

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

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

Réalisé par :
- SELLOU Hicham
- ZAÏTER Moussa

Encadré par :
- Mme. N. BAUCHE
- Mr. B.K. BENAZZOUZ

Présenté et soutenu publiquement le 7 juillet 2019

Composition du Jury :

Président :	Mr A.Bali	Pr .ENP
Rapporteur :	Mme N.BAUCHE Mr B.k.BENAZZOUZ	MAA. ENP MCB. ENP
Examineur :	Mme S.STIHI Mr R.BOUTEMEUR	MAA. ENP MAA. ENP

ENP 2019
École Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200
Alger (Algérie) Tel : +213 21 52 53 01/03 - Fax : +213 21 59 29 73

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

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

Réalisé par :

- SELLOU Hicham
- ZAÏTER Moussa

Encadré par :

- Mme. N. BAOUCHE
- Mr. B.K. BENAZZOUZ

Présenté et soutenu publiquement le 7 juillet 2019

Composition du Jury :

Président :	Mr A.Bali	Pr .ENP
Rapporteur :	Mme N.BAOUHE Mr B.k.BENAZZOUZ	MAA. ENP MCB. ENP
Examineur :	Mme S.STIHI Mr R.BOUTEMEUR	MAA. ENP MAA. ENP

ENP 2019

École Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200
Alger (Algérie) Tel : +213 21 52 53 01/03 - Fax : +213 21 59 29 73

ملخص

هذا المشروع يتمثل في دراسة جسر ميني باستعمال روافد من الخرسانة مسبقة الاجهاد والذي يربط ميناء جن-جن بالطريق السيار شرق-غرب عند العلما على طول 244,6 م.

هذا الجسر يتكون من سبعة أجزاء مستقلة طول كل منها 35م وعرضها 27,5م. يستند سطح الجسر على ثمانية دعائم (جانبيتان وستة وسطية). تستند البلاطة الخرسانية المسلحة على أربعة عشرة رافدة. تم حساب القوى الخارجية المطبقة على الجسر بواسطة البرنامج اوتودسك غوبوت 2011الدراسة تركز على حساب تسليح الاجهاد المسبق وتسليح العناصر المكونة للهيكل، و التحقق من النتائج وفقا للأنظمة المعمول بها. **الكلمات الرئيسية:** جسر رافدة، سطح الجسر، بلاطة، دعامة وسطية، جهاز الدعم، خرسانة مسلحة، خرسانة مسبقة الاجهاد.

Abstract

The aim of this project was the study of a bridge with prestressed concrete beams connecting Djen-Djen harbor and the Est-Ouest highway at El Eulma for a length of 244,6m.

This bridge consists of seven isostatic spans 35 m in length and 13,25 m in width each.

The deck rests on eight supports (two abutments and six piers). The reinforced concrete slab resting on fourteen beams.

The calculated stresses are made by Auto-desk Robot software 2011. The study focuses on the prestressed, the determination of the reinforcement constructive elements of the structure and their checking out according to the standards.

Key words: beam bridge, deck, general hollow block, bearing mechanism, pile, reinforced concrete, prestressed concrete.

Résumé

Ce projet concerne l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute est-ouest au niveau d'El Eulma sur une longueur de 244,6 m.

Ce pont est constitué de sept travées isostatiques de longueur 35 m et de largeur 27,5 m chacune.

Le tablier repose sur huit appuis (deux culées et six piles). La dalle en béton armé repose sur quatorze poutres.

Le calcul des sollicitations s'est fait à l'aide du logiciel Autodesk Robot 2011. L'étude porte sur le calcul de la précontrainte, la détermination du ferrailage des éléments constructifs de la structure, et les différentes vérifications qui en découlent conformément aux normes en vigueur.

Mots clés : pont à poutres, tablier, hourdis général, appareil d'appui, pile, étude statique, béton armé, béton précontraint.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce
que je suis.

Mes chers frères et sœurs.

Toute la famille SELLOU.

Mes amis.

Toute la promotion : Génie civil 2019.

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

SELLOU Hicham

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

Mes chers frères.

Mes chères sœurs.

Mes amis.

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

ZAITER Moussa

Remerciement

Nous remercions, avant tout, **Dieu** le Tout puissant de nous avoir donné la patience, la santé et la volonté tout au long de nos études.

Nous remercions également **nos familles** pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous réussissions nos études.

Nous tenons aussi à remercier, nos deux promoteurs, Mme **N. Baouche** et Mr **B.K.Benazzouz** pour leur constante disponibilité et leurs conseils avisés durant l'élaboration de ce travail.

Nous remercions, aussi, **les membres de jury** pour l'effort qu'ils feront pour examiner ce travail.

Nos remerciements s'adressent ensuite à **tous les enseignants** qui ont contribué de près ou de loin à notre formation de manière professionnelle.

Enfin, nos plus vifs remerciements s'adressent à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et soutenus.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale	17
-----------------------------	----

Chapitre I : Généralités

I.1	Présentation du site de projet	20
I.2	Données de l'ouvrage	20
I.3	Conclusion	23

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1	Introduction.....	25
II.2	Le béton	25
II.2.1	Résistance caractéristique à la compression	25
II.2.2	Résistance caractéristique à la traction	25
II.2.3	Module de déformation longitudinale de béton E	25
II.2.4	Coefficient de Poisson	25
II.2.5	Module de déformation transversale de béton G.....	26
II.2.6	Les états limites	26
II.3	Les aciers	27
II.3.1	Les aciers passifs	27
II.3.2	Diagramme contrainte déformation.....	27
II.3.3	Résistance de calcul.....	27
II.3.4	Contrainte de l'acier à l'ELS	27
II.3.5	Les aciers actifs	28
II.4	Normes et Recommandations	29
II.5	Conclusion	29

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.1	Introduction	31
III.2	Pré-dimensionnement de la poutre	31
III.3	Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.....	35
III.3.1	Notations.....	35
III.3.2	Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée.....	36
III.3.3	Caractéristiques géométriques de la poutre d'about.....	38
III.4	Conclusion.....	40

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.1	Introduction.....	42
IV.2	Caractéristiques du pont.....	42
IV.3	Les actions hors trafic.....	42
IV.3.1	Poids propre des éléments porteurs.....	42
IV.3.2	Poids propre des éléments non porteurs.....	43
IV.4	Les actions dues au trafic.....	44
IV.4.1	Système de charge A.....	44
IV.4.2	Coefficient de majoration dynamique.....	45
IV.4.3	Système de charge B.....	45
IV.4.3.1	Système de charge Bc.....	45
IV.4.3.2	Système de charge Br.....	47
IV.4.3.3	Système de charge Bt.....	47
IV.4.4	Effort de freinage F.....	48
IV.4.5	Système militaire Mc120.....	48
IV.4.6	Convoie exceptionnel D240.....	49
IV.5	Autres Charges.....	50
IV.5.1	Surcharge sur trottoir.....	50
IV.5.2	Surcharge sur les garde-corps.....	50
IV.5.3	Charge thermique.....	50
IV.6	Les moments fléchissant longitudinaux.....	50
IV.6.1	Moment fléchissant dû au poids propre.....	50
IV.6.2	Moments fléchissant dus aux surcharges.....	51
IV.6.2.1	Surcharge A(L).....	51
IV.6.2.2	Surcharge Bc.....	51
IV.6.2.3	Surcharge Bt.....	54
IV.6.2.4	Système militaire Mc120.....	55
IV.6.2.5	Charge exceptionnelle D240 :.....	55
IV.7	Calcul des efforts tranchants.....	56
IV.7.1	Effort tranchant dû au poids propre.....	56
IV.7.2	Effort tranchant dû aux surcharges.....	57
IV.7.2.1	Surcharges A (L).....	57
IV.7.2.2	Surcharges Bc.....	57

IV.7.2.3	Surcharges Bt	58
IV.7.2.4	Surcharges Mc120.....	58
IV.7.2.5	Surcharges D240	59
IV.8	Conclusion	60

Chapitre V : Modélisation

V.1	Introduction.....	62
V.2	Présentation de logiciel	62
V.3	Modélisation	62
V.4	Résultats obtenus	66
V.5	Conclusion	66

Chapitre VI : Calcul de la précontraintes

VI.1	Introduction.....	68
VI.2	Précontrainte par post-tension.....	68
VI.3	Etapes de la précontrainte par post-tension	68
VI.4	Armatures de précontrainte.....	69
VI.5	Dimensionnement de la précontrainte	70
VI.5.1	Caractéristiques des matériaux	70
VI.5.2	Détermination du nombre de câbles	70
VI.5.3	Dispositions des câbles à l'about.....	72
VI.5.4	Position des câbles à mi- travée.....	73
VI.5.5	Tracé des câbles.....	73
VI.5.5.1	Angles de relevages.....	73
VI.5.5.2	Tracé individuel des câbles	74
VI.6	Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte.....	77
VI.6.1	Pertes instantanées.....	77
VI.6.1.1	Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine	77
VI.6.1.2	Pertes par recul d'ancrage	78
VI.6.1.3	Pertes dues au raccourcissement élastique du béton	79
VI.6.2	Pertes différées	80
VI.6.2.1	Pertes dues au retrait du béton.....	80
VI.6.2.1	Pertes par relaxation des aciers	81
VI.6.2.2	Pertes par fluage.....	81
VI.7	Conclusion	83

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

VII.1	Introduction	85
VII.2	Définitions des sections.....	85
VII.3	Caractéristiques nettes et homogènes de la section médiane	85
VII.3.1	Calcul des caractéristiques nettes.....	85
VII.3.2	Calcul des caractéristiques homogènes (poutre +hourdis).....	86
VII.4	Phases de construction	86
VII.5	Vérification des contraintes aux états limites de service (ELS).....	87
VII.5.1	Contraintes admissibles en service :	87
VII.5.2	Vérification de la contrainte normale	88
VII.5.3	Vérification des contraintes tangentielles	90
VII.5.4	Ferrailage passif longitudinal.....	92
VII.5.4.1	Armatures longitudinales de peau	92
VII.5.4.2	Armatures longitudinales dans les zones tendues	92
VII.6	Justification à l'ELU	92
VII.6.1	Justification des contraintes normales	92
VII.6.1.1	Hypothèses de calcul.....	92
VII.6.1.2	Principe de la méthode de justification	92
VII.6.1.3	Etapas de calcul.....	93
VII.6.1.4	Application numérique.....	93
VII.6.2	Justification des contraintes tangentielles.....	96
VII.6.2.1	Armatures transversales de peau	96
VII.6.2.2	Minimum d'armatures transversales	97
VII.6.3	Justification des armatures transversales	97
VII.6.4	Justification de la bielle de béton.....	98
VII.7	Conclusion.....	99

Chapitre VIII : Calcul des déformations

VIII.1	Introduction	101
VIII.2	Calcul des flèches et contre flèches.....	101
VIII.2.1	Flèche due au poids propre	101
VIII.2.2	Flèche due aux surcharges	101
VIII.2.3	Contre-flèche.....	101
VIII.2.4	Flèche en service.....	103

VIII.3	Calcul des rotations	103
VIII.3.1	Rotation sous le poids propre :.....	103
VIII.3.2	Rotation sous les surcharges	103
VIII.3.3	Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte.....	104
VIII.3.4	Rotation en service.....	105
VIII.4	Calcul des déplacements	105
VIII.4.1	Déplacement dû à une rotation d'appui	105
VIII.4.2	Déplacement dû au retrait	105
VIII.4.3	Déplacement dû au fluage.....	105
VIII.4.4	Déplacement dû à la variation de température.....	105
VIII.4.5	Déplacement total	106
VIII.5	Conclusion.....	106

Chapitre IX : Calcul de l'hourdis

IX.1	Introduction.....	108
IX.2	Etude de flexion transversale	108
IX.3	Etude de flexion longitudinale	109
IX.4	Vérification de la contrainte de cisaillement	110
IX.5	Récapitulatif du ferrailage	111

Chapitre X : Les appareils d'appui

X.1	Introduction.....	113
X.2	Types d'appareils d'appui.....	113
X.3	Appareils d'appui en élastomère fretté de type B.....	113
X.4	Pré-dimensionnement de l'appareil d'appui	114
X.4.1	Surface de l'appareil d'appui.....	114
X.4.2	Épaisseur nominale totale de l'élastomère T_e	115
X.4.3	Épaisseur des frettes	115
X.5	Détermination des efforts horizontaux et leur répartition.....	116
X.5.1	Actions statiques.....	116
X.5.2	Actions dynamiques	117
X.6	Critères de stabilité	118
X.6.1	Stabilité à la rotation.....	118
X.6.2	Stabilité au flambement.....	119
X.6.3	Stabilité au glissement.....	119

X.7	Étude des dèd d'appui	120
X.7.1	Fonctions des dèd d'appui.....	120
X.7.2	Dimensionnement des dèd d'appui	120
X.7.3	Ferraillage des dèd d'appui	121
X.8	Conclusion	122

Chapitre XI : Etude de la pile

XI.1	Introduction	124
XI.2	Choix de la pile	124
XI.3	Pré-dimensionnement des éléments de la pile.....	124
XI.3.1	Dimensionnement du chevêtre	125
XI.3.2	Dimensionnement du fût	125
XI.3.3	Dimensionnement de la semelle	126
XI.4	Evaluation des charges et surcharges	126
XI.4.1	Charges verticales.....	126
XI.4.1.1	Charges permanentes.....	126
XI.4.1.2	Charges routières.....	127
XI.4.2	Charges horizontales.....	127
XI.4.2.1	Les efforts de freinage	127
XI.4.2.2	Les efforts dus au vent	128
XI.5	Etude des éléments de la pile	128
XI.5.1	Etude et ferraillage du chevêtre	128
XI.5.1.1	Charges appliquées au chevêtre	128
XI.5.1.2	Combinaison des charges.....	129
XI.5.1.3	Moment fléchissant	130
XI.5.1.4	Ferraillage du chevêtre :	131
XI.5.2	Etude et ferraillage du fût	134
XI.5.2.1	Vérification vis-à-vis du flambement.....	134
XI.5.2.2	Sollicitations sur le fût.....	135
XI.5.2.1	Combinaisons des charges	135
XI.5.2.2	Ferraillage du fût	136
XI.5.3	Etude et ferraillage de la semelle.....	137
XI.5.3.1	Charges appliquées sur la semelle :.....	137
XI.5.3.2	Combinaison des charges	138

XI.5.3.3 Effort revenant à chaque pieu.....	139
XI.5.3.4 Ferrailage de la semelle	140
XI.6 Conclusion	142
Conclusion générale	144
Bibliographie	146
Annexes	147

Liste des tableaux

<i>Tableau I.1: Différentes couches du sol de sondage 1</i>	22
<i>Tableau I.2: Différentes couches du sol de sondage 2</i>	23
<i>Tableau II.1: Valeurs de module de déformation E</i>	25
<i>Tableau II.2: Valeurs de module G</i>	26
<i>Tableau II.3: Contraintes limites de l'acier</i>	28
<i>Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée</i>	36
<i>Tableau III.2: Caractéristiques de la poutre à mi- travée avec hourdis</i>	37
<i>Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis</i>	38
<i>Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de la poutre d'about</i>	39
<i>Tableau III.5: Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée avec hourdis</i>	39
<i>Tableau III.6: Les caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis</i>	40
<i>Tableau IV.1: Récapitulatif du poids total du tablier</i>	44
<i>Tableau IV.2: Valeur de a_1 (RCPR2008)</i>	44
<i>Tableau IV.3: Valeurs de L_0 (RCPR2008)</i>	45
<i>Tableau IV.4: Les valeurs de A en fonction du nombre de voies chargées</i>	45
<i>Tableau IV.5: Valeur de bc (RCPR2008)</i>	46
<i>Tableau IV.6: Charge de système Bc par essieu</i>	46
<i>Tableau IV.7: Charge de système Bt</i>	48
<i>Tableau IV.8: Calcul des ordonnées cas 1</i>	52
<i>Tableau IV.9: Calcul des ordonnées cas 2</i>	53
<i>Tableau IV.10: Moments maximums</i>	56
<i>Tableau IV.11: Efforts tranchants maximums</i>	59
<i>Tableau V.1: Les coefficients des majorations</i>	65
<i>Tableau V.2: Combinaisons d'actions</i>	65
<i>Tableau VI.1: Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée</i>	70
<i>Tableau VI.2: Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about</i>	71
<i>Tableau VI.3: Tracé général du câble</i>	75
<i>Tableau VI.4: Les valeurs de l'angle θ</i>	77
<i>Tableau VI.5: Pertes par frottement</i>	78
<i>Tableau VI.6: Valeur de λ pour chaque câble</i>	79
<i>Tableau VI.7: Pertes par recul d'ancrage</i>	79
<i>Tableau VI.8: Pertes dues au raccourcissement élastique du béton</i>	80
<i>Tableau VI.9: Pertes instantanées</i>	80
<i>Tableau VI.10: Pertes par relaxation des aciers</i>	81
<i>Tableau VI.11: Pertes par fluage</i>	82
<i>Tableau VI.12: Pertes totales dues aux pertes différées</i>	82
<i>Tableau VII.13: Pertes totales</i>	83
<i>Tableau VII.1: Caractéristiques brute et nette de la section médiane sans hourdis</i>	85
<i>Tableau VII.2: Caractéristiques brute et nette de la section médiane avec hourdis</i> ...	86
<i>Tableau VII.3: Caractéristiques homogènes de la section médiane</i>	86
<i>Tableau VII.4: Valeurs des contraintes totales pour toutes les phases de construction</i>	89
<i>Tableau VII.5: Résultats de calculs de la vérification des contraintes tangentielles</i> ...	91

<i>Tableau X.1:Les efforts statiques des appareils d'appui</i>	<i>117</i>
<i>Tableau X.2:Dimensionnement des dés d'appui</i>	<i>120</i>
<i>Tableau XI.1:Dimensions du chevêtre</i>	<i>123</i>
<i>Tableau XI.2 : Dimensions du fût le plus sollicité (fût 6)</i>	<i>123</i>
<i>Tableau XI.3 : Dimensions de la semelle.....</i>	<i>126</i>
<i>Tableau XI.4 :Réactions sur la pile dues au différents systèmes de charges</i>	<i>127</i>
<i>Tableau XI.5 : Les efforts de freinages.....</i>	<i>128</i>
<i>Tableau XI.6 : Les efforts dus au vent</i>	<i>128</i>
<i>Tableau XI.7 : Charges revenant au chevêtre</i>	<i>128</i>
<i>Tableau XI.8 : Combinaison des charges à l'ELU.....</i>	<i>129</i>
<i>Tableau XI.9 : : Combinaison des charges à l'ELS.....</i>	<i>129</i>
<i>Tableau XI.10 : Sollicitations sur fût.....</i>	<i>135</i>
<i>Tableau XI.11:Combinaisons des charges à l'ELU.....</i>	<i>135</i>
<i>Tableau XI.12 : Combinaisons des charges à l'ELS.....</i>	<i>136</i>
<i>Tableau XI.13 : Effort normal et moment fléchissant appliqués sur le fût.....</i>	<i>136</i>
<i>Tableau XI.14:Charges appliquées sur la semelle</i>	<i>138</i>
<i>Tableau XI.15:Combinaisons des charges à l'ELU</i>	<i>138</i>
<i>Tableau XI.16:Combinaisons des charges à l'ELS</i>	<i>139</i>

Listes des figures

<i>Figure I.1:Site du projet</i>	20
<i>Figure I.2: Profil en long</i>	21
<i>Figure I.3:Profil en travers</i>	22
<i>Figure I.4:Carte de zonage ((RPOA 2008)</i>	23
<i>Figure II.1:Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U</i>	26
<i>Figure II.2:Diagramme contrainte déformation de l'acier passif</i>	27
<i>Figure III.1:Eléments d'une poutre</i>	31
<i>Figure III.2:Table de compression et hourdis (SETRA)</i>	32
<i>Figure III.3:Gousset de la table de compression</i>	34
<i>Figure III.4:Gousset du talon</i>	34
<i>Figure III.5:Section d'about</i>	34
<i>Figure III.6:Section mi- travée</i>	34
<i>Figure III.7:Section a mi- travée</i>	36
<i>Figure III.8:Poutre intermédiaires avec hourdis</i>	37
<i>Figure III.9:Poutre de rive avec hourdis</i>	38
<i>Figure III.10:Section d'about</i>	39
<i>Figure IV.1:La variation de la section de la poutre</i>	42
<i>Figure IV.2:Système de charges Bc</i>	46
<i>Figure IV.3:Système de Br</i>	47
<i>Figure IV.4:Système de charge Bt</i>	47
<i>Figure IV.5:Système de charge Mc120</i>	49
<i>Figure IV.6: Convoi D240</i>	49
<i>Figure IV.7:Poutre sous la charge du poids propre</i>	50
<i>Figure IV.8:Poutre sous la Surcharge A(L)</i>	51
<i>Figure IV.9:Poutre sous la surcharge Bc cas 1</i>	52
<i>Figure IV.10:Surcharge Bc cas 2</i>	53
<i>Figure IV.11:Surcharge Bt</i>	54
<i>Figure IV.12:Ligne d'influence sous-système militaire Mc120</i>	55
<i>Figure IV.13:Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240</i>	55
<i>Figure IV.14:Poids propre</i>	56
<i>Figure IV.15:Surcharge A(L)</i>	57
<i>Figure IV.16: Surcharge Bc</i>	57
<i>Figure IV.17:surcharge Bt</i>	58
<i>Figure IV.18:Surcharge Mc120</i>	58
<i>Figure IV.19:Surcharges D 240</i>	59
<i>Figure V.1:Modélisation des poutres et hourdis</i>	63
<i>Figure V.2:Chargement CCP</i>	63
<i>Figure V.3:Charge A(L)</i>	64
<i>Figure V.4:Charge Bc</i>	64
<i>Figure V.5:Charge Mc120</i>	64
<i>Figure V.6:Convoi exceptionnel D240</i>	65
<i>Figure VI.1:Etapes générales de réalisation de la précontrainte</i>	69

Figure VI.2:La mise en tension des câbles	69
Figure VI.3:Disposition des câbles à l'about	72
Figure VI.4:Disposition câbles des à mi- travée	73
Figure VI.5:Tracé général du câble	75
Figure VI.6:Allure du câble 01	75
Figure VI.7:Allure du câble 02.....	76
Figure VI.8:Allure du câble 03.....	76
Figure VI.9:Allure des trois câbles.....	76
Figure VI.10:diagramme des tensions du câble	78
Figure VII.1: Courbe d'interaction effort normal moment fléchissant	93
Figure VII.2:Diagramme des contraintes et des déformations à l'ELU	93
Figure VII.3:ferraillage passif de la poutre	98
Figure VIII.1:Diagramme de \bar{M}	102
Figure VIII.2:Diagramme de M	102
Figure VIII.3:Diagramme de \bar{M}	104
Figure VIII.4:Diagramme de M	104
Figure IX.1:Section de l'hourdis	108
Figure XI.2: Moment max et min de l'hourdis (ELU)	108
Figure IX.3: Moment max et min de l'hourdis (ELU.....	109
Figure IX.4:Effort tranchent max de l'hourdis.....	110
Figure IX. 5:Ferraillage de l'hourdis.....	111
Figure X.1:Appareil d'appui.....	113
Figure X.2:Les constitutions d'un appareil d'appui	114
Figure X.3:les dimensions de l'appareil d'appui	116
Figure X.4:Ferraillage des dés d'appuis.....	121
Figure XI.1 : Les éléments constituant la pile	125
Figure XI.2 : Coupe sur la pile.....	126
Figure XI.3:Modélisation du chevêtre	130
Figure XI.4 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	130
Figure XI.5:Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	131
Figure XI.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	132
Figure XI.7:Schéma de ferraillage du chevêtre.....	134
Figure XI.8:Schéma de ferraillage du fût	137
Figure XI.9: Vue en plan des pieux.....	139
Figure XI.10: Schéma de ferraillage de la semelle.....	142

Introduction générale

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation permettant à une voie de circulation (voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc.

La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou une voie d'eau (pont-canal).

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

-Ponceau ou dalot : pont de petites dimensions (quelques mètres).

-Viaduc : ouvrage de franchissement à grande hauteur et portée, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre.

-Passerelle : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations.

L'étude d'un pont constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations.

Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension) ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée et ont constitué l'une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts.

Notre travail consiste à étudier un pont à poutres composé de sept travées en béton précontraint par post-tension. Il s'agit de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute est-ouest au niveau d'Eulma, sur une longueur de 244,66 m et une largeur de 27,5 m.

Pour cette étude, nous avons structuré notre mémoire comme ce qui suit :

Le chapitre 1 est consacré à la présentation du projet.

Le chapitre 2 s'intéresse aux différentes caractéristiques des matériaux utilisés.

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont exposées dans le chapitre 3.

Le chapitre 4 est consacré à la détermination des charges et surcharges agissant sur l'ouvrage ainsi que les éléments de réductions dus à ces derniers.

La modélisation du tablier, faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot structure 2011, est traitée au chapitre 5.

L'étude de la précontrainte est présentée au chapitre 6. Le calcul justificatif des poutres figure au chapitre 7.

Le chapitre 8 s'intéresse à la vérification des déformations engendrées par diverses sollicitations.

L'étude de l'hourdis est traitée au chapitre neuf.

Enfin, le dimensionnement des appareils d'appui et l'étude de la pile se font respectivement aux chapitres 10 et 11.

Un bilan général du travail accompli sous forme d'une conclusion générale achève notre étude.

Chapitre I : Généralités

Chapitre I : Généralités

I.1 Présentation du site de projet

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 DJEN-DJEN (wilaya de Jijel) à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'EL EULMA (wilaya de Sétif) sur une longueur de 244,6 m (du PK 10 +365,721 m au PK 10 +610,399 m) (Figure I.1).



Figure I.1: Site du projet

I.2 Données de l'ouvrage

Compte tenu de la prédestination d'un pont, son étude doit satisfaire un certain nombre d'exigences dont les plus importantes sont :

- Exigences fonctionnelles : elles s'intéressent à l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement.
- Exigences naturelles : elles correspondent à l'ensemble des éléments de l'environnement influant sur sa conception.

I.2.1 Données fonctionnelles

I.2.1.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie, il est dessiné sur un plan de situation.

L'ouvrage étudié est un pont droit à poutres précontraintes par post-tension d'une longueur de 244,6 m et de largeur totale de 13,25m.

Chapitre I : Généralités

I.2.1.2 Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement est défini, d'une part en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir, et d'autre part en fonction des contraintes naturelles.

Le pont est d'une longueur totale de 244.67 m. Il est composée de 7 travées, deux travées de rive de 34,56 m chacune, et 5 travées de 35,11 m chacune (Figure I.2)

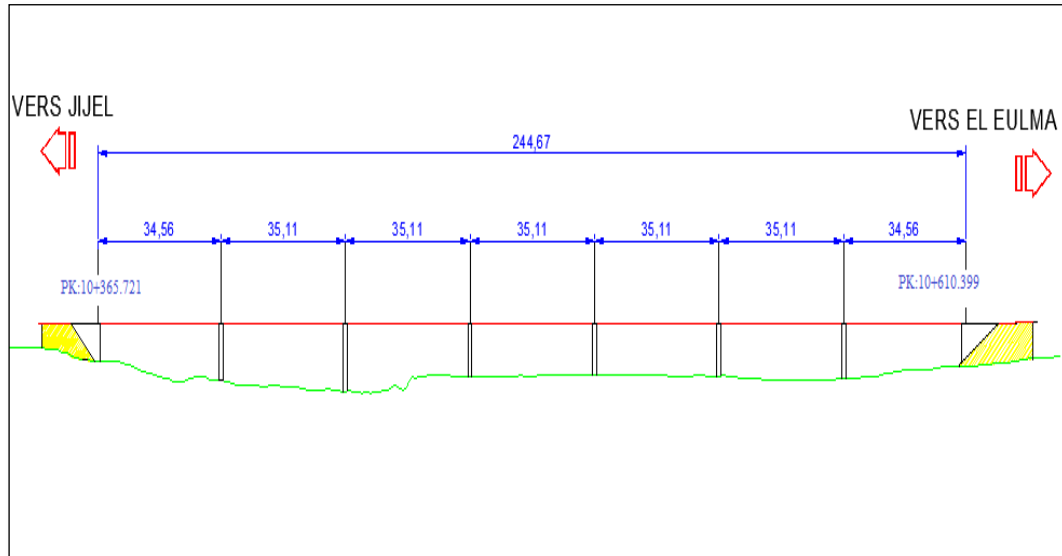


Figure I.2: Profil en long

I.2.1.3 Profil en travers

Le profil en travers correspond à l'ensemble des éléments définissant la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers du pont étudié présente une double pente de 2,5% (profil en toit). Étant donné que toutes les poutres sont identiques, leurs appuis doivent être décalés en altitude de manière à former une ligne parallèle à l'extrados. Ce décalage est obtenu en réalisant un chevêtre incliné transversalement avec la même pente transversale (Figure.1.3).

Le profil en travers de la chaussée du pont concerné est défini par les éléments suivants :

- Largeur roulable : $l_r = 12$ m
- Nombre de voies/sens : $N = 3$ voies
- Pente = 2,5 %

Chapitre I : Généralités

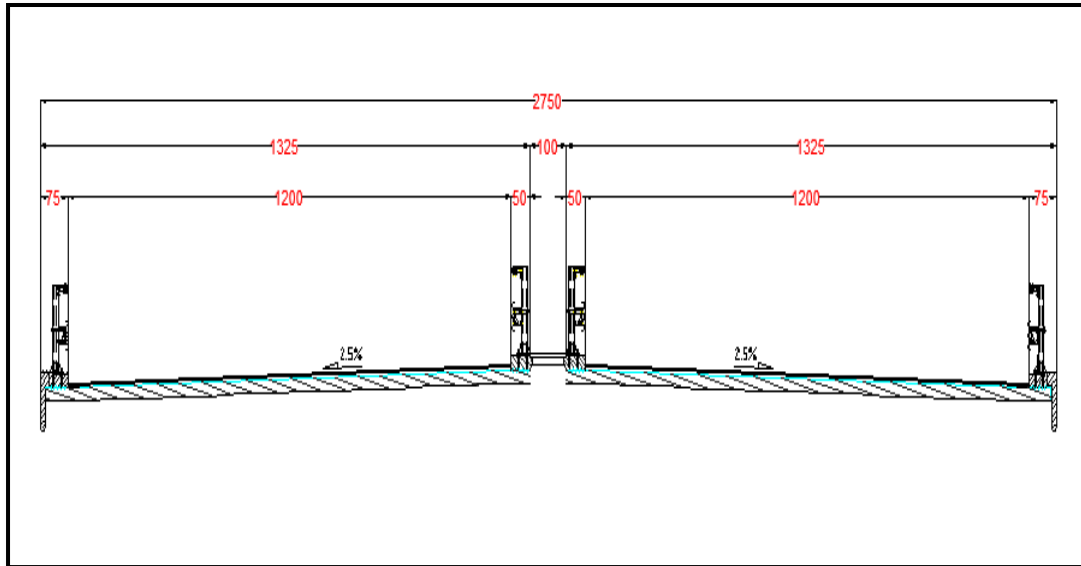


Figure I.3: Profil en travers

I.2.2 Données naturelles

I.2.2.1 Données géologiques

Le terrain où sera implanté le pont étudié est caractérisé par des formations sédimentaires constituées par des dépôts alluvionnaires des argiles et des marnes.

I.2.2.2 Données géotechniques :

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un projet d'ouvrage d'art car elles nous permettent d'avoir une implantation d'appuis plus judicieuse, et déterminer la portance du sol de fondation, suivant les différentes coupes géologiques et géotechniques.

Pour la reconnaissance du site, le LHC (laboratoire de l'Habitat et de la construction Filiale Est Unité de Skikda) a réalisé le programme suivant :

- Deux sondages carottés (SC) de 20,00m de profondeur.
- Deux sondages préssiométriques (SP) de 25,00m de profondeur avec un essai chaque 2m.
- Pose deux piézomètres à l'endroit des sondages.

A partir des sondages carottés, la coupe lithologique établie lors de l'exécution de ces sondages, montre que le sol peut recevoir le projet. Les différentes couches constituant ce sol sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1: Différentes couches du sol de sondage 1

	Profondeur (m)	Type de sol
Sondage 1 Côté JJJEL	0,00 – 0,50	Terre végétale
	0,50 – 2,00	Argile limoneuse peu sableuse noirâtre
	2,00 – 5,00	Dépôt alluvionnaire constitué de grès sable et gravier
	5,00 – 25,00	Marne très compacte parfois fissuré grisâtre

Chapitre I : Généralités

Tableau I.2: Différentes couches du sol de sondage 2

Sondage 2	Profondeur(m)	Type de sol
Coté EL EULMA	0,00 – 1,00	Terre végétale
	1,00 – 3,00	Argile sableuse limoneuse brunâtre
	3,00 – 6,00	Dépôt alluvionnaire constitué de grés sable et gravier
	6,00 – 25,00	Marne très compacte parfois fissuré grisâtre

Le sondage carottés montre que le terrain constitué essentiellement après une couverture végétale de 1m d'épaisseur environ, une couche d'argile limoneuse peu sableuse à sableuse limoneuse noirâtre à brunâtre jusqu'à 3.00m de profondeur, suivie d'un dépôt alluvionnaire constitué des sables, gravier et des blocs centimétrique de grés et de granite reposant sur des marnes très compacte parfois fissurées grisâtre en profondeur.

I.2.2.3 Données sismologiques

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.4):

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

L'ouvrage est classé à la zone sismique IIa (sismicité moyenne) selon le règlement parasismique Algérien (RPOA 2008).

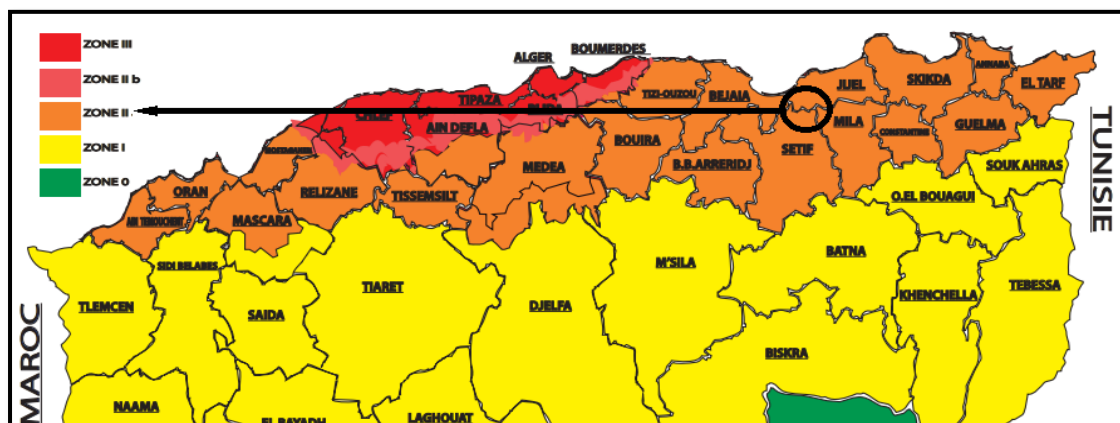


Figure I.4: Carte de zonage ((RPOA 2008)

I.3 Conclusion

Notre ouvrage est un pont routier à poutres précontraintes qui est composé de 7 travées indépendantes, il est d'une longueur totale de 244,6 et d'une largeur de 13,25m.

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

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.

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 :

- 40MPa pour le béton de tablier.
- 27MPa pour les appuis.

II.2.2 Résistance caractéristique à la traction

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

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

- 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

On distingue deux modules longitudinaux :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$
- Module de déformation différée (longue durée) $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

Le tableau II.1 indique les valeurs de E :

Tableau II.1: Valeurs de module de déformation E

	f_{c28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)
Le tablier	40	37619,47	12653,82
Pile, culée	27	33000	11100

II.2.4 Coefficient de Poisson

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

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 les valeurs suivantes de ν :

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

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.2.5 Module de déformation transversale de béton G

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

Les valeurs de module G sont indiquées dans le tableau II.2 :

Tableau II.2: Valeurs de module G

	ELS (MPa)	ELU (MPa)
Tablier	15674,77	18809,72
Culées ; piles	13750	6500

II.2.6 Les états limites

Les états au-delà des quels les structures ne satisferont plus aux exigences, c'est-à-dire que les critères de fiabilité structurale ne seront plus vérifiés, sont appelés états limites.

Parmi ces états-limites, on distingue de façon générale :

- Etat limite ultime ELU.
- Etat limite de service ELS.

L'ouvrage est dimensionné de telle façon à assurer des sécurités appropriées durant toute sa durée d'exploitation.

a. 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 :

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

- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation durable.
- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

La figure II.1 présente le diagramme des déformations du béton à l'ELU

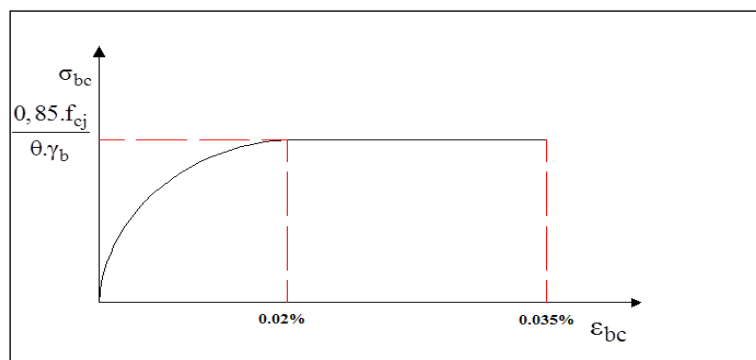


Figure II.1: Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

b. 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 :

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

-Pour le Tablier : $\sigma_{bc} = 24\text{MPa}$

-Pour les culées, piles $\sigma_{bc} = 16\text{MPa}$

II.3 Les aciers

On distingue deux natures différentes des aciers utilisés en précontraintes :

- Les aciers passifs : reprennent les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- Les aciers actifs : 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 2.10^5MPa .

II.3.2 Diagramme contrainte déformation

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

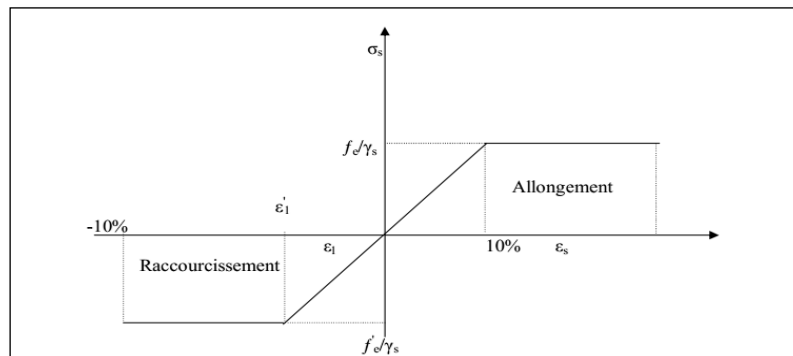


Figure II.2: Diagramme contrainte déformation de l'acier passif

II.3.3 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 γ_s est le coefficient de sécurité qui prend la valeur 1,15 pour les combinaisons durables et la valeur 1 pour les combinaisons accidentales.

II.3.4 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 :

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Tableau II.3: Contraintes limites de l'acier

Fissuration nuisible	Pas de vérification
Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} < (\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} < (\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$

η coefficient de fissuration qui est égale à 1,6 pour les aciers HA et égale à 1 pour les aciers ronds lisses.

II.3.5 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 cas sont des 12T15 de classe 1770 TBR (très basse relaxation). Les caractères des armatures de précontrainte en post- tension à prendre en compte dans les calculs sont :

a. Caractéristiques des câbles (FREYSSINET) :

- Poids de 1T15 =1,18 (kg/m).
- Section de 1T15 =150 (mm²).
- Section de 12T15=1800 (mm²).
- Force de rupture nominale =252,1 (kN).
- Force maximale sous ancrage =241,3 (kN).
- E_p : Module de Young = 190000MPa

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, $\mu_0=0.43$

b. Caractères garantis :

- limite d'élasticité: $f_{peg} = 1583\text{MPa}$
- limite de rupture : $f_{prg} = 1770\text{MPa}$

c. La valeur max de la tension à l'origine σ_0

Elle doit être :

$$-\sigma_0 \leq \text{Min} (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}).$$

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

d. Gaine :

- Φ_{int} : 80mm.
- Φ_{ext} : 88mm.

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

e. Frottements :

- Coefficient de frottement en courbe : $f=0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement en ligne (déviations parasites): $\varphi=2 \cdot 10^{-3} \text{m}$

II.4 Normes et Recommandations

Pour les calculs, nous utiliserons les normes suivantes :

BAEL91: béton armé aux états limites.

BPEL91 : béton précontraint aux états limites.

FASCICULE 61 : cahier des prescriptions communes titre II.

Document SETRA1996 : Service d'étude technique des routes et des autoroutes.

II.5 Conclusion

Les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude sont :

-Le béton, ($f_{c28}=40\text{MPa}$, $f_{c28}=27\text{MPa}$).

-Les aciers passifs (FeE500).

-Les aciers actifs (des câbles 12T15 de classe 1770TBR).

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.1 Introduction

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

Pour cette étude nous avons opté pour des poutres en section I avec un espacement entre les poutres très réduits pour éviter l'emploi de dalles à grandes largeurs et limiter l'épaisseur de la table de compression (*Figure III.1*).

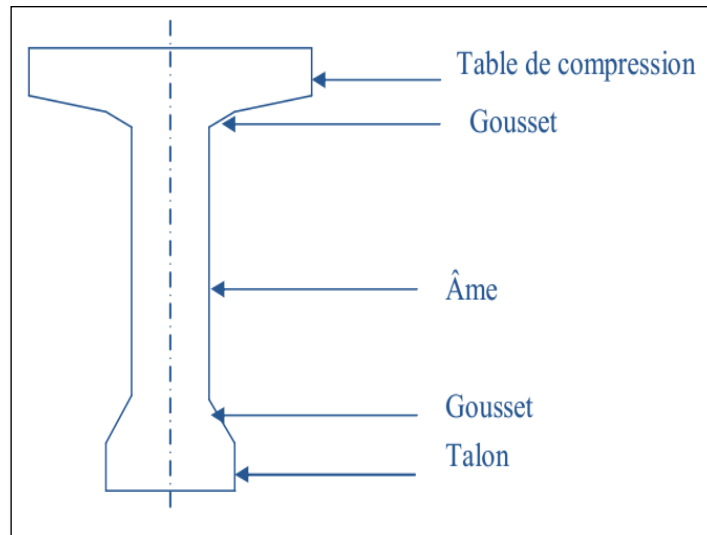


Figure III.1: Eléments d'une poutre

III.2 Pré-dimensionnement de la poutre

Le pré-dimensionnement de la poutre est fait conformément au document SETRA1996.

a. Hauteur de la poutre h_t

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'élançement optimal L/h_t se situe entre 17 et 20.

$$\frac{1}{20} \leq \frac{h_t}{L} \leq \frac{1}{17}$$

La longueur maximale des poutres est de 35 m, donc :

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

On prend : $h_t = 1,9$ m

b. La largeur de la table de compression b_0

La figure III.2 représente les dimensions de la table de compression et l'hourdis général.

Chapitre III : Pré-dimensionnement

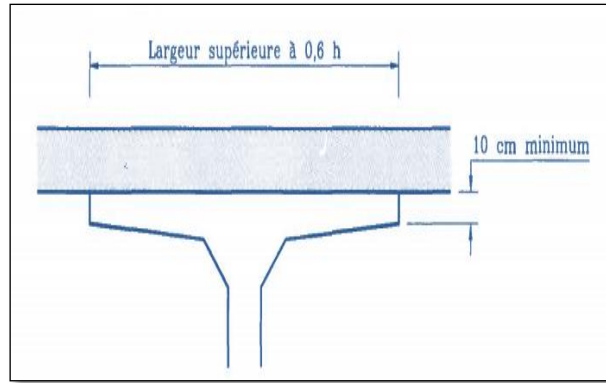


Figure III.2: Table de compression et hourdis (SETRA)

La largeur de la table doit être telle que :

$$-0,6 ht \leq b_0 \leq 0,7 ht$$

Alors :

$$1,14 \leq b_0 \leq 1,33m$$

On prend : $b_0 = 1,2 m$.

c. Epaisseur de la table de compression e

Elle doit être :

$$10 \leq e \leq 15cm$$

On fixe: $e = 12cm$.

d. Largeur de talon L_t

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

Sa largeur L_t est généralement comprise entre 0,4 et 0,6 m, et son épaisseur e_t est habituellement comprise entre 0,1 et 0,2m, donc :

$$40 cm \leq L_t \leq 60cm$$

On fixe : $L_t = 50cm$

e. Epaisseur du talon e_t

Elle est comprise entre 0,1m et 0,2m

$$0,10m \leq e_t \leq 0,20m$$

On fixe : $e_t = 20cm$.

f. Epaisseur de l'âme en travée b_t

En zone médiane (mi- travée), où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL91, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives et des armatures de précontrainte dans les zones où les câbles remontent dans l'âme (minimum 3 fois le diamètre de la gaine de câble de précontrainte) (SETRA).

On prend : $b_t = 20cm$.

Chapitre III : Pré-dimensionnement

g. Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis b_a

Pour les zones d'about, l'épaisseur de l'âme doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre l'emplacement des encrages de câbles de précontrainte (SETRA).

La valeur de l'épaisseur de l'âme est prise identiquement à la largeur de talon c'est à dire : $b_a = 50\text{cm}$.

h. L'épaisseur de l'hourdis E_H

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répandre mieux aux efforts de flexions transversales, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20m et 0,30m.

$$20 \leq E_H \leq 30\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $E_H = 22\text{ cm}$.

g. Entraxe entre deux poutres d

Il est compris entre 1,5m et 2,5m.

On $d = 1,90\text{m}$.

k. Le nombre des poutres N

Nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres.

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

La : entraxe des deux poutres de l'extrémité qui est la différence entre la largeur de tablier et la largeur de la poutre.

$$La = 13,1 - 1,2 = 11,90\text{ m}$$

$$N = \frac{11,9}{1,9} + 1 = 7,26$$

Donc le nombre de poutres est 7.

l. Goussets

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 de la table de compression (Figure III.3)

-En travée : $\alpha_1 = 7^\circ \Rightarrow e_1 = 5\text{cm}$

$$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 10\text{cm}$$

-A l'appui : $\alpha_1 = 7^\circ \Rightarrow e_1 = 4\text{ cm}$

Chapitre III : Pré-dimensionnement

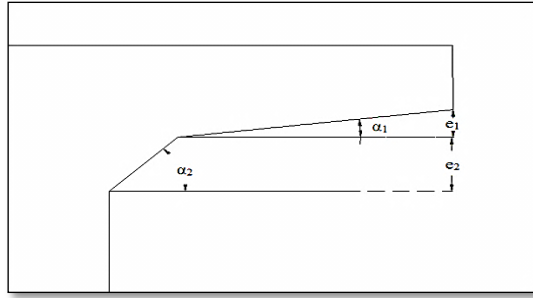


Figure III.3: Gousset de la table de compression.

Gousset du talon (Figure III.4)

En travée :

$$\alpha_3 = 45^\circ \Rightarrow e_3 = 15\text{cm}$$

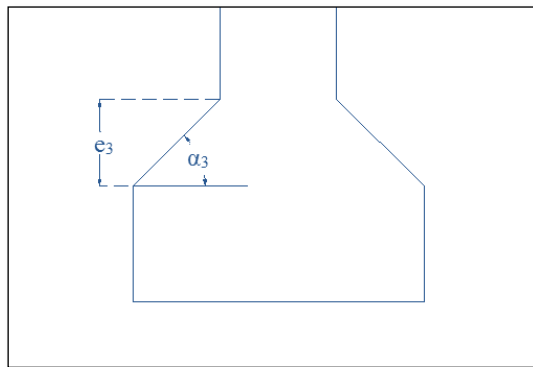


Figure III.4: Gousset du talon

Le schéma descriptif des dimensions de la poutre (en centimètre) :

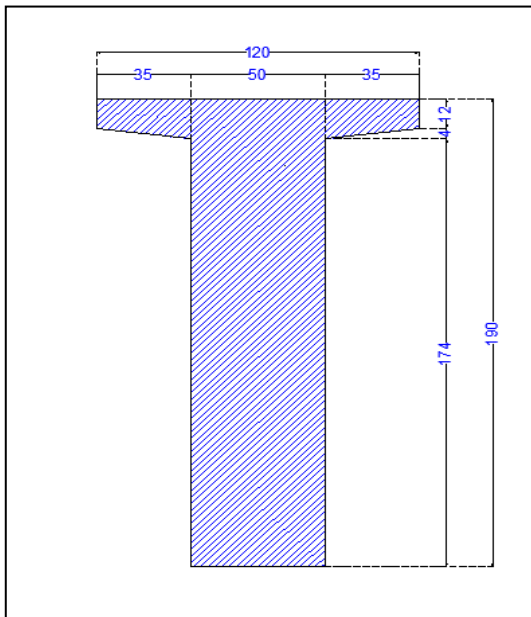


Figure III.5: Section d'about

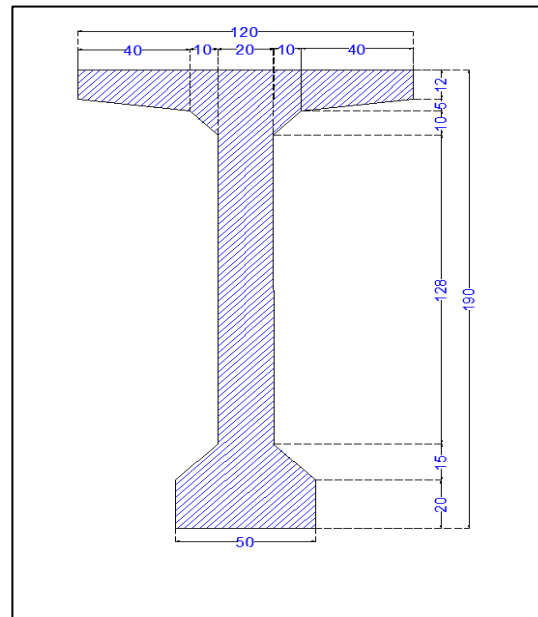


Figure III.6: Section mi-travée

III.3 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

III.3.1 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 : $I_0 = bh^3/12$.
 - $I_{/\Delta} = I_0 + A_i \cdot y_i^2$
- 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 :
 - $v = h_r - v'$.
- 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 :

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.3.2 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée

a. Poutre intermédiaire sans hourdis :

La section de la poutre est présentée sur la figure III.7

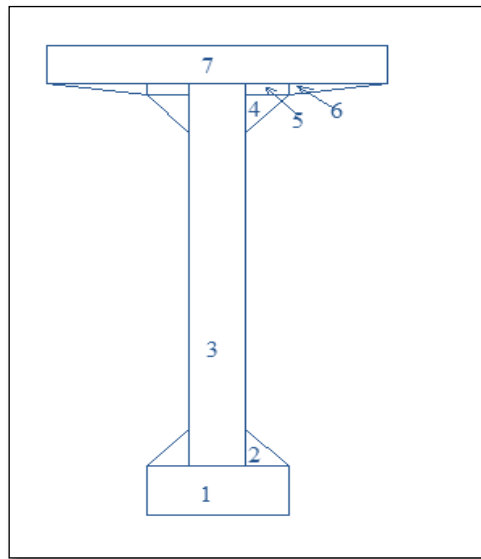


Figure III.7: Section a mi- travée

Ses caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III.1

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

Section inter	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section 1	1000	10	10000	33333,33	133333,33
Section 2 (x2)	225	25	5625	2812,5	143437,5
Section 3	3160	99	312840	6573853,33	37545013,33
Section 4 (x2)	100	169,66	16966	555,54	2879007,1
Section 5 (x2)	100	175,5	17550	208,32	3080233,32
Section 6 (x2)	200	176,33	35266	277,76	6218731,54
Section 7	1440	184	264960	17280	48769920
$A_{(brute)}=6225 \text{ cm}^2$		$S_{(brute)}=663207 \text{ cm}^3$		$I_{\Delta(brute)}=98769676,12 \text{ cm}^4$	
$A_{(nette)}=5913,75 \text{ cm}^2$		$S_{(nette)}=630046,65 \text{ cm}^3$		$I_{\Delta(nette)}=8889278,508 \text{ cm}^4$	
$v'=106,53 \text{ cm}$		$v= 83,47 \text{ cm}$		$I_G=28118234,41 \text{ cm}^4$	
$\rho= 0,4812=48,12\%$					

b. Poutre à mi- travée avec hourdis :

La section de la poutre est présentée sur la figure III.8

Chapitre III : Pré-dimensionnement

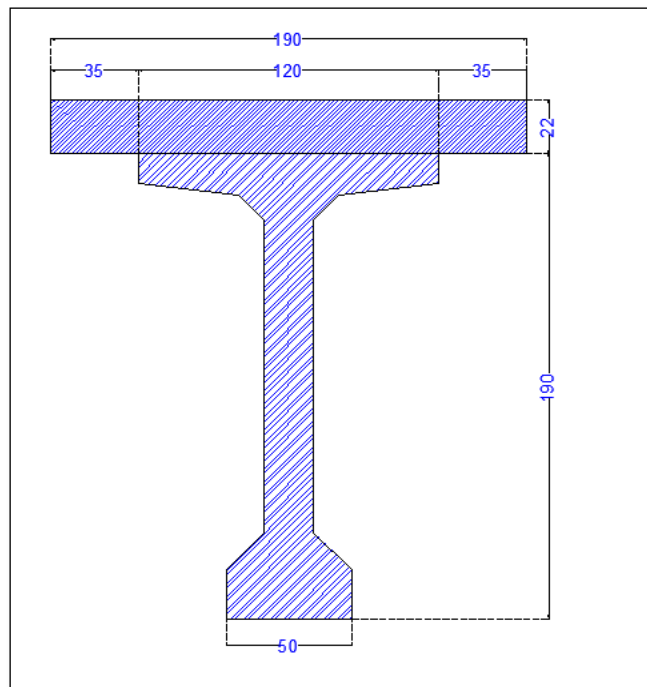


Figure III.8: Poutre intermédiaires avec hourdis

Ses caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III.2

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

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
hourdis	4180	201	928620	168593,33	186821213,30
Poutre	6225	106,53	663149,25	/	98769676,10
$A_{(brute)}=10405$ cm²		$S_{(brute)}=1503329,25$ cm³		$I_{\Delta (brute)}=267814449,4$ cm⁴	
$A_{(nette)} =9884,75$ cm²		$S_{(nette)} =1428162,78$cm³		$I_{\Delta (nette)}=241033004,50$ cm⁴	
$v'=144,48$ cm		$v =67,52$ cm		$I_G=50611293,84$cm⁴	
$\rho = 0,4723 = 47,23\%$					

c. Poutre de rive avec hourdis.

La section de la poutre est présentée sur la figure III.9

Chapitre III : Pré-dimensionnement

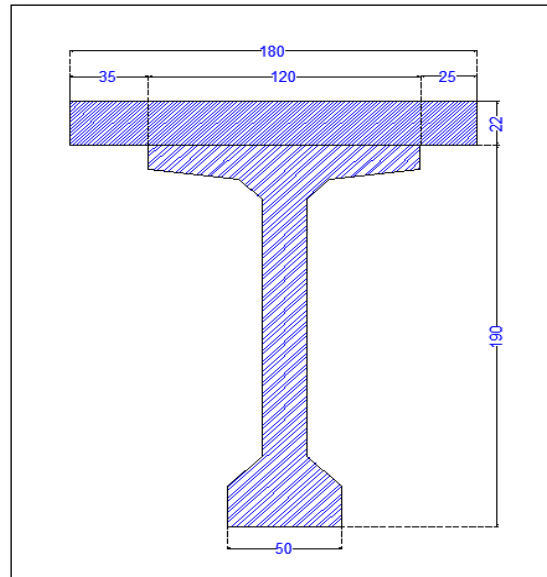


Figure III.9: Poutre de rive avec hourdis

Ses caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III.3

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis

	A _i (cm ²)	Y _i (cm)	S _{iΔ} (cm ³)	I _{oi} (cm ⁴)	I _{Δi} (cm ⁴)
Hourdis	3960	201	795960	159720	160147680
Poutre	6225	106,53	663149,25	/	98769676,1
A_(brute)=10185 cm²		S_(brute)=1459109,25 cm³		I_{Δ(brute)}=258917356,1 cm⁴	
A_(nette)=9675,75 cm²		S_(nette)=1386153,788 cm³		I_{Δ(nette)}=233025620,5 cm⁴	
v'=143,27 cm		v=68,73 cm		I_G=49884483,91 cm⁴	
ρ =0,4711=47,11%					

III.3.3 Caractéristiques géométriques de la poutre d'about.

La section de la poutre est présentée sur la figure III.10.

Chapitre III : Pré-dimensionnement

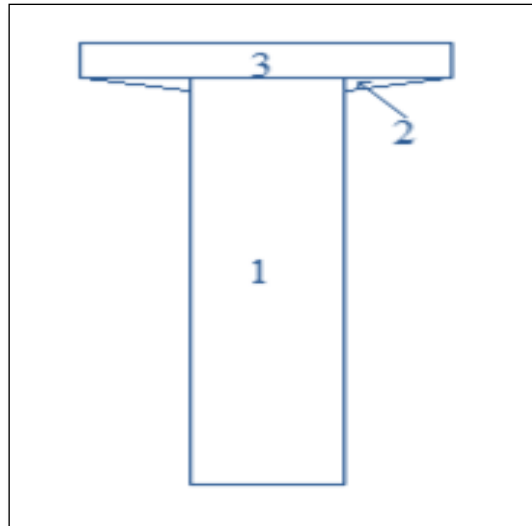


Figure III.10: Section d'about

a. Poutre sans hourdis :

Le tableau III.4 montre les caractéristiques de la poutre

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de la poutre d'about

	A_i (cm^2)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm^3)	I_{oi} (cm^4)	$I_{\Delta i}$ (cm^4)
Section 1	8900	89	792100	23498966,7	93995866,70
Section 2 (x2)	140	176,66	24732,40	124,44	4369350,22
Section 3	1440	184	264960	17280	48769920
$A_{\text{(brute)}}=10480 \text{ cm}^2$	$S_{\text{(brute)}}=1081792,40 \text{ cm}^3$		$I_{\Delta\text{(brute)}}=147135137,00 \text{ cm}^4$		
$A_{\text{(nette)}}= 9956 \text{ cm}^2$	$S_{\text{(nette)}}=1027702,78 \text{ cm}^3$		$I_{\Delta\text{(nette)}}= 132421623,30 \text{ cm}^4$		
$v'=103,23 \text{ cm}$	$v=86,77 \text{ cm}$		$I_G=35467694,50 \text{ cm}^4$		
$\rho=0,3579=35,79\%$					

b. Poutre intermédiaire avec hourdis :

Le tableau III.5 donne les caractéristiques de la poutre.

Tableau III.5: Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée avec hourdis

Chapitre III : Pré-dimensionnement

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Hourdis	4180	201	928620	168593,33	186821213,3
Poutre	10480	103,22	1081745,6	/	147135137
$A_{(brute)}=14660\text{cm}^2$		$S_{(brute)}=1921925,6\text{ cm}^3$		$I_{\Delta(brute)}=316179910,3\text{ cm}^4$	
$A_{(nette)}=13927\text{cm}^2$		$S_{(nette)}=1825829,32\text{cm}^3$		$I_{\Delta(nette)}=284561919,3\text{ cm}^4$	
$v'=133,13\text{ cm}$		$v=78,87\text{ cm}$		$I_G=64215516,61\text{ cm}^4$	
$\rho=0,3837=38,37\%$					

c. Poutre de rive avec hourdis :

Le tableau III.6 donne les caractéristiques de la poutre :

Tableau III.6: Les caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Hourdis	3960	201	795960	159720	160147680
Poutre	10480	103,22	1081745,6	/	147135137
$A_{(brute)}=14440\text{ cm}^2$		$S_{(brute)}=1877705,60\text{ cm}^3$		$I_{\Delta(brute)}=307282817,00\text{ cm}^4$	
$A_{(nette)}=13718\text{ cm}^2$		$S_{(nette)}=1783820,32\text{ cm}^3$		$I_{\Delta(nette)}=276554535,30\text{ cm}^4$	
$v'=131,04\text{ cm}$		$v=81,96\text{ cm}$		$I_G=63115343,30\text{ cm}^4$	
$\rho=0,3885=38,85\%$					

III.4 Conclusion

Le tablier de notre ouvrage est constitué de 7 poutres en béton précontraint, ces poutres sont de 1,9 m de hauteur et espacées de 1,9m et de largeur de 1,2 m avec un hourdis général de 22 cm d'épaisseur.

Chapitre IV : Charges et surcharges

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.1 Introduction

Ce chapitre s'intéresse aux différentes charges et surcharges qui agissent sur notre pont. Ces actions sont classées en actions hors trafic (charges permanentes ; variables et accidentales) et actions dues au trafic (actions définies par système de charges A ; B ; militaires et convois exceptionnels).

IV.2 Caractéristiques du pont

a. Largeur roulable l_r :

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

Notre pont est de $l_r=12m$.

b. Classe du pont :

Comme $l_r > 7m$, selon le RCPR2008, notre pont est de classe 1.

c. Largeur chargeable l_c :

La largeur chargeable est déduite de la largeur roulable :

-s'il y a des barrières ou glissières : $l_c=l_r-2 \times 0,5$.

-s'il n'y a pas de dispositifs : $l_c=l_r$.

Notre pont est de $l_c=12-2 \times 0,5=11m$.

d. Nombre de voies N :

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

$$N = E\left(\frac{l_c}{3}\right) = E\left(\frac{11}{3}\right) = 3 \text{ voies.}$$

e. Largeur de voie l_v :

Elle est le rapport entre la largeur chargeable et le nombre de voies :

$$l_v = \frac{l_c}{3} = \frac{11}{3} = 3,66m$$

IV.3 Les actions hors trafic

IV.3.1 Poids propre des éléments porteurs

a. Poids propre de la poutre :

La poutre est dévisée en trois sections(Figure IV.1)

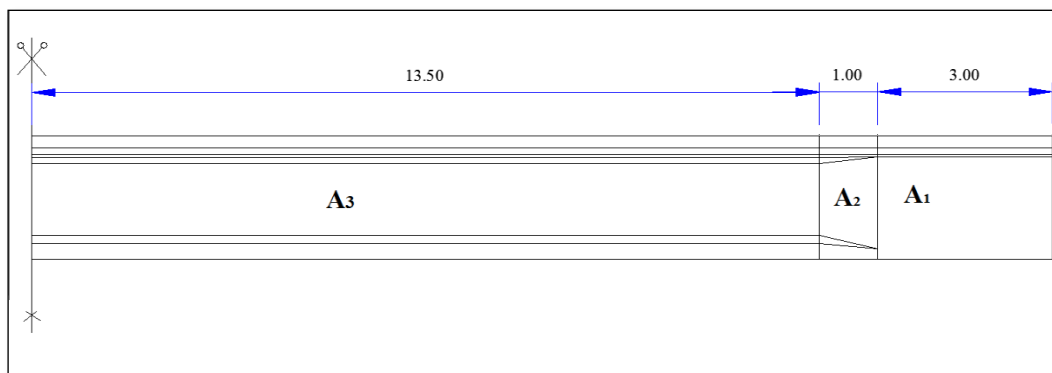


Figure IV.1: La variation de la section de la poutre suivant le sens longitudinal

Chapitre IV : Charges et surcharges

Avec :

$$A_1=0,9956\text{m}^2 \quad ; \quad A_2=0,5913\text{m}^2 \quad ; \quad A_3 = \frac{A_1 + A_2}{2} = 0,7935\text{m}^2$$

-Le poids propre par section $P_{Ai} = \gamma_b \times A_i \times L_i$

-Le poids propre total $P_p = 2 (P_{A1} + P_{A2} + P_{A3})$.

Donc :

$$P_{A1} = 2,5 \times 0,9956 \times 3 = 7,46 \text{ t.}$$

$$P_{A3} = 2,5 \times 0,5913 \times 13,5 = 19,95 \text{ t.}$$

$$P_{A2} = 2,5 \times 0,7935 \times 1,0 = 2,09 \text{ t.}$$

$$P_p = 2 \times (7,46 + 19,95 + 2,09) = 59 \text{ t}$$

Poids linéaire de la poutre :

$$G_p = 59/35 \Rightarrow G_p = 1,68 \text{ t/m.}$$

$$G_{p(\text{total})} = 1,68 \times 7 = 11,76 \text{ t/m.}$$

b. Poids propre de la dalle :

Largeur du tablier $l = 13,15 \text{ m}$.

On a une dalle en béton armé de 22 cm d'épaisseur, donc :

$$-P_{\text{dalle}} = 2,5 \times 0,22 \times 13,15 \times 35 = 253,13 \text{ t.}$$

Poids linéaire de la dalle :

$$-G_{\text{dalle}} = P_{\text{dalle}} / 35 \Rightarrow G_{\text{dalle}} = 7,23 \text{ t/m.}$$

IV.3.2 Poids propre des éléments non porteurs

Les éléments non porteurs d'un pont sont les éléments secondaires de l'ouvrage : les trottoirs ; corniches ; garde corps, glissières, étanchéité et revêtement.

a. Revêtement :

Ayant une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de 7,5 cm d'épaisseur, Avec $\rho_{\text{rev}} = 2,1 \text{ t/m}$, étalée sur la largeur roulable $l_r = 12 \text{ m}$, et une couche d'étanchéité de 0.5cm que l'on négligera, nous avons donc :

$$P_{\text{Rev}} = e \times l_r \times \rho_{\text{rev}} = 0,075 \times 12 \times 2,1 = 1,89 \text{ t/m.}$$

b. Trottoir :

On a la surface unitaire de trottoir est égale à $0,1 \text{ m}^2$, ($1 \times 0,1 \text{ m}$) le poids du trottoir est donné par la formule suivante :

$$P_{\text{tr}} = 2 \times S_{\text{tr}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{tr}} = 0,5 \text{ t/m.}$$

c. La corniche :

La surface de la corniche est $0,2445 \text{ m}^2$.

$$P_c = 2,5 \times 0,232 = 0,58 \text{ t/m.}$$

d. Le garde- corps :

Le poids de garde-corps est $0,1 \text{ t/m}$, donc : $P_g = 2 \times 0,1 = 0,2 \text{ t/m}$.

Chapitre IV : Charges et surcharges

e. Glissières :

On a deux glissières de sécurité de poids égale :

$$P_{gl} = 2 \times 0,25 = 0,5 \text{ t/m.}$$

Les différents résultats sont résumés dans le tableau IV.1

Tableau IV.1: Récapitulatif du poids total du tablier

	Eléments	Poids par mètre linéaire (t/ml)
CP	Poutres	11,76
	Dalle	7,23
CCP	Revêtement	1,89
	trottoir	0,5
	Corniches	0,58
	Gardes corps	0,2
	Glissières	0,5
	Total	

IV.4 Les actions dues au trafic

Les différents systèmes de charges qui évaluent les charges des ponts routiers sont : système de charge A, système de charge B, système de charges militaires et convois exceptionnels.

IV.4.1 Système de charge A

Pour les ponts composants des portées unitaires atteignant au plus 200m ; la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) par des coefficient a_1 , a_2 .

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

Tel que :

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{12 + L} \quad (\text{kN/m}^2).$$

D'où :

$$A(35) = 9,951 \text{ KN/m}^2 = 0,9951 \text{ t/m}^2.$$

a_1 est déterminé selon la classe du pont comme indiqué dans le tableau (IV.2)

Tableau IV.2: Valeur de a_1 (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	-	-	-

a_2 est déterminé à partir de la relation suivante : $a_2 = \frac{L_0}{L_v}$

Chapitre IV : Charges et surcharges

L_0 est déterminé selon la classe du pont (Tableau IV.3) :

Tableau IV.3: Valeurs de L_0 (RCPR2008)

Classe de pont	L_0
1	3,5
2	3
3	2,75

Dans notre cas : $a_2=0,953$.

Les valeurs de la charge A sont données au tableau IV.4 :

Tableau IV.4: Les valeurs de A en fonction du nombre de voies chargées

	A(L) KN/m ²	a_1	a_2	A (KN/m)
une voie chargée	9,95	1	0,953	34,70
deux voies chargées	9,95	1	0,953	69,41
trois voies chargées	9,95	0,9	0,953	93,70

IV.4.2 Coefficient de majoration dynamique

Il est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- G : charge permanente du pont.
- S : la charge maximale correspondante.
- L : Longueur de la travée, $L=35m$.

IV.4.3 Système de charge B

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

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

Les systèmes B_c et B_r s'appliquent dans tous les cas et pour toutes les classes tandis que le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe(2).

IV.4.3.1 Système de charge B_c

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 :

Chapitre IV : Charges et surcharges

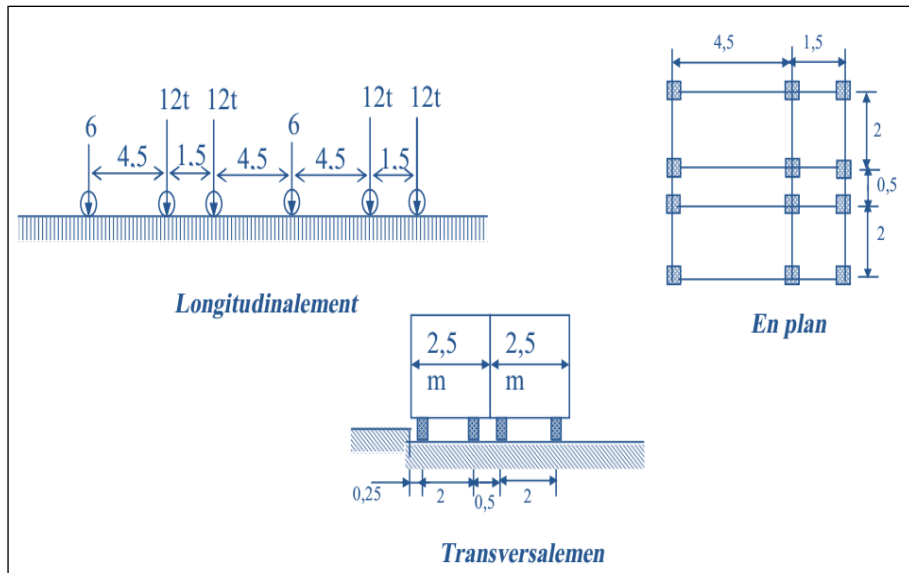


Figure IV.2: Système de charges Bc

Selon le RCPR , la masse totale du camion est 30t , le nombre de camion par fil est limité à deux.

La charge S est donnée par la formule suivante :

$$S = n \times 30 \times bc,$$

- n : nombre de camions.
- 30t: poids d'un camion.
- bc : coefficient fonction du nombre de voies (tableau IV.5) :

Tableau IV.5: Valeur de bc (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.6 montre les différentes valeurs de la charge Bc

Tableau IV .6: Charge de système Bc par essieu

Nombre de voies chargées	bc	S (t)	δ_{Bc}	Charge Bc par essieu (t)	
une voie chargée ²	1,2	72	1,063	EAV	7,65
				EAR	15,30
deux voies chargées	1,1	132	1,073	EAV	14,16
				EAR	28,32
trois voies chargées	0,95	180,5	1,082	EAV	18,50
				EAR	37,00

- EAV : essieu avant.
- EAR : essieu arrière.

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.4.3.2 Système de charge Br

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

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable (figure IV.3).

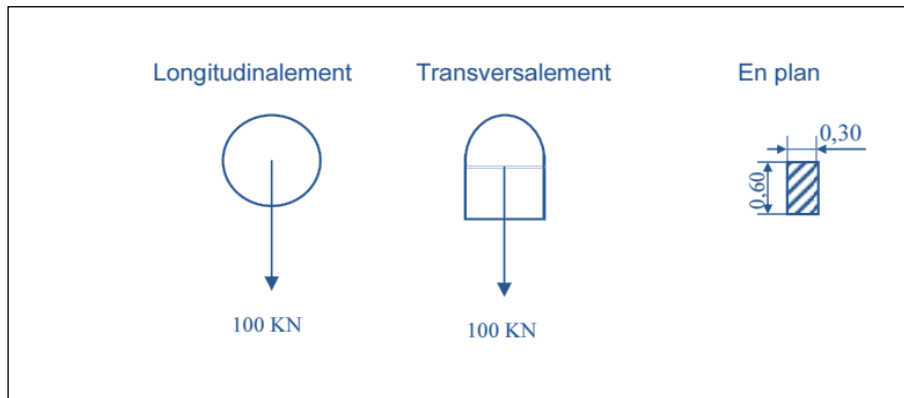


Figure IV.3: Système de charge Br

Le coefficient de majoration de système Br est :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 35} + \frac{0,6}{1 + 4 \times 793,1/10} = 1,051$$

Donc : Br = 10,51t.

IV.4.3.3 Système de 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 IV.4 :

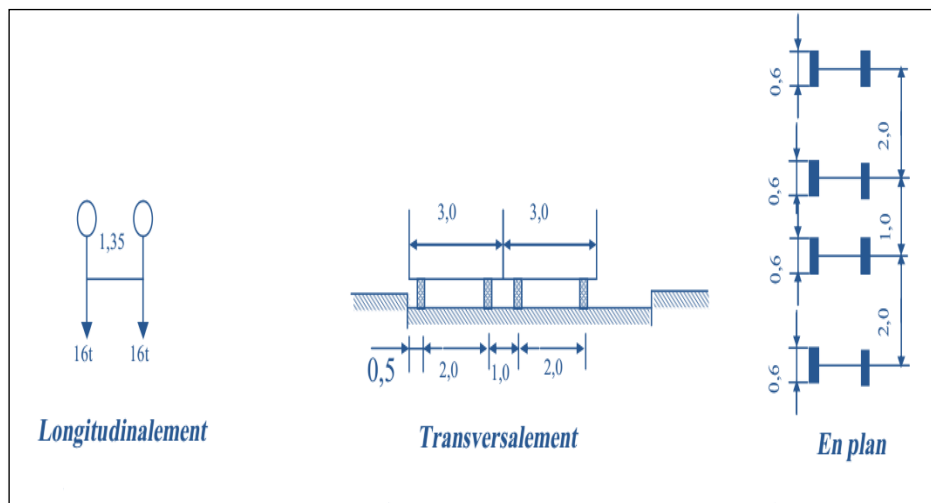


Figure IV.4: Système de charge Bt

Chapitre IV : Charges et surcharges

Le coefficient de majoration de ce système :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2.L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Avec :

- $S = 32 \cdot b_t \cdot n$
- $b_t = 1,2$ pour un pont de première classe.

Tableau IV .7: Charge de système Bt

Nombre de voies chargées	b_t	S (t)	δ_{bt}	Charge Bt par essieu (t)
une voie chargée	1,2	38,4	1,057	20,29
deux voies chargées	1,2	76,8	1,064	40,62

IV.4.4 Effort de freinage F

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 n'intéressent pas à la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui.

- L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F_A = \frac{A \times L \times lc}{20 + 0,003 \times L \times lc} = \frac{0,85 \times 35 \times 11}{20 + 0,003 \times 35 \times 11} = 15,46t$$

-L'effort de freinage correspondant à la charge Bc est égal à : 30t

IV.4.5 Système 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 totale : 110t
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00m

Chapitre IV : Charges et surcharges

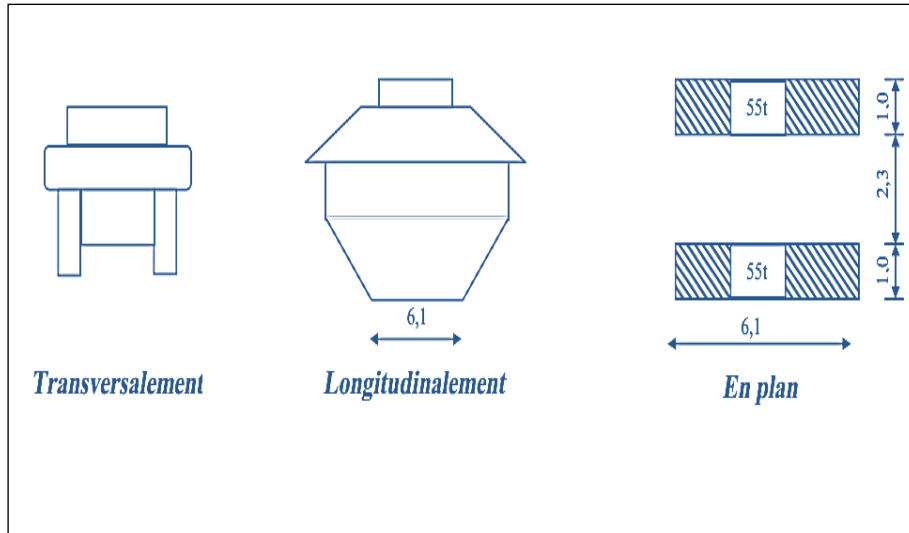


Figure IV.5: Système de charge Mc120

Le coefficient de majoration :

$$\delta_{MC120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 35} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{791}{110}} = 1,07$$

La charge Mc120 est :

$$P_{MC120} = \frac{110}{6,10} \times 1,07 = 12,29 \text{ t/m}$$

IV.4.6 Convoi exceptionnel D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long (Figure IV.6).

- Le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.
- Le poids par mètre carré égal à 4,032 t/m².

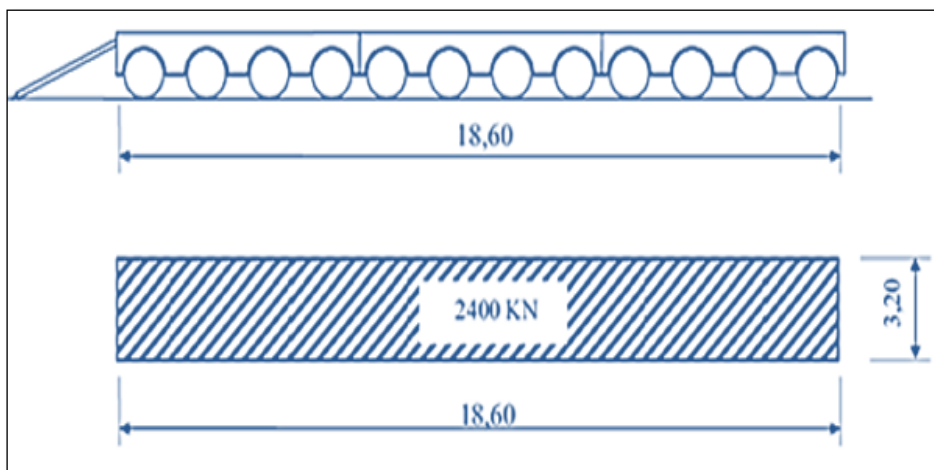


Figure IV.6: Convoi D240

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.5 Autres Charges

IV.5.1 Surcharge sur trottoir

Soient charges locales de 450 kg/m^2 ou surcharges générales de 150 kg/m^2 .

Les deux trottoirs chargés donnent :

$$S_t = 0,15 \times L_t = 0,15 \times 1 = 0,15 \text{ t/ml}$$

IV.5.2 Surcharge sur les garde-corps

Elle est donnée par :

$$P_{gc} = 0,5(1 + L_t) = 0,5(1 + 0,5) = 0,75 \text{ t/ml.}$$

IV.5.3 Charge thermique

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

$$-T = \pm 30^\circ\text{C}$$

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

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.6 Les moments fléchissant longitudinaux

IV.6.1 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.7).

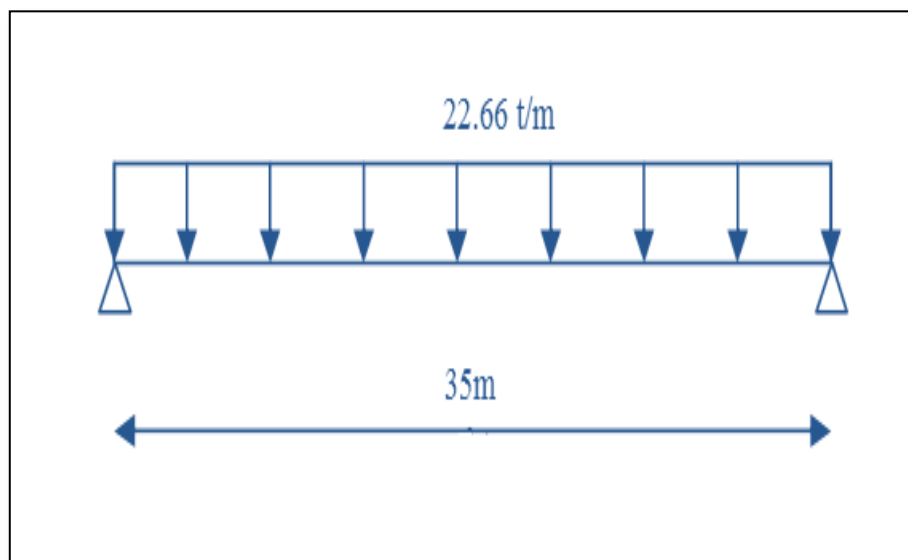


Figure IV.7: Poutre sous la charge du poids propre

Le moment fléchissant maximum est donné par l'expression :

$$M_{\max} = M(x=L/2) = QL^2/8$$

$$M_{\max} = 3469,81 \text{ t.m}$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.6.2 Moments fléchissant dûs aux surcharges

a-Utilisation des lignes d'influences :

La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre (pour une poutre isostatique ; cette courbe est formée de deux droites). Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'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.

b-Utilisation de 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 (figure IV.9).

IV.6.2.1 Surcharge A(L)

La charge est uniformément répartie (figure IV.8)

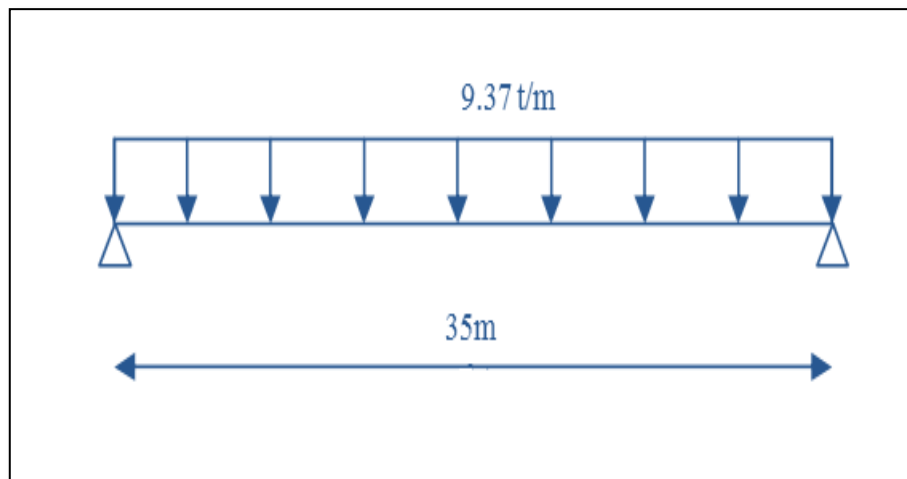


Figure IV.8:Poutre sous la Surcharge A(L)

$$M_{\max} = M(L/2) = QL^2/8 = 1434,78 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max} = 1434,78 \text{ t.m}$$

IV.6.2.2 Surcharge Bc

-1^{ere} 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.9).

Chapitre IV : Charges et surcharges

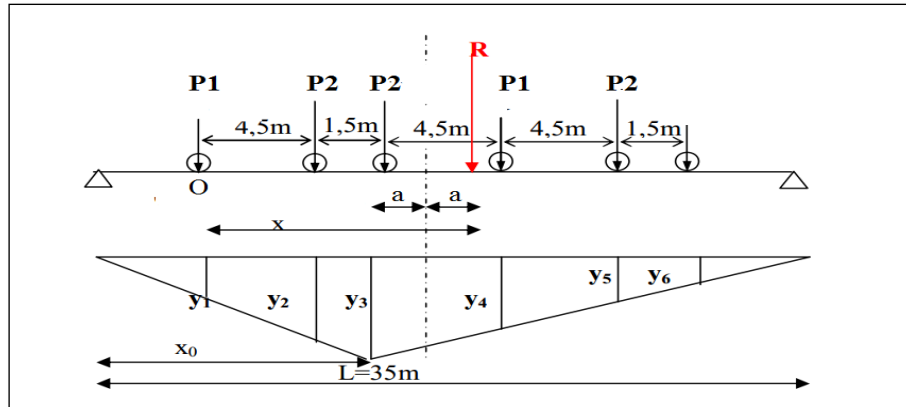


Figure IV.9: Poutre sous la surcharge Bc cas 1

$$-\sum M/O = 0$$

$$\Rightarrow P_2 \cdot 4,5 + P_2 \cdot 6 + R \cdot x + P_1 \cdot 10,5 + P_2 \cdot 15 + P_2 \cdot 16,5 = 0$$

Avec :

$$- P_1 = 18,5t \quad \text{et} \quad P_2 = 37t$$

$$\Rightarrow R \cdot x = 1748,25$$

$$- R = \sum P_i = 185t.$$

$$\Rightarrow x = 1748,25/R = 1748,25/185$$

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

$$\text{On a } x = 2 \cdot a + 6 \Rightarrow a = 1,725 \text{ m.}$$

- Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_3 = x_0 \cdot (L - x_0) / L \quad \text{tel que } x_0 = 17,5 - 1,725 = 15,775 \text{ m}$$

$$Y_3 = 15,775(35 - 15,775)/35$$

$$Y_3 = 8,66 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Y_i), on applique le théorème de Thalès.

Tableau IV.8: Calcul des ordonnées cas 1

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
5,36	7,83	8,66	6,63	4,60	3,93

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i = 1147,555 \text{ t.m}$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

2^{ème} cas :

Le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté droit de l'essieu de P_1 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.10)

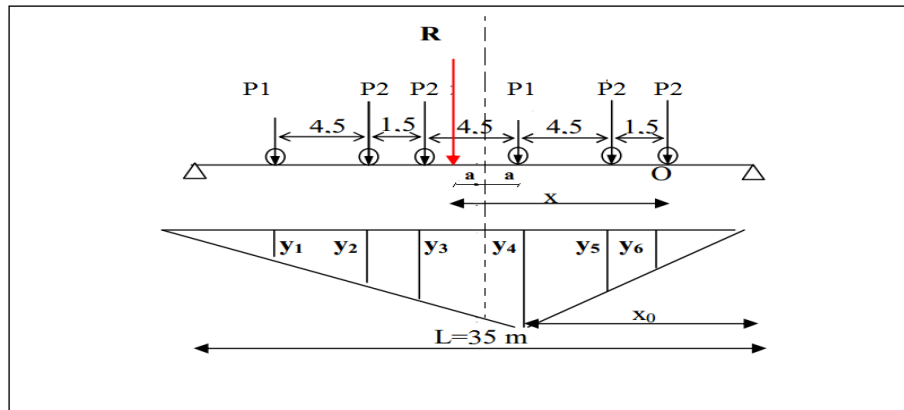


Figure IV.10: Surcharge Bc cas 2

$$\sum M/O = 0$$

$$\Rightarrow P_2 \cdot 1,5 + P_1 \cdot 6 + R \cdot x + P_2 \cdot 10,5 + P_2 \cdot 12 + P_1 \cdot 16,5 = 0$$

$$R \cdot x = 1304,25$$

$$R = \sum P_i = 185 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow x = 1304,25/R = 1304,25/185$$

$$x = 7,05 \text{ m}$$

$$\text{- On a } x = 2 \cdot a + 6 \Rightarrow a = 0,525 \text{ m}$$

Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_4 = x_0 \cdot (L - x_0) / L$$

Tel que :

$$x_0 = 17,5 - 0,525 = 16,975 \text{ m}$$

Donc :

$$Y_4 = 16,975(35 - 16,975)/35$$

$$Y_4 = 8,74 \text{ m}$$

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

Tableau IV.9: Calcul des ordonnées cas 2

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
3,90	6,08	6,81	8,74	6,42	5,65

Chapitre IV : Charges et surcharges

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i = 1157,36 \text{ t.m}$$

On conclut que le cas le plus défavorable est celui du 2^{ème} cas (résultante à gauche de l'axe de la poutre).

$$M_{\max}(\text{Bc}) = 1157,36 \text{ t.m}$$

IV.6.2.3 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.11). On suit la même procédure de calcul (théorème de Barre).

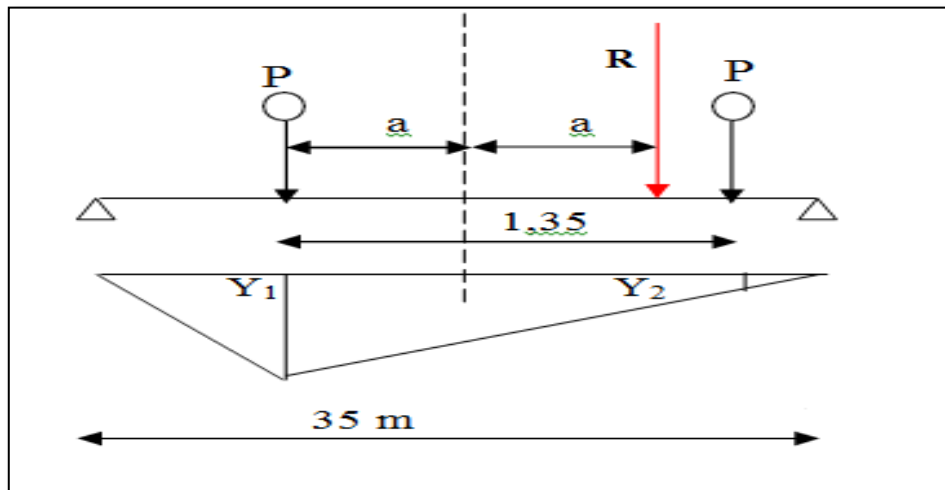


Figure IV.11: Surcharge Bt

$$-\sum M/P = 0$$

$$\Rightarrow P \times 1,35 = R \times 2a$$

$$\Rightarrow P = 40,62 \text{ t}$$

$$-2a = 1,35 \times P/R = 0,675$$

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

$$\Rightarrow Y_1 = 8,74 \text{ et } Y_2 = 8,08$$

$$M_{\max} = \sum P_i Y_i = 683,22 \text{ t.m}$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.6.2.4 Système militaire Mc120

Ce système est représenté par la figure suivante :

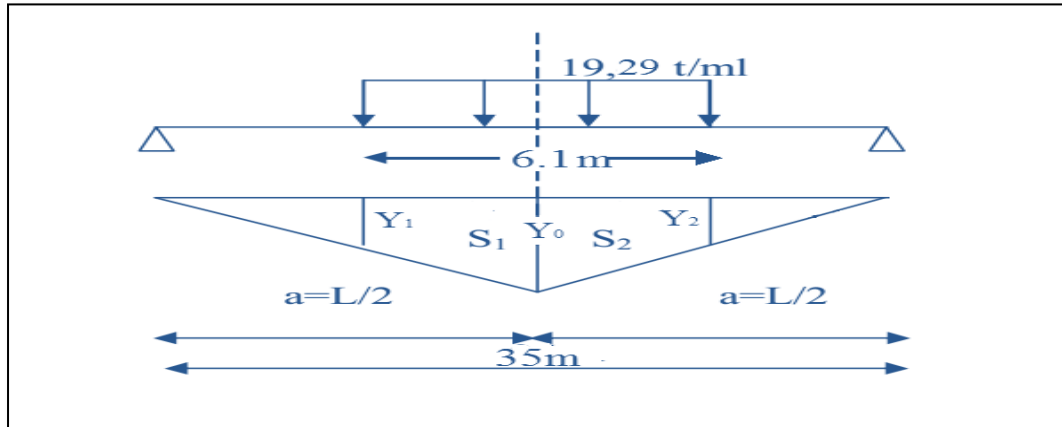


Figure IV.12: Ligne d'influence sous-système militaire Mc120

$$-Y_0 = x_0 \cdot (L - x_0) / L \quad \text{avec } x_0 = L/4$$

$$\Rightarrow Y_0 = L/4 = 8,75$$

$$\Rightarrow Y_1 = Y_2 = 7,225$$

La surface $S = S_1 = S_2$

$$S = (8,75 + 7,22) \cdot 3,05 / 2 = 24,36 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = P \cdot 2 \cdot S = 939,8 \text{ t.m}$$

IV.6.2.5 Charge exceptionnelle D240 :

Ce système est représenté par la figure ci-dessous :

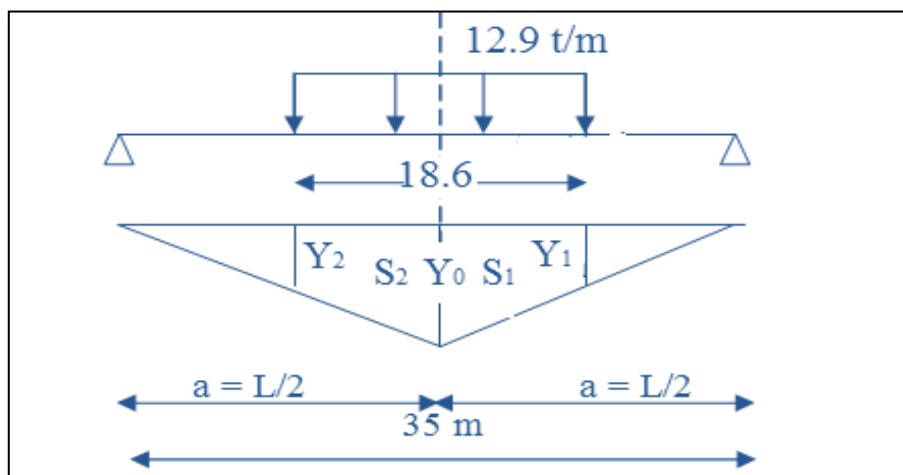


Figure IV.13: Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240

$$Y_0 = a^2/L = 8,75$$

$$Y_1 = Y_2 = 4,1$$

$$S = S_1 = S_2 = (8,75 + 4,1) \cdot 9,30 / 2 = 59,75 \text{ m}^2$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

$$M_{\max} = P \cdot 2 \cdot S = 1541,55 \text{ t.m}$$

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

Tableau IV.10: Moments maximums

Les charges	Moments maximum (t.m)	$M_{\max}/\text{poutre}(\text{t.m})$
poids propre	3469,81	/
Surcharge A(l)	1434,78	204,96
Surcharge B _c	1157,36	165,33
Surcharge B _t	683,22	97,60
Système militaire M _c 120	939,8	134,25
Charge exceptionnelle D240	1541,55	220,22

IV.7 Calcul des efforts tranchants

IV.7.1 Effort tranchant dû au poids propre

Le poids propre est considéré comme une charge uniformément répartie (Figure IV.14).

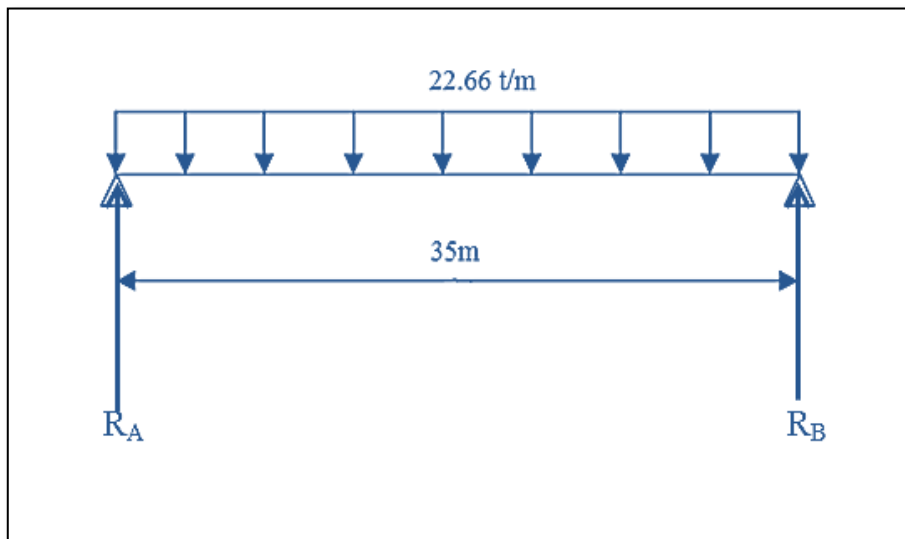


Figure IV.14: Poids propre

$$R_A = R_B = QL/2$$

$$R_A = 396,55 \text{ t}$$

$$T_{\max} = R_A = 396,55 \text{ t}$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.7.2 Effort tranchant dû aux surcharges

IV.7.2.1 Surcharges A (L)

Elle uniformément répartir sur le tablier (Figure IV.15).

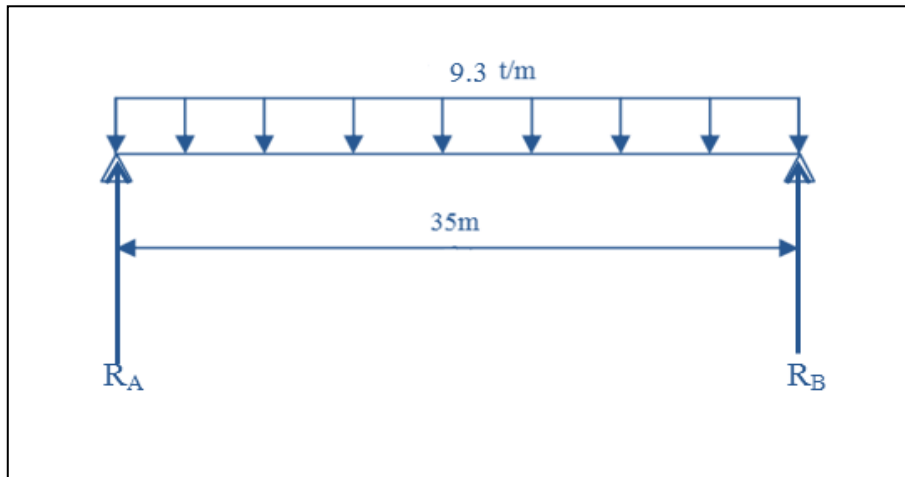


Figure IV.15: Surchage A(L)

$$-R_A = R_B = QL/2 = 163.9t$$

$$\mathbf{T_{max} = R_A = 163,9t}$$

IV.7.2.2 Surcharges Bc

La répartition de Bc est indiquée dans la figure IV.16 .

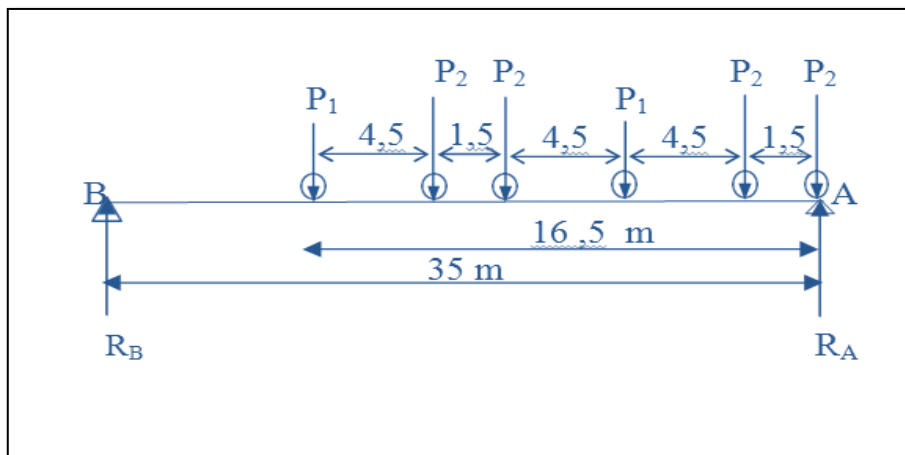


Figure IV.16: Surchage Bc

$$-\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \cdot 35 - P_2 \cdot 35 - P_2 \cdot 33,5 - P_1 \cdot 29 - P_2 \cdot 24,5 - P_2 \cdot 23 - P_1 \cdot 18,5 = 0$$

$$\Rightarrow P_1 = 18,5t \quad \text{et} \quad P_2 = 37t$$

$$-R_A = 147,73 t$$

$$-R_B = 37,27 t$$

$$\mathbf{T_{max} = R_A = 147.73t}$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.7.2.3 Surcharges Bt

La répartition de cette charge est indiquée dans la figure IV.17 :

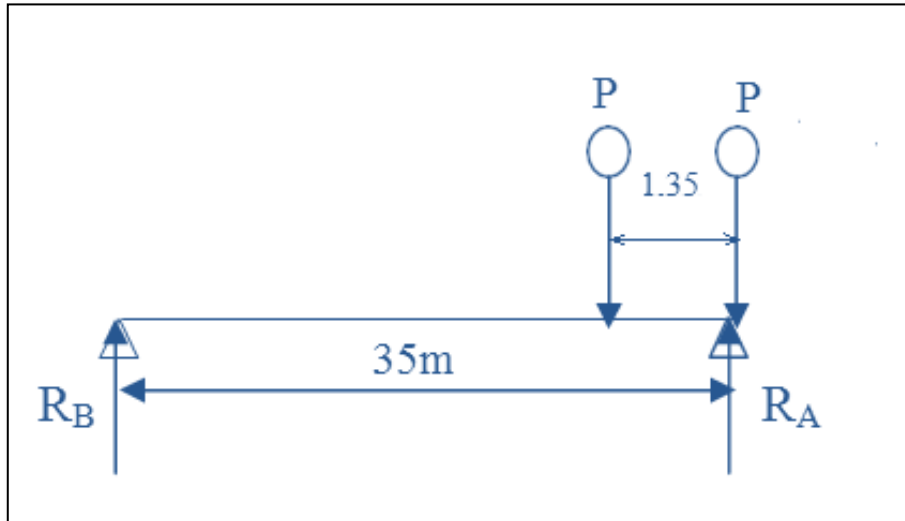


Figure IV.17:surcharge Bt

$$-\sum M/B = 0 \Rightarrow 35.R_A - P.35 - P.33,65 = 0$$

$$-R_A = 79,67t$$

$$-R_B = 1,56t$$

$$T_{\max} = R_A = 79.67t$$

IV.7.2.4 Surcharges Mc120

Sa répartition est montrée dans la figure IV.18:

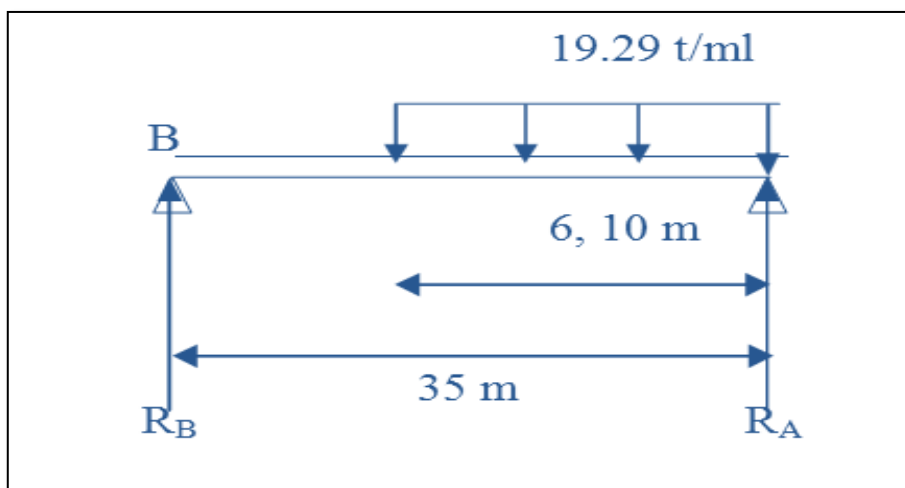


Figure IV.18:Surcharge Mc120

$$-\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow 35.R_A - 19,29 \times 6,10 \times (35 - 3,05)$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

$$R_A = 107,41 \text{ t} \quad \text{et} \quad R_B = 10,25 \text{ t}$$

$$T_{\max} = R_A = 107,41 \text{ t}$$

IV.7.2.5 Surcharges D240

La figure IV.19 illustre la répartition de ce type de charge :

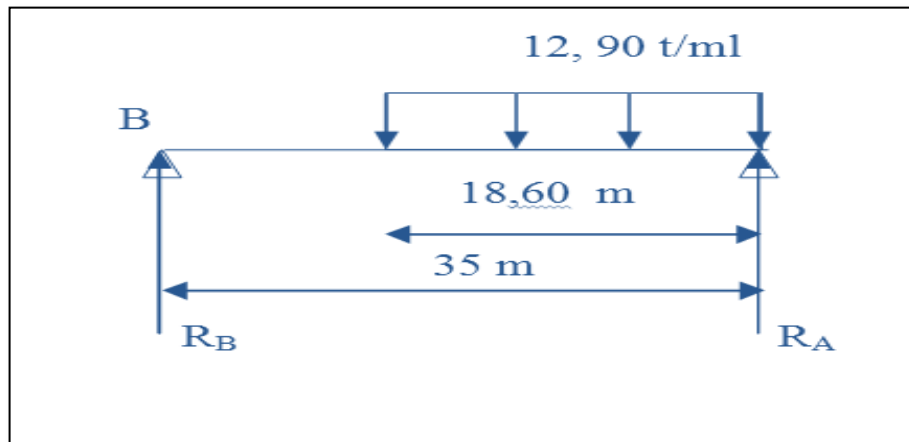


Figure IV.19: Surcharges D 240

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow 35 \cdot R_A - 12,90 \times 18,60 \times (35 - 9,30) = 0$$

$$-R_A = 176,184 \text{ t et}$$

$$-R_B = 63,75 \text{ t}$$

$$T_{\max} = R_A = 176,184 \text{ t}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts tranchants maximums.

Tableau IV.11: Efforts tranchants maximums

Les charges	Efforts tranchants maximum (t)	$T_{\max}/\text{poutre}(t)$
poids propre	396,55	/
Surcharge A(l)	163,9	23,41
Surcharge B _c	147,73	21,10
Surcharge B _t	79,67	11,38
Système militaire M _c 120	107,41	15,34
Charge exceptionnelle D240	176,18	25,16

IV.8 Conclusion

Après avoir déterminé les éléments de réductions dues aux différentes charges et surcharges appliquées à notre ouvrage, on procède la modélisation et l'analyse du tablier.

Chapitre V : Modélisation

Chapitre V : Modélisation

V.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons modéliser le pont à l'aide du logiciel Autodesk Robot structure 2011. Les sollicitations sont obtenues de façon graphique, numérique ou combinée en introduisant la géométrie, les conditions aux limites et le chargement appliqué à la structure.

V.2 Présentation de 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 Modélisation

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

Dans notre cas, l'ouvrage est une structure avec sept travées isostatiques. L'étude portera sur une seule travée composée de 7 poutres avec une dalle de 22 cm d'épaisseur. Les poutres sont considérées comme un élément section, elles reposent sur un appui simple d'un côté et sur un appui double de l'autre côté. La dalle est considérée comme un élément panneau.

La modélisation s'effectue comme suit :

- a. Introduction des caractéristiques des matériaux, ainsi que les unités, les normes et les règlements utilisés.
- b. Définition des différentes sections de l'ouvrage par le logiciel Auto CAD, puis introduction dans le logiciel Robot.
- c. Définition des conditions d'appuis.
- d. Définition de la structure (la grille du système d'axe, les poutres, l'hourdis général), (figure V.1).

Chapitre V : Modélisation

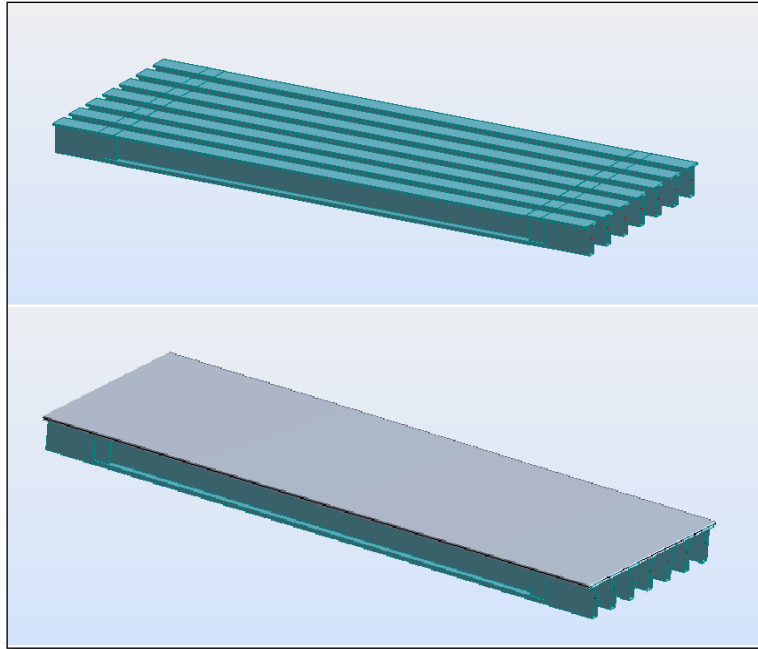


Figure V.1: Modélisation des poutres et hourdis

e. Définition et application des chargements à la structure :

Les charges appliquées sont :

- Charges permanentes des éléments porteurs CP.
- Charges permanentes des éléments non porteurs CPP (Figure V.2):
 - Poids du revêtement.
 - Poids des corniches.
 - Poids des glissières de sécurité.
 - Poids des gardes corps.

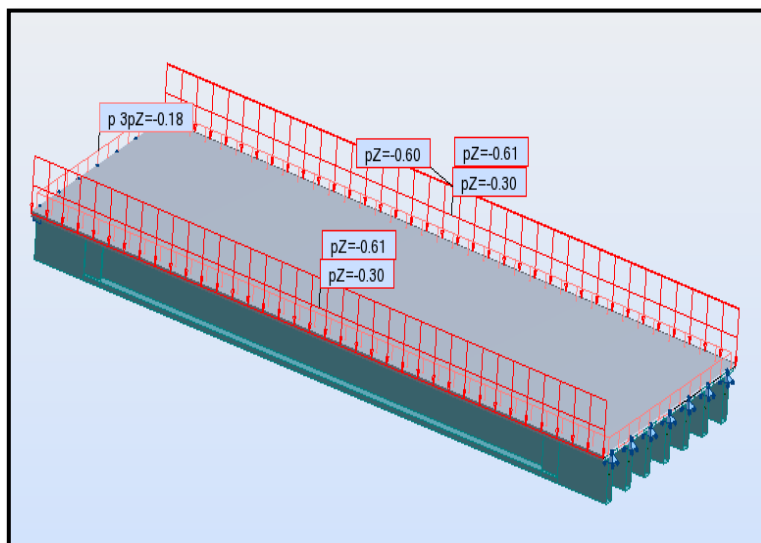


Figure V.2: Chargement CCP

Chapitre V : Modélisation

Les surcharges :

- Système de charge A(L), (Figure V.3).

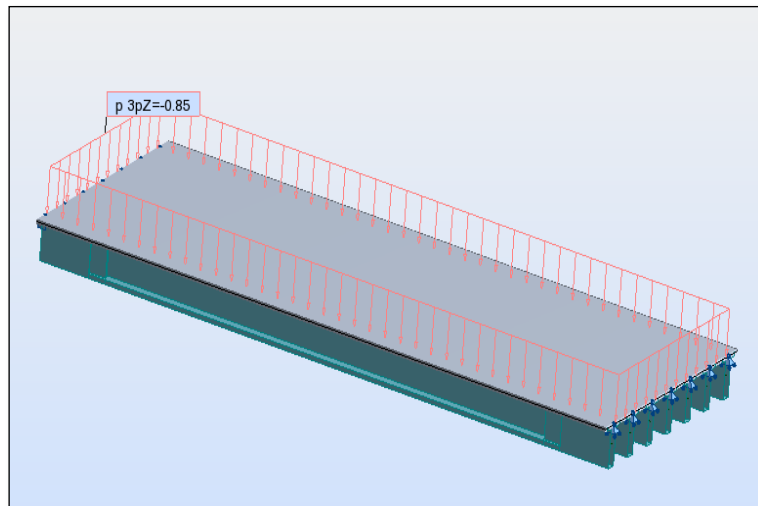


Figure V.3: Charge A(L)

- Système de charge Bc (Figure V.4).

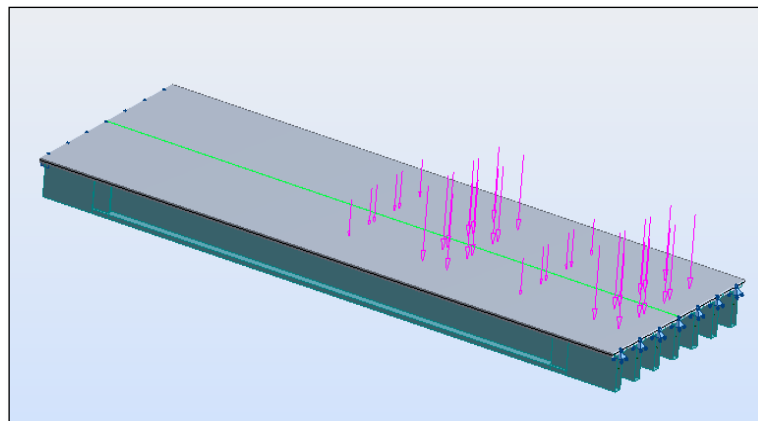


Figure V.4: Charge Bc

- Système de charge Mc120 (Figure V.5).

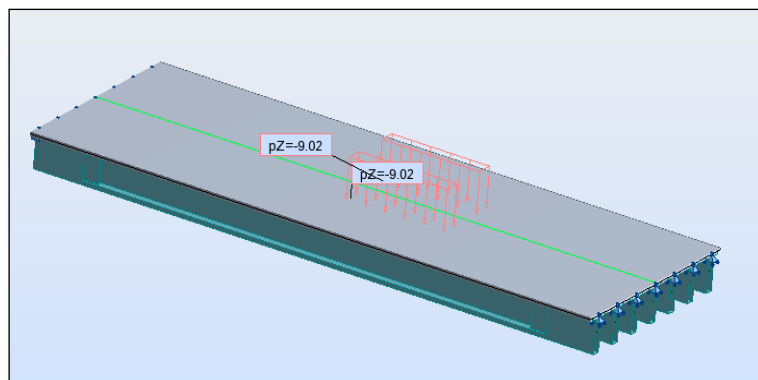


Figure V.5: Charge Mc120

Chapitre V : Modélisation

- Convoi exceptionnel D240 (Figure V.6).

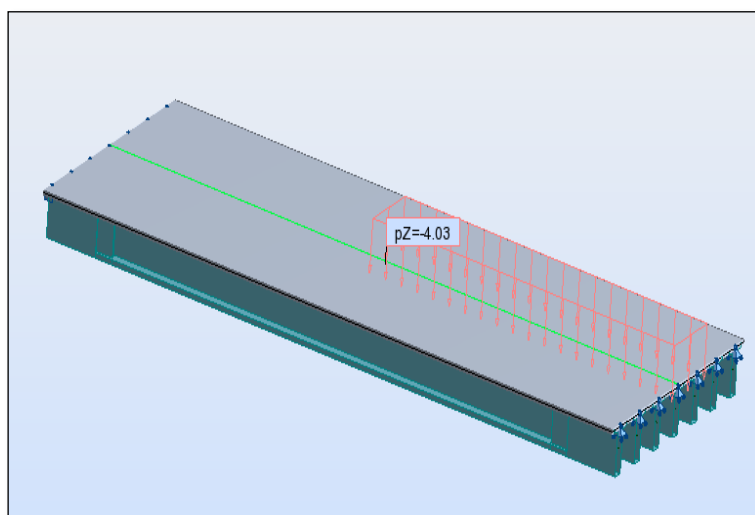


Figure V.6: Convoi exceptionnel D240

g. Définition des combinaisons de calcul.

Pour la détermination des sollicitations maximales (M, N, T), on considère les combinaisons d'actions selon BAEL91 version 99.

Les coefficients de majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Coefficients de majoration

Actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1,2
Système BC	1,6	1,2
MC120	1,35	1
D240	1,35	1

Les combinaisons utilisées (Tableau V.2):

Tableau V.2: Combinaisons d'actions

Action prépondérantes	Combinaisons	N° de la combinaison
A l'ELU	1,35G+1,6(A(l)+St)	1
	1,35G+1,6(Bc+St)	2
	1,35G+1,35Mc120	3
	1,35G+1,35D240	4
A l'ELS	G+1,2(A(l)+St)	5
	G+1,2(Bc+St)	6
	G+Mc120	7
	G+D240	8

Chapitre V : Modélisation

V.4 Résultats obtenus

Après introduction des données nécessaires, on obtient les résultats suivants : le moment fléchissant maximum et l'effort tranchant maximum correspondant.

- L'ELU : 1,35 G +1,35D240.

$$M_{\max} = 593,45\text{t.m} \text{ et } T_{\max} = 162,31\text{t}$$

- A l'ELS : G +D240.

$$M_{\max} = 439,5\text{t.m} \text{ et } T_{\max} = 120,98\text{t}$$

V.5 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les combinaisons engendrant les moments maximums à l'ELS et à l'ELU ($M_{\text{umax}}=593,45\text{t.m}$ et $M_{\text{smax}}=439,5\text{t.m}$). Par la suite nous procédons au calcul de la précontrainte.

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

Chapitre VI : Calcul 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.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable (pour l'application des forces additionnelles) telle que l'effort de traction excessif dû aux charges n'engendre qu'une décompression du béton. Par conséquent, le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

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.

VI.2 Précontrainte par post-tension

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, les armatures sont tendues en s'appuyant sur le béton durci.

La précontrainte est réalisée par des câbles ou torons mis en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante. Les câbles couramment utilisés sont constitués de torons T13 ou T15 de toutes nuances (1770 ou 1860 MPa).

Les armatures sont principalement caractérisées par leur contrainte à la rupture " f_{prg} " et par leur contrainte limite conventionnelle d'élasticité à 0,1% " f_{peg} ". Pour la post-tension, le transfert des efforts des câbles vers le béton se fait au niveau des ancrages des câbles.

VI.3 Etapes de la précontrainte par post-tension

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

- les gaines sont positionnées à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage,
- les armatures sont enfilées dans les gaines après bétonnage,
- les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et ancrées par des systèmes d'ancrages,
- le contrôle de la tension des câbles est effectué par la mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures),
- les gaines sont ensuite injectées par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses).

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

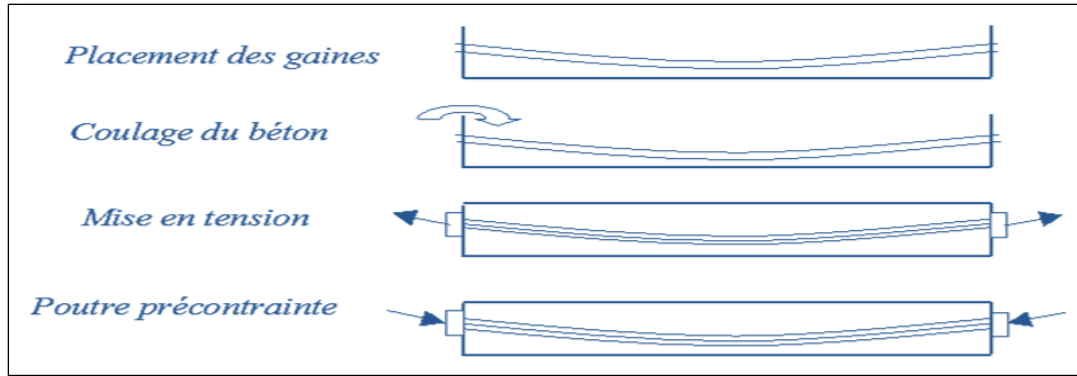


Figure VI.1: Etapes générales de réalisation de la précontrainte

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (actif-actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif-passif) (Figure VI.2).

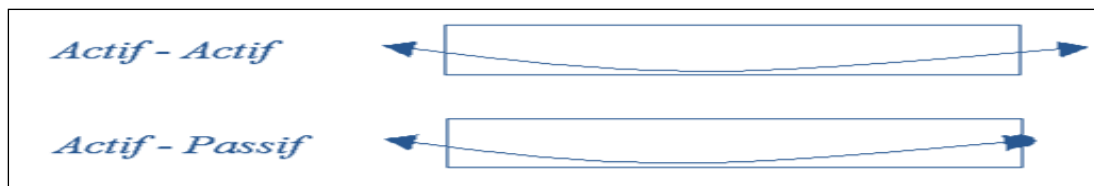


Figure VI.2 : Mise en tension des câbles

VI.4 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.

- 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 13T15 (composées de 12 ou 13 torons T15) pour la précontrainte intérieure et 19 T15 pour la précontrainte extérieure. Un câble est défini par le type, le nombre de torons et la classe de résistance.

- 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, 1770, 1860, 1960MPa.

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

VI.5 Dimensionnement de la précontrainte

Les calculs de la précontrainte se font en classe 01.

VI.5.1 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques de béton sont :

- Résistances :
 - $f_{c28} = 40$ MPa en compression
 - $f_{t28} = 3$ MPa en traction

- Contraintes admissibles
 - En compression :
 - $\sigma_{bc1} = 24$ MPa ($0,6 \times f_{c28}$) → En construction
 - $\sigma_{bc2} = 20$ MPa ($0,5 \times f_{c28}$) → En service

 - En traction :
 - $\sigma_{tc1} = -2.1$ MPa ($-0,7 \times f_{t28}$) → En construction
 - $\sigma_{tc2} = 0$ → En service

b. Acier :

Dans cette étude, nous avons choisi des aciers de type 12T15s TBR dont les caractéristiques sont :

- câble : 12T15.
- section de 12T15=1800mm².
- f_{peg} : contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1583 MPa.
- f_{prg} : contrainte maximale de rupture garantie = 1770 MPa.
- ϕ : diamètre de la gaine = 80 mm.

Tension à l'origine :

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0,8 f_{prg}; 0,9 f_{peg}) = \text{Min}(1416; 1424,7) = 1416 \text{ MPa.}$$

La force exercée sur un seul câble :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times A_p = 1416 \times 1800 \times 10^{-6} P_0 = 2,54 \text{ MN.}$$

VI.5.2 Détermination du nombre de câbles

a. A mi- travée :

La précontrainte est calculée pour la section de la poutre avec hourdis à mi travée ayant les caractéristiques déjà définies dans le chapitre 03 (tableau VI.1).

Tableau VI.1: Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée

	A(m ²)	V(m)	V' (m)	I(m ⁴)	ρ (%)
Poutre	0,591	0,834	1,06	0,281	0,48
Poutre +hourdis	0,988	0,676	1,45	0,506	0,47

Nous avons (voir chapitre V) :

- M_{max} : moment maximum à l'ELS (en charge) = 439,59t.m=4,39MN.m
- M_{min} : moment sous le poids propre = 324t.m = 3,24MN.m
- $\Delta M = M_{max} - M_{min} = 115,25t = 1,15 \text{ MN.m}$

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

La précontrainte minimale doit respecter la condition suivante :

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

Avec:

- P_I : précontrainte minimale (section sous critique) = $\Delta M / (\rho h)$.
- P_{II} : précontrainte minimale (section sur-critique) = $M_{\max} / (c + v' - d)$
- $c = \rho \cdot v$
- $c' = \rho \cdot v'$
- d' : enrobage = 19cm
- h : 190cm

Application :

$$P_I = \Delta M / (\rho h) = 1,57 \text{ MN}$$

$$P_{II} = M_{\max} / (c + v' - d) = 3,78 \text{ MN}$$

On a :

$$P_I < P_{II} \Rightarrow \text{section sur-critique.}$$

Le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage. L'effort de précontrainte économique P_I n'est plus suffisant, la précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre. Aussi :

$$P_{\min} = \text{sup} (P_I ; P_{II}) = 3,78 \text{ MN}$$

Détermination du nombre de câbles N :

La section est sur-critique, l'estimation des pertes à 30% donne :

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

Avec :

$$-P(x,t) = P_0 - \Delta P_0$$

$$-P_{\min} \leq N \times 0,70 P_0$$

D'où :

$$N \geq 2,13.$$

Donc On prend $N=3 \Rightarrow$ 3 câbles 12T15.

b. A l'about

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre sans hourdis (Tableau VI.2) :

Tableau VI.2: Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I (cm ⁴)	ρ (%)
Poutre à l'about	0,995	0,867	1,033	0,3546	35,7

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

L'excentricité est donnée par :

$$e_0 = -(v' - d) = 84 \text{ cm.}$$

Nous devons vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure.

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{A} + \frac{v}{I_G} (P \cdot e_0 + Mg) \geq -2,1 \quad (1)$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{A} - \frac{v'}{I_G} (P \cdot e_0 + Mg) \leq 24 \quad (2)$$

$$(1) \Rightarrow P/0,99 + 0,86/0,354 \cdot (P(-0,84) + 2,57)$$

$$\Rightarrow P \leq 8,07$$

$$(2) \Rightarrow P \leq 9,16$$

$$\text{On a : } P \leq 0,70 \times n \times P_0$$

D'où :

$$\text{- fibre supérieure : } n \leq 5,17$$

$$\text{- fibre inférieure : } n \leq 4,51$$

On prend trois câbles à l'about ($n = 3$).

VI.5.3 Dispositions des câbles à l'about

On prend un espacement de 35cm (e_0) entre deux câbles successifs, et on détermine e_1 et e_2 de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontraintes sortants sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

Alors :

$$M_{p/\text{about}} = 0$$

Donc :

$$3 \cdot P \cdot v' = P \cdot e_2 + P(e_2 + e_0) + P(2e_0 + e_2)$$

Qui donne :

$$e_2 = v' - e_0 = 68,2 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e_1 = 51,77 \text{ cm}$$

La disposition des câbles à l'about est donnée dans la figure VI.3 :

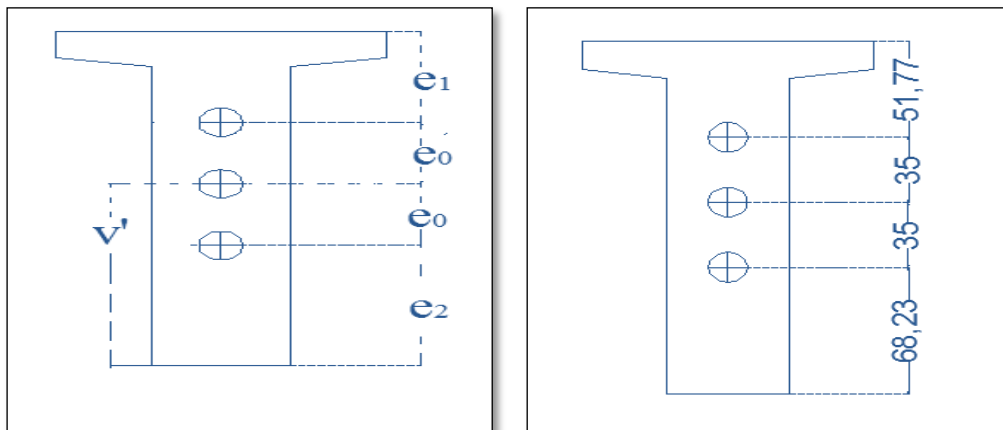


Figure VI.3: Disposition des câbles à l'about

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

VI.5.4 Position des câbles à mi- travée

La distance entre deux câbles est fixée selon les recommandations du BPEL91, elle est égale ou supérieure au diamètre de la gaine, nous prenons l'espacement égale au diamètre de la gaine étant $\Phi=8\text{cm}$.

On a :

$$2c+2\Phi=50 \Rightarrow c=17\text{cm}$$

$$2\Phi+d=35 \Rightarrow d=19\text{cm}$$

La figure VI.4 montre la disposition des câbles à mi- travée.

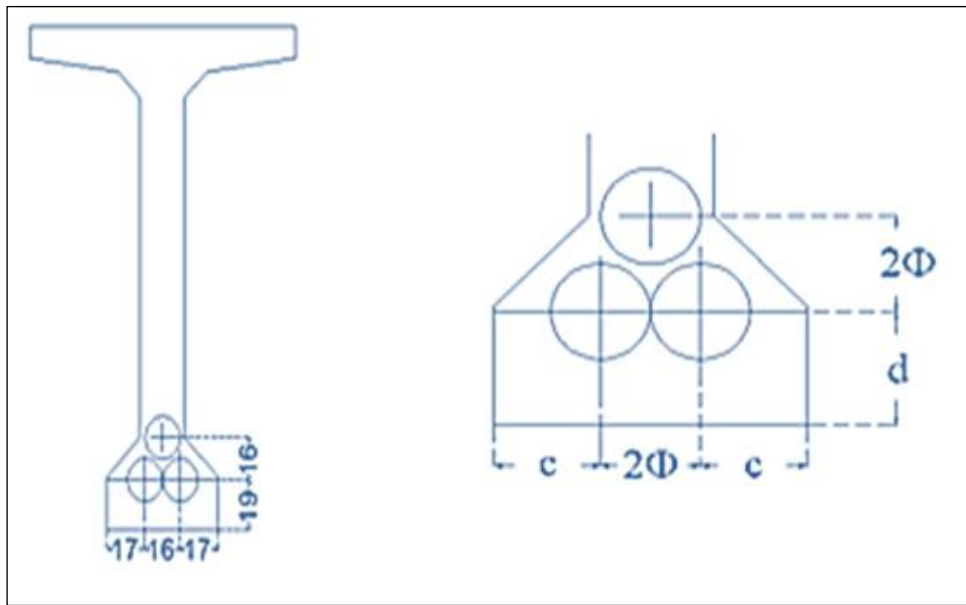


Figure VI.4: Disposition câbles des à mi- travée

VI.5.5 Tracé des câbles

VI.5.5.1 Angles de relevages

A l'extrémité les contraintes de cisaillements sont généralement importantes, de ce fait, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes.

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

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

Avec :

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

$-V_{\text{red}} = V_m - P \sin \alpha$: sous l'effet minimal des charges.

$-V_{\text{red}} = V_M - P \sin \alpha$: sous l'effet maximale des charges.

Avec :

- $V_M = 1,2 \text{ MN}$ et $V_m = 0,56 \text{ MN}$

- α : angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Donc on peut agir sur α de façon à ne pas créer de cisaillement excessif.

-V est estimé égal à : $\tau \cdot b_n \cdot 0.8h$

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

Tel que

- τ = contrainte tangentielle limite à l'E.L.S = $(0.4f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x))^{1/2}$
- $f_{tj} = f_{t28} = 3\text{Mpa}$
- $\sigma_x = P/A$, avec : $P = 0,7 \times 3 \times 2,54 = 5,334\text{MN}$, $A = 0,988\text{m}^2$
- $\sigma_x = 5,334/0,988 = 5,39\text{MPa}$.

Donc :

$$\tau = (0,4 \times 3(3 + 5,39))^{1/2} = 3,17\text{MPa}$$

$$-b_n = b_0 - m.k.\Phi$$

tel que :

- $b_0 = 0,5$.
- $m = 1$: nombre de gaine par lit.
- $k = 0,5$ câble injecté de coulis de ciment.
- $\Phi = 0,08\text{m}$, diamètre de la gaine

Donc :

$$b_n = 0,5 - (1 \times 0,5 \times 0,08) = 0,45 \text{ m} \quad \text{et} \quad V = \tau . b_n . 0,8 . h = 2,41 \text{ MN}$$

D'après les conditions imposées sur appui on a :

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

Donc :

$$16 \leq \alpha \leq 33,83^\circ$$

La valeur optimale de α est donnée par :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arcsin}((V_M + V_m)/P) = \text{Arcsin}((0,56 + 1,2)/5,411) = 19^\circ.$$

Cet angle donne la valeur minimale de V_{red}

VI.5.5.2 Tracé individuel des câbles

Chaque câble a un tracé parabolique avec une partie courbe et une partie rectiligne (Figure VI.5).

L'équation de la parabole de chaque câble est $y = ax^2$

Avec :

$$dy/dx = \tan(\alpha) \Rightarrow \tan(\alpha) = 2a$$

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

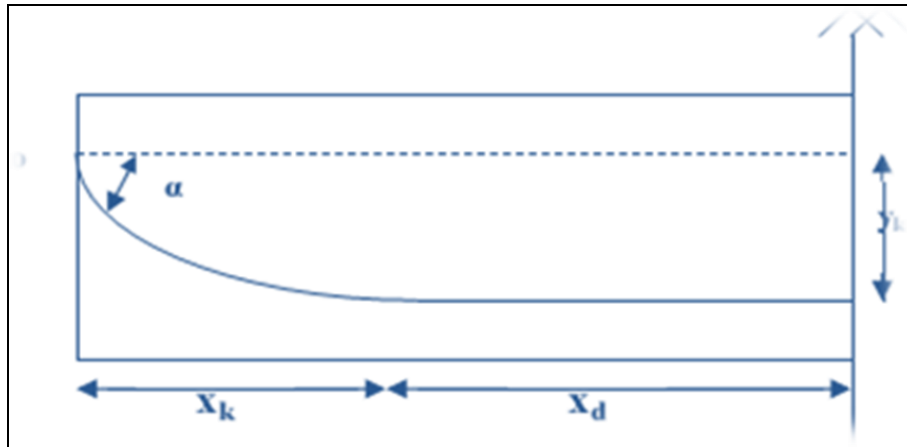


Figure VI.5: Tracé général du câble

Les caractéristiques de la position des câbles sont données au tableau VI.3

Tableau VI.3: Tracé général du câble

	α	$\tan \alpha$	y_k	x_k	x_d	a
Câble 1	8	0,14	0,49	6,93	10,56	0,0043
Câble 2	13,4	0,24	0,84	7	10,55	0,0076
Câble 3	16,7	0,3	1,03	6,87	10,63	0,0091
Câble moyen	12,7	0,22	0,78	6,93	10,56	0,0070

Les tracés des câbles sont montrés ci-dessous :

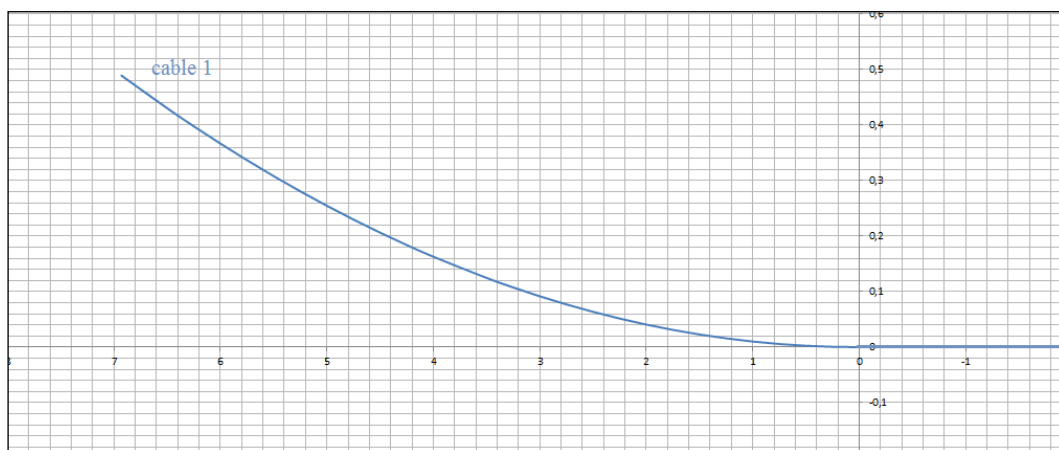


Figure VI.6: Allure du câble 01

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

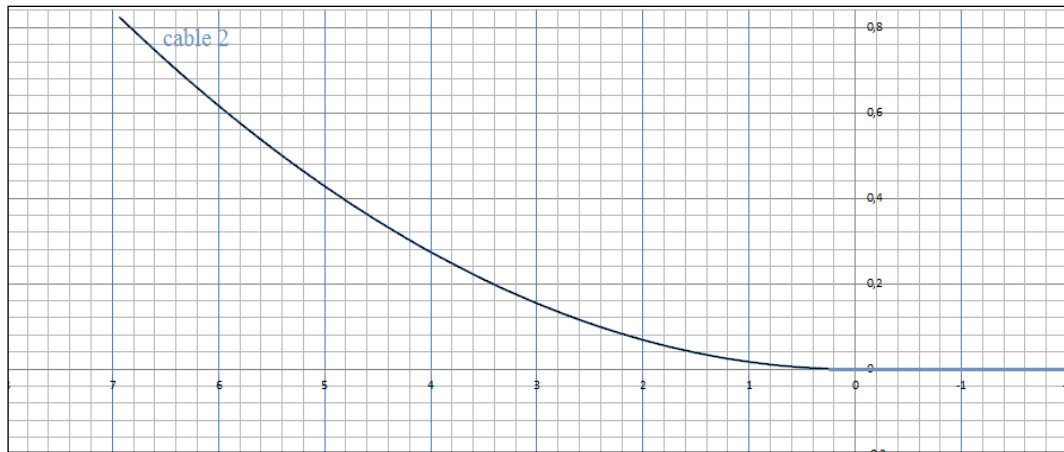
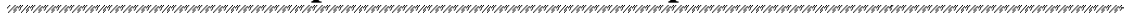


Figure VI.7: Allure du câble 02



Figure VI.8: Allure du câble 03



Figure VI.9: Allure des trois câbles

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

VI.6 Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évite d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier. Par conséquent on fixe réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} . En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton.

Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leurs valeurs maximales au bout d'un certain nombre de mois.

VI.6.1 Pertes instantanées

Les pertes instantanées sont les pertes produites lors de la mise en tension (elles se produisent dans un temps court), elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

VI.6.1.1 Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine

Les pertes par frottement sont provoquées par les aciers des câbles sur les gaines métalliques servant à conduire les câbles.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{f0}(x) = \sigma_{p0} \cdot (1 - e^{-(f\theta + \phi x)})$$

Tel que

- f : coefficient de frottement en courbe, $f=0,18 \text{ rd}^{-1}$.
- ϕ : coefficient de perte de tension par unité de longueur, $\phi=0,002\text{m}$.
- σ_{p0} : tension à l'origine, $\sigma_{p0}=1416\text{MPa}$.
- x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.
- θ : déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe, on considère son tracé dans l'espace. : $\theta = \beta + \alpha$

Les valeurs de θ sont indiquées sur le tableau suivant :

Tableau VI.4: Les valeurs de l'angle θ

	α °	θ (rad)
Câble 1	8	0,13
Câble 2	13,4	0,23
Câble 3	16,7	0,29

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

Donc :

$$\Delta\sigma_{f0}(x) = 1416 \cdot (1 - e^{-(0,19 \theta + 0,002 x)})$$

Les résultats du calcul des pertes dues au frottement pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Pertes par frottement

x(m)		0	1	3	4	6,5	10	17,5
$\Delta\sigma_{f0}$ (MPa)	Câble 1	35,56	38,40	44,06	46,89	53,97	28,32	49,56
	Câble 2	59,47	62,30	67,96	70,8	77,88	56,64	99,12
	Câble 3	74,34	77,17	82,83	85,66	92,74	106,62	127,86
$\Sigma \sigma_{f0}$ (MPa)		169,34	177,17	194,86	203,36	224,60	191,58	276,5

VI.6.1.2 Pertes par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. (Figure VI.9)

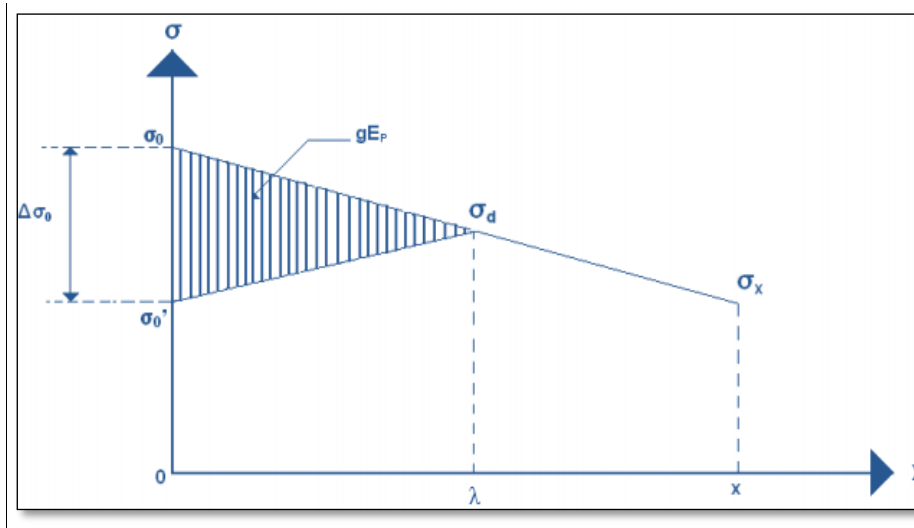


Figure VI.10: diagramme des tensions du câble

Avec :

- σ_0 : contrainte initiale.
- σ_0' : contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma_0$: perte de tension.
- g : intensité du recul d'encrage, $g=6\text{mm}$.
- λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

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

et $\psi = f(\alpha/l) + \varphi$

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

Les valeurs de λ sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.6: Valeur de λ pour chaque câble

	α (rd)	$\Psi \cdot 10^{-3}$ (m)	λ (m)
Câble 1	0,14	3,44	15,29
Câble 2	0,23	4,36	13,57
Câble 3	0,29	4,98	12,71

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

$$\Delta\sigma_{\text{rec}} = (\sigma_0 - \sigma_0') (\lambda - x) / \lambda = 2\sigma_0 \Psi (\lambda - x)$$

Les résultats du calcul des pertes dues au recul d'ancrage pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7: Pertes par recul d'ancrage

x (m)		0	1	3	4	6,5	10	17,5
$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)	Câble 1	112,58	105,22	90,49	83,13	64,72	38,95	0
	Câble 2	122,97	113,91	95,78	86,72	64,07	32,35	0
	Câble 3	115,18	106,12	87,99	78,93	56,27	24,55	0
$\Sigma\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)		350,74	325,76	274,27	248,79	185,07	95,18	0

VI.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Dans la pratique, on admet que la perte de tension qui résulte du raccourcissement élastique du béton ($\Delta\sigma_{\text{rb}}$) due à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes à chaque abscisse (x) est égale à :

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

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

simplifiée suivante :

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

Tel que

- E_{ij} : module de Young instantané de béton à 'j' jours, il est égal à $11000(f_{cj})^{1/3}$.

Dans notre cas $E_{ij} = 11000(40)^{1/3} = 37619,47 \text{ MPa}$.

- E_p : module d'élasticité des armatures, $E_p = 190000 \text{ MPa}$.

- $\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton, $\sigma_b(x) = \frac{P}{A} + \frac{M(x).e}{I_G} + \frac{P.e}{I_G}$

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

- $P = n \cdot A_p (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{f\theta})$.
- $M(x)$: moment fléchissant dû ou poids propre.
- e : excentricité de câble.

Les calculs des pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

	x(m)	0	1	3	4	6,5	10	17,5
σ_b (MPa)	Câble 1	7,34	7,44	8,20	9,74	15,62	17,87	18,82
	Câble 2	5,86	5,90	6,21	7,27	16,20	17,59	18,18
	Câble 3	7,09	7,01	6,18	6,34	13,25	13,64	14,26
$\Delta\sigma_{rb}$ (MPa)	Câble 1	18,50	18,76	20,86	24,55	39,38	45,04	47,44
	Câble 2	14,78	14,87	15,65	18,32	40,84	44,33	45,81
	Câble 3	17,86	17,67	15,58	16,01	33,40	34,38	35,92
$\sum \Delta\sigma_{rb}$ (MPa)		51,16	51,30	51,92	58,89	113,62	123,76	129,19

Récapitulatif des pertes instantanées (Tableau VI.10)

Les pertes totales dues aux pertes instantanées sont égales à :

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

Tableau VI.9: Pertes instantanées

	X(m)	0	1	3	4	6,5	10	17,5
$\Delta\sigma_{inst}$	Câble 1	168,61	164,34	157,27	156,70	160,80	114,28	103,02
	Câble 2	200,63	194,48	182,83	179,33	187,00	135,29	150,95
	Câble 3	211,35	204,92	190,35	184,57	187,06	167,16	168,67
$\sum \Delta\sigma_{inst}$ (MPa)		580,6	563,76	530,46	520,62	534,87	416,74	422,65
$\% \sum \Delta\sigma_{inst}$		13,66	13,27	12,48	12,25	12,59	9,81	9,94

VI.6.2 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.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton

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. Il a lieu 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.

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

La perte de tension est :

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = E_p \cdot \varepsilon_r$$

Avec :

- E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte, $E_p=190000\text{MPa}$,
- ε_r : le retrait total du béton, $\varepsilon_r=3,10^{-4}$,

Alors:

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 57 \text{ MPa}$$

VI.6.2.1 Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît que pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint pour des contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = 6/100 \cdot \rho_{1000} (\mu(x) - \mu_0) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Tel que :

- $\rho_{1000} = 2,5\%$ (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,
- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{inst}}$,
- f_{prg} : contrainte limite de rupture garantie, $f_{prg}=1770\text{MPa}$,
- μ_0 : coefficient pris pour l'armature TBR, $\mu_0=0,43$,

Les calculs des pertes sont mentionnés dans le tableau suivant.

Tableau VI.10: Pertes par relaxation des aciers

X(m)		0	1	3	4	6,5	10	17.5
$\Delta\sigma_{\text{relax}}$ (MPa)	Câble 1	51,40	52,03	53,08	53,16	52,55	59,63	61,40
	Câble 2	46,78	47,66	49,33	49,83	48,73	56,39	54,40
	Câble 3	45,28	46,21	48,08	49,60	48,61	51,16	51,96
$\sum \Delta\sigma_{\text{relax}}$ (MPa)		143,4	145,87	150,6	152,0	150,0	167,65	166,8

VI.6.2.2 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 :

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_f \approx E_p/E_{ij} \cdot (\sigma_{\text{max}} + \sigma_b)$$

- E_p : module d'élasticité de l'acier.
- E_{ij} : module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

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

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

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \cdot \sigma_b \cdot E_p / E_i$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11: Pertes par fluage

X(m)		0	1	3	4	6,5	10	17,5
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	Câble 1	58,74	59,57	65,67	77,94	125,0	143,01	150,6
	Câble 2	46,94	47,20	49,68	58,17	129,6	140,75	145,4
	Câble 3	56,73	56,10	49,46	50,84	106,0	109,15	114,0
$\sum \Delta\sigma_{fl}$ (MPa)		162,4	162,88	164,8	186,96	360,7	392,91	410,1

Les pertes totales dues aux pertes différées sont égales à :

$$\sum \sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{relax} + 5/6 \cdot \Delta\sigma_{fl}$$

Les résultats sont résumés au tableau suivant :

Tableau VI.12: Pertes totales dues aux pertes différées

X(m)		0	1	3	4	6,5	10	17,5
$\sum \sigma_{diff}$ (MPa)	Câble 1	158,58	159,93	166,92	179,27	225,90	249,96	259,57
	Câble 2	142,9	143,9	147,80	156,71	227,3	244,9	248,2
	Câble 3	151,4	151,5	146,67	148,74	203,7	209,3	214,5
$\sum \sigma_{diff}$ (MPa)		452,98	455,45	461,39	484,73	656,9	704,3	722,3
%$\sum \sigma_{diff}$		10,66	10,72	10,86	11,41	15,46	16,58	17,00

Chapitre VI : Calcul de la précontrainte

Les résultats finals des pertes des tensions sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.13: Pertes totales

X(m)		0	1	3	4	6,5	10	17,5
$\Sigma\sigma$ Final (MPa)	Câble 1	327,19	324,27	324,12	335,80	385,94	362,28	356,57
	Câble 2	343,57	338,41	330,61	335,96	413,55	378,32	393,16
	Câble 3	362,82	356,52	337,05	333,326	309,36	374,93	378,32
$\Sigma\sigma$ Final		1033,58	1019,21	991,78	1005,10	1108,85	1115,54	1128,05
%$\Sigma\sigma$ Final		24,33	23,99	23,34	23,66	26,10	26,26	26,55

VI.7 Conclusion

Pour cette étude, le nombre nécessaire de câbles est égal à trois et le pourcentage maximal des pertes est d'environ 26%. Ce pourcentage est inférieur à l'estimation supposée (30%) donc les trois câbles reprennent largement les charges considérées.

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

VII.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la vérification des contraintes normales et tangentielles conformément aux normes utilisées (BAEL91).

VII.2 Définitions des sections

On distingue différents types de sections, à savoir :

- Section brute : c'est la section du béton seul sans prendre en considération les trous des gaines et les aciers.
- Section nette : c'est la section comprenant la section brute et les trous des gaines.
- Section homogène : c'est la section comprenant la section nette et la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence.

VII.3 Caractéristiques nettes et homogènes de la section médiane

VII.3.1 Calcul des caractéristiques nettes

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

$$A_n = A_b - nA_g$$

$$I_n = (v'_n - v'_b)^2 \times A_b - n \times I_g - A_g \times \sum (v'_n - y_i)^2 + I_b$$

$$v'_n = \frac{A_b \times v'_b - \sum A_g \times y_i}{A_n}$$

Tel que :

- A_n : section nette,
- n : nombre de câbles,
- A_b : section brute,
- A_g : section de la gaine, égale à $5,2 \times 10^{-3} \text{ m}^2$
- 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,
- y_i : distance entre le câble i et la fibre inférieure qui est égale :

$$- y_i = \begin{cases} y_1 = 0,19\text{m} \\ y_2 = 0,19\text{m} \\ y_3 = 0,27\text{m} \end{cases}$$
- I_n : inertie de la section nette.
- $I_g = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$: inertie de la gaine.
- I_b : inertie de la section brute.

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

Tableau VII.1: Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane sans hourdis

	A (m ²)	I (m ⁴)	v' (m)	v (m)
Section brute	0,6225	0,2811	1,06	0,84
Section nette	0,607	0,2792	1,07	0,83

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

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

Tableau VII.2: Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane avec hourdis

	A(m ²)	I	v'	v
Section brute	1,04	0,506	1,40	0,72
Section nette	1,025	0,499	1,41	0,71

VII.3.2 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 = 1800 mm².
- n : coefficient d'équivalence acier-béton =5 (rapport entre le module de déformation longitudinale E_p et le module d'élasticité instantanée de béton E_{ij})

Les caractéristiques sont présentées dans le tableau VII.3 :

Tableau VII.3: Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis)

A _h (m ²)	v' _h (m)	v _h (m)	I _h (m ⁴)
1,052	1,43	0,69	0,51

VII.4 Phases de construction

La vérification se fait suivant les étapes suivantes :

Phase 01 :

Au 14^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tirés à 50 % de P₀ et les pertes sont estimées à 10 % de P₀.

Les caractéristiques prises en considération durant cette phase sont :

- Section résistante : section nette de la poutre.
- Moment dû au poids propre de la poutre.
- K (coefficient de mise en tension) est pris égal à 0,5.

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

Phase 02 :

Au 28^{ème} jour, les câbles sont tirés à 100 % de P_0 , les pertes sont estimées à 20 % de P_0 avec les caractéristiques suivantes :

- Section résistante : section nette de la poutre.
- Moment due au poids propre de la poutre.
- K est égal à 1.

Phase 03 :

Au 56^{ème} jour, les câbles sont tirés à 100 % de P_0 , les pertes sont estimées à 27 % de P_0 . Durant cette phase, les poutres sont posées sur leurs appuis définitifs et l'hourdis est coulé sur place. Les caractéristiques à ce niveau sont :

- Section résistante : section nette de la poutre (caractéristiques nettes).
- Moment dû au poids propre de la poutre + dalle.
- K est pris égal à 1.

Phase 04 :

On considère le tablier à vide (superstructure). Dans ce cas, la section résistante est constituée par la poutre et la dalle. Les pertes considérées sont de 27%.

Les caractéristiques à ce stade sont :

- Section résistante : poutre + hourdis (caractéristiques homogènes).
- Moment du au poids propre du tablier.
- K est pris égal à 1.

Phase 05 :

L'ouvrage est en service (en charge), la mise en tension est déjà faite à 100%. Les pertes considérées sont de 30%.

Les caractéristiques prises sont :

- Section résistante : poutre + hourdis (caractéristiques homogènes).
- Moment dû à la combinaison la plus défavorable.
- K est pris égal à 1.

VII.5 Vérification des contraintes aux états limites de service (ELS)

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

VII.5.1 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 :

$$-J = 14\text{jours} : \begin{cases} f_{c14} = 32, 22\text{MPa} \rightarrow \sigma_{ci} = 0, 6f_{c14} = 10, 33\text{MPa} \\ f_{t14} = 2, 53\text{MPa} \rightarrow \sigma_{ts} = -0, 7f_{t14} = -1, 77\text{MPa} \end{cases}$$

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

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

VII.5.2 Vérification de la contrainte normale

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

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

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

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.

On doit vérifier les contraintes $\sigma_{sup}, \sigma_{inf}$ 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 :

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

-Fibre inférieure :

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

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.

Application numérique :

On commence la vérification pour la première phase :

- Calcul de P_1 :

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8 \times k \times \Delta P(x, t) = 1,02 \times 0,5 \times 2,54 - 0,8 \times 0,5 \times 0,1 \times 2,54 = 1,19 \text{ MN}$$

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma_{\text{sup,inf}} = \frac{3P_1}{A_n} = \frac{3 \times 1,19}{0,607} = 5,88 \text{MPa}$$

- Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_{\text{poutre}} = \frac{q_{\text{poutre}} \times L^2}{8} = \frac{0,0168 \times 35^2}{8} = 2,57 \text{MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}} \times v_n}{I_n} = 7,64 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{poutre}} \times v_n'}{I_n} = -9,84 \text{MPa}$$

- Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v_n' - Y_i) = -1,19 \times ((1,07 - 0,49) + (1,07 - 0,84) + (1,07 - 1,03)) = -1,011 \text{MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times v_n}{I_n} = -3 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times v_n'}{I_n} = 3,87 \text{MPa}$$

- Contrainte totale :

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

$$\sigma_{\text{sup}} = 5,88 + 7,64 - 3 = 10,52 \text{MPa} \geq \overline{\sigma_{\text{ts}}} = -1,77 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 5,88 - 9,84 + 3,87 = -0,09 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{ci}}} = 19,33 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

N.B : Le détail de calcul pour les autres phases est donné dans l'annexe.

Les résultats des cinq phases sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4: Valeurs des contraintes totales pour toutes les phases de construction

Phase	P(MN)	Contraintes totales (MPa)	Vérification
1	P ₁ =1,19	$\sigma_{\text{sup}} = 10,52$	Vérifiée
		$\sigma_{\text{inf}} = -0,09$	
2	P ₁ =2,18	$\sigma_{\text{sup}} = 12,92$	Vérifiée
		$\sigma_{\text{inf}} = 8,01$	
3	P ₁ =2,04	$\sigma_{\text{sup}} = 14,57$	Vérifiée
		$\sigma_{\text{inf}} = 4,30$	
4	P ₁ =2,04	$\sigma_{\text{sup}} = 4,88$	Vérifiée
		$\sigma_{\text{inf}} = 7,75$	
5	P ₂ =1,57	$\sigma_{\text{sup}} = 6,31$	Vérifiée
		$\sigma_{\text{inf}} = 0,65$	

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

VII.5.3 Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue suivant les cinq étapes citées plus haut.

Pour cela, on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4f_{tj}(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \tau_1^{-2} \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0,6f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \tau_2^{-2} \end{cases}$$

Avec :

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

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

Avec :

- τ : contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre d'ordonnée (y).
- $V_{red}(y)$: 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 :

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

$$\text{Tel que : } \begin{cases} V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i \\ V_{ser} = \frac{g_{poutre} \times L}{2} \\ b_n = b_0 - m \times k \times \phi \end{cases}$$

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.
- $\phi=80\text{mm}$ diamètre de gaine.

Dans notre cas :

$$b_n = 0,5 - 1 \times 0,5 \times 0,08 = 0,46\text{m}$$

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité qui est donnée par la formule :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos \phi_i}{A_n}$$

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

Avec :

-P : force de précontrainte.

- α_i : angle de relevage du câble de la précontrainte.

Justification pour la phase 01 :

Calcul de la contrainte tangentielle $\tau(y)$:

$$P_1 = 1,19 \text{ MN}$$

$$V_{\text{red}} = V_{\text{poutre}} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

$$V_{\text{poutre}} = \frac{g_{\text{poutre}} \times L}{2} = \frac{1,68 \times 35}{2} = 29,4 \text{ t} = 0,294 \text{ MN}.$$

$$V_{\text{red}} = 0,294 - 1,19 \times (\sin 8^\circ + \sin 13,4^\circ + \sin 16,7^\circ) = 0,489 \text{ MN}$$

La contrainte tangentielle est égale à :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{red}}}{0,8 \times b_n \times h} = \frac{0,489}{0,8 \times 0,46 \times 1,9} = 0,699 \text{ MPa} \rightarrow \tau^2 = 0,488 \text{ MPa}^2$$

Calcul de la contrainte normale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{A_n} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_n} = \frac{1,19(\cos 8^\circ + \cos 13,4^\circ + \cos 16,7^\circ)}{0,607} = 5,72 \text{ MPa}$$

Vérification des inégalités :

$$\tau^2 = 0,488 \text{ MPa}^2 \leq 0,4f_{t14} \left(f_{t14} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \tau_1^{-2} = 6,42 \text{ MPa}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\tau^2 = 0,488 \text{ MPa}^2 \leq \frac{2f_{t14}}{f_{c14}} (0,6f_{c14} - \sigma_x) \times \left(f_{t14} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \tau_2^{-2} = 13,56 \text{ MPa}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

De la même manière, on fait le calcul pour les autres phases.

Les résultats sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.5: Résultats de calculs de la vérification des contraintes tangentielles

Phase	P (MN)	V _{red} (MN)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	τ_1^{-2} (MPa ²)	τ_2^{-2} (MPa ²)	Vérification
1	1,19	0,489	5,72	0,69	6,42	13,56	Vérifiée.
2	2,18	1,14	10,49	1,63	11,99	20,25	Vérifiée
3	2,04	0,95	9,81	1,35	11,44	20,30	Vérifiée
4	2,04	0,82	5,66	1,17	8,12	18,63	Vérifiée
5	1,57	0,64	4,35	0,91	7,08	17,39	Vérifiée

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

VII.5.4 Ferrailage passif longitudinal

On distingue deux types d'armatures passives :

- Les armatures longitudinales de peau.
- Les armatures longitudinales dans les zones tendues.

VII.5.4.1 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 :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times \Omega \\ 0,1 \times A_n \end{array} \right\}$$

Tel que :

- Ω : périmètre de la section à mi-travée.

$$A_{s \min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 4,8 = 14,40 \\ 0,001 \times 6070 = 6,07 \end{array} \right\} \rightarrow A_{s \min} = 14,40 \text{ cm}^2$$

VII.5.4.2 Armatures longitudinales dans les zones tendues

Ces armatures équilibrent les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

Il n'y a pas lieu de disposer des armatures longitudinales dans la zone tendue, on adopte un ferrailage minimal.

Pour cela on choisit une section d'armature de $4\phi 14$

VII.6 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.

VII.6.1 Justification des contraintes normales

VII.6.1.1 Hypothèses de calcul

Pour justifier les contraintes normales à l'ELU, on suppose que :

- La résistance de traction du béton est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton et acier).
- La règle des trois pivots est respectée.

VII.6.1.2 Principe de la méthode de justification

Le principe de justification consiste à assurer que le couple (Nu, Mu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant (Figure VII.1).

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

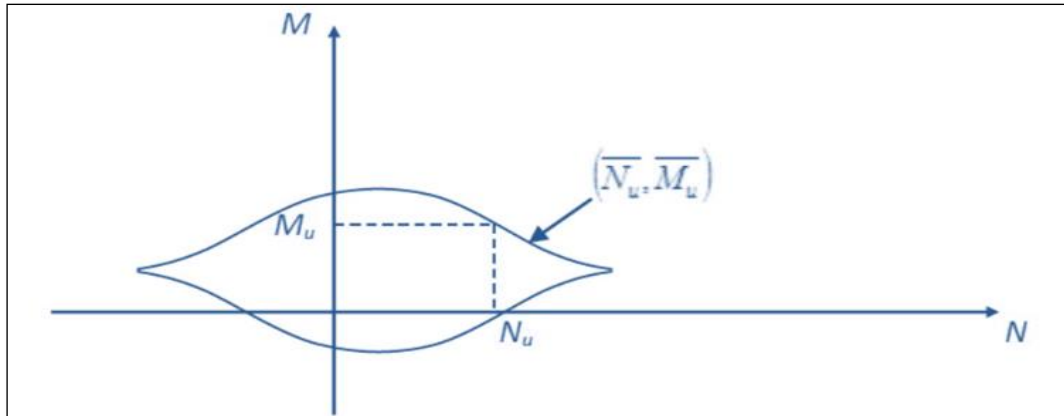


Figure VII.1: Courbe d'interaction effort normal moment fléchissant

VII.6.1.3 Etapes de calcul

On suit les étapes suivantes :

-Choisir un diagramme de déformation passant par les trois pivots (Figure VII.2).

-Détermination de y pour le calcul de $\Delta\varepsilon, \Delta\sigma_p$.

-Faire une comparaison entre N_u et \bar{N}_u , tel que :

Si $\bar{N}_u = N_u \Rightarrow$ on calcule directement M_u .

Si $N_u \leq \bar{N}_u \Rightarrow$ la section de béton est très grande, on pivote le diagramme autour du pivot A (nouvelle valeur de ε_b).

Si $N_u \geq \bar{N}_u \Rightarrow$ on doit pivoter autour de B jusqu'à avoir $\bar{N}_u = N_u$.

-Vérifier l'inéquation $M_u \leq \bar{M}_u$.

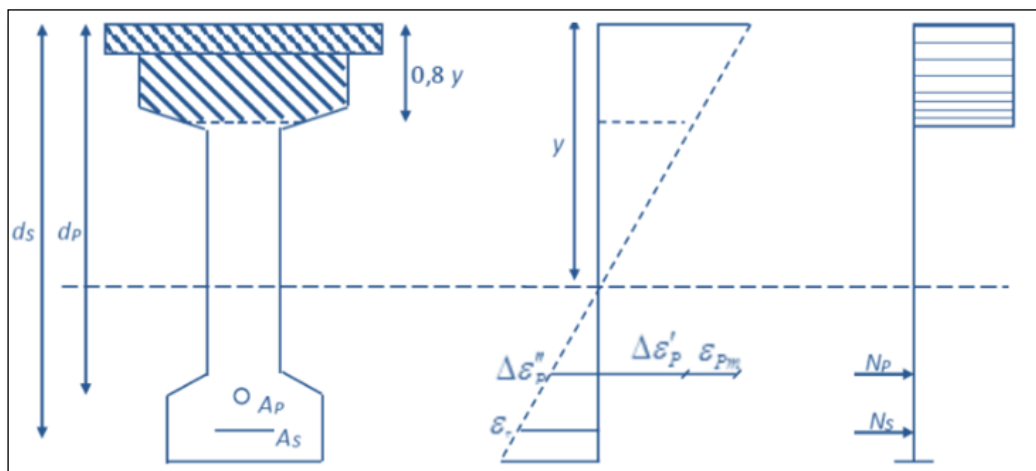


Figure VII.2: Diagramme des contraintes et des déformations à l'ELU

VII.6.1.4 Application numérique

Les données de notre ouvrage sont :

$$A_s = 6.15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 (4\phi 14).$$

$$A_p = 1800 \times 10^{-6} \text{ m}^2.$$

$$h = 2,12 \text{ m}$$

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

$$d_s = 2,12 - 0,05 = 2,07m$$

$$d_p = 2,12 - 0,2 = 1,92m$$

On calcule N_u :

$$N_u = P_m = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p = (1416 - 376) \times 3 \times 1800 \times 10^{-6} = 5,61MN.$$

Avec :

$$\Delta\sigma_T = 26\% \sigma_{p0}$$

Pour la vérification, on suit la procédure suivante :

Première itération :

On suppose que le diagramme de déformation passe par les pivots A et B, c'est-à-dire

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \text{ et } \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}.$$

Equation d'équilibre :

Les efforts ultimes sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \overline{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \sigma_p \\ \overline{M}_u = A(y) \times \sigma_{bc} \times Z(y) - A_s \times \sigma_s \times (d_s - d_p) \end{cases}$$

Tel que :

- $A(y)$: 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, on peut écrire :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s} \times d_s = 0,536m$$

On a la section de béton comprimé de hauteur 0,8y :

$$A(y) = 0,2b_{dalle} + (0,8y - 0,2)b_{poutre} = 0,2 \times 1,9 + (0,8 \times 0,536 - 0,2) \times 1,2 = 0,654m^2$$

L'allongement préalable ε_{pm} est donné par :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_m}{n \times A_p \times E_p} = \frac{5,61}{3 \times 1800 \times 10^{-6} \times 1,9 \times 10^5} = 5,46 \text{ ‰}.$$

On obtient la déformation due à la compression du béton au niveau du câble moyen :

$$\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

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.

$$- \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{A_n} + \left(\frac{P_m \times e_0 + M_{\min}}{I_n} \right) \times e_0$$

$$- e_0 = -(V'_h - d' - e_m) = -(1,474 - 0,19 - 0,2) = -1,084\text{m}$$

$$- A_n = 1,025\text{m}^2, I_n = 0,498\text{m}^4, M_{\min} = 3,24\text{MN.m}$$

$$- \sigma_{bpm} = \frac{5,61}{1,025} + \left(\frac{5,61 \times (-1,084) + 3,24}{0,498} \right) \times (-1,084) = 11,65\text{MPa}$$

$$- \Delta \varepsilon_p' = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \times \frac{11,65}{1,9 \times 10^5} = 0,30\text{‰}$$

La variation complémentaire accompagnant la déformation du béton est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \varepsilon_p'' = \varepsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = \frac{3,5}{1000} \times \frac{1,92 - 0,536}{0,536} = 9,03\text{‰}$$

La déformation totale est donnée par :

$$\sum \varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon_p' + \Delta \varepsilon_p'' = 5,46 + 0,30 + 9,03 = 14,79\text{‰}$$

La déformation du béton ε_p est donnée par : $\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$

On a aussi :

$$\Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon_p' + \Delta \varepsilon_p'') - f(\varepsilon_{pm})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum \varepsilon = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 \\ \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 14,79 = \frac{\sigma_{p1}}{1,9 \times 10^5} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p1}}{1770} - 0,9 \right)^5 \\ 5,46 = \frac{\sigma_{p2}}{1,9 \times 10^5} + 100 \times \left(\frac{\sigma_{p2}}{1770} - 0,9 \right)^5 \end{array} \right.$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p1} = 2800,72\text{MPa} \\ \sigma_{p2} = 2582,49\text{MPa} \end{array} \right. \rightarrow \Delta \sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 2800,72 - 2582,49 = 218,23\text{MPa}$$

On sait que :

$$\overline{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \Delta \sigma_p$$

$$\overline{N}_u = 0,654 \times \frac{0,85 \times 40}{1,5} - 6,15 \times 10^{-4} \times \frac{500}{1,15} - 3 \times 1800 \times 10^{-6} \times 218,23 = 13,37\text{MN}$$

On a donc :

$N_u = 5,61\text{MN} \leq \overline{N}_u = 13,37\text{MN}$, alors la section du béton est très grande, on doit choisir une nouvelle valeur de ε_{bc} .

On calcule \overline{N}_u pour s'approcher de la valeur de N_u en diminuant le $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

-Deuxième itération :

Etant donné que N_u est loin de \bar{N}_u , on utilise la première condition.

$$\bar{N}_u \approx N_u.$$

On cherche $A(y)$:

$$A(y) = \frac{\bar{N}_u + A_s \times \sigma_s + n \times A_p \times \Delta\sigma_p}{\sigma_{bc}} = \frac{5,61 + 0,0000615 \times 437,78 + 3 \times 0,0018 \times 218,23}{22,66} = 0,316m^2$$

$$A(y) = 0,316m^2 \rightarrow y = 0,183m$$

En procédant comme plus haut, on obtient :

$$\varepsilon_{pm} = 5,46\%$$

$$\Delta\varepsilon_p' = 0,3\%$$

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\varepsilon_s \times y}{d_s - y} = 0,97\%$$

$$\Delta\varepsilon_p'' = \varepsilon_{bc} \times \frac{dp - y}{y} = 9,19\%$$

$$\sum \varepsilon = 14,95\%$$

$$\sigma_{p1} = 2802,8MPa$$

$$\sigma_{p2} = 2582,5MPa$$

$$\Delta\sigma_p = 220,3MPa$$

Vérification :

-Effort normal ultime \bar{N}_u :

$$\bar{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \Delta\sigma_p = 0,316 \times 22,66 - 0,000615 \times 434,78 - 3 \times 0,0018 \times 220,34 = 5,56MN$$

$$\bar{N}_u = 5,56MN \approx N_u \quad \text{Vérifiée}$$

-Moment fléchissant ultime \bar{M}_u :

$$\bar{M}_u = A(y) \times \sigma_{bc} \times (dp - 0,4y) - A_s \times \sigma_s \times (d_s - d_p)$$

$$\bar{M}_u = 0,316 \times 22,66 \times (1,92 - 0,4 \times 0,183) - 0,000615 \times 434,7 \times (2,07 - 1,92) = 13,18MN.m$$

On a :

$$M_u = 5,88MN.m \leq \bar{M}_u = 13,18MN.m \quad \text{Vérifiée.}$$

D'après ces résultats, on conclut que la résistance à l'ELU est assurée et les contraintes normales sont vérifiées.

VII.6.2 Justification des contraintes tangentielles

Cette justification a pour but de vérifier la résistance des armatures transversales et le non écrasement des bielles de béton.

VII.6.2.1 Armatures transversales de peau

Elles servent à maintenir les armatures passives. Leur section doit avoir au moins $2cm^2$ d'acier par mètre de parement.

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

VII.6.2.2 Minimum d'armatures transversales

Les armatures passives sont caractérisées pour un lit d'armatures par leur section A_t et leur espacement S_t :

$$S_t \leq \min \{1m; 0.8h; 3b_0\}$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre = 1,9m.

- b_0 : largeur brute de l'âme = 0,5m

Donc :

$$S_t \leq \min \{1m; 1,52m; 1,5m\} \rightarrow S_t \leq 1m.$$

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_c}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{MPa}$$

alors :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \times \gamma_s \times b_n}{f_c} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \times 1,15 \times 0,46}{500} = 0,0634 \text{cm}$$

On prend $A_t = 2,26 \text{cm}^2$ (cadre de $\phi 12$) alors $S_t \leq 35,64 \text{cm}$.

Pour cela on prend $S_t = 15 \text{cm}$ pour la section d'about, $S_t = 35 \text{cm}$ pour la section à mi-travée.

VII.6.3 Justification des armatures transversales

Pour justifier la vérification, il faut :

$$\tau_{\text{red,u}}(y) \leq \frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_c}{\gamma_s} \times \cot \beta + \frac{f_{ij}}{3} = \bar{\tau}$$

Tel que :

$$\tau_{\text{red,u}}(y) = \frac{V_{\text{red,u}}}{0,8 \times h \times b_n}$$

$$V_{\text{red,u}} = V_{\text{max,u}} - P \sum \sin \alpha_i$$

Application :

-Calcul de P :

$$P = \sigma_{po} \times (1 - \Delta \sigma) \times A_p = 0,734 \times 1416 \times 1800 \times 10^{-6} = 1,87 \text{MPa}.$$

-Calcul de l'effort réduit :

$$V_{\text{red,u}} = V_{\text{max,u}} - P \sum \sin \alpha_i = 1,62 - 1,87 \times (0,65) = 0,4045 \text{MN}$$

$$\tau_{\text{red,u}}(y) = \frac{V_{\text{red,u}}}{0,8 \times h \times b_n} = \frac{0,4045}{0,8 \times 1,9 \times 0,46} = 0,578 \text{MPa}$$

Soit β l'angle de l'inclinaison de bielle de béton, tel que :

$$\tan 2\beta = \frac{2 \times \tau_{\text{red,u}} \times A_n}{\sum P_i \cos \alpha_i} = \frac{2 \times 0,578 \times 1,025}{1,87 \times 2,92} = 0,216 \rightarrow \beta = 6,09^\circ \leq 30^\circ$$

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

On prend $\beta = 30^\circ$

Donc :

$$\bar{\tau} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,46 \times 0,35} \times \frac{500}{1,15} \times \cot 30^\circ + \frac{3}{3} = 2,057 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{red,u}} = 0,578 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,057 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée.}$$

VII.6.4 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 ;

$$\tau_{\text{red,u}} = 0,178 \text{ MPa} \leq \frac{40}{4 \times 1,5} = 6,66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Le schéma de ferrailage des armatures passives est présenté dans la figure suivante :

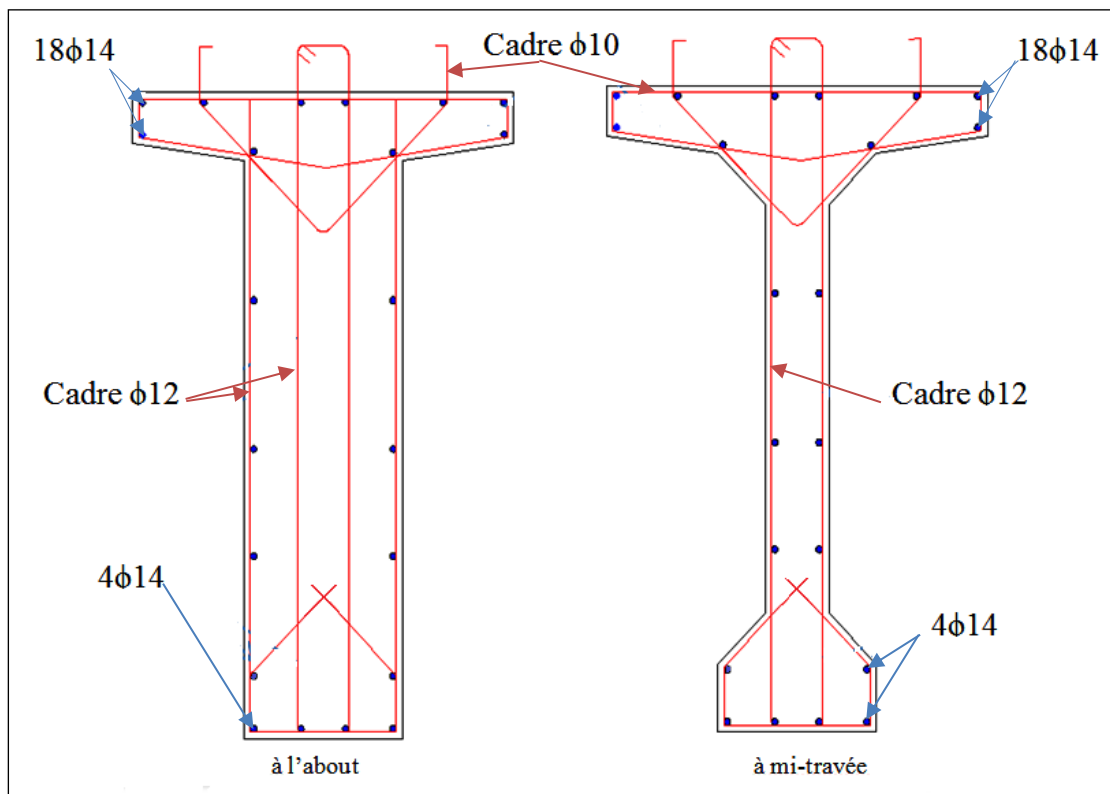


Figure VII.3: Ferrailage passif de la poutre

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres

VII.7 Conclusion

Après vérification, le ferrailage passif est de : 4HA14 pour les armatures de traction, 18HA14 pour les armatures de peau, et pour les armatures transversales, on a opté pour des cadres de HA12, espacés de 35 cm en travée et 15 cm à l'about.

Chapitre VIII : Calcul des déformations

Chapitre VIII : Calcul des déformations

VIII.1 Introduction

La poutre subit des déformations sous l'effet de son poids propre et de la mise en tension de la précontrainte (rotation, flèche, raccourcissement.). Par conséquent, la pose d'appui en néoprène (caoutchouc synthétique) est recommandée pour permettre la liberté des rotations et des déplacements d'appui.

VIII.2 Calcul des flèches et contre flèches

VIII.2.1 Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie (q/ml). La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

Avec :

- $L=35\text{m}$.
- $M_G=3,24\text{MN.m}$
- E_v =module de déformation longitudinale différée, $E_v=3700\sqrt[3]{f_{c28}}$.
- I_G : moment d'inertie (poutre+ hourdis).

Donc :

$$f_G=6,45\text{cm}.$$

VIII.2.2 Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les charges sont uniformément réparties :

$$f_s = \frac{5 \times M_s \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

$$-M_s = M_{\max} - M_{\min} = 1,15\text{MN.m}$$

Donc :

$$f_s=2,28\text{cm}.$$

VIII.2.3 Contre-flèche

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la contre-flèche est calculée par l'intégrale de Maxwell-Mohr :

$$f = \int_0^l \frac{M \cdot \bar{M}}{E_v \times I_G} dx$$

Le moment dû à la précontrainte est donné par :

$$M_p = \sum P_i \times e_i$$

Chapitre VIII : Calcul des déformations

a-A l'about ($x=0L$) :

On a :

$$\begin{aligned}-P_1 &= 1800 \cdot 10^{-6} (1416 - 325,68) \cdot \cos 8 = 1,94 \text{ MN} \\ -P_2 &= 1800 \cdot 10^{-6} (1416 - 325,68) \cdot \cos 13,4 = 1,90 \text{ MN} \\ -P_3 &= 1800 \cdot 10^{-6} (1416 - 325,68) \cdot \cos 16,7 = 1,87 \text{ MN} \\ -e_1 &= -0,377 \text{ m} \\ -e_2 &= -0,27 \text{ m} \\ -e_3 &= +0,323 \text{ m}\end{aligned}$$

Donc :

$$M_p = -0,177 \text{ MN.m}$$

b- A mi-travée ($x=0,5L$) :

$$\begin{aligned}-P_1 = P_2 = P_3 &= 1800 \cdot 10^{-6} (1416 - 368,16) = 1,88 \text{ MN} \\ -e_1 = e_2 &= -0,872 \text{ m} \\ -e_3 &= -0,79 \text{ m}\end{aligned}$$

Donc :

$$M_p = -4,78 \text{ MN.m}$$

Les diagrammes de M et \bar{M} sont montrés dans les figures VII.1, VII.2.

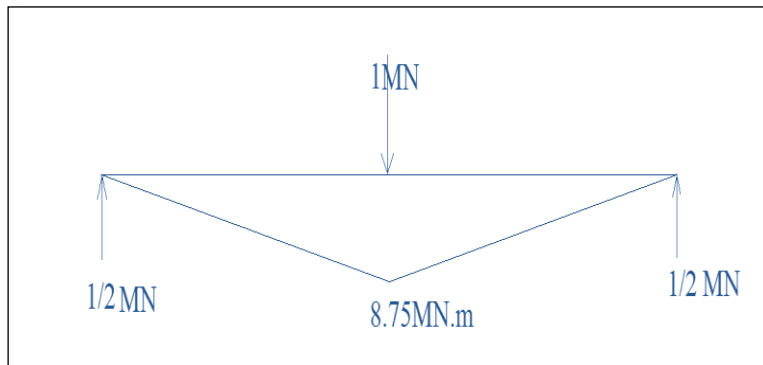


Figure VIII.1: Diagramme de \bar{M}

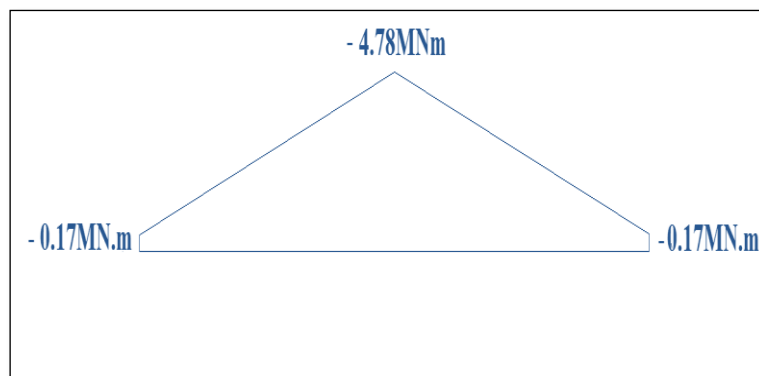


Figure VIII.2: Diagramme de M

Chapitre VIII : Calcul des déformations

Donc :

$$\int_0^l \overline{M.M} dx = \frac{1}{6} (8,75)(17,5)(-0,17 + 2 \times -4,78) = -248,31$$

$$f_p = \frac{2 \times (-248,31)}{12653,82 \times 0,506} = -0,077 \text{ m}$$

$f_p = -7,7 \text{ cm}$ (flèche dirigée vers le haut)

VIII.2.4 Flèche en service

La flèche en service est donnée par :

-A vide :

$$f = f_G + f_p = -1,25 \text{ cm}$$

-En charge :

$$f = f_G + f_p + f_s = 1,03 \text{ cm}$$

La flèche calculée en charge : $f = 1,03 \text{ cm}$.

La flèche admissible : ($L/500 = 7 \text{ cm}$) doit être supérieure à la flèche calculée (1,03cm), d'où la condition est vérifiée.

VIII.3 Calcul des rotations

VIII.3.1 Rotation sous le poids propre :

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = \frac{q.L^3}{24.E_v.I_G} = \frac{M_G.L}{3.E_v.I_G}$$

Avec :

- $L = 35 \text{ m}$.
- $M_G = 3,24 \text{ MN.m}$
- $E_v =$ module de déformation longitudinale différée,
 $= 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12653,82 \text{ MPa}$.
- I_G : moment d'inertie (poutre+ hourdis) $= 0,506 \text{ m}^4$

D'où :

$$\theta_G = 5,90 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

VIII.3.2 Rotation sous les surcharges

L'expression de θ_s est donnée par :

$$\theta_s = \frac{q.L^3}{24.E_v.I_G} = \frac{M_s.L}{3.E_v.I_G} = 2,1 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

Chapitre VIII : Calcul des déformations

VIII.3.3 Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

L'expression de θ_P est donnée par :

$$\theta_P = -\frac{1}{EI} \int M \cdot \bar{M} \cdot dx$$

M et \bar{M} sont montrés dans les figures VIII.3, VIII.4

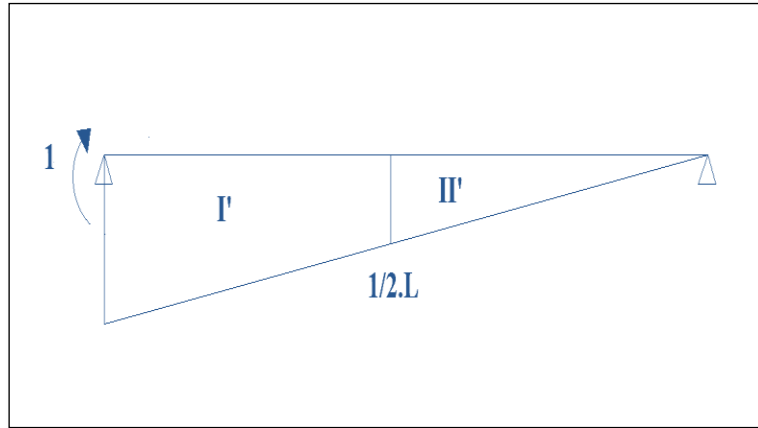


Figure VIII.3: Diagramme de \bar{M}

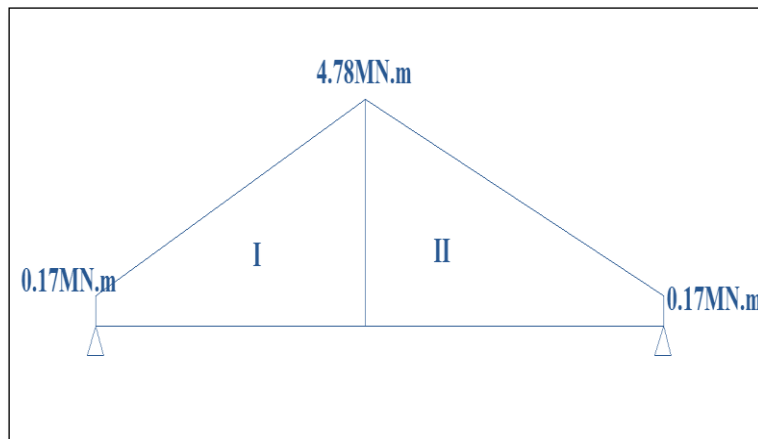


Figure VIII.4: Diagramme de M

$$\int M \cdot \bar{M} dx = I \cdot I' + II \cdot II' = \frac{17,5}{6} (1(2 \times 0,17 + 4,78) + \frac{1}{2} (0,17 + 2 \times 4,78)) + \frac{1}{6} \times \frac{1}{2} \times 17,5 (0,17 + 2 \times 4,78)$$

$$\int M \cdot \bar{M} dx = -43,31$$

Donc :

$$\theta_P = -6,76 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

Chapitre VIII : Calcul des déformations

VIII.3.4 Rotation en service

- A vide :

$$\theta = \theta_p + \theta_G = 0,86.10^{-3} \text{ rad}$$

- En charge :

$$\theta = \theta_p + \theta_G + \theta_S = 1,24 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VIII.4 Calcul des déplacements

VIII.4.1 Déplacement dû à une rotation d'appui

Le déplacement engendré par la rotation d'appui est donné par :

$$\Delta_\theta = \frac{\theta \cdot h_t}{2} = 1,31.10^{-3} \text{ m}$$

θ : valeur obtenue sous combinaison de charge (en service).

VIII.4.2 Déplacement dû au retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la formule :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \cdot L}{2} = 5,25.10^{-3} \text{ m}$$

Avec :

$$\varepsilon_r = 1,14 \times 10^{-4}$$

VIII.4.3 Déplacement dû au fluage

Il est donné par l'expression :

$$\Delta_f = \frac{\sigma_{bm} \cdot L}{2 \cdot E_i}$$

Avec :

σ_{bm} : valeur moyenne des contraintes au niveau de l'axe neutre sous P et sous charges de longue durée = 17,09 MPa.

Donc :

$$\Delta_f = 12,3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VIII.4.4 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 :

$$E_{\text{tem}} = 3,4 \times 10^{-4} : \text{coefficient dépendant de la température.}$$

Alors :

$$\Delta_T = 3 \times 10^{-4} \times L / 2 = 52,2.10^{-4} \text{ m}$$

Chapitre VIII : Calcul des déformations

VIII.4.5 Déplacement total

Le déplacement total est donné par la formule :

$$U = 2/3 \cdot (\Delta_{\theta} + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta_T = 1,41 \text{ cm}$$

VIII.5 Conclusion

D'après ce chapitre, on obtient les résultats suivants :

-La flèche totale :

- À vide : $f = -1,25 \text{ cm}$

- En charge : $f = 1,03 \text{ cm}$

-La rotation totale :

- A vide : $\theta = 0,86 \times 10^{-3} \text{ rad}$

- En charge : $\theta = 1,24 \times 10^{-3} \text{ rad}$

-Le déplacement total : $U = 1,41 \text{ cm}$

Chapitre IX : Calcul de l'hourdis

Chapitre IX : Calcul de l'hourdis

IX.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.

L'hourdis joue d'une part un rôle d'entretoisement, et d'autre part assure la répartition transversale des efforts.

IX.2 Etude de flexion transversale

Pour la flexion transversale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient d'étudier une section rectangulaire (22x100 cm) en flexion simple (figure IX.1).

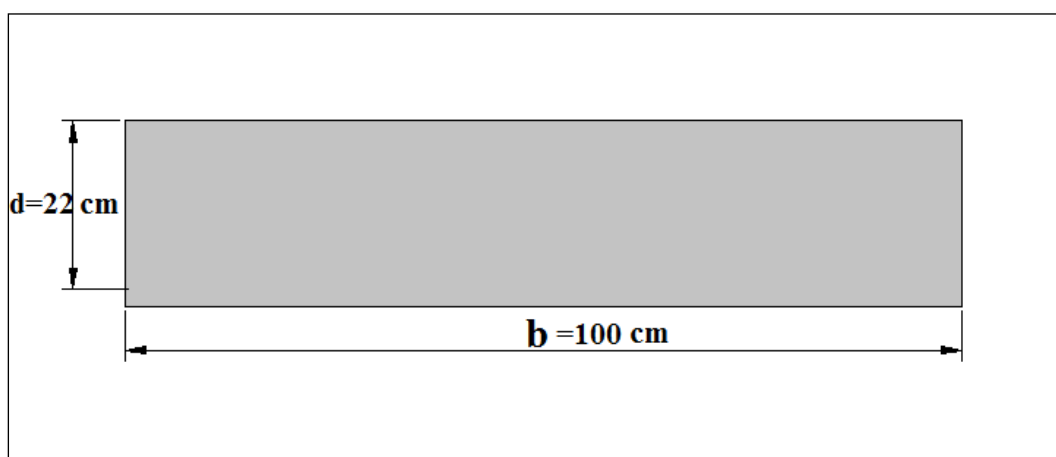


Figure IX.1: Section de l'hourdis

Les moments fléchissant maximum et minimum sont obtenus par la combinaison (1.35G+1.6Bc) (figure IX.2).

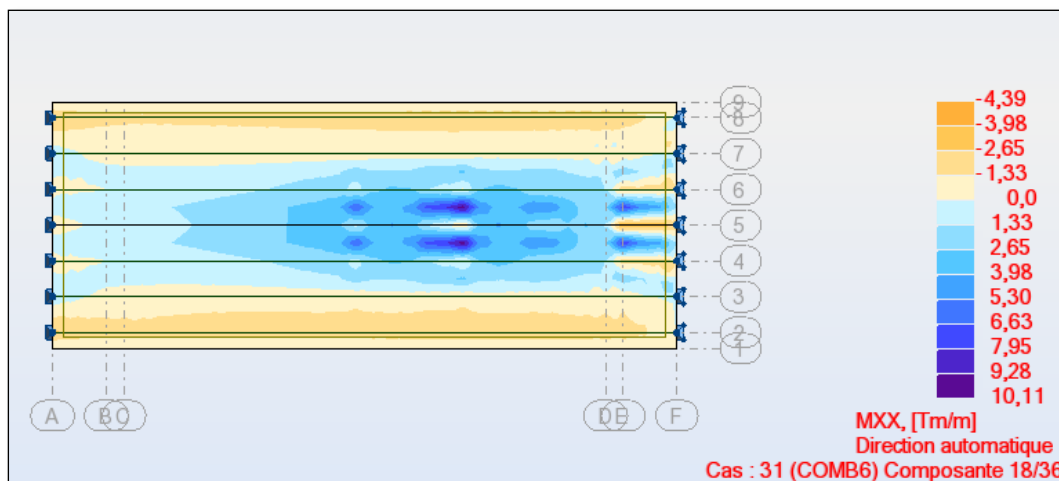


Figure XI.2: Moment max et min de l'hourdis (ELU)

Chapitre IX : Calcul de l'hourdis

Donc :

- Moment fléchissant max à mi- travée :
 $M=10,11\text{t.m}$
- Moment fléchissant min sur appuis :
 $M=-4,39\text{t.m}$

-Le ferrailage

Le ferrailage et la vérification se font à l'aide du logiciel EXPERT 2011. Les résultats obtenus sont :

$$A_{\text{inf}}=14,30\text{ cm}^2 \text{ soit } 5\phi 20 (15,71\text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{sup}}=5,90\text{ cm}^2 \text{ soit } 5\phi 14 (7,7\text{ cm}^2)$$

-Condition de non fragilité

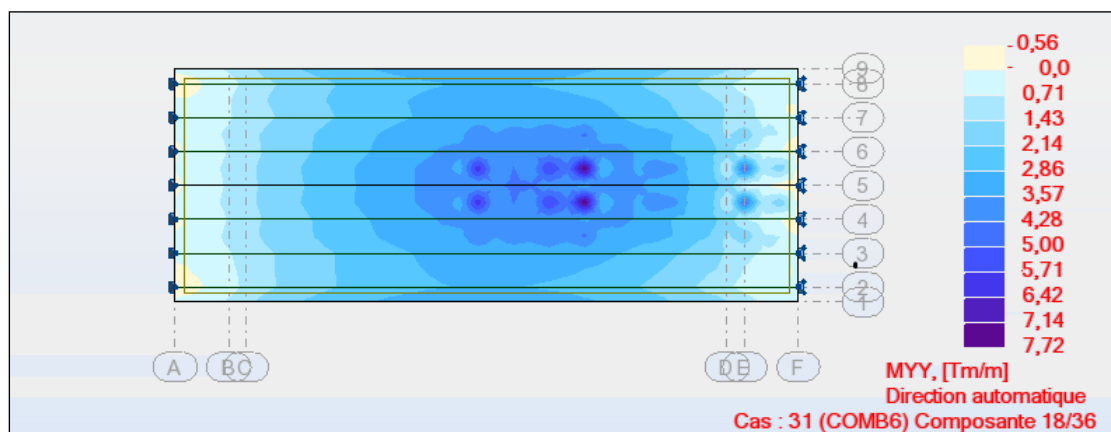
Elle est donnée par la relation suivante :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 b d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot 0,20 \cdot 1,2 \cdot 22 \cdot \frac{2,22}{500} = 2,04\text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.3 Etude de flexion longitudinale

Le moment dans le sens longitudinal est déterminé de la même manière (figure IX.3).



Par conséquent, on a :

- Moment fléchissant max à mi- travée :
 $M=7,72\text{ t.m}$
- Moment fléchissant max sur appuis :
 $M=0,56\text{t.m}$

Chapitre IX : Calcul de l'hourdis

Les résultats obtenus par ROBOT-EXPERT sont :

- $A_{inf} = 10,5 \text{ cm}^2$ soit $6\phi 16$ ($12,06 \text{ cm}^2$).
- $A_{sup} = 3,2 \text{ cm}^2$ soit $4\phi 12$ ($4,52 \text{ cm}^2$).

IX.4 Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après les résultats obtenus par le logiciel Robot 2011, l'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison (1.35G+1.6Bc) (figure IX.4)

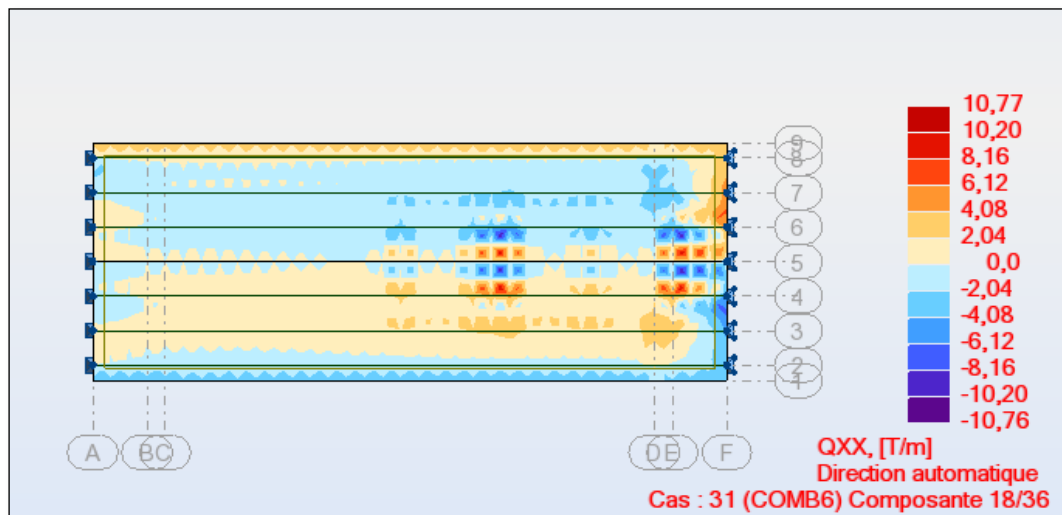


Figure IX.4: Effort tranchant max de l'hourdis

Donc :

$$V_{u\max} = 10,77t$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 50t/m^2 = 0,50 \text{ MPa}.$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u \leq [0,15 \cdot f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}]$

Avec :

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

$-\gamma_b = 1,5$ en situation durable.

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min}(4 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4$$

Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ La condition est vérifiée.}$$

IX.5 Récapitulatif du ferrailage

Le schéma récapitulatif du ferrailage de l'hourdis est représenté dans la figure IX.5

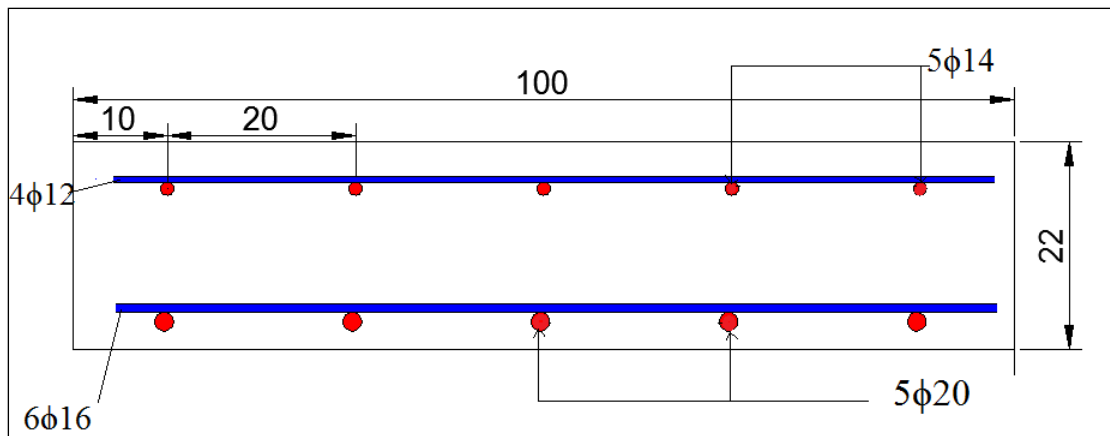


Figure IX. 5: Ferrailage de l'hourdis

Chapitre X : Les appareils d'appui

Chapitre X : Les appareils d'appui

X.1 Introduction

Les appareils d'appui sont employés pour assurer la liaison entre le tablier d'un pont et ses appuis (Figure X.1).

Ils sont conçus pour garantir la transmission des efforts entre la superstructure et ses supports et pour assurer les déplacements et les rotations.



Figure X.1: Appareil d'appui

X.2 Types d'appareils d'appui

On distingue quatre grands types d'appareils d'appui, ces derniers sont différents les uns des autres par leur mode de fonctionnement et les matériaux employés :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui métalliques.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.

Dans le cadre de cette étude, nous avons opté pour des appuis en élastomère fretté.

X.3 Les appareils d'appui en élastomère fretté de type B

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes, ni parfaitement mobiles.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Ce type d'appareil d'appui 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, de contrôle, et pratiquement aucun entretien.

Chapitre X : Les appareils d'appui

- Bonne répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Coût relativement modéré.

La géométrie de l'appareil d'appui de type B est donnée par la norme N-F EN 1337-3. La figure X-2 donne les éléments constituant un appareil d'appui où a , b , a' , b' représentent les dimensions d'une forme rectangulaire, et D et D' les dimensions d'une forme circulaire.

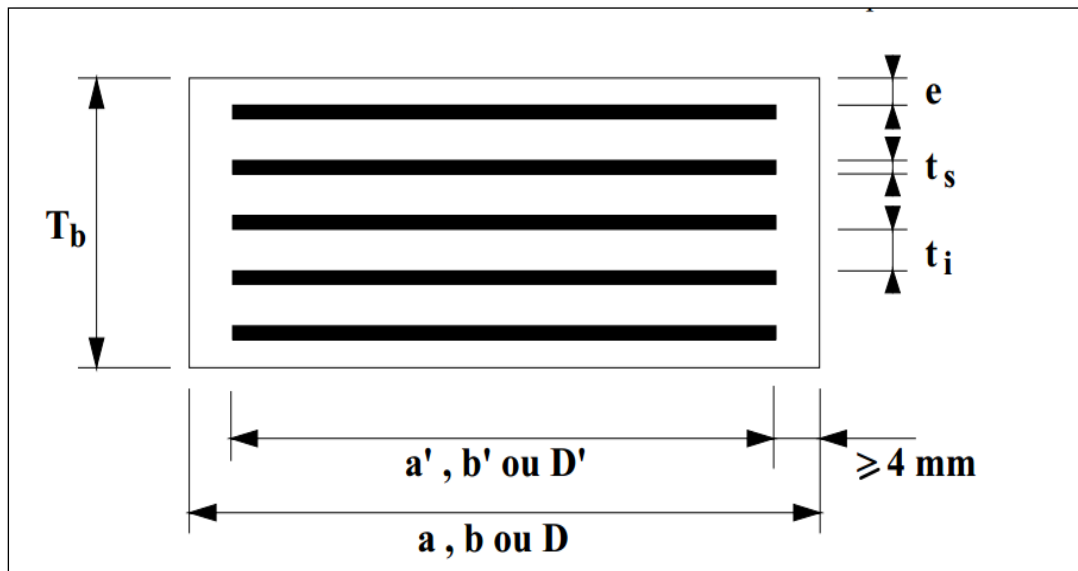


Figure X.2: Les constitutions d'un appareil d'appui

X.4 Pré-dimensionnement de l'appareil d'appui

Le pré-dimensionnement se fait à l'état limite ultime selon la norme NF EN 1337-3.

X.4.1 Surface de l'appareil d'appui

-Surface totale en plan de l'appareil.

L'aire des appareils d'appui est déterminée à partir de la relation suivante :

$$\frac{N_{\max}}{a \times b} \leq \bar{\sigma}_m$$

Tel que :

- N_{\max} : effort normal maximum agissant sur l'appareil d'appui=134,33t.
- 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 = 15MPa.

Alors :

$$\frac{1,3433}{a \times b} \leq 15\text{MPa} \rightarrow a \times b \geq 895,5\text{cm}^2$$

On prend :

$$a = 35\text{cm}$$

$$D'où : b \geq 25,58\text{cm} \rightarrow b = 40\text{cm}$$

Chapitre X : Les appareils d'appui

La surface totale en plan de l'appareil est :

$$A = a \times b = 35 \times 40 = 1400 \text{cm}^2$$

- Surface réduite en plan de l'appareil :

La surface réduite est donnée par l'expression suivante :

$$A_r = a' \times b'$$

Tel que :

-a', b' : caractéristiques géométriques des frettes.

Où :

$$- a \geq a' + 4 \text{mm} \rightarrow a' \leq 346 \text{mm} \rightarrow a' = 340 \text{mm} = 34 \text{cm}$$

$$- b \geq b' + 4 \text{mm} \rightarrow b' \leq 396 \text{mm} \rightarrow b' = 390 \text{mm} = 39 \text{cm}$$

La surface réduite en plan de l'appareil est :

$$A_r = 34 \times 39 = 1326 \text{cm}^2$$

X.4.2 Épaisseur nominale totale de l'élastomère T_e

L'épaisseur nominale totale est déterminée à partir de la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5}$$

Ce qui donne :

$$3,5 \text{cm} \leq T_e \leq 7 \text{cm}$$

On prend :

$$T_e = 6 \text{ cm}$$

X.4.3 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 = 134,33t.

- t_1 et t_2 : épaisseurs normalisées de la frette : $t_1 = t_2 = 1,2 \text{mm}$

- K_h : coefficient pour les contraintes de traction dans la frette = 1.

- γ_m : coefficient de sécurité = 1.

- A_r : surface réduite = 1326 cm^2

- f_y : nuance de l'acier = 235 MPa (S235).

Alors :

$$t_s \geq \frac{1,3433 \times 1,3 \times 2 \times (0,0012) \times 1 \times 1}{0,1326 \times 235} = 0,134 \text{mm}$$

On prend $t_s = 3 \text{mm}$.

Chapitre X : Les appareils d'appui

Les dimensions de l'appareil d'appui sont :
350×400×5 (12+3)

Cela veut dire :

- 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 $t_s = 3\text{mm}$

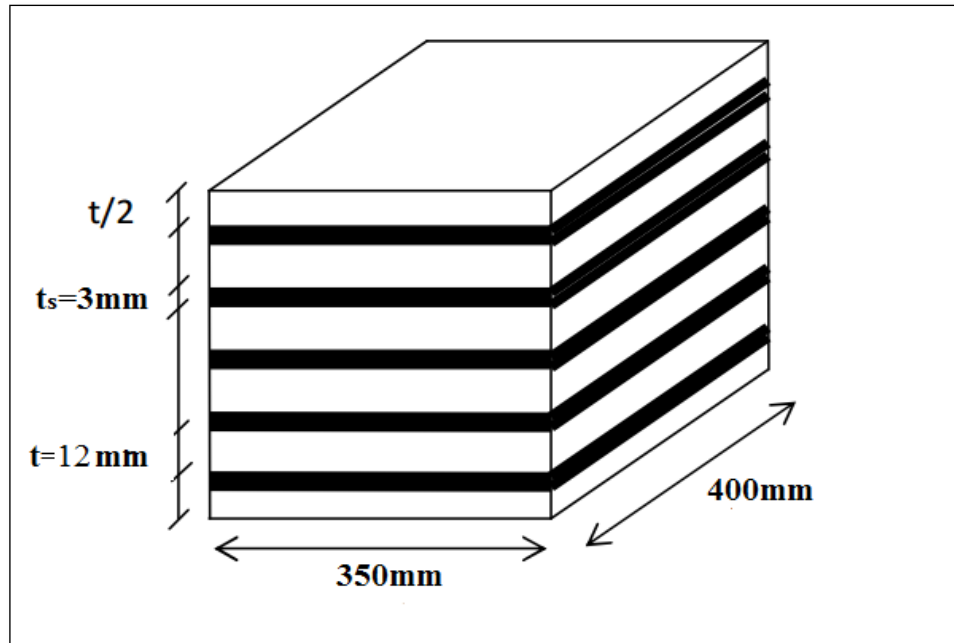


Figure X.3: les dimensions de l'appareil d'appui

X.5 Détermination des efforts horizontaux et leur répartition

X.5.1 Actions statiques.

Les actions statiques sont les actions dues aux différentes déformations. L'effort correspondant à la déformation est donné par la formule suivante :

$$S_x = \frac{G_0 \times a \times b \times \Delta x}{T_e}$$

Où :

- G_0 : module de déformation transversale de l'appareil d'appui = 0,9MPa.
- Δx : déformation horizontale.
- $a = 0,35\text{m}$
- $b = 0,4\text{m}$
- $T_e = 0,065\text{m}$.

On distingue 03 types de déformations :

- Déformation due au retrait dans l'appareil d'appui Δ_r .
- Déformation due à la variation de la température ΔT .
- Déformation due au fluage Δ_f .

Chapitre X : Les appareils d'appui

Les différents efforts sont donnés au tableau suivant :

Tableau X.1: Les efforts statiques des appareils d'appui

Déformation (m)	Effort correspondant (t)
$\Delta_r = 5,25 \times 10^{-3}$	$S_{\text{retrait}} = 1,10$
$\Delta_T = 5,22 \times 10^{-3}$	$S_{\text{température}} = 1,09$
$\Delta_{fl} = 12,3 \times 10^{-3}$	$S_{\text{fluage}} = 2,58$

X.5.2 Actions dynamiques

-Effort de freinage

Les efforts de freinage sont produits à partir des chargements A et Bc.

-Chargement A :

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 = 18,08t.
- n : nombre d'appui dans une travée = 14.

Alors :

$$S_A = \frac{18,08}{14} = 1,29\text{t}$$

- Chargement Bc :

L'effort de freinage correspondant au chargement Bc est déterminé par la formule suivante :

$$S_{Bc} = bc \times \frac{F_{Bc}}{n}$$

Avec :

- F_{Bc} : force de freinage due à la charge Bc = 30t.
- bc : coefficient de majoration dynamique pour une seule travée = 1,2.

Alors :

$$S_{Bc} = 1,2 \times \frac{30}{14} = 2,57\text{t}$$

-Effort dû au vent :

Il est déterminé 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 $A_{lt} = L \times H$

Chapitre X : Les appareils d'appui

Où :

-L : portée totale = 244,66 m

-H : hauteur totale du tablier = 2,12m

Alors :

$$A_{lt} = 244,66 \times 2,12 = 518,67 \text{ m}^2$$

$$S_v = 518,67 \times \frac{2}{14} = 74,1 \text{ KN} = 7,41 \text{ t}$$

X.6 Critères de stabilité

X.6.1 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 freiné.

- 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 :

$$a_a = 0,006 \text{ rad}, a_b = 0,009 \text{ rad}.$$

On a deux types de feuillets :

-Feuillet intermédiaire :

$$S_{int} = \frac{a' \times b'}{2 \times t_i \times (a' + b')} = \frac{0,39 \times 0,34}{2 \times 0,01 \times (0,39 + 0,34)} = 9,08$$

-Feuillet extérieure :

$$S_{ext} = \frac{a' \times b'}{2 \times 1,4 \times t_i \times (a' + b')} = \frac{0,39 \times 0,34}{2 \times 1,4 \times 0,01 \times (0,34 + 0,39)} = 6,48$$

Alors :

$$V_z = 13,35 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

On a aussi :

$$\frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{K_r} = \frac{0,34 \times 0,006 + 0,39 \times 0,009}{3} = 1,85 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

D'où :

$$V_z = 13,35 \times 10^{-3} \text{ MN} \geq \frac{a' \times a_a + b' \times a_b}{K_r} = 1,85 \times 10^{-3} \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre X : Les appareils d'appui

X.6.2 Stabilité au flambement

La stabilité au flambement vérifie la condition suivante :

$$\frac{F_z}{Ar} \leq \frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T_e}$$

On a :

$$\frac{F_z}{Ar} = \frac{1,34}{3 \times 0,06} = 7,44 \text{MPa}$$

$$\frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T_e} = \frac{2 \times 0,34 \times 0,9 \times 9,08}{3 \times 0,06} = 30,84 \text{MPa}$$

Alors :

$7,44 \text{MPa} \leq 30,48 \text{MPa}$ d'où la condition de non flambement est vérifiée.

X.6.3 Stabilité au glissement

La stabilité au glissement vérifie les conditions suivantes :

$$F_{xy} = \frac{V_x \times G \times a' \times b'}{T_e} \leq \mu_e \times F_z$$

Avec :

- F_{xy} : résultante de tous les efforts horizontaux.

- V_x : déplacement horizontal donné par formule suivante :

$$V_x = V_1 + V_2$$

Tel que :

- V_1 : déplacement du au retrait et à la température :

$$- V_1 = \Delta_r + \Delta_T = 1,047 \times 10^{-2} \text{m}$$

- V_2 : déplacement du au freinage :

$$V_2 = \frac{H_x \times T_e}{8 \times G \times a' \times b'}$$

Avec :

$$- H_x : \text{effort de freinage} = F_A + F_{Bc} = 18,08 + 30 = 48,08 \text{t} = 0,48 \text{MN}$$

Alors :

$$- V_2 = \frac{0,48 \times 0,06}{8 \times 0,9 \times 0,34 \times 0,39} = 0,03 \text{m}$$

D'où :

$$- V_x = 0,0108 + 0,03 = 4,08 \times 10^{-2} \text{m}$$

- μ_0 : coefficient de frottement déterminé à partir de la formule suivante :

$$\mu_0 = 0,1 + \frac{1,5 \times k_f}{\sigma_m}$$

Chapitre X : Les appareils d'appui

Avec :

$$-k_f : \text{coefficient lié au béton} = 0,6.$$

$$-\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{1,34}{0,1326} = 10,10 \text{MPa}$$

$$-\mu_0 = 1 + \frac{1,5 \times k_f}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,6}{10,10} = 0,189$$

Alors :

$$F_{xy} = \frac{0,0408 \times 0,9 \times 0,34 \times 0,39}{0,06} = 0,081 \text{MN} \leq \mu_e \times F_z = 1,089 \text{MN}$$

D'où la condition de non glissement est vérifiée.

X.7 Étude des dès d'appui

Un dès d'appui (bossage) est un élément sur lequel s'appuie l'appareil d'appui afin de lui permettre de fonctionner normalement.

X.7.1 Fonctions des dès d'appui.

Les dès d'appui possèdent les fonctions suivantes :

- Matérialisation de l'emplacement des appareils d'appui.
- Permettent de réaliser facilement une surface plane et bien réglée.
- Assurance de la mise hors d'eau des appareils d'appui.
- Permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

X.7.2 Dimensionnement des dès d'appui

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 dé d'appui supérieure $\geq 2\text{cm}$.
- La hauteur du dé d'appui inférieure $\geq 6\text{cm}$.
- Débordement de 5cm par rapport à l'appareil d'appui

Les dimensions des dès d'appui figurent au tableau suivant :

Tableau X.2: Dimensionnement des dès d'appui

	Longueur (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Dé supérieur	40+10=50	35+10=45	10
Dé inférieur	40+10=50	35+10=45	20

Chapitre X : Les appareils d'appui

X.7.3 Ferrailage des dés d'appui

Le ferrailage se fait selon le document SETRA (Guide technique : appareil d'appui en élastomère fretté).

La section d'armature est déterminée par la condition suivante :

$$A_s \geq \frac{0,04N_{\max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Tel que :

$$-\bar{\sigma}_{st} : \text{contrainte limite de traction des aciers} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\mu \times f_{t28}}\right)$$

$$-\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{1,6 \times 3}\right) = \min(333,33; 240,99) = 240,99 \text{ MPa}$$

$$-N_{\max} = 1,343 \text{ MN}$$

Alors :

$$-A_s \geq \frac{0,04 \times 1,343}{240,99} = 2,229 \text{ cm}^2$$

On choisit deux nappes de de 4HA8 dans les deux sens.

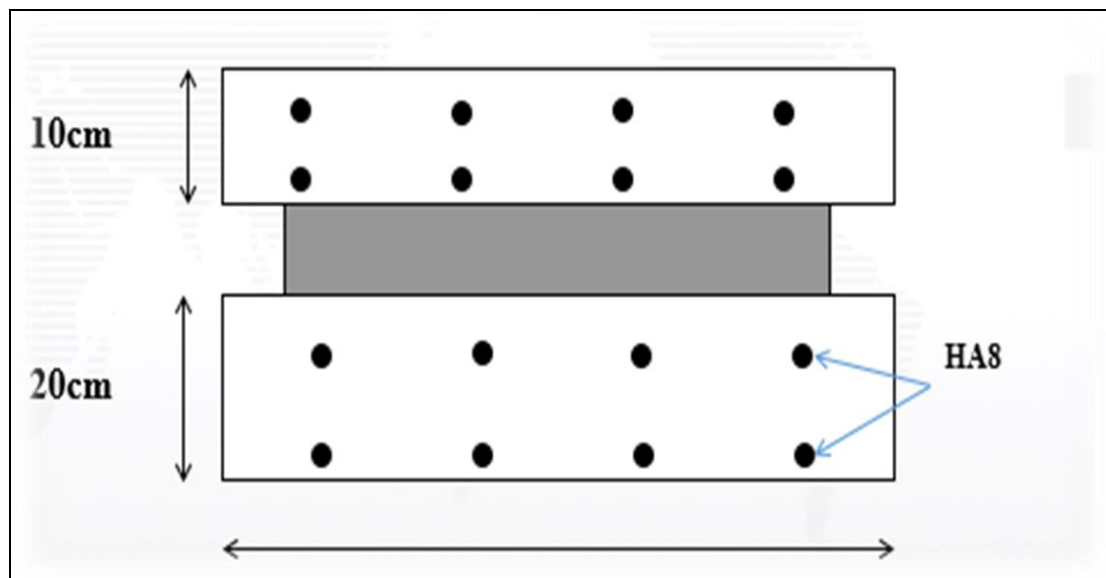


Figure X.4: Ferrailage de dés d'appui

X.8 Conclusion

Les appareils d'appui utilisés dans notre étude sont en élastomère , 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 (450×500mm) avec une section d'armature de 5HA8.

Chapitre XI : Etude de la pile

Chapitre XI : Etude de la pile

XI.1 Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle la transmission des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. Elle intervient dans la résistance globale du pont.

La conception des piles est fonction d'un certain nombre de paramètres dont les plus importants sont :

- La nature et le mode de construction.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.
- Le mode d'exécution des fondations.
- la liaison avec le tablier.

XI.2 Choix de la pile

La forme des piles des ponts à poutres est liée à la largeur du tablier et à la hauteur de l'appui. Si la largeur du tablier est modérée, les piles sont de type pile marteau ou de type pile portique. Si elles sont de très grande hauteur avec une largeur du tablier importante, les piles sont du type portique.

Compte tenu des caractéristiques de notre ouvrage, les piles sont donc de type portiques.

XI.3 Pré-dimensionnement des éléments de la pile

La pile est constituée de trois éléments (figure XI.1) :

- Chevêtre,
- fût,
- semelle,

a. Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres. Il assure la transmission des charges aux fûts.

b. Fût :

C'est un poteau avec une section circulaire.

c. Semelle :

Le rôle de la semelle est de transmettre les charges au sol de fondation.

Les dimensions des éléments de la pile de notre pont sont fixées par le bureau d'étude SAPTA.

Chapitre XI : Etude de la pile

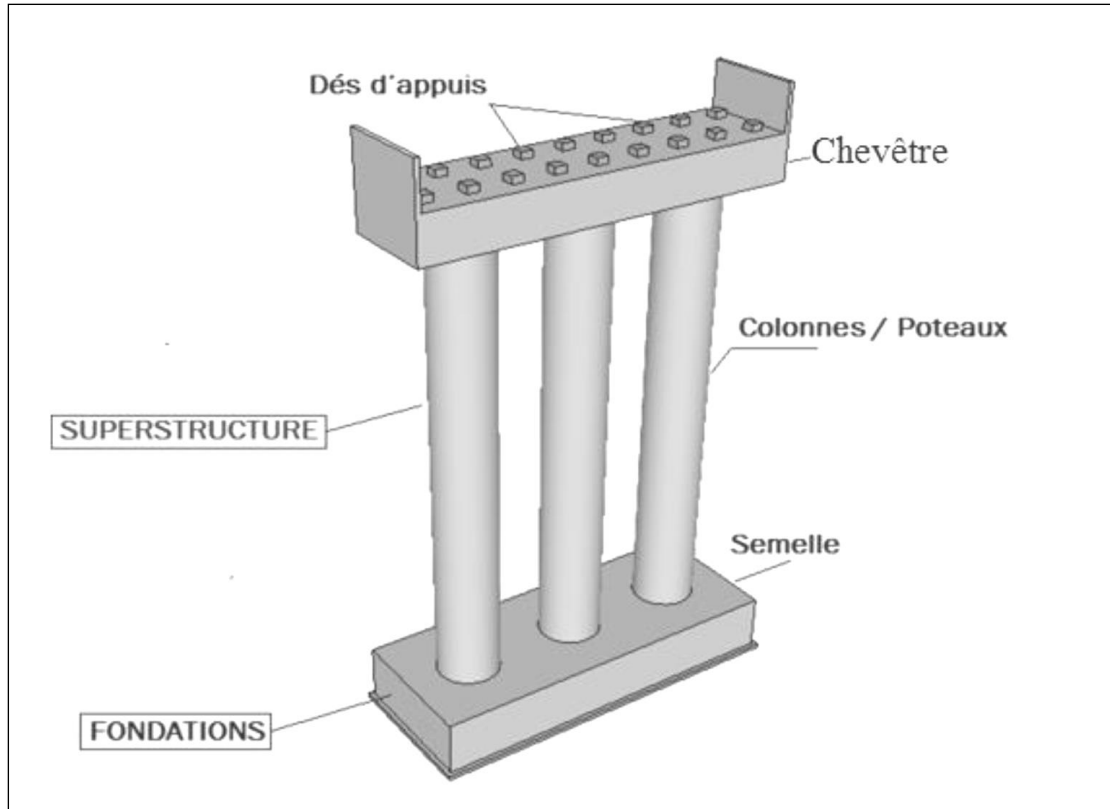


Figure XI.1 : Les éléments constituant la pile

XI.3.1 Dimensionnement du chevêtre

Les dimensions du chevêtre sont données au tableau suivant :

Tableau XI.1: Dimensions du chevêtre

Longueur L_c (cm)	1310
Largeur l_c (cm)	220
Hauteur h_c (cm)	150

XI.3.2 Dimensionnement du fût

Les dimensions du fût sont données au tableau XI.2 :

Tableau XI.2 : Dimensions du fût le plus sollicité (fût 6)

Longueur L_{fut} (cm)	860
Diamètre ϕ (cm)	150

Chapitre XI : Etude de la pile

XI.3.3 Dimensionnement de la semelle

Les dimensions de la semelle sont mentionnées au tableau XI.3

Tableau XI.3 : Dimensions de la semelle.

Longueur L_s (cm)	1320
Largeur l_s (cm)	600
Epaisseur e_s (cm)	150
Diamètre des pieux ϕ_p (cm)	120

La figure suivante représente une coupe de la pile :

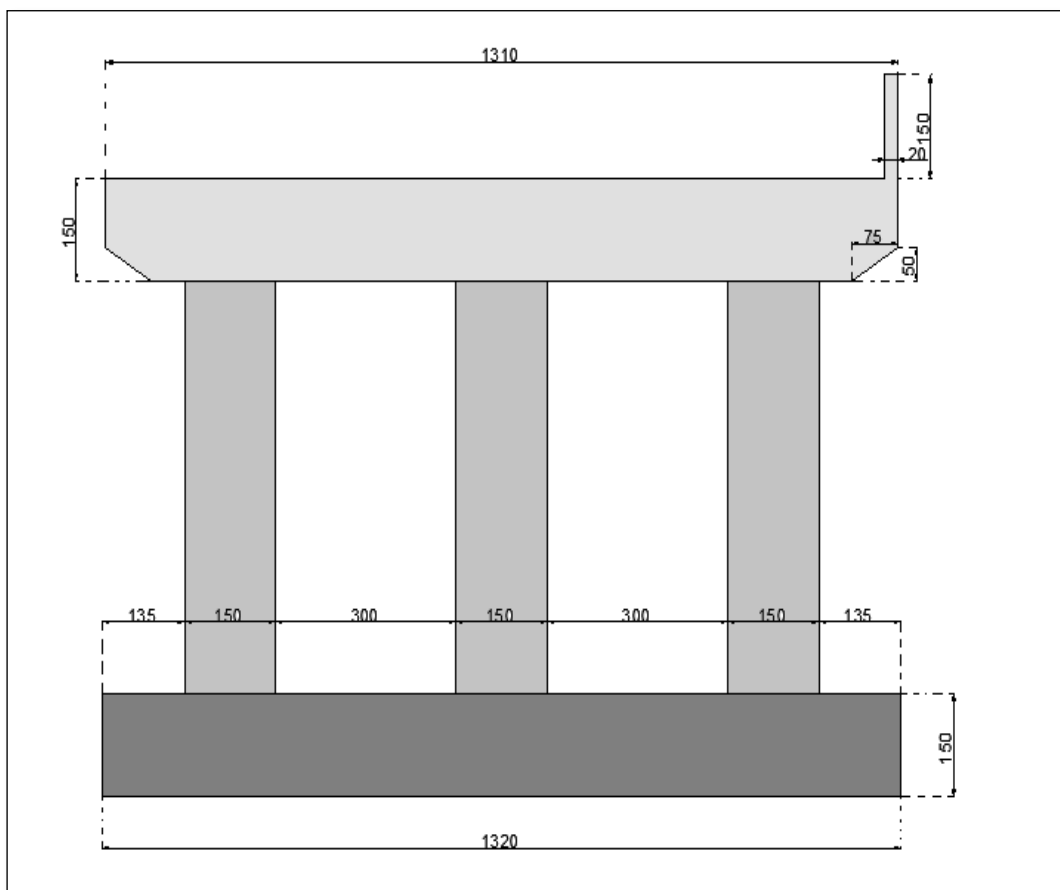


Figure XI.2 : Coupe sur la pile

XI.4 Evaluation des charges et surcharges

XI.4.1 Charges verticales

XI.4.1.1 Charges permanentes

Les charges permanentes appliquées sur la pile sont :

- Poids propre du tablier :

Le poids propre du tablier est égal à 793,1t, soit une réaction de 793,1 t pour chaque appui.

Chapitre XI : Etude de la pile

-Poids propre des d s d'appui :

Le poids propre des d s d'appui est donné par l'expression suivante :

$$P_{\text{d }} = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{d }} \times h_{\text{d }} \times n_{\text{d }}$$

Tel que :

- $S_{\text{d }}$: surface en plan du dé d'appui = $0,225\text{m}^2$.

- $h_{\text{d }}$: hauteur du dé d'appui (supérieur et inférieur) qui est égale à $0,3\text{m}$

- $n_{\text{d }}$: nombre de d s d'appui = $14 (7 \times 2)$.

Alors :

$$P_{\text{d }} = 2,5 \times 0,225 \times 0,3 \times 14 = 2,625\text{t}$$

-Poids propre du chevêtre :

Le poids propre du chevêtre est donné par l'expression suivante :

$$P_{\text{ch}} = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{ch}}$$

V_{ch} : volume du chevêtre qui est égale à : $13,10 \times 1,5 \times 2,2 = 43,23\text{m}^3$

Alors :

$$P_{\text{ch}} = 2,5 \times 43,72 = 108,07\text{t}$$

-Poids propre des fûts :

$$P_{\text{fut}} = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{fut}} = 2,5 \times \frac{3 \times \pi \times 1,5^2}{4} \times 8,6 = 113,92\text{t}$$

-Poids propre de la semelle :

$$P_s = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{semelle}} = 2,5 \times 13,2 \times 6 \times 1,5 = 297\text{t}$$

XI.4.1.2 Charges routières

Les réactions dues aux différents systèmes de charges sont données au tableau suivant :

Tableau XI.4 : Réactions sur la pile dues au différents systèmes de charges

	Effort tranchant (t)
A(L)	327,95
Bc	147,9
Mc120	107,41
D240	176,18

XI.4.2 Charges horizontales

Les charges horizontales sont principalement dues aux efforts de freinage et au vent.

XI.4.2.1 Les efforts de freinage

Les efforts de freinages sont ceux dus à deux systèmes de charges A(L) et B_c. Ils sont donnés au tableau XI.5 :

Chapitre XI : Etude de la pile

Tableau XI.5 : Les efforts de freinages.

Effort de freinage dû à A(L) (t)			Effort de freinage dû à B _c (t)		
Sur le tablier	Par pile	Par fût	Sur le tablier	Par pile	Par fût
15.46	7,73	2,57	30	15	5

XI.4.2.2 Les efforts dus au vent

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme une pression horizontale de valeur égale à $0,2t/m^2$. Ils figurent au tableau XI.6 :

Tableau XI.6 : Les efforts dus au vent

	Surface latérale (m ²)	Effort du au vent (t)
Tablier	$2,1 \times 35 = 73,5$	$0,2 \times 73,5 = 14,7$
Chevêtre	$1,5 \times 2,2 = 3,75$	$14,7 + 0,2 \times 3,75 = 15,45$
Fût	$8,6 \times 1,5 \times 3 = 38,7$	$(15,45 + 0,2 \times 38,7) / 3 = 7,48$

XI.5 Etude des éléments de la pile

XI.5.1 Etude et ferrailage du chevêtre

XI.5.1.1 Charges appliquées au chevêtre

Les charges revenant au chevêtre sont :

- Poids propre du tablier.
- Poids propre du chevêtre.
- Différents systèmes de charges.
- Efforts de freinage.

Ces charges sont indiquées au tableau XI.7 :

Tableau XI.7 : Charges revenant au chevêtre

Charge	Effort vertical (t)	Effort horizontal (t)
Poids propre du tablier	793,1	/
Système A(L)	327,95	/
Système B_c	147,73	/
Convoi Mc120	107,41	/
Convoi D240	176,18	/
Poids propre du chevêtre	108,07	/
Poids des dés d'appuis	2,625	/
Force de freinage du à A(L)	/	7,73
Force de freinage du à B_c	/	15

Chapitre XI : Etude de la pile

XI.5.1.2 Combinaison des charges

a- A l'ELU :

Les combinaisons des charges à l'ELU sont indiquées au tableau XI.8 :

Tableau XI.8 : Combinaison des charges à l'ELU.

Combinaison à l'ELU	N(t)
1,35G+1,6(A(L)+St)	1595,40
1,35G+1,6 (B_c+St)	1332,92
1,35G+1,35 Mc120	1215,68
1,35G+1,35 D240	1308,52
Max	1595,40

b- A l'ELS :

Les combinaisons des charges à l'ELS sont indiquées au tableau XI.9 :

Tableau XI.9 : : Combinaison des charges à l'ELS

Combinaison à l'ELU	N(t)
G + 1,2 (A(L)+St)	1186,64
G+1,2 (B_c+St)	989,78
G + Mc120	900,51
G + D240	96,28
Max	1186,64

Pour le chevêtre, l'effort le plus défavorable est obtenu avec la combinaison G+1,2A(L).

Le chevêtre est soumis aux charges suivantes :

- Charges permanentes du chevêtre et des dés d'appuis (Q).
- Charges de la superstructure et surcharges routières (P).

-à l'ELU :

- P =227,91t
- Q =149,43t

-à l'ELS

- P=169,52t
- Q=110,69t

Chapitre XI : Etude de la pile

Le schéma de calcul retenu est le suivant :

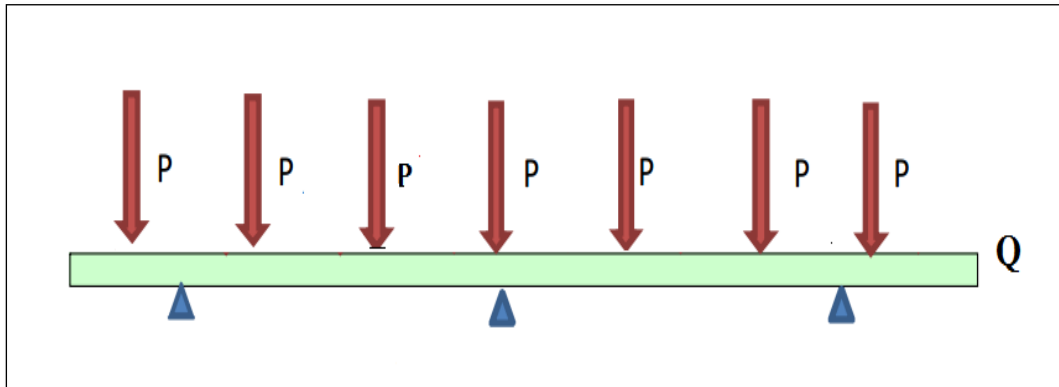


Figure XI.3: Modélisation du chevêtre

XI.5.1.3 Moment fléchissant

Les figures suivantes représentent le diagramme du moment fléchissant à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

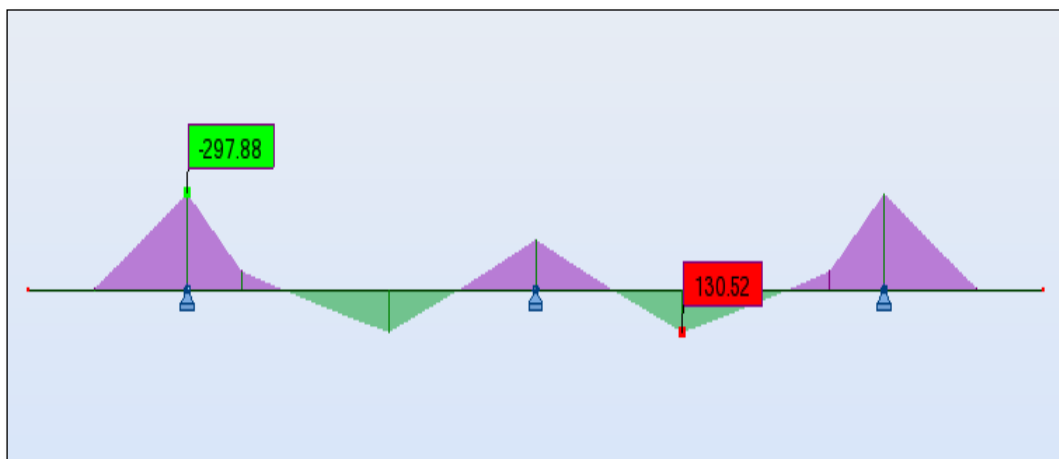


Figure XI.4 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

Les moments maximums sont :

$$-M_{\max} (\text{mi - travée}) = 130,52 \text{ t.m}$$

$$-M_{\max} (\text{appui}) = -297,88 \text{ t.m}$$

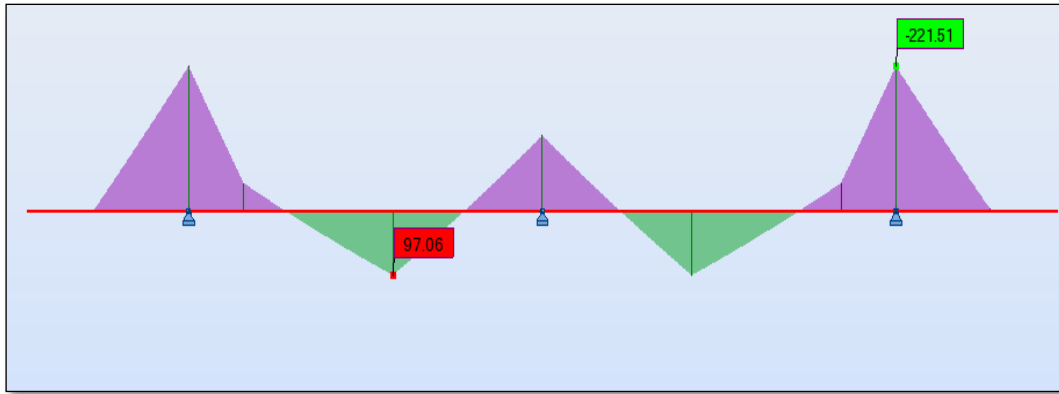


Figure XI.5: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

Les moments maximums sont :

$$-M_{\max} (\text{mi -travée}) = 97,06 \text{ t.m}$$

$$- M_{\max} (\text{appui}) = -221,51 \text{ t.m}$$

XI.5.1.4 Ferrailage du chevêtre :

-Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage se fait à l'ELU conformément aux règles BAEL91 et à l'aide du logiciel EXPERT2011.

Les résultats obtenus sont :

A-section d'armature supérieure (sur appui) :

Le calcul par le logiciel EXPERT 2011 donne une valeur de section d'armature :

$$A_u = 47,3 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité doit être vérifiée, elle est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Donc :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 2,20 \times 1,45 \times (2,22/500) = 0,00327 \text{ m}^2 = 32,7 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

On prend $10\phi 25$, $A_s = 49,06 \text{ cm}^2$

b-Section d'armature inférieure (à mi- travée) :

La section d'armature obtenue à l'aide du logiciel EXPERT 2011 est égale à :

$$A_u = 31,9 \text{ cm}^2$$

Chapitre XI : Etude de la pile

-Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 2,20 \times 1,45 \times (2,22/500) = 0,00327 \text{m}^2 = 32,7 \text{cm}^2 \quad (\text{condition non- vérifiée}).$$

Alors :

$$A_s = \text{Max} (A_u, A_{\min}) = 32,7 \text{cm}^2$$

On choisit : 12φ20, $A_s = 37,68 \text{cm}^2$

-Armatures transversales :

La figure ci-dessous représente le diagramme de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

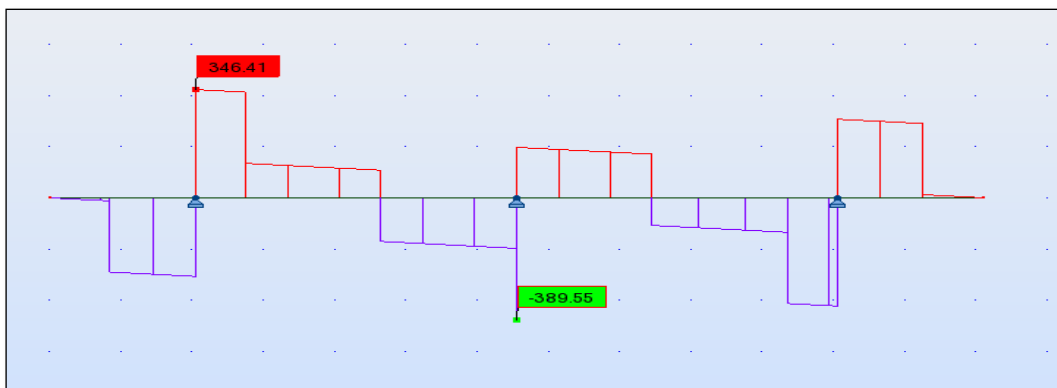


Figure XI.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

D'après le diagramme, on a :

$$V_{u, \max} = 389,55 \text{t.}$$

-Vérification du chevêtre vis-à-vis de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

D'où :

$$\tau_u = 122,11 \text{t/m}^2 = 1,22 \text{MPa.}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, il faut :

$$\bar{\tau}_u \leq [0,15 \cdot f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{MPa}]$$

Avec :

$$-f_{c28} = 27 \text{MPa}$$

$$-\gamma_b = 1,5 \text{ en situation durable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (2,7 \text{MPa}, 4 \text{MPa}) = 2,7 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{condition vérifiée})$$

Chapitre XI : Etude de la pile

-Calcul de la section d'armature :

La section d'armature est calculée par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k)}{0,9 \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

- $\tau_u = 122,11 \text{ t/m}^2 = 1,22 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$.
- $k=1$, cas de flexion simple sans reprise de bétonnage.
- $\alpha=90^\circ$, inclinaison des armateurs
- $f_e=500 \text{ MPa}$
- $b_0=2,20 \text{ m}$
- S_t =escapement

On prend :

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 4,6 \text{ cm}^2$$

-Calcul de la section minimale :

La section minimale est donnée par l'expression suivante :

$$A_{\min} \geq (0,4 \times b_0 \times S_t) / f_e$$

$$A_{\min} \geq (0,4 \times 2,2 \times 0,15) / 500$$

$$A_{\min} \geq 2,64 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A = A_t = 4,6 \text{ cm}^2$$

On choisit:

4HA12 espacées de 15 cm.

-Les armatures de construction :

La section des aciers de construction vaut 1/3 de la section totale des aciers (d'après le BAEL 91 version 99).

$$\Rightarrow A_{\text{cons}} = 12,56 \text{ cm}^2 \text{ (section sur appuis)}$$

On choisit 4 HA20 = 12,56 cm² espacées de 15 cm.

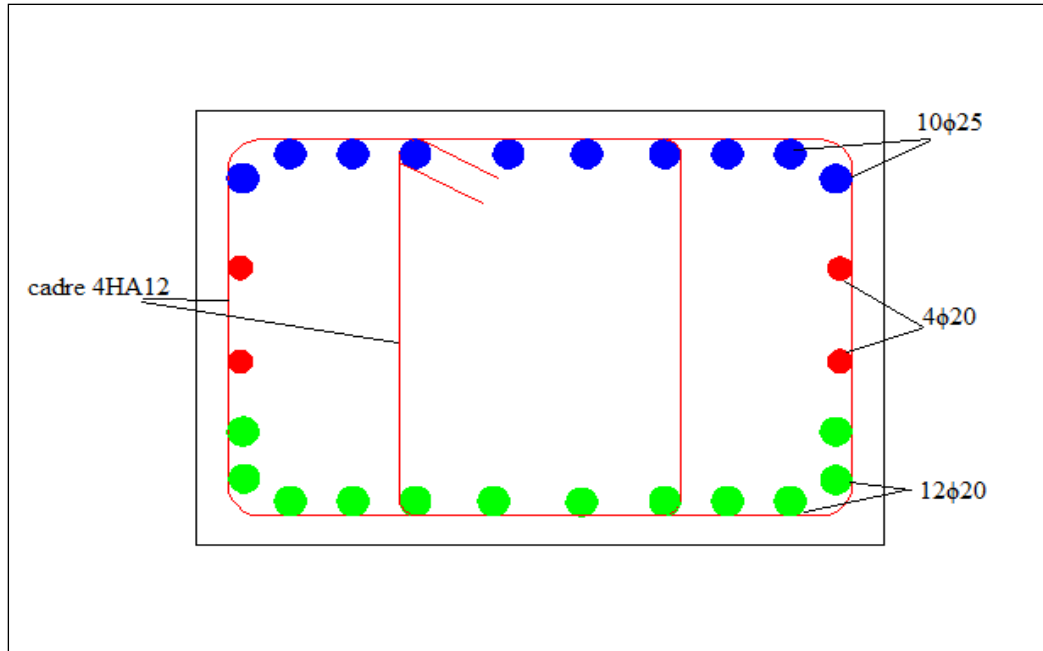


Figure XI.7: Schéma de Ferrailage du chevêtre

XI.5.2 Etude et ferrailage du fût

Le fût est assimilé à un poteau bi-encasté dans le chevêtre et la semelle. Il est soumis aux charges suivantes :

- poids propre du tablier et surcharges routières,
- poids propre du chevêtre,
- poids propre du fût,
- Effort de freinage du système A(l) et B_c,

XI.5.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement

Le flambement est un phénomène qui affecte les barres travaillant en compression simple, il engendre par une déformation latérale de cette barre.

-Calcul de l'élancement λ :

L'élancement λ est donné par l'expression suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Tel que :

$$l_f : \text{longueur de flambement} = 0,7 \times l_0 = 6,02 \text{ cm}$$

$$i : \text{rayon de giration} = \sqrt{\frac{I}{A}} = D/4 = 0,37 \text{ cm}$$

Alors :

$$\lambda = 16,27 \text{ cm} < 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Chapitre XI : Etude de la pile

XI.5.2.2 Sollicitations sur le fût

Les charges appliquées sur fût sont données au tableau XI.10 :

Tableau XI.10 : Sollicitations sur fût

Charge	Effort vertical (t)	Effort horizontal (t)
Poids propre du tablier	793,1	/
Système A(L)	327,95	/
Système B_c	147,73	/
Convoi Mc120	107,41	/
Convoi D240	176,18	/
Poids propre du chevêtre	108,07	/
Poids des dés d'appuis	2,625	/
Poids propre de fut	113,91	/
Force de freinage du à A(L)	/	7,73
Force de freinage du à B_c	/	15
Effort du vent	/	7,48

XI.5.2.1 Combinaisons des charges

Les combinaisons des charges sont données aux tableaux suivants :

a. à l'ELU :

Tableau XI.11 : Combinaisons des charges à l'ELU.

Combinaison à l'ELU	N(t)	H _L (t)	M(tm) (12,72.H _L (t))
1,35G+1,6(A(L)+St)	1898,6	12,36	157,21
1,35G+1,6 (B_c+St)	1636,12	24	305,28
1,35G+1,35 Mc120	1518,88	/	/
1,35G+1,35 D240	1611,72	/	/
Nmax	1898,6	12,36	157,21
Nmax/fût	623,86	4,12	52,4

Chapitre XI : Etude de la pile

b- A l'ELS :

Tableau XI.12 : Combinaisons des charges à l'ELS.

Combinaison à l'ELU	N(t)	H _L (t)	M _L (tm)
1,35G+1,6(A(L)+St)	1411,24	9.27	117,9
1,35G+1,6 (B_c+St)	1214,15	18	228,96
1,35G+1,35 Mc120	1125,11	/	/
1,35G+1,35 D240	1193,88	/	/
Nmax	1411,24	9,27	117,9
Nmax/fût	470,41	3,09	39,3

XI.5.2.2 Ferrailage du fût

Le ferrailage se fait par le logiciel ROBOT EXPERT 2011.

Le tableau ci- dessous donne les valeurs du moment fléchissant et d'effort normal appliqués sur le fût.

Tableau XI.13 : Effort normal et moment fléchissant appliqués sur le fût

	ELU	ELS
N (t)	623,86	470,41
M_L (t.m)	147,54	134,44

Le fût travaille en flexion composé du fait qu'il soit soumis à la fois à un moment fléchissant et un effort normal.

Le calcul par le logiciel EXPERT 2011 donne une valeur de section d'armature :
A_s=85,3 cm²

-Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité doit être vérifiée, elle est donnée par l'expression suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{D^2 \times \pi}{4} \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

La section obtenue est :

$$A_{\min}=18,4\text{cm}^2 \Rightarrow (\text{vérifiée})$$

On choisit : 20 HA 25 (98,125cm)

-Armatures transversales :

On prend des cadres HA14

Selon le RPOA 2008, l'espacement maximum des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

Chapitre XI : Etude de la pile

Min (12ϕ ; b ; 200 mm)

Avec :

- b : largeur de la section
- ϕ : Plus gros diamètre des armatures longitudinales

Min (12.25; 150; 200) = 150 mm

On prend : $e_t = 15$ cm.

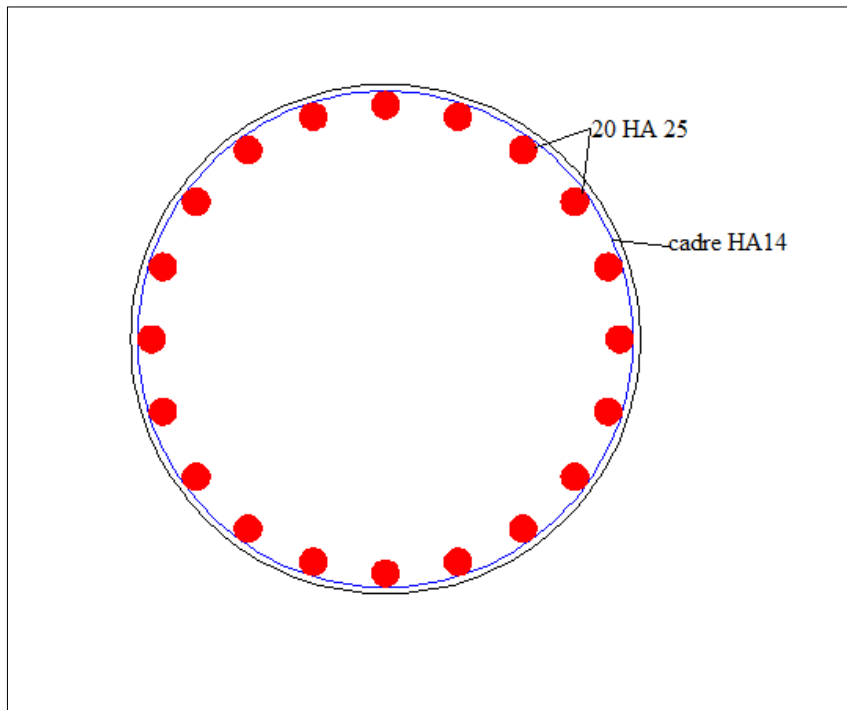


Figure XI.8: Schéma de Ferrailage du fût

XI.5.3 Etude et ferrailage de la semelle

XI.5.3.1 Charges appliquées sur la semelle :

La semelle est soumise aux efforts suivants :

- Poids propre du tablier.
- Sollicitations dues aux surcharges routières.
- Poids propre du chevêtre.
- Poids propre des fûts.
- Poids propre de la semelle.
- Effort dû au vent.

Le tableau suivant donne les différentes charges sur la semelle.

Chapitre XI : Etude de la pile

Tableau XI.14: Charges appliquées sur la semelle

Charge	Effort vertical (t)	Effort horizontal (t)
Poids propre du tablier	793,1	/
Système A(L)	327,95	/
Système B_c	147,73	/
Convoi Mc120	107,41	/
Convoi D240	176,18	/
Poids propre du chevêtre	108,07	/
Poids propre des fûts	113,92	/
Poids propre de la semelle	297	/
Poids des dés d'appuis	2,625	/
Poids des terres sur la semelle	607,9	/
Force de freinage du à A(L)	/	7,27
Force de freinage du à B_c	/	15
Effort dû au vent	/	7,48

Poids des terres sur la semelle $(13,2 \times 6 - 3 \times \pi \frac{1,5^2}{4}) \times 4,5 \times 1,8 = 607,9t$

Le poids propre total = 1922,61t.

XI.5.3.2 Combinaison des charges :

-A l'ELU :

Dans le tableau suivant figurent les combinaisons des charges à l'état limite ultime.

Tableau XI.15: Combinaisons des charges à l'ELU

Combinaison à l'ELU	N(t)	H _L (t)	M _L (t.m)
1,35G+1,6 A(L)	3120	11,63	165,15
1,35G+1,6 B_c	2831,97	24	340,8
1,35G+1,35 Mc120	2740,25	/	/
1,35G+1,35 D240	2833,09	/	/
Max	3120	11,63	165,15

Chapitre XI : Etude de la pile

-A l'ELS :

Dans le tableau suivant figurent les combinaisons des charges à l'état limite de service

Tableau XI.16: Combinaisons des charges à l'ELS

Combinaison à l'ELU	N(t)	H _L (t)	M (t.m)
G + 1,2 (A(L) +St)	2316,95	8.72	123.824
G+1,2 (B_c+St)	2099,88	18	255,6
G + Mc120	2029,61	/	/
G + D240	2070,31	/	/
Max	2316,95	8,72	123,824

XI.5.3.3 Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport à XOY (figure XI.8), l'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec :

- N : effort normal maximal
- n : nombre de pieux =8
- M : moment maximal
- x,y : distance suivant x et y.

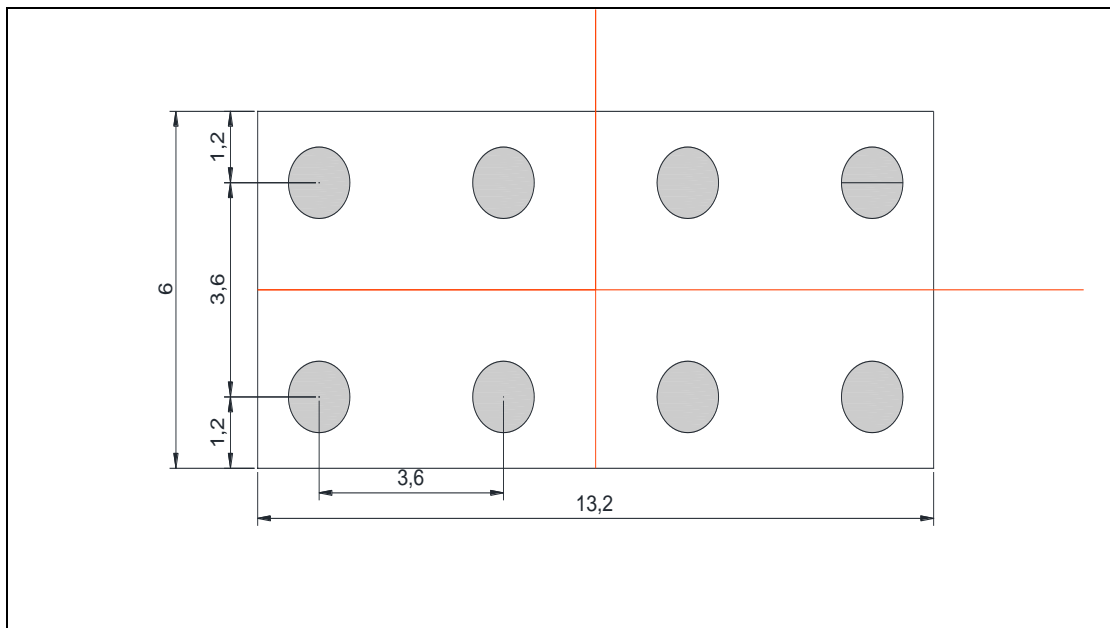


Figure XI.9 : Vue en plan des pieux.

Chapitre XI : Etude de la pile

a. A l'ELU :

$$N_1 = \frac{3120}{8} + \frac{263,32 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 408,28t$$

$$N_2 = \frac{3120}{8} - \frac{263,32 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 371,71t$$

b. A l'ELS :

$$N_1 = \frac{2316,9}{8} + \frac{229,32 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 305,53t$$

$$N_2 = \frac{2316,9}{8} - \frac{229,32 \times 1,8}{8 \times 1,8^2} = 273,68t$$

XI.5.3.4 Ferrailage de la semelle

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des bielles en utilisant les combinaisons d'action calculées à l'état limite ultime.

-Condition de l'application de la méthode des bielles :

Afin de pouvoir appliquer cette méthode, il y a lieu de satisfaire les conditions suivantes :

- l'angle d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontale est au moins égal à 45°

$$\tan \alpha = \frac{h}{l/2 - b/4}$$

- l'épaisseur de la semelle h doit être :

$$h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$$

Où, l et b représentent respectivement l'entraxe entre les pieux et le diamètre du fût.

Soit :

$$\tan \alpha = 1,05 \Rightarrow \alpha = 46,39^\circ \geq 45^\circ \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} \Rightarrow 1,5m \geq 1,8 - 0,375 = 1,42m \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont satisfaites, la méthode des bielles est applicable.

-Calcul de la section d'acier à l'ELU :

La section d'acier à l'ELU est donnée par la formule :

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_{adm}} \times \frac{l/2 - b/4}{h}$$

Tel que :

$$\sigma_{adm} = \frac{f_c}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78\text{MPa}$$

Chapitre XI : Etude de la pile

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_{adm}} \times \frac{1/2 - b/4}{h} = \frac{0,408}{434,78} \times \frac{1,8 - 0,375}{1,5} = 0,00892m^2$$

Alors : $A_s = 89,2cm^2$

-Calcul de la section d'acier à l'ELS :

La section d'acier à l'ELS est donnée par la formule :

$$A_{ser} = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \frac{1/2 - b/4}{h}$$

Tel que :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times f_c = 333,33MPa$$

D'où :

$$A_{ser} = 86,9cm^2$$

On a :

$$A_s = \max (A_u ; A_{ser}) = A_u = 89,2cm^2$$

La semelle est ferrillée à ELU : $A_s = 89,2cm^2$

On choisit une section d'armature de : 12HA32

L'espacement est donné par la formule suivante :

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1}$$

Tel que :

- ϕ : diamètre du pieu.
- h : hauteur de la semelle.
- d : enrobage = 10cm.
- n : nombre de barres = 12

D'où :

$$S_t = \frac{120 + 150 - 10}{11} = 23,63cm$$

On prend un espacement de 25 cm.

On choisit : nappes HA32 avec un espacement $e = 25cm$

-Les armatures de répartition inférieures :

La section minimale des aciers de répartition est fixée à $A_s/3$ (recommandation du service SETRA).

Chapitre XI : Etude de la pile

$$A_t = \frac{A_s}{3}$$

$$A_t = 29,73 \text{ cm}^2.$$

Entre les différentes bandes, on place des armatures de répartition de section 7HA25.

-Armatures principales supérieures dans la semelle :

Leur pourcentage est fixé à 1/3 de la section d'acier (A_s).

$$A_s = A_s / 3$$

$$A_s = 29,73 \text{ cm}^2$$

On choisit : 7HA25

-Armatures de répartition supérieures :

Leur pourcentage est fixé à 1/10 de la section d'acier (A_s).

$$A_{s\text{-répar}} = A_s / 10$$

$$A_{s\text{-répar}} = 8,92 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA14

Le ferrailage de la semelle est présenté dans la figure XI.10 :

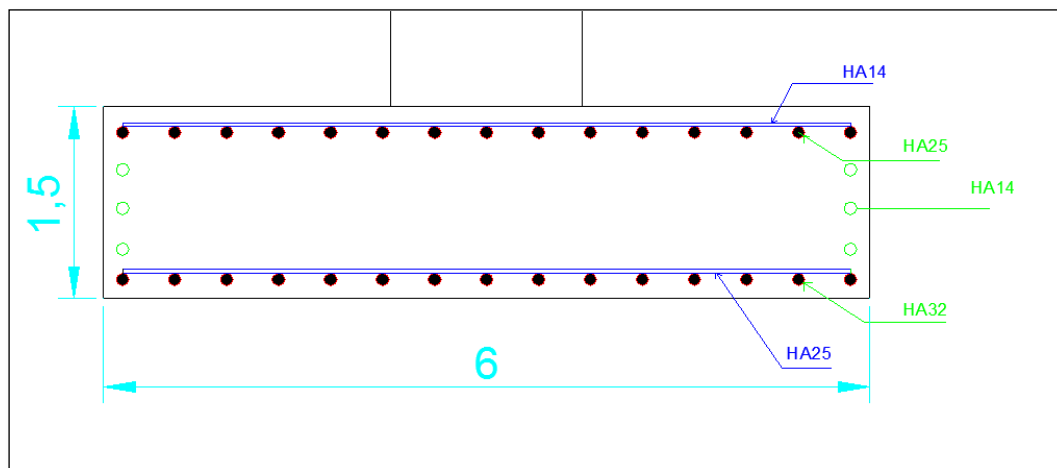


Figure XI.10 : Ferrailage de la semelle.

XI.6 Conclusion

Le ferrailage de la pile est pris comme suit :

- Chevêtre : - nappe inférieure : 12 HA20
- nappe supérieure : 10 HA25

-Fût : 16 HA25

- Semelle (armature principale) : - nappe inférieure : HA32
- nappe supérieure : HA25

Conclusion générale

Conclusion générale

Cette étude représente une expérience très enrichissante afin d'approcher du domaine professionnel et d'approfondir les connaissances acquises tout au long de notre cycle formation.

Dans le cadre de ce travail, nous avons essayé de respecter la marche à suivre et les normes en vigueur concernant l'étude des ouvrages d'art et en particulier les ponts.

Dans cette étude, nous avons utilisé les caractéristiques des matériaux suivants :

- Béton

- $f_{c28} = 40\text{MPa}$ pour le béton du tablier.

- $f_{c28} = 27\text{MPa}$ pour le béton des appuis.

- Acier

- Aciers passifs : FeE500.

- Aciers actifs : câbles de classe 1770 TBR.

Pour le pré-dimensionnement des éléments constructifs du tablier, nous avons utilisé le document du S.E.T.R.A. Ce dernier nous a permis d'aboutir aux dimensions suivantes :

- Epaisseur de dalle = 22 cm

- Hauteur totale de la poutre = 1,90 m

- Epaisseur de l'âme = 50 cm à l'about et 20cm pour la section à mi- travée

Après avoir déterminé les éléments de réduction et modélisé notre pont par le logiciel Autodesk ROBOT, on a constaté que les efforts maximums sont fournis par la combinaison : G + D240. Ces efforts sont :

- $M_{\max} = 439,54 \text{ t.m}$

- $T_{\max} = 120,61 \text{ t}$.

Le calcul du ferrailage actif de la poutre nécessite 3 câbles de 12T15 avec une tension à l'origine égale à 1416 MPa.

Le pourcentage des pertes moyen est enregistré dans la section à mi- travée pour une valeur égale à 26 %. Ce pourcentage vérifie la perte initiale estimée.

La vérification de la résistance des sections est assurée conformément au règlement BPEL 91, à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

Le ferrailage passif longitudinal de la poutre est de :

- 4 HA14 pour les armatures inférieures longitudinales

- 18HA10 pour les armatures supérieures longitudinales

Le ferrailage transversal de la poutre est de :

- Cadres HA12 espacés de 35 cm en travée.

- Cadres HA12 espacés de 15cm à l'about.

Pour le ferrailage de l'hourdis, les sections sont :

- Suivant le sens transversal : -5 ϕ 20 pour la nappe inférieure.
-5 ϕ 14 pour la nappe supérieure.
- Suivant le sens longitudinal : - 6 ϕ 16 pour la nappe inférieure.
-4 ϕ 12 pour la nappe supérieure.

Les dimensions de l'appareil d'appui sont :
(350 x 400 x 75) mm avec 5 frettes d'épaisseur 3mm.

L'étude de pile a donné les résultats suivants :

- Ferrailage du Chevêtre : - nappe inférieure : 12 HA20
- nappe supérieure : 10 HA25
- Ferrailage du Fût : 16 HA25
- Ferrailage de la semelle (armature principale) : - nappe inférieure : HA32
- nappe supérieure : HA25

Ce modeste travail nous a permis d'une part, de mettre en application la plupart des cours enseignés durant notre parcours universitaire (ponts, béton armé, béton précontraint, mécanique des sols, résistance des matériaux, etc.) et d'autre part de nous familiariser avec certains logiciels, comme Robot Autodesk, Robot Expert.

Bibliographie

Règlements :

(R.C.P.R) : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

(R.P.O.A 2008) : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

(S.E.T.R.A 1996) : Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).

(S.E.T.R.A 1990) : Appareils d'appui en élastomère fretté.

(BPEL 91 révisé 99) : Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titre 1.

(BAEL 91 révisé 99) : Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titre 1.

(Fascicule 61 titre II) : Cahier des prescriptions communes.

(Norme N-F EN 1337-3) : Calcul des appareils d'appui en élastomère fretté.

Ouvrage :

(jean Armand CALGARO) : Projet et construction des ponts

(A.B. CALGARO, A.BENARD –GELY) : Conception des ponts

(Guide des projeteurs des ponts) : Guide SETRA

(Robert CHAUSSIN) : Béton précontraint –techniques d'ingénieur.

Rapport du SAPTA du site de l'ouvrage.

Cours :

-Béton armé, Béton précontraint, 4ème année génie civil Mr : BOUTEMEUR.

-Cours pont, 5ème année Génie Civil. Mme. D. CHERID.

Projets de fin d'études :

-Etude du tablier d'un pont à poutres multiples sur la pénétrante de TIZI-OUZOU, juin 2017, Mr. Yacine LAMALI.

-Etude et calcul d'un pont à poutres en béton précontraint réalisé par post-tension. Juin 2018, Mr Henniche Soufiane , Mr Bouabdallah Brahim.

Annexes

Annexe 1 :

Pour toutes les phases ci- dessous, le coefficient de mise en tension K est égal à 1.

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8 \times k \times \Delta P(x, t) = 1,02 \times 1 \times 2,54 - 0,8 \times 1 \times 0,2 \times 2,54 = 2,18 \text{ MN}$$

-Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma_{\text{sup,inf}} = \frac{3 \times P_1}{A_n} = \frac{3 \times 2,18}{0,607} = 10,77 \text{ MPa}$$

-Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v'_n - y_i) = -2,18 \times [(1,07 - 0,49) + (1,07 - 0,84) + (1,07 - 1,03)] = -1,85 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times v_n}{I_n} = \frac{-1,85 \times 0,83}{0,2792} = -5,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times v'_n}{I_n} = \frac{-1,85 \times (-1,07)}{0,2792} = 7,08 \text{ MPa}$$

-Contrainte due au poids propre de la poutre :

$$M_{\text{poutre}} = \frac{q_{\text{poutre}} \times L^2}{8} = \frac{0,0168 \times 35^2}{8} = 2,572 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}} \times v_n}{I_n} = 7,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{poutre}} \times v'_n}{I_n} = -9,84 \text{ MPa}$$

-Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 10,77 - 5,49 + 7,64 = 12,92 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -2,1 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 10,77 + 7,08 - 9,84 = 8,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 24 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Phase n°=03 :

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8 k \Delta P(x, t) = 1,02 \times 1 \times 2,54 - 0,8 \times 1 \times 0,27 \times 2,54 = 2,04 \text{ MN}$$

-Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma_{\text{sup,inf}} = \frac{3 \times 2,04}{A_n} = \frac{3 \times 2,04}{0,607} = 10,08 \text{ MPa}$$

-Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v'_n - y_i) = -2,04 \times [(1,07 - 0,49) + (1,07 - 0,84) + (1,07 - 1,03)] = -1,73 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times v_n}{I_n} = \frac{-1,73 \times 0,83}{0,2792} = -5,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times v'_n}{I_n} = \frac{-1,73 \times (-1,07)}{0,2792} = 6,63 \text{ MPa}$$

-Contrainte due au poids propre de la poutre + dalle :

$$M_{\text{poutre+dalle}} = 3,24\text{MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre+dalle}} \times v_n}{I_n} = 9,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{poutre+dalle}} \times v_n'}{I_n} = -12,41\text{MPa}$$

-Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 10,08 - 5,14 + 9,63 = 14,57\text{MPa} \geq \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -2,1\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 10,08 + 6,63 - 12,41 = 4,30\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 24\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Phase n°=04 :

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8 \times k \times \Delta P(x, t) = 1,02 \times 1 \times 2,54 - 0,8 \times 1 \times 0,27 \times 2,54 = 2,04\text{MN}$$

-Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma_{\text{sup,inf}} = \frac{3 \times 2,04}{A_h} = \frac{3 \times 2,04}{1,052} = 5,81\text{MPa}$$

-Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v'_h - y_i) = -2,04 \times [(1,43 - 0,49) + (1,43 - 0,84) + (1,43 - 1,03)] = -3,93\text{MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times v_h}{I_h} = \frac{-3,93 \times 0,69}{0,51} = -5,31\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times v'_h}{I_h} = \frac{-3,93 \times (-1,43)}{0,51} = 11,02\text{MPa}$$

-Contrainte due au poids propre du tablier :

$$M_{\text{poutre+dalle}} = 3,24\text{MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{tablier}} \times v_h}{I_h} = 4,38\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{tablier}} \times v_n'}{I_n} = -9,08\text{MPa}$$

-Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 5,81 - 5,31 + 4,38 = 4,88\text{MPa} \geq \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -2,1\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 5,81 + 11,02 - 9,08 = 7,75\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 24\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Phase n°=05 :

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta P(x, t) = 0,98 \times 2,54 - 1,2 \times 0,3 \times 2,54 = 1,57\text{MN}$$

-Contrainte due à la précontrainte :

$$\sigma_{\text{sup,inf}} = \frac{3 \times 1,57}{A_h} = \frac{3 \times 1,57}{1,052} = 4,47 \text{MPa}$$

-Contrainte due au moment de la précontrainte :

$$M_p = -P_1 \times \sum (v'_h - y_i) = -1,57 \times [(1,43 - 0,49) + (1,43 - 0,84) + (1,43 - 1,03)] = -3,03 \text{MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times v_h}{I_h} = \frac{-3,03 \times 0,69}{0,51} = -4,09 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times v'_h}{I_h} = \frac{-3,03 \times (-1,43)}{0,51} = 8,49 \text{MPa}$$

-Contrainte due à la combinaison la plus défavorable :

$$M_{G+D240} = 4,39 \text{MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{G+1,2B_c} \times v_h}{I_h} = 5,93 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{G+1,2B_c} \times v'_h}{I_h} = -12,31 \text{MPa}$$

-Contraintes totales :

$$\sigma_{\text{sup}} = 4,47 - 4,09 + 5,93 = 6,31 \text{MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = 0 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 4,47 + 8,49 - 12,31 = 0,65 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 24 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Annexe 2

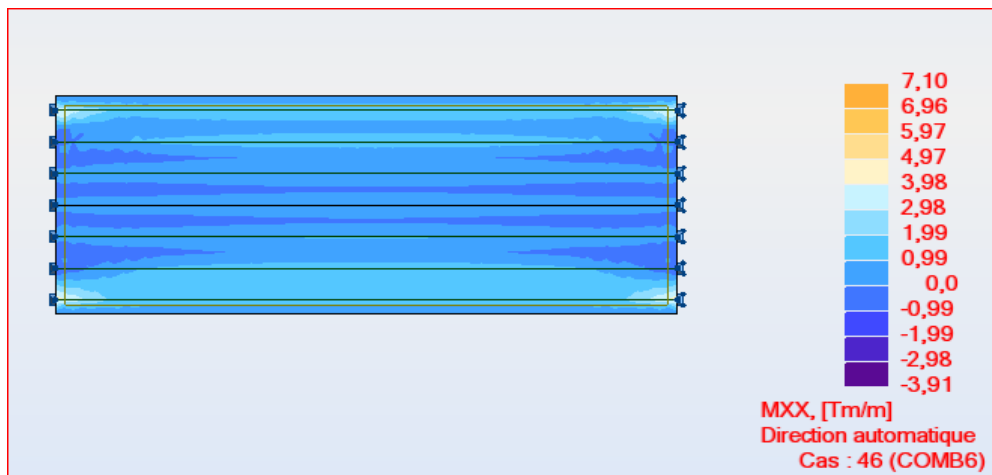
Calcul de $\int_0^1 M \cdot \overline{M} dx$

Introduire M et m avec leur SIGNE				
$M \quad M$ 	$1/2 Mmg$	$1/2 Mmd$	$1/2 Mm$	$1/2 Mm$
$Mg \quad Md$ 	$1/6 mg(2Mg+Md)$	$1/6 md(Mg+2Md)$	$1/6 m[Mg(1+\beta) + Md(1+\alpha)]$	$1/4 m(Mg+Md)$
$Mg \quad Md$ 	$1/6 mg(2Mg+Md)$	$1/6 md(Mg+2Md)$	$1/6 m[Mg(1+\beta) + Md(1+\alpha)]$	$1/4 m(Mg+Md)$
$Mg \quad Md$ $Mg = -Md$ 	$1/6 Mgmg$	$-1/6 Mgmd$	$1/6 Mgm(1-2\alpha)$	0
Mg 	$1/3 Mgmg$	$1/6 Mgmd$	$1/6 Mgm(1+\beta)$	$1/4 Mgm$
Md 	$1/6 Mdmg$	$1/3 Mdmd$	$1/6 Mdm(1+\alpha)$	$1/4 Mdm$
	$1/6 Mmg(1+\beta)$	$1/6 Mmd(1+\alpha)$	$1/3 Mm$	$1/12 Mm(3-4\alpha^2)/\beta$ valable pour $\alpha < \beta$
	$1/4 Mmg$	$1/4 Mmd$	$1/12 Mm(3-4\alpha^2)/\beta$ valable pour $\alpha < \beta$	$1/3 Mm$
Mg 	$1/4 Mgmg$	$1/4 Mdmd$	$1/12 Mdm(1+\beta+\beta^2)$	$7/48 Mgm$
Md 	$1/12 Mdmg$	$1/4 Mdmd$	$1/12 Mdm(1+\alpha+\alpha^2)$	$7/48 Mdm$
	$1/3 Mmg$	$1/3 Mmd$	$1/3 Mm(1+\alpha\beta)$	$5/12 Mm$
Mg 	$5/12 Mgmg$	$1/4 Mgmd$	$1/12 Mgm(5-\alpha-\alpha^2)$	$17/48 Mgm$
Md 	$1/4 Mdm$	$5/12 Mdmd$	$1/12 Mdm(5-\beta-\beta^2)$	$17/12 Mdm$

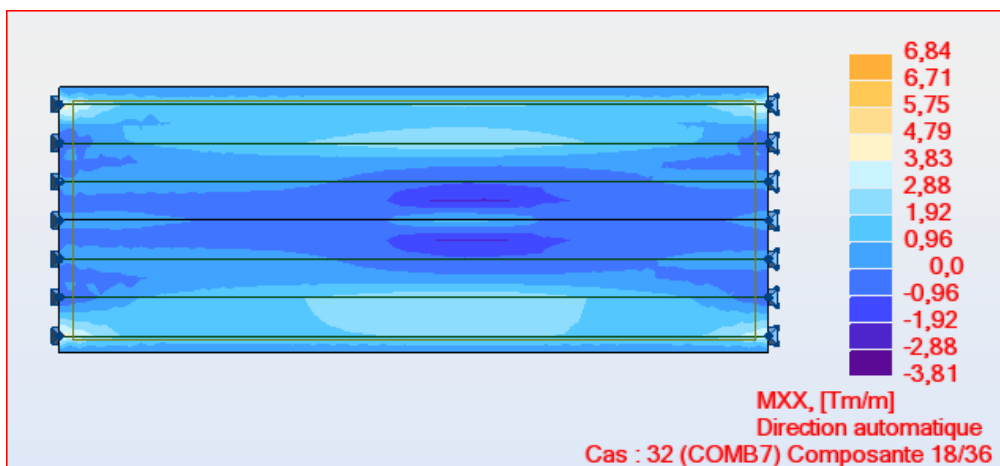
Surfaces des diagrammes des moments.

Annexe 3

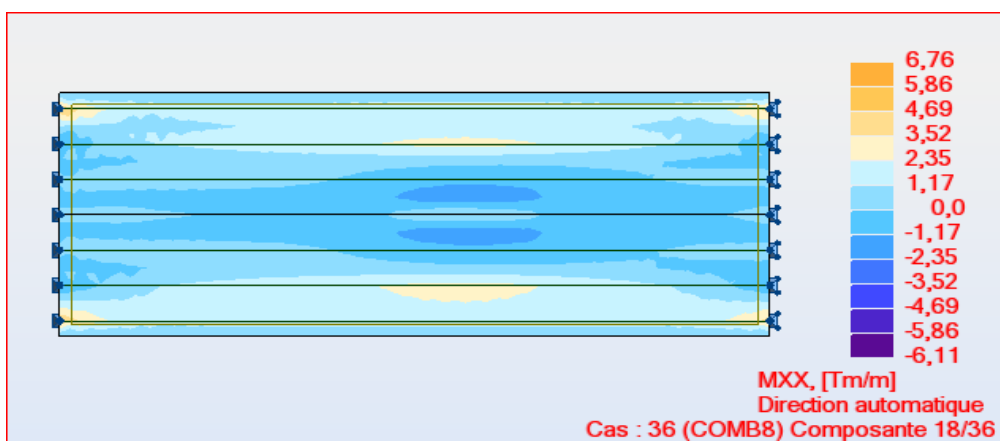
Calcul de l'hourdis :



Moment dû à A(L) à l'ELU dans la direction X-X



Moment dû à Mc120 à l'ELU dans la direction X-X



Moment dû à D240 à l'ELU dans la direction X-X