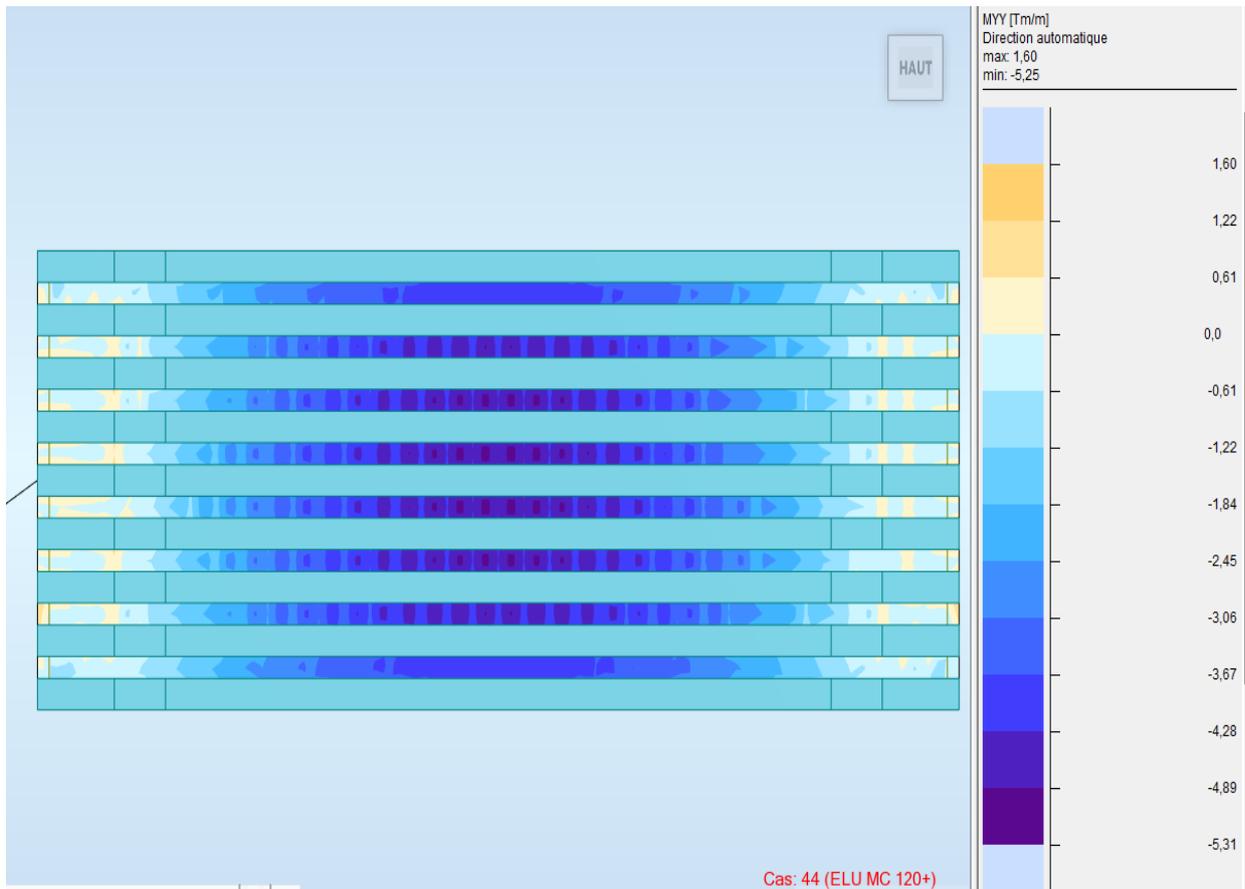
Moment dû à Mc120 à l'ELS dans la direction X-X'



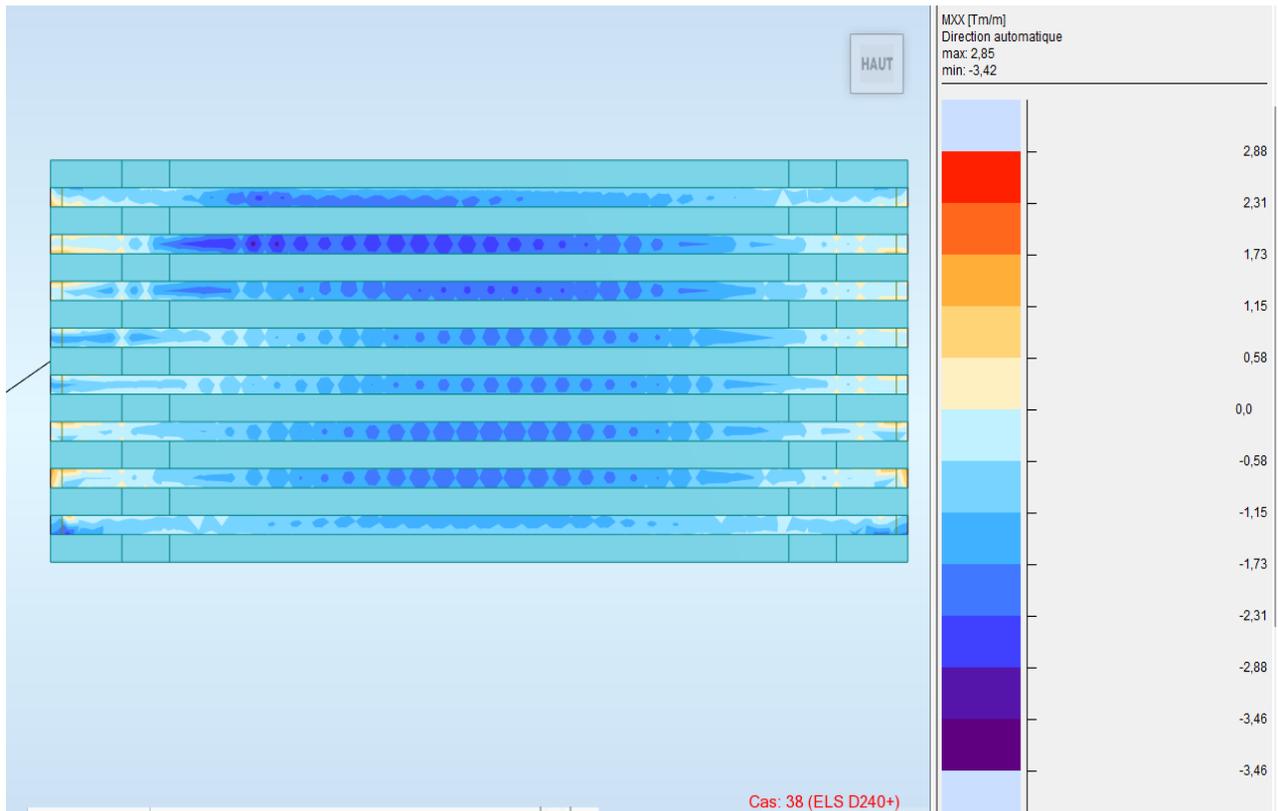
Moment dû à Mc120 à l'ELU dans la direction X-X'



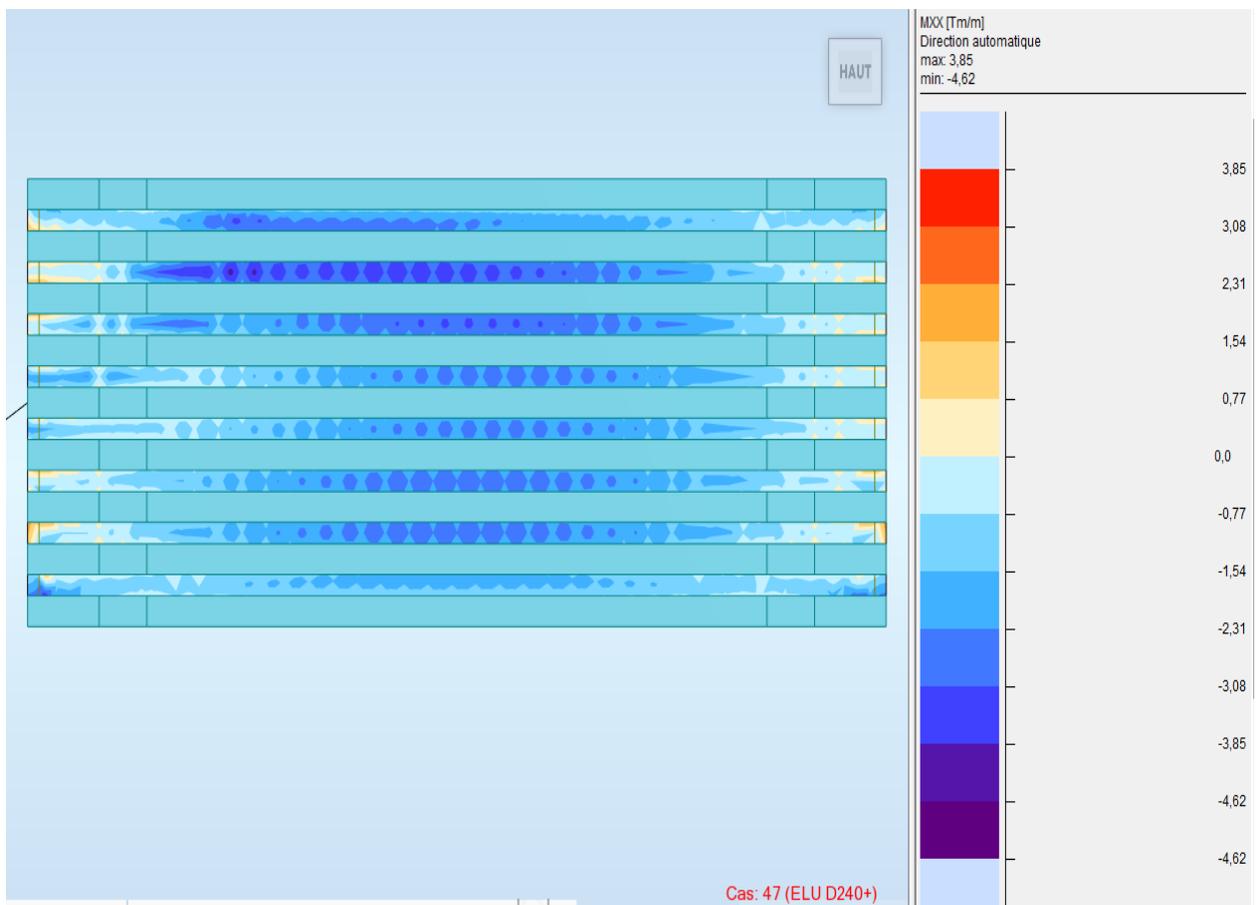
Moment dû à Mc120 à l'ELS dans la direction Y-Y'



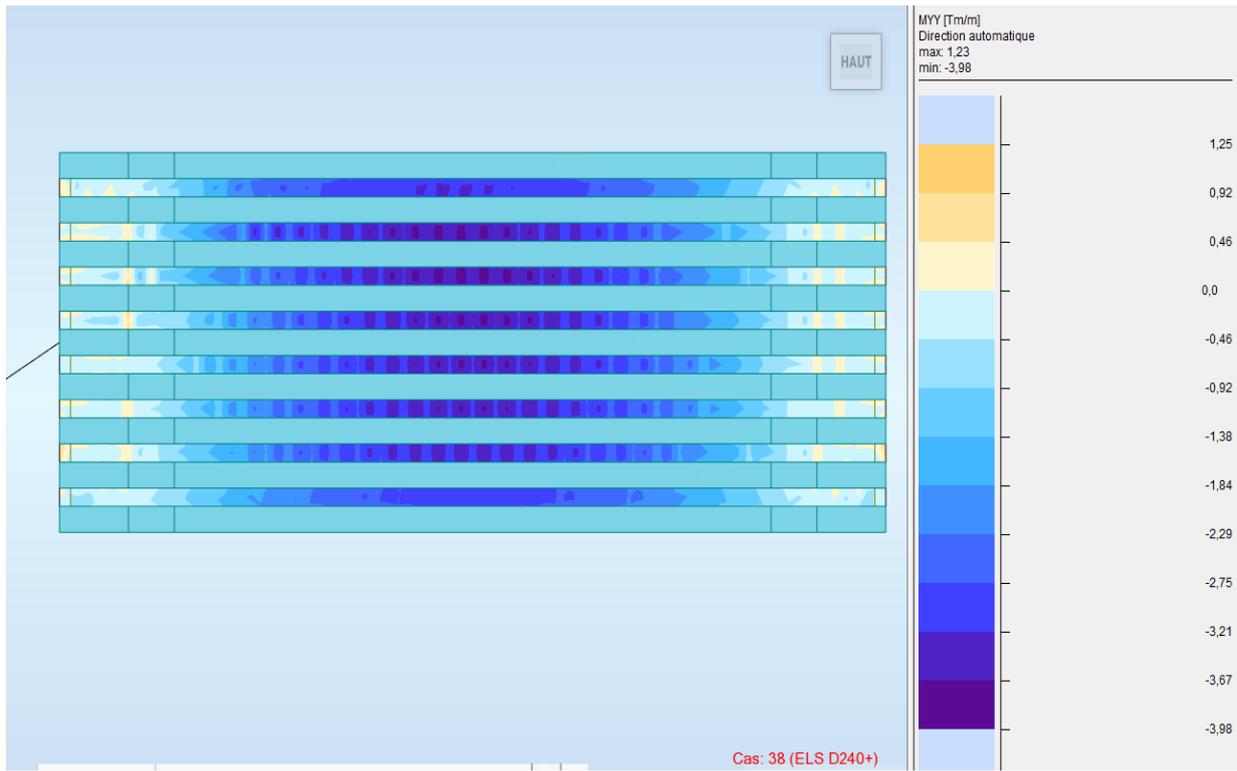
Moment dû à Mc120 à l'ELU dans la direction Y-Y'



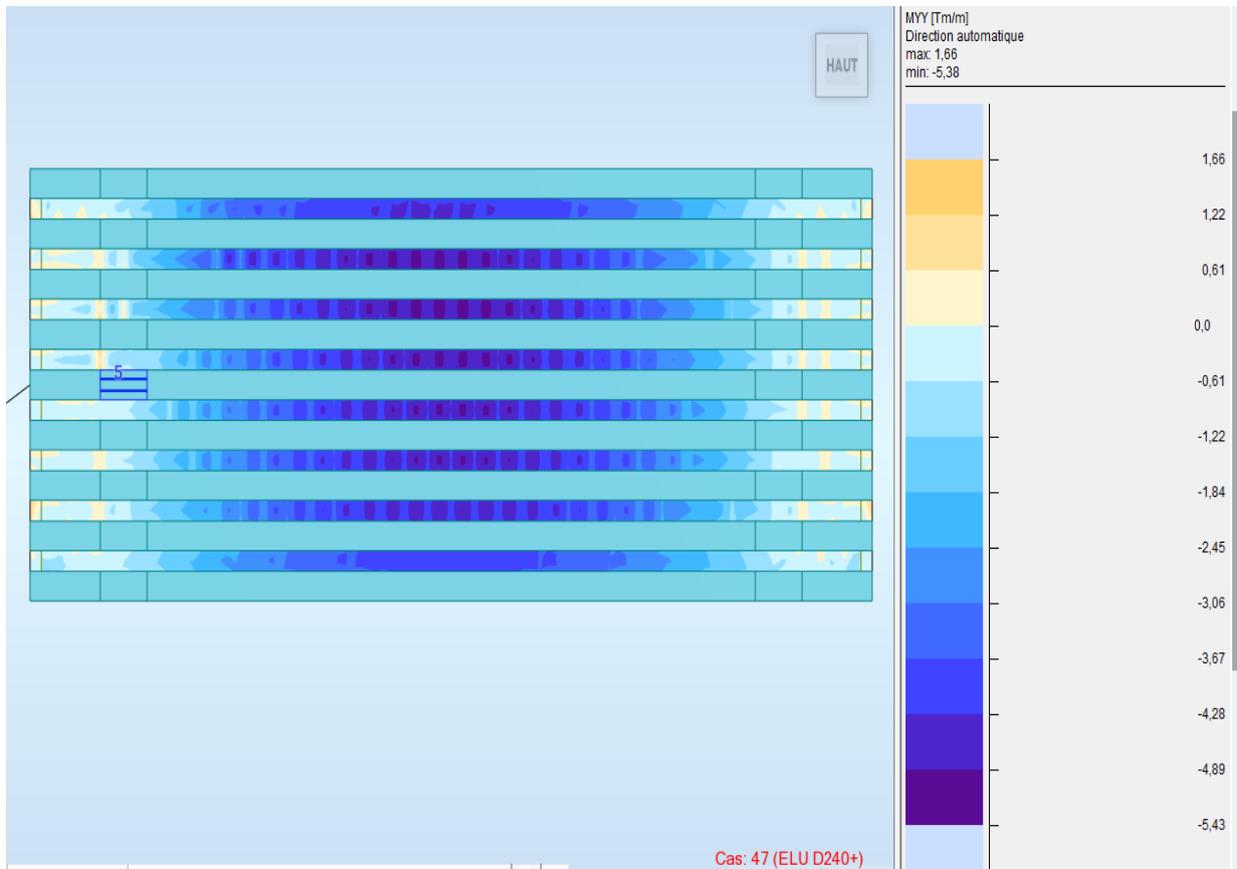
Moment dû à D240 à l'ELS dans la direction X-X'



Moment dû à D240 à l'ELU dans la direction X-X'



Moment dû à D240 à l'ELS dans la direction Y-Y'



Moment dû à Mc120 à l'ELU dans la direction Y-Y'

Annexe 5

Ferraillage de l'hourdis

1) Suivant X-X' :

Calcul de Section en Flexion Simple

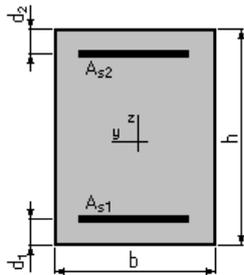
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-84,70	81,50
Etat Limite de Service	-62,80	60,50
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 13,1$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 13,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 3,0$ (cm²)

Théorique $r = 1,78$ (%)

Minimum $r_{\min} = 0,20$ (%)

Analyse par Cas :

- **Cas ELU** $M_{\max} = -84,70$ (kN*m) $M_{\min} = 81,50$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 4,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 13,3$ (cm)

Déformation du béton : $e_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $e_s = 9,07$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 434,8$ (MPa)

- **Cas ELS** $M_{\max} = -62,80$ (kN*m) $M_{\min} = 60,50$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,39

Position de l'axe neutre : $y = 5,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 13,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $s_b = 15,0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 360,5$ (MPa)

Comprimée : $s_s' = 29,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$s_s \text{ lim} = 500,0$ (MPa)

2) Suivant Y-Y' :

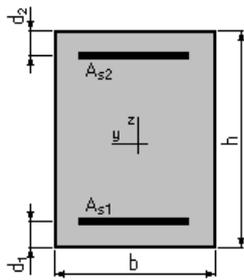
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa) **Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-53,50	48,40
Etat Limite de Service	-39,60	35,90
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 6,8 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 7,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_s \text{ min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $r = 0,95 \text{ (\%)}$

Minimum $r_{\text{min}} = 0,20 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

- **Cas ELU** $M_{\text{max}} = -53,50 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 48,40 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 3,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 13,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,53 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

• **Cas ELS** $M_{\max} = -39,60 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 35,90 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité : 1,28

Position de l'axe neutre : $y = 4,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 13,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $s_b = 11,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

 Tendue : $s_s = 391,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$Ss_{\text{lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$