

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

Ecole Nationale Polytechnique



Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures (L.G.S.D.S)

Département de Génie Civil

Projet de fin d'Etudes

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

Thème :

**Etude et conception d'un pont à poutres multiples
sous chaussée dans la wilaya de Tipaza**

Proposé par :



GESI-TP

Encadré par :

Mr S.LAKEHAL

Présenté par :

M. Malik DJAROUN

M. Abdenour FARHI

Promotion : Juin - 2012-

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

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

REMERCIEMENTS

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

*Nous remercions aussi Mr. BEN TAHAR 'GESTIP'
M^{lle} BOUBEKEUR 'ENGOA', M^r SLIMANI 'LEM', M^r. CHEMALI
ainsi que M^r NEBACHE
pour leurs collaborations et leurs aides.*

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

*Nous remercions les membres de jury qui nous ont fait l'honneur
D'examiner notre travail.*

F. ABDENOUR et D. MALIK

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé

Mes frères : Smail ,Aissa ,Djamal

Mes sœurs : Sadia, Farida, Zahra, Ouiza, Safia

Mon beau-frère Hakim et a toute sa famille

Tous mes amis et en particulier

(Yacine , Nourdinne , Saïd, Djamel, Makhlouf, Ahcen)

Toute ma famille

Sans oublier celui qui a partagé ce travail avec moi Abdenour

Et à tous ceux qui me portent dans leurs cœurs.

Malik

DÉDICACES

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce modeste travail,

Que je dédie à :

Mes très chers parents pour leurs patiences, leurs soutiens et leurs confiances.

Mes frères et leurs femmes.

Mes sœurs.

Mes oncles, mes tantes, cousins et cousines, ainsi qu'à toute ma famille.

Tous mes ami(e)s sans exception.

Sans oublier celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments Malik.

Merci à tous.

F. ABDENOUR

ملخص :

الغرض من هذا المشروع هو تصميم و دراسة جسر ذو روافد متعددة يبلغ طوله 52م و عرضه 11م ,يجتاز واد بورقيقة ليربط مدينة حجوط بمدينة الناصور الواقعتين بولاية تيبازة . يتكون من جزئين متساويين (تضاغطين) من الخرسانة مسبقة الإجهاد طول كل واحدة منهما 26م ,بعد حساب مختلف القوى بواسطة البرنامج Autodesk Robot نقوم بحساب الإجهاد المسبق المطبق على الرفادة ثم تسليح العناصر المكونة للجسر و كذلك مراجعة الحسابات و فقا للوائح المعمول بها.

الكلمات المفتاحية:

جسر ,رفادة, بلاطة , صدار , الخرسانة مسبقة الإجهاد.

Résumé :

Le but de ce projet est l'étude et la conception d'un pont à poutres multiples sous chaussée d'une longueur de 52 m et 11 m de large. Franchissant Oued BOURKIKI reliant la ville de HADJOUT et la ville de NADOR dans la wilaya de TIPAZA. Composé de deux travées isostatiques de 26 m. Après le calcul des sollicitations par le logiciel Auto-desk Robot, on procédera au calcul de la précontrainte et on déterminera le ferrailage des éléments constructifs du tablier ainsi qu'a leurs vérifications selon les règlements en vigueur.

Mots clés :

Pont, poutre, hourdis général, tablier, béton précontraint.

Abstract :

The purpose of this project is the study and the conception of a road bridge with multiple beams of 52 meters long and 11 meters in width. Crossing BOURKIKI river connecting communes HADJOUT and NADOR in the wilaya of TIPAZA. Composed of two isostatic spans 26 meters each one. After calculating the sollicitations using Auto-desk Robot soft ware, we will proceed to the prestressed calculations and the reinforcement of constructive elements of the deck section, respecting the appropriate regulations.

Key words :

Bridge, beam, general hollow block, apron, concrete prestressed.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I. Présentation de l'ouvrage	
I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2. Tracé en plan.....	3
I.3. Les profilés de l'ouvrage.....	4
I.3.1. Profil en long	4
I.3.2. Profil en travers.....	5
I.4. Les données naturelles.....	5
I.5. Choix du type de l'ouvrage.....	6
I.5.1. Variante n°=1: Pont à poutres multiples précontraintes par post tension	6
I.5.2. Variante n°=2: Pont dalle nervurée.....	7
I.5.3. Variante n°=3: Pont mixte à poutre multiples	8
I.5.4. Analyse multicritères	10
I.6. Les différents éléments du pont	10
I.6.1 Le tablier.....	10
I.6.2. Les culées	11
I.6.3. Les piles.....	11
I.6.4. Les fondations.....	12
I.6.5. Les appareils d'appui.....	12
I.6.6. Les équipements	12
I.6.6.1. Les dispositifs de retenue.....	13
I.6.6.2. Les corniches.....	13
I.6.6.3. Canalisations et Assainissement	13
Conclusion	13
Chapitre II. Caractéristiques des matériaux	
II .1. Le béton.....	14
II. 1.1. Résistance a la compression	14
II. 1.2. Résistance a la traction.....	14
II. 1.3. Déformation longitudinale	14
II. 1.4. Déformation transversale	15
II. 1.5. Etats-limite	15
II.2. Les aciers	17
II.2.1. Aciers passifs.....	17
II.2.2. Aciers actifs.....	18
II.2.3 : Acier pour les poutres	19
Conclusion	19

Chapitre III. Le pré-dimensionnement

III.1. Pré-dimensionnement des poutres	20
III. 2. L'hourdis général.....	24
III. 3. La dalle	24
III. 4. Les équipements	25
III.4.1. Les trottoirs	25
III.4.2. Les corniches.....	25
III.4.3. Les gardes de corps	25
III.4.4. Les glissières de sécurité.....	25
III. 5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre	26
III. 5.1. Notations utilisées	26
Conclusion	32

Chapitre IV. Charges et surcharges

IV. 1. Charges permanentes	33
IV.1.1. poids propres des éléments porteurs.....	33
IV.1.2. poids propres des éléments non porteurs.....	35
IV.2. Caractéristiques du pont.....	36
IV.3. Charges d'exploitation	37
IV.3.1. Charges de chaussée.....	37
IV.3.1.1. Systèmes de charges A	37
IV.3.1.2. Systèmes de charges B.....	39
IV.3.1.3. Surcharges militaire	45
IV.3.1.4 Convois exceptionnels	48
IV.3.1.5. Efforts de freinage	50
IV.3.2. Charges climatiques	51
IV.3.3. Charges sur les trottoirs	52
IV. 3.4. Evaluation des actions accidentelles	52
Conclusion	52

Chapitre V. Modélisation et Analyse

V .1. Description du logiciel Robot Millenium	53
V .1.1.Caractéristiques principales du logiciel.....	53
V .2. La modélisation	53
V.3. Combinaisons d'actions	58
V.3.1. Etats limites.....	58
V.3.2. Les Coefficients de pondération des combinaisons	58
V.3.3. Les combinaisons d'actions	59
V.4. Exploitation des données.....	59
V.4.1. Diagrammes des poids propres	60

V.4.1.1. Diagrammes des moments fléchissant	60
V.4.1.2. diagrammes des efforts tranchants.....	60
V.4.3. Combinaisons utilisées	61
Conclusion	62

Chapitre VI. Etude de la précontrainte

VI.1. Historique.....	63
VI.2. Des définitions sur le béton précontraint	64
VI.3. Principe de la précontrainte.....	64
VI.4. Mise en œuvre de la précontrainte.....	65
VI.4.1. Précontrainte par pré-tension	65
VI.4.2. Précontrainte par post-tension.....	65
VI.5. Les armatures de précontrainte	66
VI.6. Ancrage de précontrainte	68
VI.7. Conduits pour précontrainte par post-tension	69
VI.8. Domaine d'application de la précontrainte.....	70
VI.9. Détermination du nombre de câbles	71
VI. 9.1. Tension à l'origine	71
VI. 9.2. Calcul de la précontrainte	71
VI. 9.3. Disposition constructive des câbles.....	73
VI. 9.4. Tracé des Câbles	75
VI. 9.4.1. Angle de relevage	75
VI. 9.4.2. Allure des câbles.....	76
VI.10. Calcul des pertes de la précontrainte	79
VII. 10.1. Pertes instantanées	79
VII. 10.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine	79
VII. 10.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage	80
VI. 10.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	82
VI. 10.1.4. Pertes instantanées totales	83
VI. 10.2. Pertes différées.....	83
VI. 10.2.1. Pertes dues au retrait du béton.....	83
VI. 10.2.2. Pertes dues à la relaxation des aciers	84
VI. 10.2.3. Pertes dues au fluage du béton	85
VI. 10.2.4. Pertes différées totales	86
VI. 10.2.5. Pertes totales.....	86
VI. 11. Justifications aux E.L.S.....	88
VI. 11.1. Vérification des contraintes normales	88
VI. 11.1.1. Détermination des contraintes admissibles	88

VII. 11.1.2 La vérification	88
VI. 11.2. Ferrailage passif longitudinal.....	90
VI. 11.2.1. Armatures de peau.....	91
VI. 11.2.2. Armatures de peau longitudinales	91
VI. 11.2.3. Armatures dans la zone tendue.....	91
VII. 11.4. Vérification des contraintes tangentielles.....	92
VI. 11.4.1. Contrainte de cisaillement.....	93
VI. 12. Justifications aux E.L.U	94
VI. 12.1. Vérification des contraintes normales	94
VI. 12.1.1. Hypothèses fondamentales de calcul	94
VI. 12.1.2. Principe de la méthode de justification.....	94
VI. 12.1.3. Equations utilisées	95
VI. 12.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	99
VI. 12.2.1. Minimum d'armatures transversales	99
VI.12.2.2. Justification des armatures transversales	100
VI. 12.2.3. Justification des bielles de béton	101
Conclusion	101

Chapitre VII. Etude de l'hourdis générale

VII. 1. Définition de l'hourdis général.....	102
VII. 1.1. Méthode de calcul.....	102
VII. 1.2. Combinaison de charges.....	103
VII. 1.3. Etude de la flexion	103
VII. 1.3.1. Calcul de ferrailage longitudinal (sous M_{xx}).....	107
VII.1.3.2. Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy})	109
VII. 2. Vérification de condition de non fragilité.....	110
VII. 2.1. Vérification de l'effort tranchant	111
VII. 2.2. Vérification vis-à-vis le Poinçonnement	111
Conclusion	112

Chapitre VIII. Calcul des déformations.

VIII. 1. Calcul des flèches	113
VIII. 2. Calcul des rotations	115
VIII. 3. Calcul des déplacements horizontaux d'appuis	116
Conclusion	117

Chapitre IX. Appareils d'appui et joints de chaussée

IX. 1. Appareils d'appui	118
IX. 1.1. Constitution	118
IX. 1.2. Caractéristiques géométriques.....	118
IX. 1.3. Caractéristiques de l'élastomère	119

IX. 1.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	119
IX. 1.5. Vérification du dimensionnement	122
IX. 1.5.1. Vérification à la distorsion	122
IX. 1.5.2. Vérification à la traction dans les frettes	122
IX. 1.5.3. Vérification à la limite en rotation	123
IX. 1.5.4. Vérification à la stabilité au flambement.....	124
IX. 1.5.5. Vérification au glissement	124
IX. 2. Joints de chaussée	125
IX. 2.1. Choix de type de joint de chaussée	125
IX. 2.2. Calcul des joints	125
IX. 2.3. Déplacement dû aux variations linéaires.....	126
IX. 2.3.1. Déplacement dû au freinage.....	126
IX. 2.3.2. Déplacement dû au séisme	126
IX. 2.3.3. Combinaison.....	127
Conclusion	127
Conclusion générale	128
Références Bibliographiques	129

Liste des figures

Liste des figures

Fig. I.1. Plan de la situation de l'ouvrage.....	3
Fig. I.2. Profil en plan de l'ouvrage	4
Fig. I.3. Profil en long de l'ouvrage	4
Fig. I.4. Profil en travers de l'ouvrage.....	5
Fig. I.5. Le tablier en dalle nervurée	7
Fig. I.6. Coupe transversale	9
Fig. I.7. Hourdis général	10
Fig. I.8. Représentation de la culée	11
Fig. I.9. Représentation des piles	12
Fig. I.10. Les équipements de pont	12
Fig. II.1. Déformation du béton sous chargement instantané	15
Fig. II.2. Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U	16
Fig. II.3. Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures de tous types ..	17
Fig. II.4. Diagramme des contraintes – déformations des armatures de précontrainte	18
Fig. III.1. Coupe transversale d'une poutre en T	20
Fig. III.2. Gousset de la table de compression	22
Fig. III.3. Gousset du talon	23
Fig. III.4. La coupe transversale de la poutre adoptée.....	23
Fig. III.5. La demi-coupe longitudinale de la poutre adoptée.....	23
Fig. III.6. Présentation de la pré-dalle	24
Fig. III.7. Glissière de sécurité	25
Fig. III.8. Garde-corps	26
Fig. III.9. Notations utilisées.....	26
Fig. III.10. La section médiane de la poutre en BP	27
Fig. III.11. La section médiane de la poutre en BP plus l'hourdis général	27
Fig. III.12. La section d'about de la poutre en BP	30
Fig. III.13. La section d'about de la poutre en BP plus l'hourdis général	30
Fig. IV.1. Les différentes sections qui composent la poutre.....	34
Fig. IV.2. La corniche	35
Fig. IV.3. Largeur roulable	36
Fig. IV.4. Les différents cas de chargement du système de charge A.....	38
Fig. IV.5. Système B _c	40
Fig. IV.6. Système B _r	43
Fig. IV.7. Système B _t	44
Fig. IV.8. Système Mc 80	46
Fig. IV.9. Système Mc 120	46
Fig. IV.10. Système Me 80	47
Fig. IV.11. Système Me 120	48
Fig. IV.12. Convoi de type D240	48
Fig. IV.13. Convoi de type D280	49
Fig. IV.14. Convoi de type E400	49
Fig. IV.15. Convoi de type E360	50
Fig. V.1. Préférences du projet.....	54

Liste des figures

Fig. V.2. Définition des appuis	55
Fig. V.3. Modélisation de l'hourdis général.....	55
Fig. V.4. Modélisation d'une travée.....	55
Fig. V.5. Exemple d'introduction des CCP (Poids des trottoirs).....	56
Fig. V.6. Exemple d'introduction des surcharges A1(L).....	56
Fig. V.7. Exemple d'introduction des surcharges D240	57
Fig. V.8. Lancement de calcul	57
Fig. V. 9. Diagrammes des moments fléchissant dues aux charges permanentes	60
Fig. V.10. Diagrammes des efforts tranchants sous charges permanentes	60
Fig. V.11. Moment fléchissant de la combinaison G+D240	61
Fig. V.12. Moment fléchissant de la combinaison 1.35 (G+D240).....	61
Fig. V.13. Effort tranchant de la combinaison G +D240	62
Fig. V.14. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (G+D240)	62
Fig. VI.1. Principe de la précontrainte.....	64
Fig. VI.2. Précontrainte par pré-tension	65
Fig. VI.3. Précontrainte par post-tension.....	66
Fig. VI.4. Mise en tension des câbles en post-tension.....	66
Fig. VI.5.Exemple de torons	67
Fig. VI.6. Schéma de principe d'un vérin.....	68
Fig. VI.7. Ancrage fixe système K.....	69
Fig. VI.8. Position des câbles dans la section d'about	74
Fig. VI.9. Position des câbles dans la section médiane	74
Fig. VI.10. Tracé individuel des câbles	76
Fig. VI. 11. Tracé des câbles	78
Fig. VI. 12. Allure des câbles	78
Fig. VI. 13. Pertes par recul d'ancrage	80
Fig. VI. 14. Principe des pertes par recul d'ancrage	81
Fig. VI.15. Diagramme des contraintes admissibles en service.....	88
Fig. VI.16. Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.....	95
Fig. VI.17. Diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes	96
Fig. VI.18. Equation d'équilibre	97
Fig. VI. 19. Ferrailage de la poutre en BP a la zone médiane	101
Fig. VII.1. Vue transversale l'hourdis général	102
Fig. VII.2. Fonctionnement de l'hourdis.....	102
Fig. VII.3. Diagramme du moment(M_{xx}) sous (1.35G+1.35D240)	104
Fig. VII.4. Diagramme du moment(M_{xx}) sous (G+D240).....	104
Fig. VII.5. Diagramme du moment(M_{yy}) sous (1.35G+1.35D240)	105
Fig. VII.6. Diagramme du moment(M_{yy}) sous (G+D240).....	105
Fig. VII.7. Diagramme du moment(M_{xy}) sous 1.35 (G+D240)	106
Fig. VII.8. Diagramme du moment(M_{xy}) sous (G+D240).....	106
Fig. VII.9. Logiciel « EXPERT ».....	107
Fig. VII.10. : Schéma de ferrailage de la dalle	111
Fig. VII.11. Effet de Poinçonnement.....	112

Liste des figures

Fig. XIII.1. Diagramme du moment sous l'effet la précontrainte.....	114
Fig. IX.1. Constitution type d'un appareil d'appui	118
Fig. IX.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui	119
Fig. IX.3. Surface réduite sous l'effet de distorsion	120
Fig. IX.4. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort normal.....	120
Fig. IX.5. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort horizontal	121
Fig. IX.6. Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal	121
Fig. IX.7. Eléments du joint de chaussée	125
Fig. IX.8. Joint de chaussée adopté.....	127

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tab. I.1. Analyse multicritère	10
Tab. II.1. les contraintes admissibles à la traction à E.L.S	18
Tab. III.1. Caractéristiques géométrique de la poutre à mi travée	28
Tab. III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à mi travée	29
Tab. III.3. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre.....	31
Tab. III.4. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre plus l'hourdis général.....	32
Tab. IV.1. Récapitulatif des charges permanentes	36
Tab. IV.2. coefficient a_1	38
Tab. IV.3. les valeurs de chargement par le système A.....	39
Tab. IV.4. Coefficient (bc).....	40
Tab. IV.5. Les valeurs de la surcharge (Bc)	42
Tab. IV.6. Coefficient (b _i).....	44
Tab. IV.7. Les valeurs de la surcharge (B _t)	45
Tab. IV.8. Les valeurs de gradient thermique.....	51
Tab. V.1. Les coefficients de pondération pour chaque charge.....	59
Tab. V.2. Les différentes combinaisons des charges.....	59
Tab. VI.1. Les caractéristiques des torons les plus courants	67
Tab. VI.2. Caractéristiques géométriques de la section médiane	71
Tab. VI.3. Caractéristiques de chaque câble.....	77
Tab. VI.4. Tracé des câbles.....	77
Tab. VI.5. Pertes dues au frottement de câble	80
Tab. VI.6. Pertes dues au recul d'ancrage	82
Tab. VI.7. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	83
Tab. VI.8. Pertes instantanées totales	83
Tab. VI. 9. Pertes dues à la relaxation des aciers	85
Tab. VI. 10. Pertes dues au fluage de béton	86
Tab. VI. 11. Pertes différées totales	86
Tab. VI. 12. Pertes totales.....	87
Tab. VI. 13. Vérification des contraintes normales.....	90
Tab. VI. 14. Vérification des contraintes tangentielles	94
Tab. VII.1 Récapitulatif des charges permanentes.....	103
Tab. VII.2. les moments maximums (M_{xx}).....	107
Tab. VII.3. Les moments appliqués (M_{xx})	108
Tab. VII.4. Les moments appliqués (M_{yy})	110
Tab. XIII. 1. Récapitulatif des données pour le calcul de la contre flèche.....	114
Tab. IX.1. Récapitulatif des vérifications pour les appareils d'appui	122

Introduction générale

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier pour satisfaire la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies et des ponts. D'une façon générale on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

L'évolution des techniques informatiques basées sur le calcul des structures en éléments finis permet de concevoir et d'étudier des ouvrages aussi complexes que possible.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à l'utilisateur. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, d'une part, et d'autre part, il y a aussi les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

La phase de conception doit s'étayer sur de nombreuses données qui sont d'une importance cruciale pour le démarrage des études pour un projet de pont ;

1. Plan de situation indiquant les obstacles à franchir, tels que les cours d'eau, chaussées, chemins, lignes de chemin de fer. Tracé de la nouvelle voie désirée ;
2. Coupe longitudinale le long de l'axe du pont avec les conditions de gabarit sous le pont en hauteur et en largeur, profil en long de la nouvelle voie désirée ;
3. Largeur du pont, largeur de la chaussée, des bandes d'arrêt d'urgence, des trottoirs... ;
4. Conditions de fondation, carottage avec expertises géologiques et données géotechniques.
5. Conditions locales, possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction ;
6. Conditions climatiques et météorologiques, périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, période de gel ... ;
7. Environnement-topographie: campagne, plaine, collines ou montagnes. L'échelle de l'environnement joue un rôle important lors de la conception ;
8. Conditions de beauté de l'environnement: les ponts en site urbain (et surtout les passerelles) faisant partie intégrante de la physionomie de la ville exigent une conception plus délicate que les ponts situés dans de vastes paysages.

Notre modeste travail, consiste à l'étude et à la conception d'un pont à poutres en béton précontraint sous chaussée proposé par la société GESI TP. Une étude a été faite à l'aide du logiciel ROBOT 2012. A cet effet, notre thèse comporte neuf chapitres.

En premier lieu nous commençons par une introduction générale dans laquelle nous allons donner une définition d'un ouvrage d'art, puis une présentation du projet qui est en cours de réalisation.

- Le premier chapitre concerne la conception générale, on propose le type d'ouvrage à partir de différentes variantes possibles, en prenant en considération les différentes contraintes imposées.
- Le second chapitre porte sur les caractéristiques des différents matériaux utilisés.
- Le troisième chapitre porte sur le pré-dimensionnement des poutres de pont et leurs différentes sections.
- Le quatrième chapitre se veut à l'étude des charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage.
- La modélisation de tablier est présentée dans le chapitre cinq.
- Le sixième chapitre comprend l'étude de la précontrainte, dont la quelle nous traitons le procédé de précontrainte (post-tension) et le calcul des pertes.
- Le septième chapitre est consacré à l'étude de l'hourdis général.
- Nous traiterons ensuite les déformations que peut subir une poutre isostatique simplement appuyée, sous l'effet de son poids propre et des surcharges.
- L'étude des appareils d'appuis et des joints de chaussée est présentée dans le neuvième chapitre.
- Finalement, une conclusion achèvera notre travail.

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage.

Généralités

La conception des ponts a pour objectif de rechercher la solution la plus économique en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale.

I.1. Site d'implantation de l'ouvrage

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude d'un pont à poutres multiples sous chaussée en béton précontraint. Ce pont permettra le franchissement d'Oued BOURKIKI reliant la ville de HADJOUT et la ville de NADOR dans la wilaya de TIPAZA.

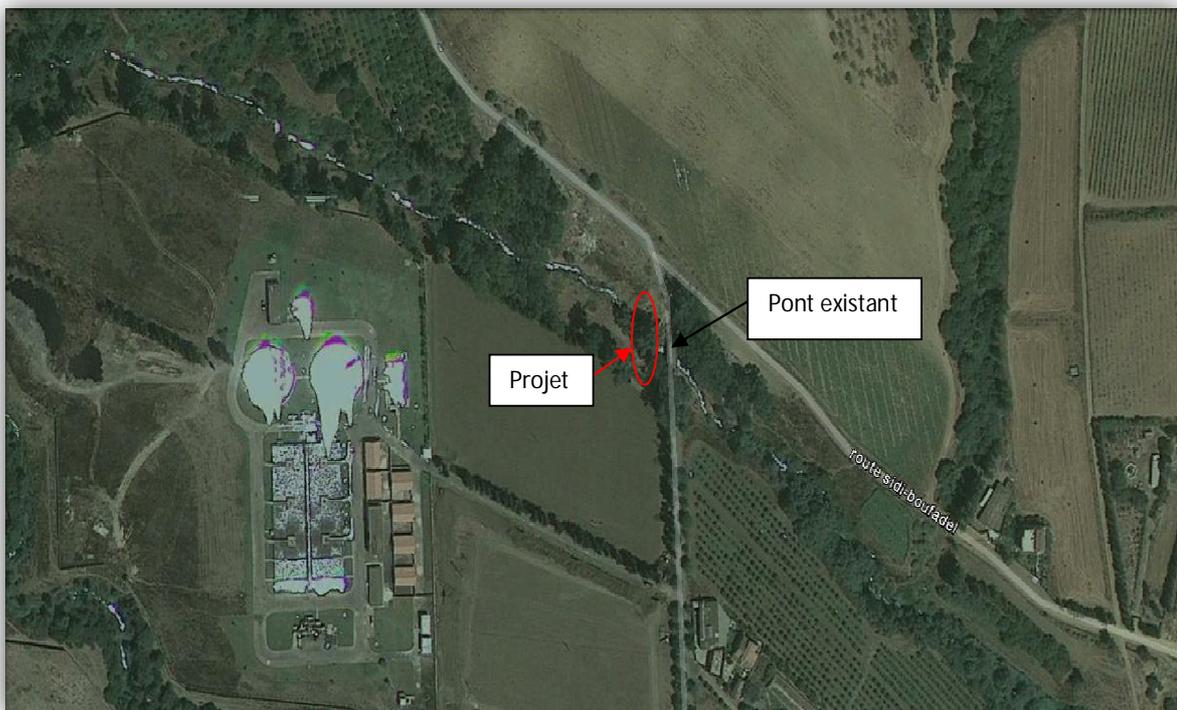


Fig. I.1. Plan de situation de l'ouvrage.

I.2. Tracé en plan

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

Le pont est droit d'une longueur totale de 52m.

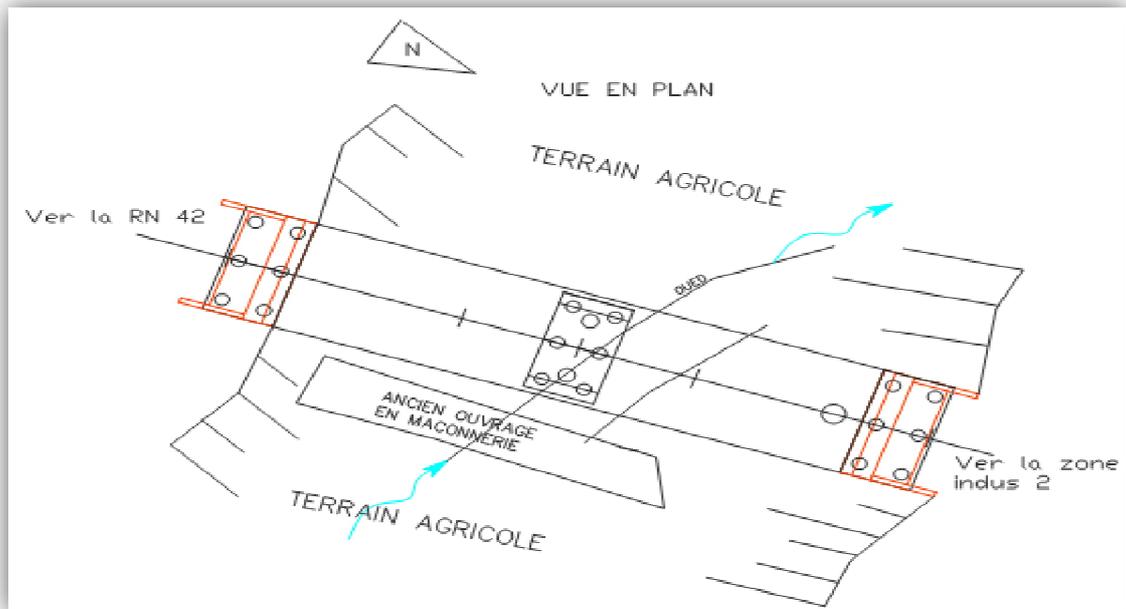


Fig. I.2. Profil en plan de l'ouvrage.

I.3. Les profils de l'ouvrage

I.3.1. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit et aux contraintes naturelles.

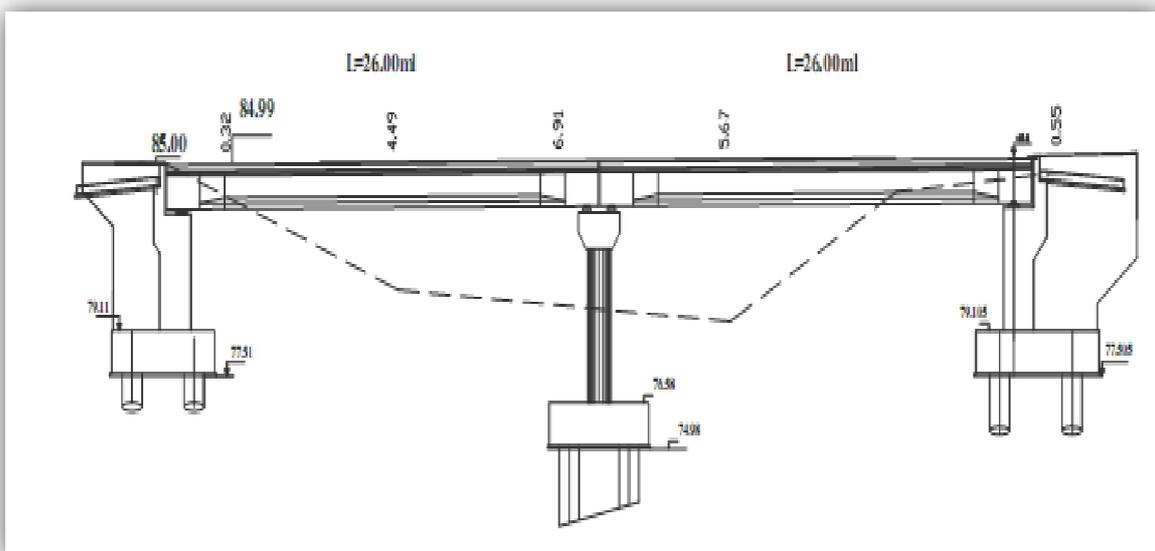


Fig. I.3. Profil en long de l'ouvrage.

I.3.2. Profil en travers

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable : 8m.
- Largeur du trottoir: 1.5m.
- Nombre de voies de circulation: 2voies.
- Le dévers: 2.5%.
- La largeur totale : 11m.

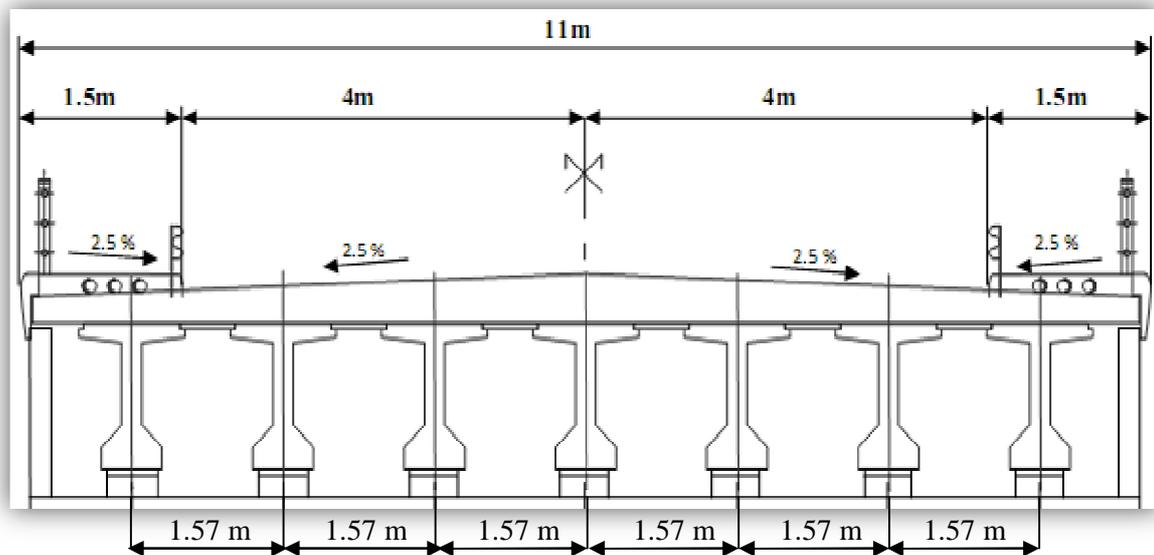


Fig. I.4. Profil en travers de l'ouvrage.

I.4. Données naturelles

Les données naturelles rassemblent l'ensemble des éléments de l'environnement influant directement sur la construction de l'ouvrage, on distingue :

- **La topographie du terrain naturel**
L'analyse de la topographie du site nous permet d'implanter correctement l'ouvrage en tenant compte des courbes de niveau, des mouvements de terre nécessaires, des possibilités d'implantation des installations de chantier, les stockages ...etc.
- **Données géologiques**
La région de TIPAZA est classée comme une zone de forte sismicité (Zone III) selon le **RPA 99 version 2003**.
- **Données géotechnique**
L'étude géotechnique préliminaire a été faite par le **Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction**.

➤ Compagne géotechnique

Quatre sondages carottés descendus ont été réalisés dans le but de :

- Dévoiler la nature du sol en profondeur ;
- Fixer le niveau d'appui des fondations ;
- Effectuer des essais de laboratoire sur les échantillons prélevés.

I.5. Choix du type de l'ouvrage

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- La portée déterminante ;
- L'importance ou l'absence de contraintes ;
- Les possibilités de Construction ;
- Les caractéristiques géométriques en plan ;
- La largeur du tablier ;
- La hauteur disponible et la nature des terrains de fondation.

Un autre élément d'appréciation dans le choix d'un type d'ouvrage est son mode de fonctionnement et son aptitude à résister aux efforts exceptionnels et accidentels tels que des chocs de véhicules hors gabarit.

I.5.1 VARIANTE N°1 : Pont a poutres multiples précontraintes par post tension

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension. Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mises en place spécifiquement adaptés.

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, les deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes.

Les avantages et les inconvénients [2]

➤ **Les avantages**

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité ;
- Le béton reste toujours comprimé ce qui limite la fissuration ;
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte par post tension.) ;
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages ;
- La facilité du contrôle de la réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux ;
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois ;

- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier ;
- L'absence complète de pathologie grave.

➤ **Les inconvénients**

- Poids propre très important ;
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure ;
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours ;
- La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée pour l'exécution de la précontrainte au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles ;
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.

I.5.2 VARIANTE N°2 : Pont dalle nervurée

Les dalles nervurées sont le prolongement des dalles à larges encorbellements vers les grandes portées. Elles font souvent appel à la hauteur variable et comportent plusieurs nervures dans le cas des ouvrages larges.

➤ **Morphologie**

On a l'habitude de distinguer les nervures larges (et minces) $1/5 < a < 2/3$ s'apparentant à des dalles et les nervures étroites (et hautes) $2/3 < a < 2$, s'apparentant à des poutres. ('a' est le rapport de l'épaisseur du tablier sur la largeur de la nervure). Cette distinction est liée à la différence de fonctionnement des structures.

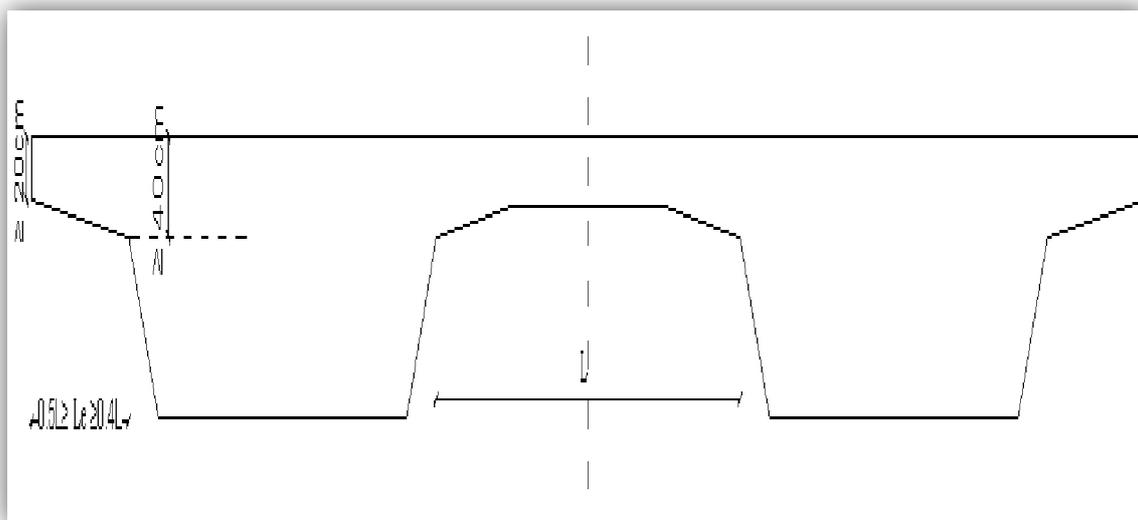


Fig. I.5. Le tablier en dalle nervurée

➤ L'aspect esthétique

Les ouvrages de hauteur variable ont un avantage dans ce domaine de même la dalle élégie qui ressemble a une dalle plein peut selon l'effet recherche (homogénéisation ou différenciation) être préférable nervurée qui s'apparente à une poutraison.

- La dalle élégie permet de réduire le nombre d'appuis c'est le cas pour :
 - éviter une pile en ravière.
 - franchir une autoroute en supprimant l'appui sur la terre.
- Les **dalles nervurées**, de type PSIDN - Passage Inférieur ou Supérieur en Dalle Nervurée, constituent une extension des dalles précontraintes pour les grandes portées et peuvent être de hauteur variable. Une autre structure, moins employée, car nécessitant un très bon sol de fondation cet aspect n'est pas bon de notre cas car le bon sol se situe à une profondeur importante.

🚧 Caractéristiques et limites des dalles nervurées

Les caractéristiques techniques de la structure portent essentiellement sur :

- **Le biais géométrique**

- Il doit rester modéré c'est-à-dire compris entre 70gr et 100gr pour que la structure soit calculable par les programmes de calcul, dans notre projet cet aspect est respecté donc il n'y a pas des problèmes pendant le calcul de la structure.

- **La longueur du tablier**

- Il n'y a théoriquement pas de limites. Mais il existe plusieurs problèmes techniques qui limitent la longueur du tablier qui sont liées à la précontrainte (frottement, longueur maximale des câbles, problèmes liés aux coupleurs.....), aux dilatations du tablier (relation avec les appareils d'appui et joints de chaussée) et à l'importance des cintres (cout élevé).

- **La largeur du tablier**

- Elle conditionne le choix de la section transversale comme nous l'avons vu ci-dessus.
- Une limite d'environ 20m est imposée par les effets du retrait. Donc il n'y a pas des problèmes de choix dans notre cas.

- **La forme des nervures**

- La forme des nervures est caractérisée par le rapport de l'épaisseur du tablier à la largeur d'une nervure qui doit être compris entre 1/5 et 2

I.5.3. VARIANTE N°3 : Pont mixte à poutres multiples

L'introduction de l'acier a permis de réaliser des types de ponts qui n'étaient pas réalisables. L'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, la résistance et la limite élastique ont permis de réaliser des ouvrages légers de grandes portées voir très importantes pouvant dépasser les 1000m (Pont sur la Humber en Angleterre de portée centrale de 1410m).

➤ Forme de la section transversale

Le béton assure le rôle de table de compression et les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non glissement entre l'hourdis et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle

supérieure du profilé) les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale.

On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble.

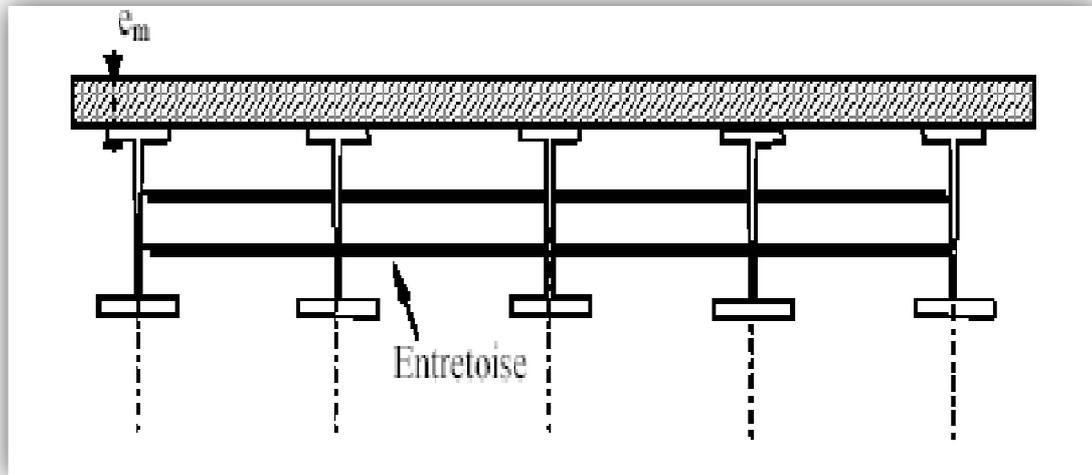


Fig. I.6. Coupe transversale.

✚ Les avantages et les inconvénients [2]

➤ Les avantages

Parmi les avantages nous pouvons distinguer :

- La rapidité et la simplicité de mise en œuvre ;
- La légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution ;
- La simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.

➤ Les inconvénients

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier ;
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent notablement la répartition des efforts intérieurs ;
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton .

I.5.4 Analyse multicritère

L'analyse comparative des trois variantes supposées se résume en quatre aspects majeurs :

Tab. I.1. Analyse multicritère.

Types Critères	P.P.P par poste tension	Pont dalle nervurée	Pont à tablier mixte.
Economie.	+	-	-
Entretien.	+	+	-
Esthétique.	-	+	-
Exécution.	+	-	+

(-): Peu favorable ;

(+) : Favorable.

➤ Après la comparaison des avantages et des inconvénients des solutions proposées et l'analyse des caractéristiques de l'ouvrage, le choix s'était impérativement porté sur un **pont à poutres précontraintes par post tension.**

I.6. Les différents éléments du pont

I.6.1 Le tablier

Notre ouvrage rentre dans la gamme des ponts à poutre sous chaussée en béton précontraint , dont les principaux éléments qui composent le tablier sont des poutres préfabriquées en béton précontraint (7 poutres) , de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portée de ce type d'ouvrage ; ainsi qu'un hourdis général (**Fig. I.7.**) qui supporte la chaussée et assure la continuité roulante.

Nous utilisons pour le coffrage de l'hourdis des pré-dalles qui sont simplement appuyées sur les extrémités des poutres et constituent un coffrage perdu.

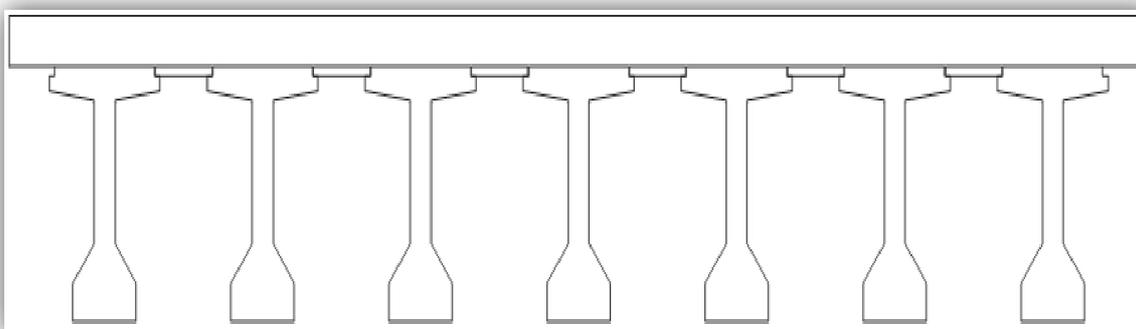


Fig. I.7. Hourdis général.

I.6.2 Les culées

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage. La fonction mécanique de la culée consiste à transmettre les efforts au sol de fondation tout en limitant les déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui. Outre cette fonction mécanique, la culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appui.

On distingue plusieurs familles de culées

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées ;
- Les culées creuses ;
- Les culées en terre armée ;
- Les culées contrepoids.

Choix du type de culée

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai franchissant un Oued. Il faut prévoir une culée qui maintien les terres de remblai donc on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

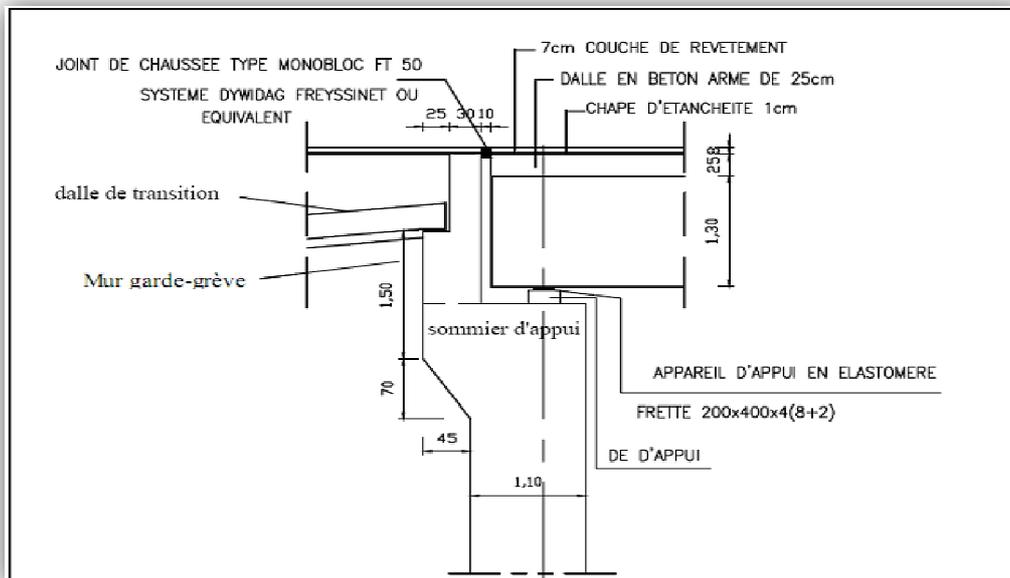


Fig. I Fig. I.8. Représentation de la culée.

1.6.3 Les piles

La pile se présente sous forme d'un portique (pile en H), constituée de deux fûts cylindriques surmontés d'un chevêtre de section polygonale. Le pont repose sur une pile en plus des appuis de rive (les culées), d'une hauteur de 5.22 m (Fig. I.9)

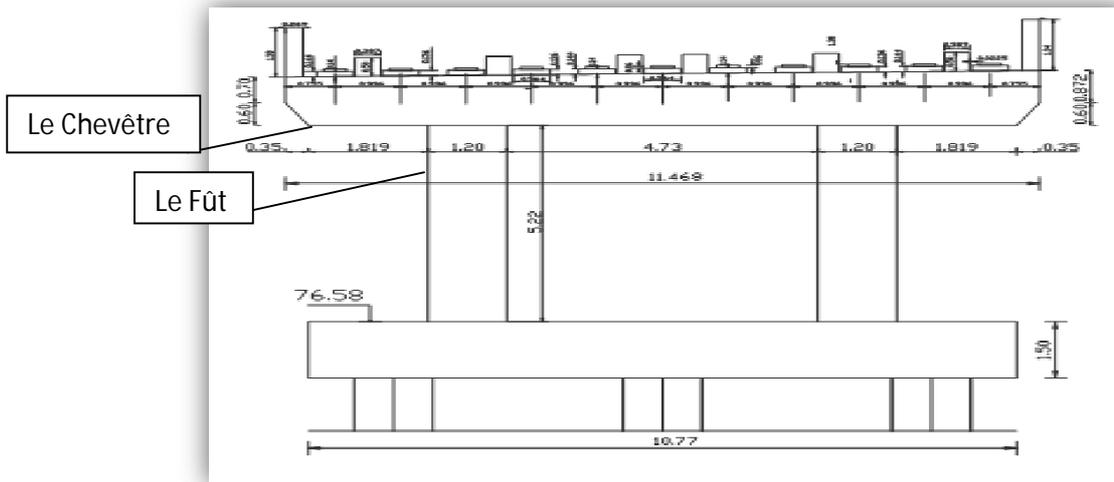


Fig. I.9. Représentation de la pile.

I.6.4 Les fondations

Le type des fondations est la même pour les culées que pour la pile, les efforts horizontaux sur les culées sont importants (culée remblayée) compte tenu de l'état du site qui est d'une faible capacité portante.

I.6.5 Les appareils d'appui

Les appareils d'appui adoptés dans ce projet au niveau de l'ensemble des points d'appui sont en élastomère fretté de forme rectangulaire; qui absorbent les déplacements du tablier par les distorsions du caoutchouc.

I.6.6 Les équipements

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage mais ils influent sur l'aspect du tablier, la sécurité des usagers et sur la pérennité de l'ouvrage. Leurs détails sont à prendre en compte dans la conception. (Fig. I.10)

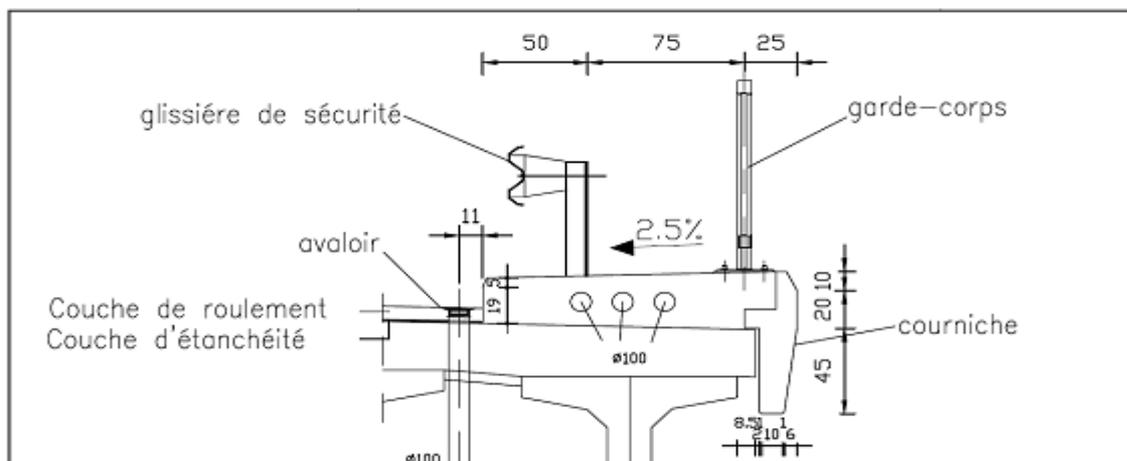


Fig. I.10. Les équipements de pont.

I.6.6.1. Les dispositifs de retenue

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

I.6.6.2. Les corniches

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

I.6.6.3. Canalisations et Assainissement

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

Conclusion

Ce projet consiste à la continuité entre **la RN42 et la zone INDUS 2** franchissant Oued BOURKIKI, après cette présentation générale du projet en phase de service. Nous passons à l'étude des éléments de tablier, poutres en béton précontraint et hourdis général.

On définira dans le chapitre suivant les caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage étudié.

Chapitre II. Caractéristiques des matériaux.

La conception et le calcul d'un pont sont conditionnés en grande partie par le choix des matériaux de construction. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers (actifs, passifs) de construction en relation directe avec le calcul selon **B.P.E.L91** modifié **99**.

II.1. Le béton

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats (sable, gravier), eau et éventuellement d'adjuvants dans des proportions étudiées, le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

- Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**.
- **Densité** : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

II.1.1. La résistance caractéristique à la compression

Pour un béton âgé de **j** jours, on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} \left. \begin{array}{l} 30\text{MPa} \\ 35\text{MPa} \end{array} \right\} \text{ Si } j \geq 28 \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{ Si } j < 28 \end{cases}$$

$$f_{c28} = \begin{cases} 30 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 35 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

II.1.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours, notée f_{tj} .

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(30) = 2,4 \text{ MPa.} & \text{(Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa).} \\ 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa.} & \text{(Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \end{cases}$$

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

II.1.3. Déformation longitudinale du béton

- Module de déformation **instantanée** (courte durée <24 heures) :
 $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa).
- Module de déformation **différée** (longue durée >24 heures) :
 $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa).

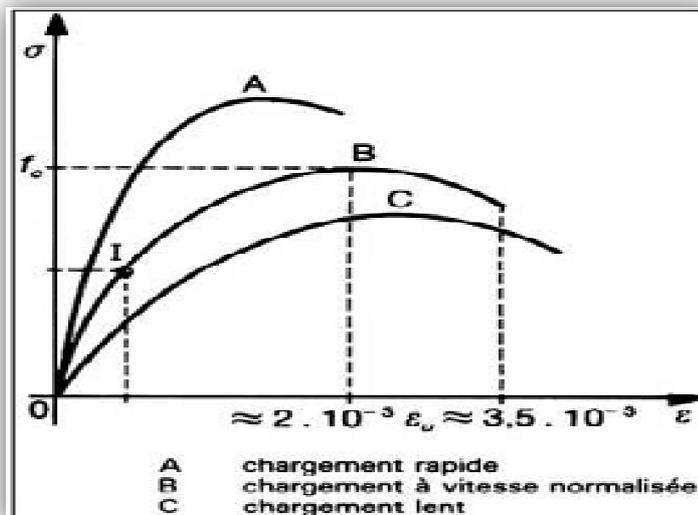


Fig. II.1. Déformation du béton sous chargement instantané

II.1.4. Déformation transversale du béton

- Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

- Le coefficient de poisson « ν » du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quand au cas d'un béton fissuré, « ν » devient **nul**. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

II. 1.5. Etats-limites

- **Etat limite ultime (ELU)**

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

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

La déformation en compression doit être limitée à 2‰ ou 3,5‰ (**Fig. II.1**)

- Calcul de la contrainte limite de compression du béton

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

- | | | | |
|---|--|-----------------------------|--|
| { | - $t > 24 \text{ h}$ | $\Rightarrow \theta = 1$ | |
| | - $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$ | $\Rightarrow \theta = 0,9$ | ou t : durée d'application de la charge. |
| | - $t < 1 \text{ h}$ | $\Rightarrow \theta = 0,85$ | |
-
- | | | |
|---|---------------------|--|
| { | - $b \gamma = 1,5$ | \Rightarrow en situation durable ou transitoire. |
| | - $b \gamma = 1,15$ | \Rightarrow en situation accidentelle. |

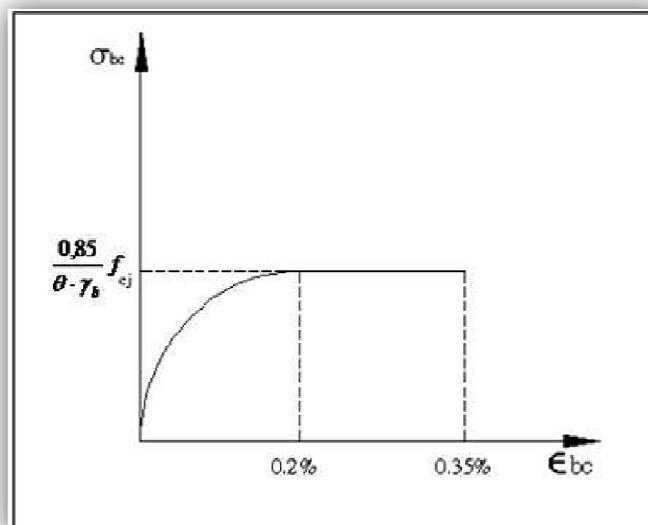


Fig. II.2. Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.

- Etat limite de service(ELS)

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (Fissures, fuites, désordres divers). Cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitations et/ou de durabilité. On distingue:

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

Le comportement du béton à l'E.L.S, est supposé linéaire élastique.

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

II.2. Les aciers

Dans la précontrainte on utilise deux types d'acier:

II.2.1. Aciers passifs

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

- **La limite élastique**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 A, leurs limite élastique est égale à $f_e = 400\text{MPa}$.

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

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

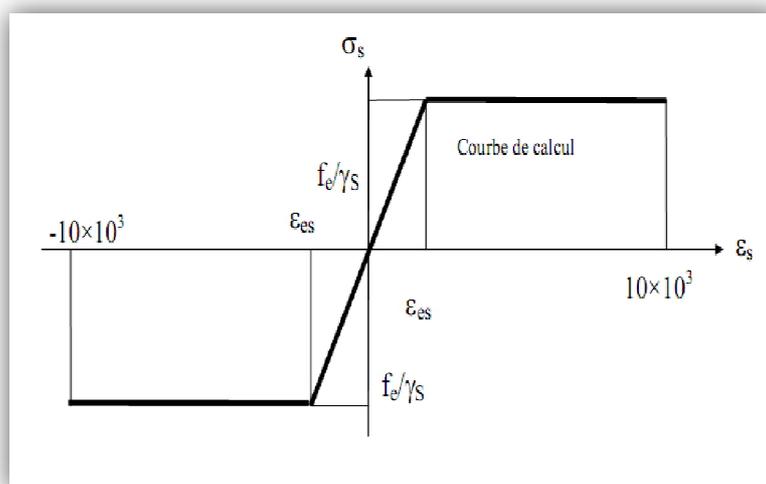


Fig. II.3. Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures de tous types.

➤ **Etat-limite ultime**

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

$$\boxed{\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}}$$
 avec $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \Rightarrow \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1 & \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

➤ **Etat-limite de service**

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

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

Etat considéré	ELS
En fissuration peu nuisible	Pas de limitation
En fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min (2/3 f_e, 110 (nftj)^{1/2})$
En fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min (1/2 f_e, 90 (nftj)^{1/2})$

Avec η coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{Treillis soudés et ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 & \text{Aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

II.2.2 : Aciers actifs

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

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

-Les aciers de précontraints sont classés par catégories : fils, barres, torons.

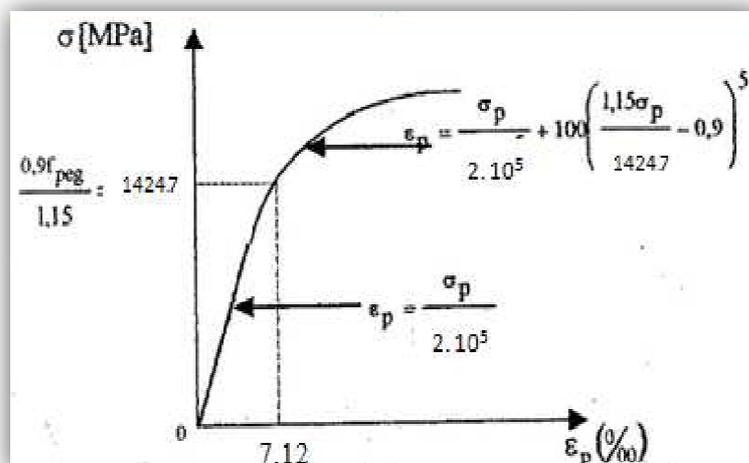


Fig. II.4. Diagramme des contraintes – déformations des armatures de précontrainte.

➤ **La limite élastique**

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

➤ **Module de Young**

Le module d'élasticité longitudinal 'E_p' des aciers de précontrainte est pris égal à :

- 200 000 M_{pa} pour les barres et les fils.
- 190 000 M_{pa} pour les torons.

II.2.3 : Acier pour les poutres

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

Les câbles utilisés sont des fils adhérents 12T15 Très Basse Relaxation de classe 1770 TBR dont les caractéristiques sont les suivantes:

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

Conclusion

Les principaux matériaux utilisés sont le béton ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$), les aciers passifs (FeE40A) et les aciers actifs (des câbles 12T15 de classe 1770.TBR).

On procèdera au pré-dimensionnement des éléments constitutifs de pont dans le chapitre suivant.

Chapitre III. Le pré-dimensionnement

Notre référence pour le pré dimensionnement est le document technique **S.E.T.R.A 1996**.

Le tablier se compose des éléments suivants :

- Des poutres en béton précontraint;
- La dalle;
- La superstructure.

III.1. Pré-dimensionnement des poutres

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

La poutre adoptée pour cet ouvrage est une poutre en T, Elle comporte une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

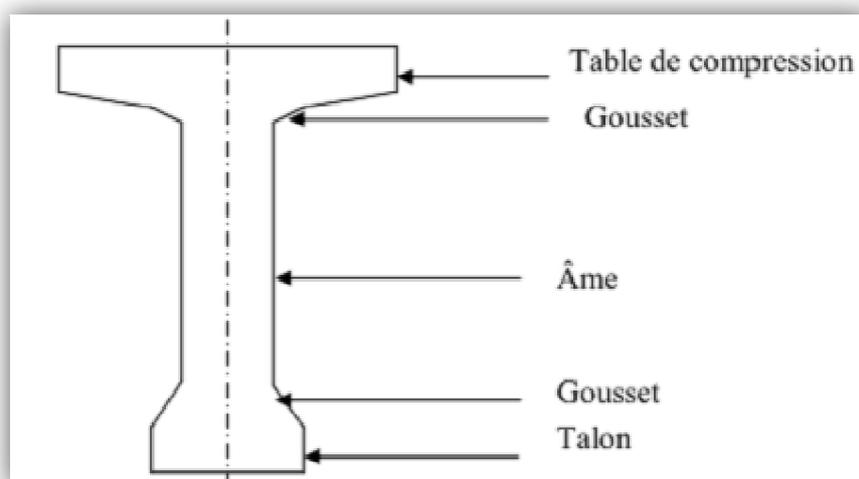


Fig. III.1. Coupe transversale d'une poutre en T.

➤ La hauteur de la poutre

L'élancement usuel se situe aux environs du 1/17 de la portée, ce qui fixe la hauteur total du tablier (poutre, hourdis).

On considère généralement que l'élancement optimal L/ht se situe entre 16 et 20 [1].

Avec :

- L : la portée de la travée ($L=26m$)
- h_t : la hauteur totale du tablier (poutre+hourdis)

$$L/20 < h_t < L/16 \Rightarrow 1.3 < h_t < 1.625 \quad \text{on fixe}$$

$h_t = 1.60 \text{ m}$

➤ **La largeur de la table de compression**

La largeur de la table de compression dépend de nombreux critères, par fois antagonistes. Pour alléger les poutres dans le but de manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compression. Pour éviter tout risque de déversement pendant les opérations de manutention on doit avoir une largeur supérieure à 60% de la hauteur.

- $b \geq 0.6 ht$ alors $b \geq 0.93$ on prend **b = 1,05 m**

➤ **L'épaisseur de la table de compression**

- $0.10m \leq e \leq 0.15m$ on prend **e=0.13 m**

➤ **L'épaisseur des âmes**

En partie courante la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptation géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent souvent des épaissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant, d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte [1].

- **En zone d'about**

Au voisinage des appuis les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaisseur d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée [1].

Nous prenons **b_{0a} = 0.60**

- **En zone médiane**

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

Nous prenons **b_{0m} = 0.20 m**

➤ **Le talon**

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

La largeur b_t est généralement comprise entre 0.4 et 0.6 m, et sa hauteur h_0 comprise habituellement entre 0.1 et 0.2m, donc on adopte :

- La largeur

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

- La hauteur

$$h_0 = 0.2 \text{ m}$$

➤ **L'espaceur entre axe des poutres**

L'entre axes des poutres est situe entre 1.5m et 2.5m $1.5 \text{ m} \leq \lambda \leq 2.5 \text{ m}$, nous allons fixer l'espaceur

$$\lambda = 1.57 \text{ m}$$

➤ **Nombre de poutres**

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante : $N = L_s / L_a + 1$

Avec :

$L_a \Rightarrow$ La distance entre les poutres de rive $\Rightarrow L_a = 9 \quad \lambda = 1.57 \text{ m}$

En prend $\lambda = 1.57 \Rightarrow N = 9.42 / 1.57 + 1 = 7$ poutres.

$$N = 7 \text{ Poutres}$$

➤ **Gousset**

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

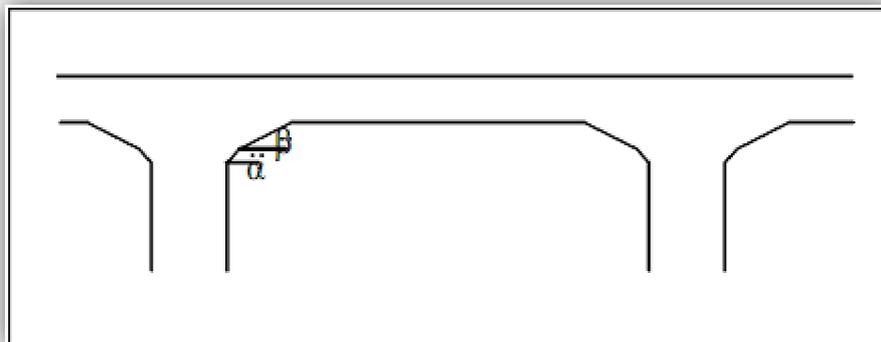


Fig. III.2. Gousset de la table de compression.

➤ **Gousset de la table de compression**

$$\text{Section d'about} \begin{cases} \alpha = 12,5^\circ \\ \beta = 0^\circ \end{cases}$$

$$\text{Section médiane} \begin{cases} \alpha = 6,7^\circ \\ \beta = 0^\circ \end{cases}$$

➤ **Gousset du talon**

Section d'about $\alpha = 0^\circ$

Section médiane $\alpha = 46.4^\circ$

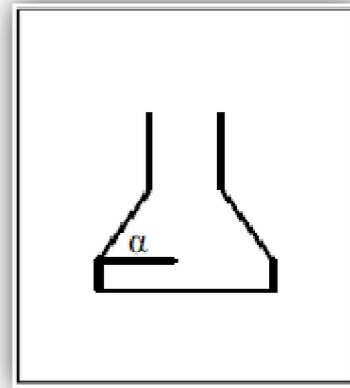


Fig. III.3. Gousset du talon.

Donc on obtient les sections suivantes :

Section médiane (section B-B)

Section d'about (section A-A)

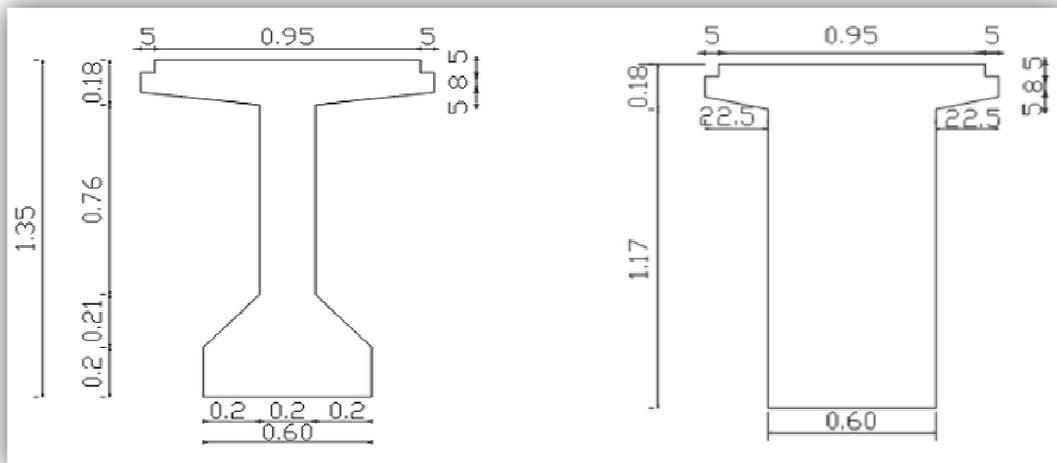


Fig. III.4. La coupe transversale de la poutre adoptée.

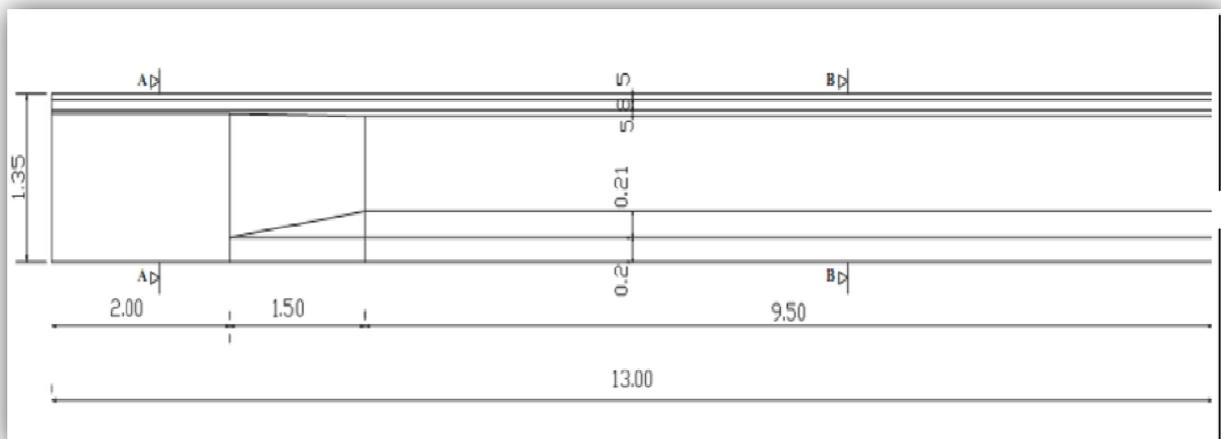


Fig. III.5. La demi-coupe longitudinale de la poutre adoptée.

Axe de symétrie

III. 2. L'hourdis général

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces dernières aux poutres.

- **La longueur de la dalle**

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à longueur des poutres. Donc:

$$L_d = 26\text{m}$$

- **La largeur de la dalle**

La largeur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Pour notre cas la voie roulable est de 8 m et les trottoirs sont de 1.5 m de large chacun Donc:

$$L_d = 11\text{m}$$

- **L'épaisseur de la dalle**

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 répondre mieux aux efforts de flexions transversale, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m [1].

Pour notre cas l'espacement entre axes des poutres est $\lambda=1.57\text{m}$, et la largeur de la dalle est $L_d=11\text{m}$ on va prévoir une épaisseur de 0,25m. Donc :

$$e_d = 0,25\text{m}$$

III. 3. La dallette

Elle est appelée pré-dalle, elle joue le rôle d'un coffrage perdu mais on admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier, en fait elles sont amenées à supporter les efforts dus au poids du béton encore frais, leur épaisseur est de l'ordre de 3cm et leurs encrages dans les poutres et de 5cm. Donc : Epaisseur = 5cm, Encrenage = 5cm.

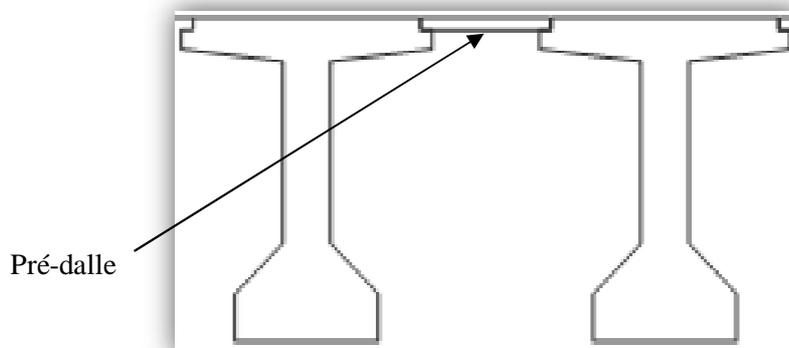


Fig. III.6. Présentation de la pré-dalle

III. 4. Les équipements

III. 4.1. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant, en générale par simple surélévation, de la circulation automobile, sur les ponts des autoroutes il y a un simple passage de service, dont la largeur ne dépasse pas 1,25m qui longe des bords du tablier encadré par une glissière de sécurité et un garde-corps.

Les trottoirs présentent pour l'écoulement des eaux une pente transversale vers la chaussée de 1 à 2,5% selon la pente longitudinale de l'ouvrage. Pour notre ouvrage nous avons envisagé une pente transversale de 2,5% et une largeur de trottoirs.

$$L_T = 1.5 \text{ m}$$

III. 4.2. Les corniches

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique, situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage, en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse, en Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

III. 4.3. Les glissières de sécurité

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

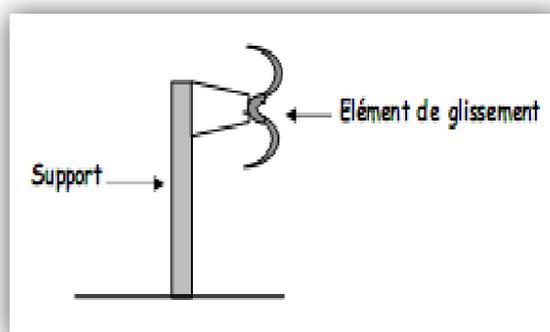


Fig. III.7. Glissière de sécurité

III. 4.4. Les gardes de corps

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

Donc

$$h_{GC} = 1,1 \text{ m}$$

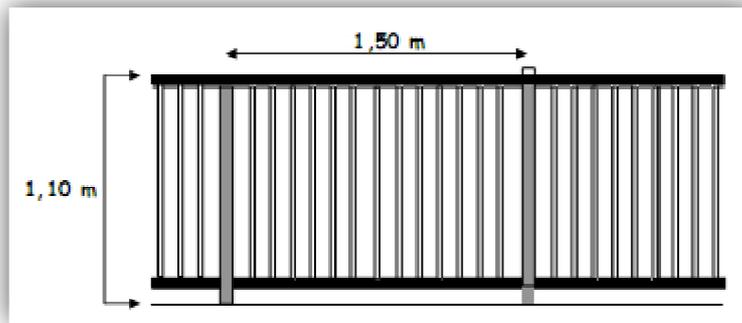


Fig. III.8. Garde-corps

III. 5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

Vue la variation de la section le long de la poutre nous allons procéder a l'étude de deux sections de poutre celle d'about et celle de la zone médiane.

III. 5.1. Notations utilisées

- (Δ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême ;
- G : Centre de gravité de la section ;
- I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ ;
- I/G : Moment d'inertie par rapport à G ;
- S/Δ : Moment statique ;
- \hat{V} : Distance entre le centre de gravité G et la fibre inférieure ;
- V = Distance entre le centre de gravité G et la fibre supérieure ;
- A_i : Aire de la section 'i' ;
- Y_i : Position du centre de gravité de la section 'i' par rapport à l'axe (Δ)
- I_{oi} : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section 'i' considérée :
 - Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3/36$;
 - Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3/12$;
- I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section totale
 - $I_G = \sum (I_{oi} + A_i (Y_i - Y_G)^2)$
- La position du centre de gravité (c.d.g) de la poutre est donnée par :
 - $Y_G = \sum A_i * Y_i / \sum A_i$
- ρ : le rendement géométrique $\Rightarrow \rho = I_G / (A \text{ (nette)} * V * V')$
- A nette est la section de la poutre sans la section des gaines

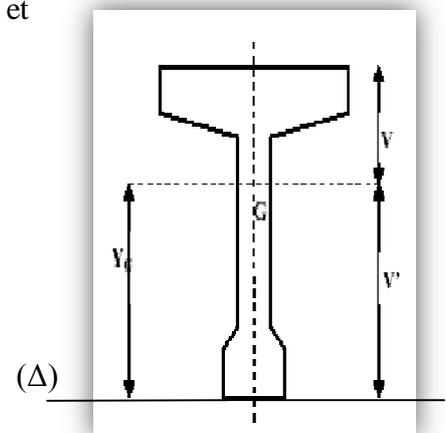


Fig. III.9. Notations utilisées.

$$\left\{ \begin{array}{l} A \text{ (nette)} = 95\% A \text{ (brute)} \\ S/\Delta \text{ (nette)} = 95\% S/\Delta \text{ (brute)} \\ I/\Delta \text{ (nette)} = 90\% I/\Delta \text{ (brute)} \end{array} \right.$$

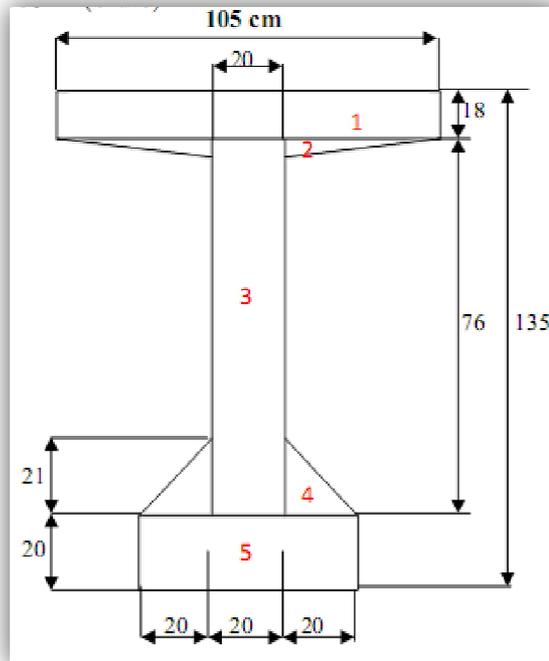


Fig. III.10. La section médiane de la poutre en BP.

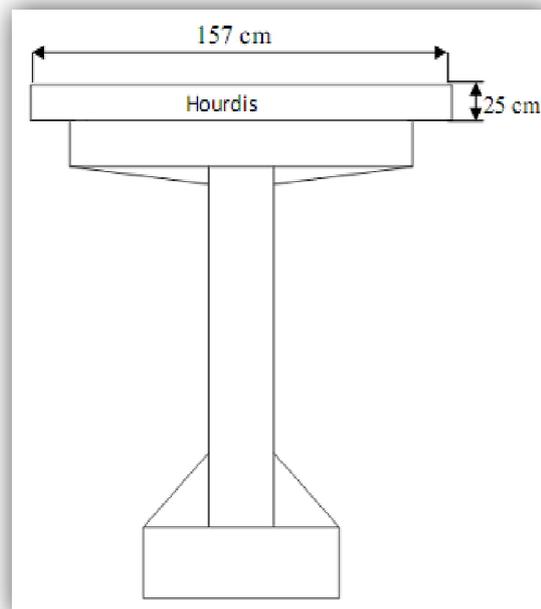


Fig. III.11. La section médiane de la poutre en BP plus l'hourdis général.

Tab. III.1. Caractéristiques géométrique de la poutre à mi travée

Désignation	A_i (Cm ²)	Y_i (Cm)	$S/\Delta=A_i \times Y_i$	I_0 (Cm ⁴)	$I/\Delta=I_0+A_i \times Y_i^2$ (cm ⁴)
1xA1	1365	128.5	175402.5	19223.75	22558445
2xA2	212.5	120.33	25570.1	35.4	3076888.5
A3	2300	71	163300	1768680	11772980
2xA4	420	27	11340	10290	316470
A5	1200	10	12000	400000	16000
A Brute	5497.5				
A Nette	5222.6				
S/ Δ Brute			387612.6		
S/ Δ Nette			368232		
I/ Δ Brute					37740783.5
I/ Δ Nette					33966705.2

Tel que les A_i sont les sections de la poutre

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = V' = S/\Delta \text{ (nette)} / A \text{ (nette)} = 70,51 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 64,49 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$IG = I/\Delta \text{ (brute)} - S/\Delta \text{ (brute)} \times V' = 10410219.07 \text{ cm}^4$$

- Le rendement géométrique

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

Tab. III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis à mi travée

Désignation	A_i (Cm ²)	Y_i (Cm)	$S/\Delta = A_i \times Y_i$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta = I_0 + A_i \times Y_i^2$ (cm ⁴)
Section poutre	5497.5	70.51	387612.6		37740783.5
Section hourdis	3140	145	455300	104666.7	66123166.7
A Brute	8637.5				
A Nette	8205.6				
S/Δ Brute			842912.6		
S/Δ Nette			800766.9		
I/Δ Brute					103863950.2
I/Δ Nette					93477555.1

- Le centre de gravité de la section

$$YG = V^{\wedge} = S / \Delta \text{ (nette)} / A \text{ (nette)} \Rightarrow YG = V^{\wedge} = 97.6 \text{ cm.}$$

$$V = h_t - YG = 155 - 97.6 = 57.4 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$IG = I / \Delta \text{ (brute)} - S / \Delta \text{ (brute)} \times V^{\wedge} \Rightarrow IG = 21595680.44 \text{ cm}^4$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = IG / (A \text{ (nette)} \times V^{\wedge} \times V) \Rightarrow \rho = 0.47 = 47 \text{ \%}.$$

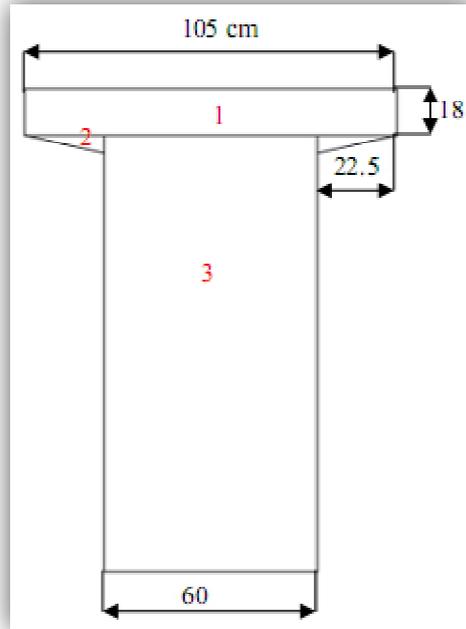


Fig. III.12. La section d'about de la poutre en BP.

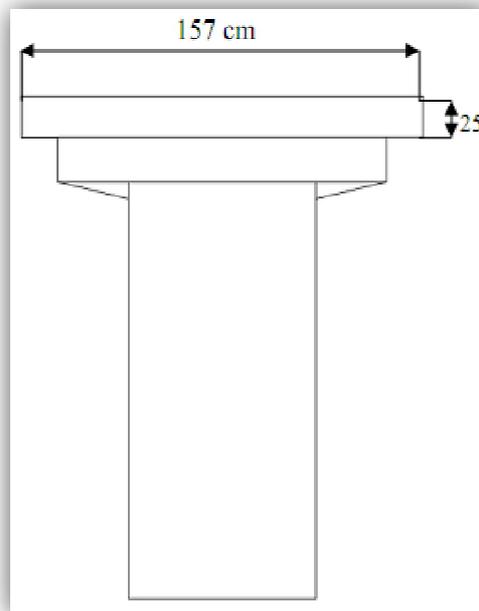


Fig. III.13. La section d'about de la poutre en BP plus l'hourdis général.

Tab. III.3. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre

désignations	A_i (cm ²)	Y_I (cm)	S/Δ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I/\Delta=I_{oi}+A_iY_i^2$ (cm ⁴)
1xA ₁	1365	128.5	175402.5	19223.7	22558445
2xA ₂	112.5	120.33	13537.1	9079240	10708162.2
1xA ₃	7320	61	446520	78.1	27684240
A (brute)	8797.5				
A (nette)	8357.6				
S/Δ(brute)			635459.6		
S/Δ(nette)			603686.6		
I/Δ(brute)					60950847.2
I/Δ(nette)					54855762.5

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = S / A \Rightarrow YG = V' = 72.23 \text{ cm.}$$

$$V = 135 - Y_G = 150 - 72.23 = 62.77 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I/G = I/\Delta - S/\Delta * V' = 14\,994\,497.53 \text{ cm}^4$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = IG / (A \text{ (nette)} \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.39 = 39 \text{ \%}.$$

Tab. III.4. Caractéristiques géométriques de la section d'about de la poutre plus l'hourdis général

désignations	A_i (cm ²)	Y_I (cm)	S/Δ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I/\Delta=I_{oi}+A_iY_i^2$ (cm ⁴)
Poutre	8797.5		635459.6		60950847.2
Hourdis	3140	145	455300	104666.66	66123166.7
A (brute)	11937.5				
A (nette)	11340.6				
S/Δ(brute)			1090759.6		
S/Δ(nette)			1036221.6		
I/Δ(brute)					127074013.9
I/Δ(nette)					114366612.5

- Le centre de gravité de la section

$$Y_G = S / A \Rightarrow YG = V' = 91.37 \text{ cm.}$$

$$V = 155 - Y_G = 155 - 91.37 = 63.63 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie

$$I/G = I/\Delta - S/\Delta * V' = 27411307.42 \text{ cm}^4$$

- Le rendement géométrique

$$\rho = IG / (A \text{ (nette)} \times V' \times V) \Rightarrow \rho = 0.3949 = 39.49 \%$$

Conclusion

Pour notre ouvrage, on prendra une épaisseur de dalle de 25cm, et une poutre de hauteur totale de 1,60 m, l'épaisseur de l'âme est de 60 cm à l'about, et de 20 cm pour la section médiane.

On procèdera au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter.

Chapitre IV. Charges et surcharges

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse, Les actions appliquées a un ouvrage peuvent être permanentes ou mobiles[4].

➤ Les actions permanentes comprennent

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

➤ Les actions mobiles de leur coté comprennent

- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (**fascicule 61 titre II**),(RPOA)
- Les charges climatiques : essentiellement vent et température;
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99**) ;

✚ L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul a la rupture selon l'ensemble des actions en prenant en compte leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité de ouvrage.

IV .1.Charges permanentes

IV.1.1. Poids propres des éléments porteurs

- poids propre de la dalle en béton armé

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

Avec:

- ρ_B : poids volumique du béton = 2.5 t/m^3 - e_{dalle} : épaisseur de la dalle = 0.25 m
- L_{dalle} : largeur de la dalle = 11 m

- $G_{dalle} = 2.5 \times 0.25 \times 11 \Rightarrow$
- Poids propre des poutres

$$G_{dalle} = 6.8 \text{ t/ml}$$

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

Avec :

- S_{PBP} => surface transversale de la poutre.
- N_{PBP} => nombre de poutres = 7 poutres.

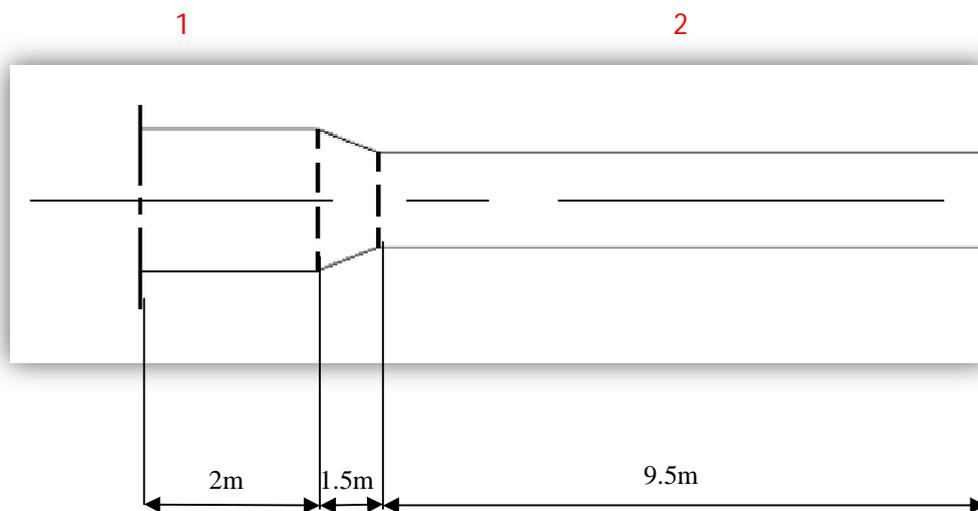


Fig. IV.1. Les différentes sections qui composent la poutre

- $G_1 = 0.87975 \times 2 \times 2.5 = 4.398 \text{ t}$
- $G_2 = 0.54975 \times 9.5 \times 2.5 = 13.056 \text{ t}$
- $G_{1-2} = [(0.87975 + 0.54975)/2] \times 1.5 \times 2.5 = 2.68 \text{ t}$

On à : $L_P = 26 \text{ m}$ (longueur de la poutre)

$$G_P = 2 \times (G_1 + G_2 + G_{1-2}) / L_{PBP}$$

$$\Rightarrow G_P = 2 \times (4.398 + 13.056 + 2.68) / 26$$

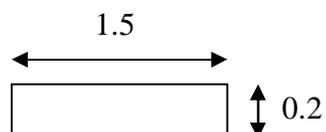
$$\Rightarrow G_P = 1.548 \text{ t/ml}$$

Pour l'ensemble des poutres le poids sera :

$$G_P = 1.548 \times 7 = 10.84 \text{ t/ml.}$$

IV.1.2. Poids propres des éléments non porteurs

➤ Les trottoirs



$$G_T = (2.5 \times 1.5 \times 0.2) \times 2 = 1.5 \text{ t/ml.}$$

➤ **Les corniches**

Le poids de la corniche

$$-P1 = [(0,26+0,27)/2] \times 0,29 \times 1 \times 2,5 = 0,1921 \text{ t/ml.}$$

$$-P2 = [(0,25x + 0,20) / 2] \times 0,15 \times 1 \times 2,5 = 0,0844 \text{ t / ml.}$$

$$-P3 = [(0,11+0,25)/2] \times 0,53 \times 1 \times 2,5 = 0,2385 \text{ t/ml.}$$

$$\diamond P_c = P1+P2+P3 = 0.515 \text{ t /ml.}$$

$$G_c = 0.515 \times 2 = 1,03 \text{ t/ml}$$

➤ **Les glissières de sécurité**

Le poids d'une glissière de sécurité est pris = 0.15 t/ml.

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

➤ **Les garde-corps**

Le poids d'ungarde-corps est pris = 0.1 t/ml.

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

➤ **Le revêtement**

Le poids volumique du bitume = 2.2 t/m³.

La surface transversale de la couche de revêtement = 0.07 × 8 = 0.56 m².

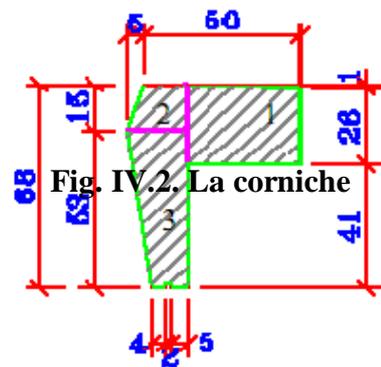
➤ **L'étanchéité**

Le poids volumique = 2.2 t/m³

$$G_R = 0.56 \times 2.2 = 1.23 \text{ t/ml}$$

La surface de la couche d'étanchéité = 0.01 × 8 = 0.08 m².

$$G_E = 0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/ml}$$



Tab. IV.1. Récapitulatif des charges permanentes

Les éléments	(t/ml)
--------------	--------

La dalle	6.87
Les poutres	10.84
Les trottoirs	1.50
Les corniches	1.03
Les glissières de sécurité	0.30
Les garde-corps	0.20
Le revêtement	1.23
L'étanchéité	0.176
ΣG	22.14

IV.2 Caractéristiques du pont

➤ **Largeur roulable (lr)**

La largeur roulable (lr) est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou bordure.



Fig. IV.3. Largeur roulable.

Pour notre pont, la largeur totale est de 11 m et la largeur du trottoir est de 1.50 m.

$$\Rightarrow L_r = 11 - 2 \times 1.50 = 8\text{m}$$

$L_r = 8\text{m}$

➤ **Largeur chargeable (ls)**

La largeur chargeable (ls) est déduite de la largeur roulable.

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

$L_s = 8\text{m}$

=>

Pour notre cas :

$$L_r=L_s=8\text{m}$$

➤ **Nombre de voies et largeur de la voie**

$$N = E \left(\frac{L_s}{3} \right) = E \left(\frac{8}{3} \right) = 2 \Rightarrow$$

$$N = 2 \text{ Voies}$$

$$L_v = \frac{L_s}{2} = 4 \text{ m} \Rightarrow$$

$$L_v = 4 \text{ m}$$

En conclusion

Le pont étudié est un pont de première classe comportant deux voies de circulation de 4 m de largeur chacune[5].

IV .3 Charges d'exploitation**IV. 3.1. Charges de chaussée**

Les surcharges à considérer pour le dimensionnement sont les suivantes[4]:

- Système de charge A.
- Système de charge B {B_c ; B_r; B_t}.
- Surcharges militaires {Me80; Me120; Mc80; Mc120}.
- Convois exceptionnels {D240; D280; E360; E400}.

IV. 3.1.1. Système de charge A (L)

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} (\text{Kg/m}^2)$$

Avec :

L : longueur chargée

$$L=26\text{m} \Rightarrow$$

$$A(L)=1,18\text{t/m}^2$$

$$A = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot A(L).$$

Tab. IV.2. coefficient α_1 [4].

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

- α_1 est

déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

- $\alpha_2 = \frac{V_0}{V}$ avec $V_0 = 3,5m$ (pont de première classe).
 $V = 4m$: largeur d'une voie

Donc

$\alpha_2 = 0.87$

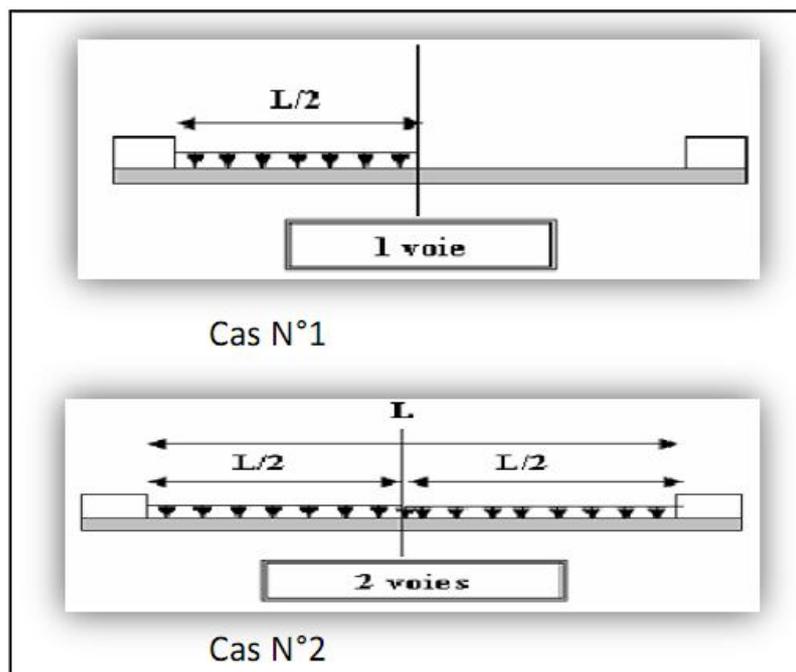


Fig. IV.4. Les différents cas de chargement du système de charge A

- Cas N°1 (une voie chargée)

$$\alpha_1=1 \quad \rightarrow \quad \boxed{A_1 = 0,49 \text{ t/m}^2}$$

- Cas N°2 (Deux voies chargées)

$$\alpha_1=1 \quad \rightarrow \quad \boxed{A_2 = 1,02 \text{ t/m}^2}$$

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

Cas	A(L) [t/m ²]	A[t/m ²]	QA[t/ml]	
			Une voie	Deux voies
CasN°1 (L=26m)	1,18	0,49	1,96	3 ,92

IV. 3.1.2. Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts[4]:

- Système Bc : se compose de camions types (30t).
- Système Bt : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8t).
- Système Br : se compose d'une roue isolée.

Les deux systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe[5].

➤ système B c

- On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (**fascicule 61 titre II**) ; et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré ;
- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non ;
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable ;
- Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens ;
- En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau suivant :

Tab. IV.4. Coefficient bc

Classe du pont	NOMBRE DE FILS CONSIDERE				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	//	//	//
3	1,00	0,80	//	//	//

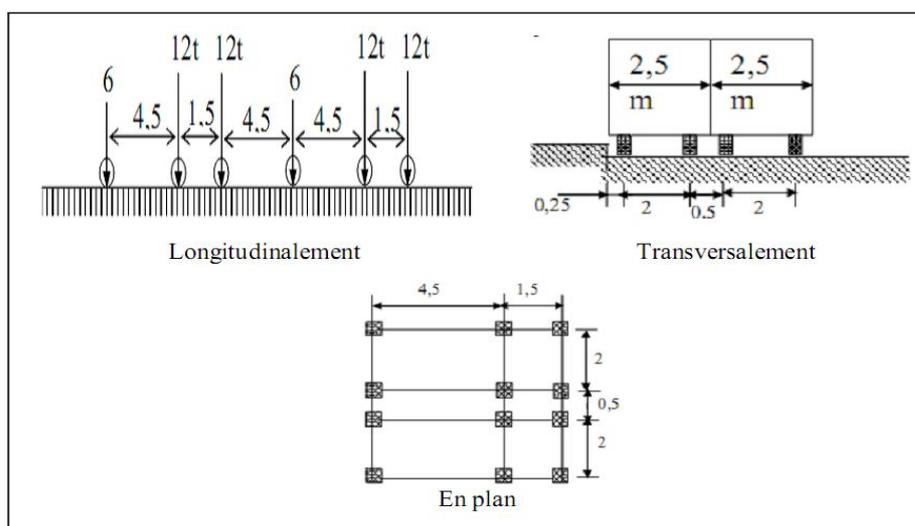


Fig. IV.5. Système B_c[4].

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

• **La charge Max de système B_c**

- $B_c = 2 \times 30 \times N = 2 \times 30 \times 2 = 120t$ B_c=120t

• **Détermination de S_{Bc}**

- On a un pont de 1^{ère} classe à 2 voies chargées b_c= 1.1
 D'où

- $S_{Bc} = B_c \times b_c = 120 \times 1,1$ Donc : S_{Bc}= 132t

• **Détermination de L**

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

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

Soit $l_1 = \max (L_r, l) = \max (8 ; 9.42) = 9.42m$.

- Si $l_1 < L_p \Rightarrow L = l_1$
- Si $l_1 > L_p \Rightarrow L = L_p$

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} L_r = 8m \\ l = 9.42m \\ L_p = 26m \end{array} \right\} \Rightarrow \boxed{L=9.42m}$$

• **Coefficient de majoration dynamique**

On calcul δ pour prendre en considération l'effet dynamique des charges mobiles

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \left(\frac{G}{S}\right)} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L}$$

- L : la longueur de l'élément =>L=9.42m.
- S : la surcharge maximale =>S = 132t.
- G : la charge permanente =>G = 540.17t.

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \left(\frac{540.17}{132}\right)} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 9,42} \Rightarrow \delta_{Bc} = 1.17$$

Soit :

E.AV : essieux avant

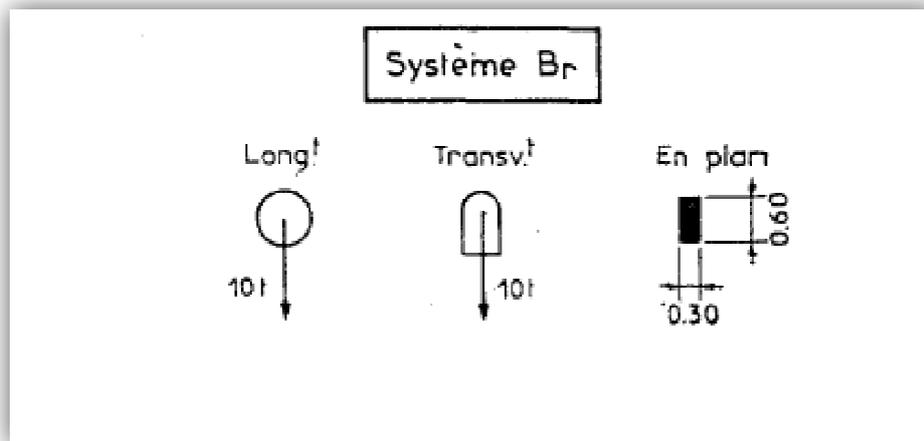
E.AR : essieux arrière

Tab. IV.5. Les valeurs de la surcharge (Bc)

N ^{bre} de voies chargées	b _c	Charge B _c par essieu (t)		
1	1.2	E.AV	1x6x1.2x1.17	8.42
		E.AR	2x6x1.2x1.17	16.85
2	1.1	E.AV	1x6x1.1x1.17	7.72
		E.AR	2x6x1.1x1.17	15.44

➤ **Système B_r**

- La roue isolée qui constitue le système B_r porte une masse de 10 t sa surface d'impact est un rectangle répartie chargé dans le côté transversal est 0.6m et longitudinal est 0.30m.
- Le rectangle d'impact de cette roue disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Fig. IV.6. Système B_r[4].

- Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \left(\frac{G}{S}\right)} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L}$$

Donc

$$\delta B_r = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times (540/10)} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 9,42} \Rightarrow$$

$$\delta B_r = 1.141$$

➤ **Système B_t**

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tous les deux à roues simples répondent aux caractéristiques suivantes :

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

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Le système B_t doit être multiplié par un coefficient b_t qui est en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Tab. IV.6. Coefficient (b_t)

CLASSE DU PONT	1	2
Coefficient b_t	1	0,9

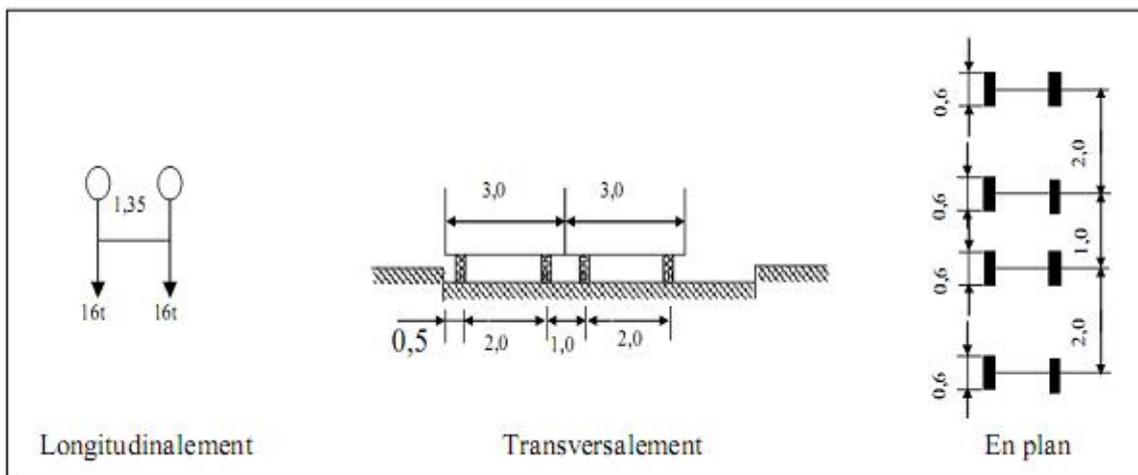


Fig. IV.7. Système B_t[4].

- Coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Bt} = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot (\frac{G}{S})} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L}$$

- Pour les ponts de 1^{ère} classe

$$b_t = 1$$

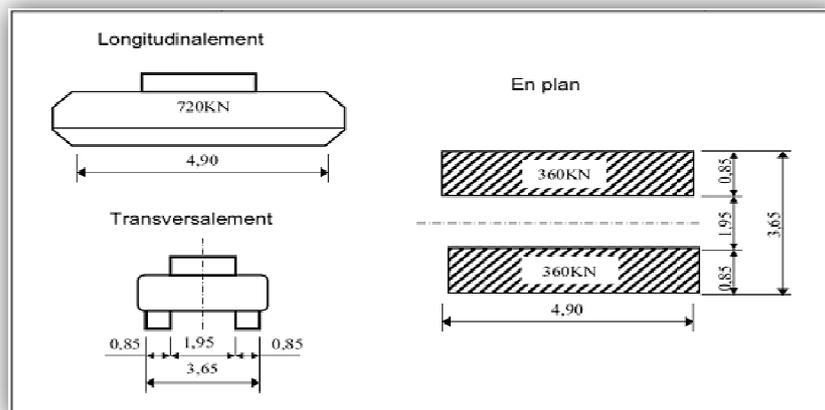
$$S = S_{Bt} \cdot b_t = (32 \times 2) \times 1 \Rightarrow$$

$$S = 64 \text{ t}$$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot (\frac{540}{64})} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 9,4} \Rightarrow$$

$$\delta_{Bt} = 1,15 \text{ t}$$

Tab. IV.7. Les valeurs de la surcharge (B_t)



Nombre de tandems	b_t	δ_{bt}	Charge par essieux
1	1	1,15	16x1x 1,15=18,4
2	1	1,15	16x2x 1,15=36,8

IV. 3.1.3. Système de Surcharges Militaires

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, il y a lieu de prendre en compte les effets des véhicule types décrit ci-après susceptibles dans certain cas d'être plus défavorable que ceux des systèmes A et B.

Les convois militaires sont composés de deux classes M120 et M80. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts :

- Système Mc : représenté par des chenilles.
- Système Me : composé d'un groupe de 2 essieux.

➤ Système Mc

- Un véhicule type de système **Mc80** comporte **2** chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :
 - Masse total de 72 tonnes ;
 - Longueur d'une chenille 4,90m ;
 - Largeur d'une chenille 0.85m ;
 - Distance d'axe en axe des deux chenilles : 2.80m.

Sa surface d'impact est un rectangle dont le coté transversal égale a 4.90m et le coté longitudinal 0.85m.

Fig. IV.8. Système Mc 80 [4].

- Un véhicule de type **Mc120** comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :
 - Masse totale 110 t
 - Longueur d'une chenille 6,10m
 - Largeur d'une chenille 1m
 - Distance d'axe en axe des deux 3,30m
 - Surface d'impact de chaque chenille est un rectangle uniformément chargé de 6.10×1.00m.

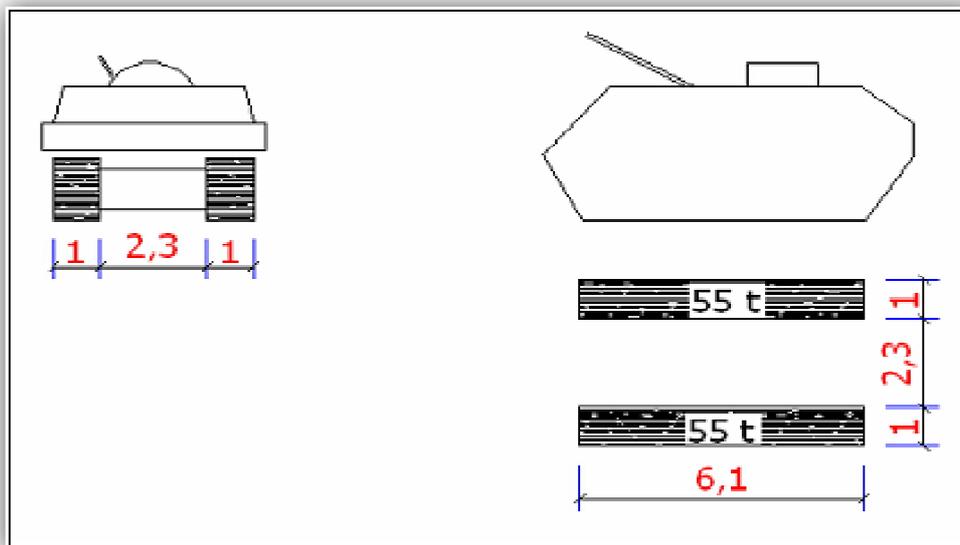


Fig. IV.9. Système Mc 120 [4].

$$\delta M_{C120} = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \left(\frac{540}{110}\right)} + \frac{0,4}{1 + 0,29,4} \Rightarrow$$

$$\delta M_{C120} = 1,16.$$

Donc la charge majorée :

$$110 \times 1,16 = 127,6$$

$$q_{M_{c120}} = \frac{127,6}{6,1} = 20,92 \text{ t/ml}$$

➤ Système Me

- Les deux essieux qui constituent le système **Me80** sont distants de 1.50m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 22t. Sa largeur est de 3.50m, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont la côte transversale mesure 3.50m et la côte longitudinale 0.12m.

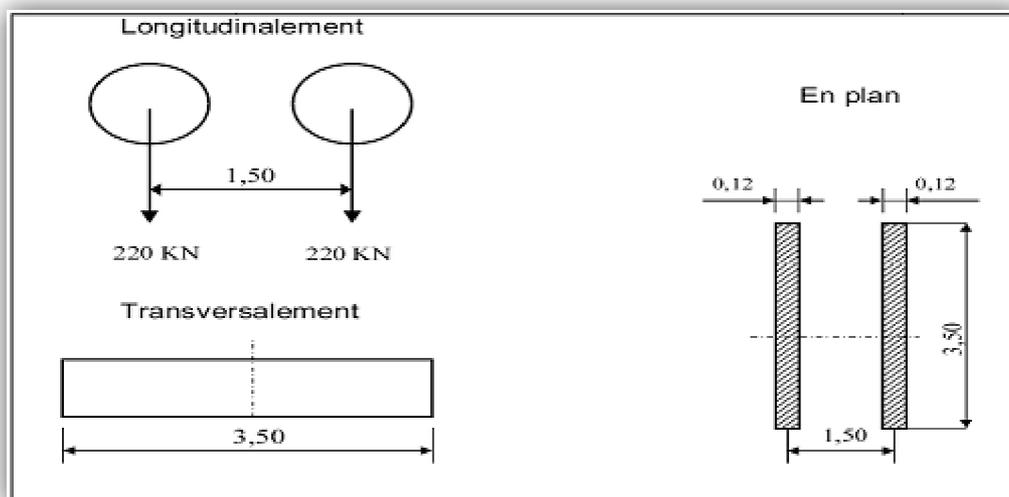


Fig. IV.10. Système Me 80 [4].

- De même que le système Me80, les 2 essieux qui constituent un système **Me120** sont assimilés à un rouleau de :
 - Masse d'un rouleau de 33t.
 - Largeur de chaque essieu est de 4m.
 - Entre axes de 2 essieux est de 1.80m.
 - Surface d'impact d'un essieu sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4m et le côté longitudinal mesure 15m (**fig. IV.11**).

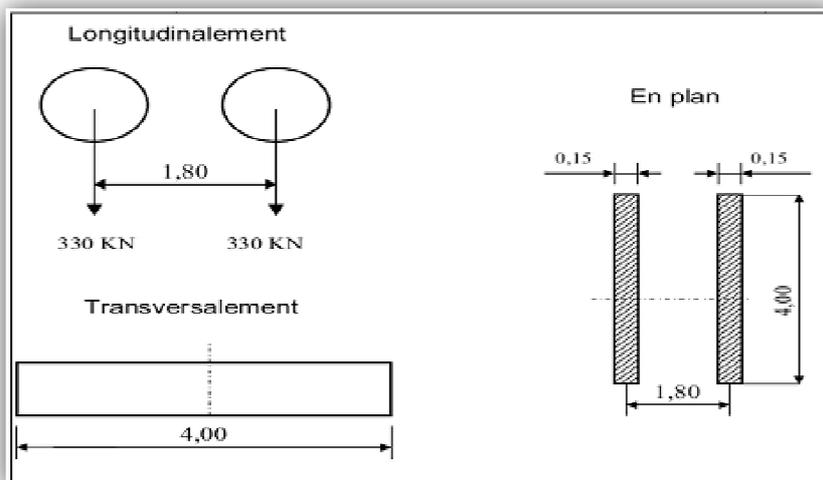


Fig. IV.11. Système Me 120 [4].

IV. 3.1.4 Convois exceptionnels

➤ Convoi type D₂₄₀

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de largeur et de 18,60m de longueur

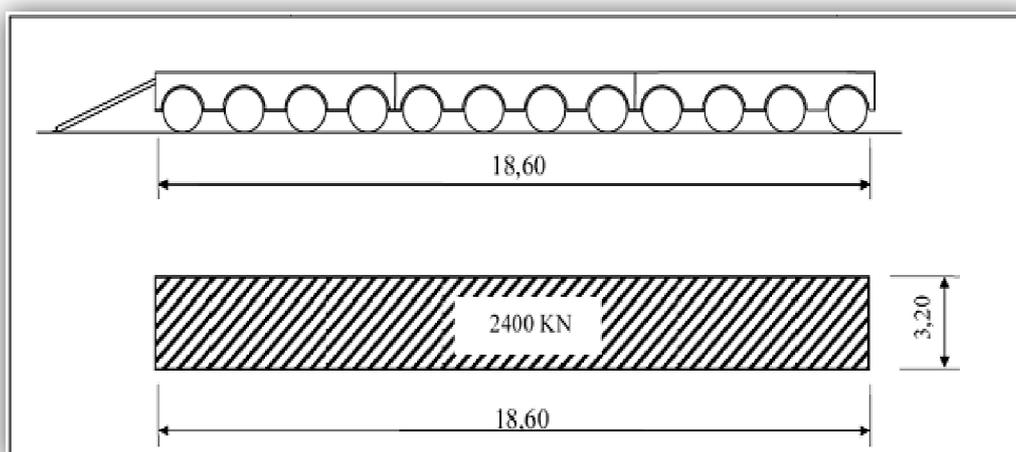


Fig. IV.12. Convoi de type D₂₄₀ [4].

$$S_D = 240 / 18.6 = 12,90 \text{ t/ml}$$

➤ **Convoi type D₈₀**

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

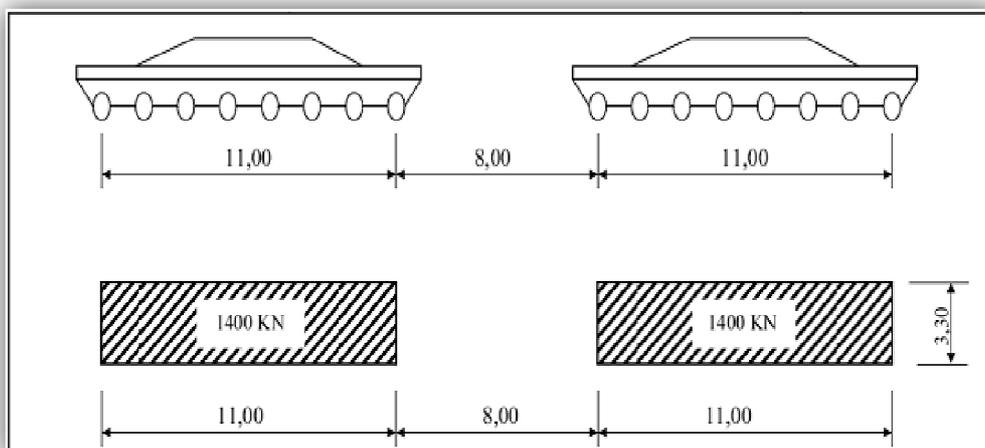


Fig. IV.13. Convoi de type D₈₀ [4].

➤ **Convoi type E**

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

➤ **Convoi E400**

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

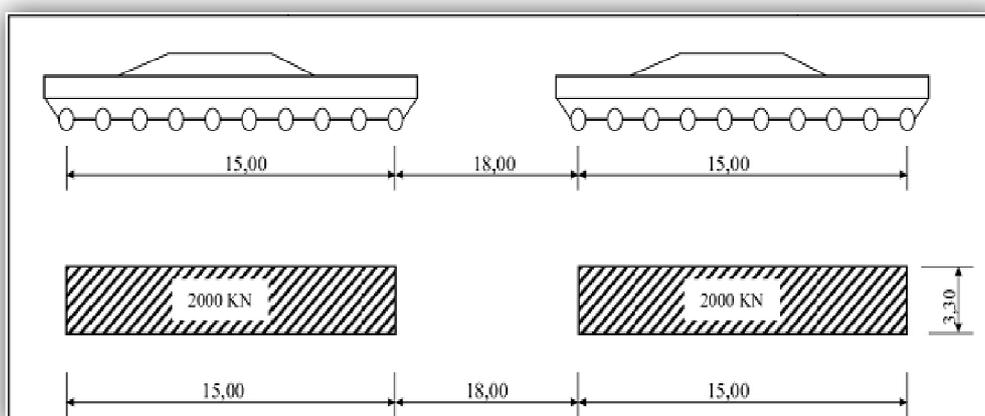


Fig. IV.14. Convoi de type E400 [4].

➤ **Convoi E360**

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

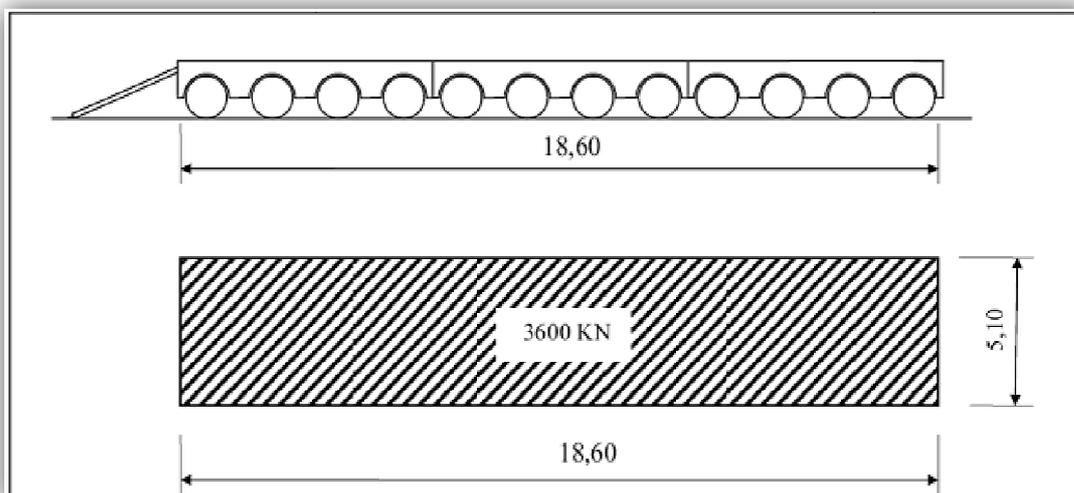


Fig. IV.15. Convoi de type E360 [4].

IV.3.1.5. Efforts de freinage

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

Les forces de freinages n'intéressent pas généralement la stabilité des tabliers ; il ya lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage [4].

➤ **Système A**

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

$$F_A = \frac{A \times S}{(20 + 0.0035 \times S)}$$

Avec: • $S = L \times L_s = 52 \times 8 = 416$ m²

• $A = 560$ Kg/m²

Donc :

$$F_A = \frac{560 \times 416}{(20 + 0.0035 \times 416)} \Rightarrow \boxed{F_A = 10.86 \text{ t}}$$

➤ **Système Bc**

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

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

IV.3.2. Charges climatiques

➤ **Charges thermiques**

- Variations linéaires

La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu, soit :

Pour la région de TIPAZA ($\Delta T = \pm 10^\circ C$).

- Gradient thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

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

Tab. IV.8. Les valeurs de gradient thermique [4].

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

➤ **Charges de vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est (selon le **fascicule 61-titre II**).

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

IV.3.3. Charges sur les trottoirs

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

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

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150Kg/m²

- Un seul trottoir chargé : $Pt_1 = 0.15 \times Lt = 0.15 \times 1.5 \Rightarrow$

$$Pt_1 = 0.225 \text{ t/ml}$$

- Les deux trottoirs chargés : $Pt_2 = 2 \times (0.15 \times Lt) = 2 \times (0.15 \times 1.5) \Rightarrow$

$$Pt_2 = 0.45 \text{ t/ml}$$

Avec Lt : largeur de trottoir.

IV.3.4. Evaluation des actions accidentelles

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

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

➤ Action sismique

Comme notre ouvrage est un pont routier donc il est classé d'après le **R.P.O.A** dans le groupe 2 (pont important)

- Zone sismique III
- Groupe 1 A
- Site S3

Conclusion

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

Chapitre V. Modélisation et Analyse

Les calculs sont effectués au moyen du logiciel **Auto-desk Robot**, ils sont faits à la phase de service, c'est-à-dire, lorsque toutes les charges routières soient appliquées.

V.1. Description du logiciel Robot Millenium

Le robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique [7].

Le post processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

V.1.1. Caractéristiques principales du logiciel

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

V.2. La modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

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

Dans notre cas l'ouvrage est une structure avec deux travées isostatiques.

Les poutres sont considérées comme des éléments «barre», et la dalle est considérées comme un élément «panneau».

La modélisation s'effectue comme suite :

- 1ère étape :
 - On doit définir :
 - Les caractéristiques des matériaux;
 - Les unités et le système métrique utilisé;
 - Les normes et règlements.

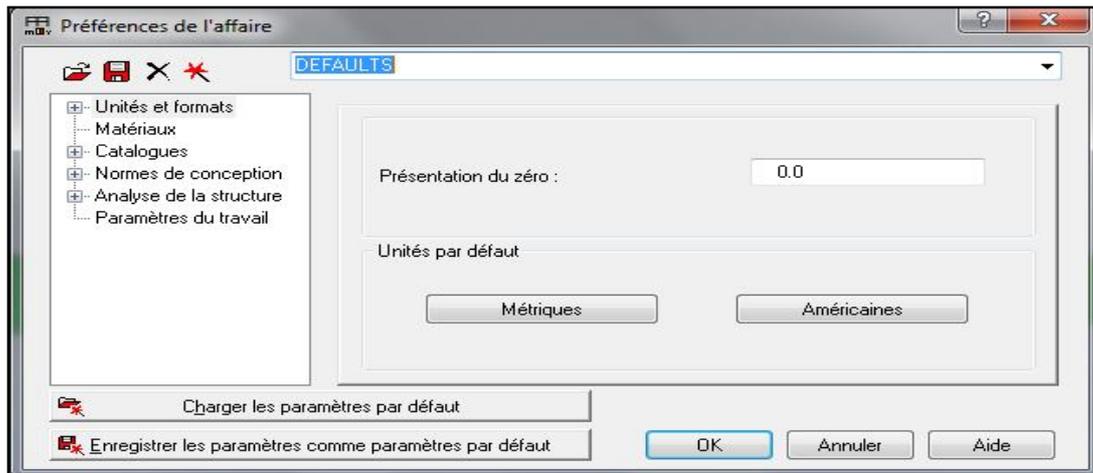


Fig. V.1. Préférences du projet.

- 2ème étape, La définition de la structure
 - Définition de la grille du système d'axe;
 - Définition de l'hourdis général (dalle); (**Fig. V. 3.**)
 - Définition des poutres; (**Fig. V. 4.**)
 - Définition des conditions d'appuis => $\left\{ \begin{array}{l} \text{Appui simple} \\ \text{Appui double} \end{array} \right.$ (**Fig. V. 2.**)

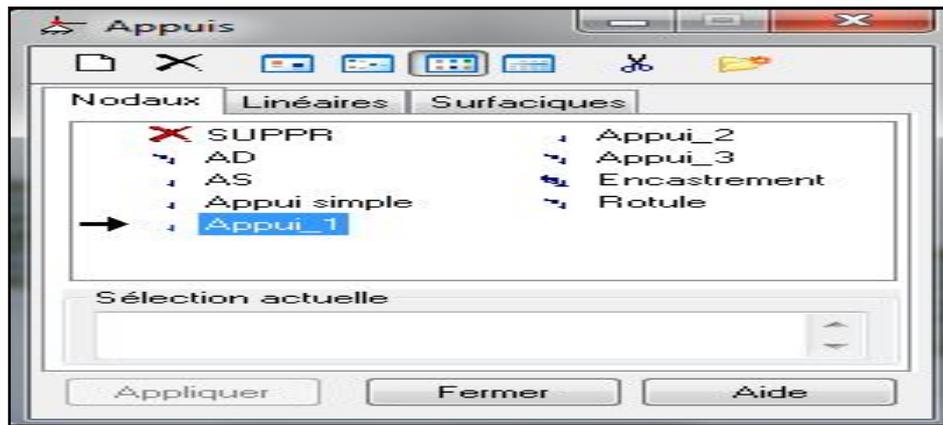


Fig. V.2. Définition des appuis.

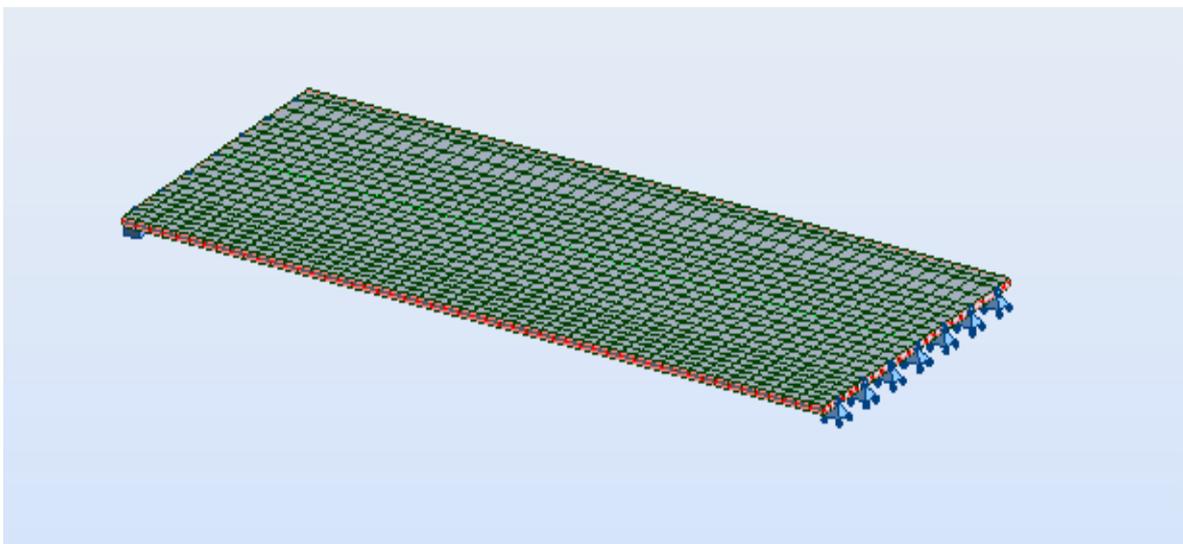


Fig. V.3. Modélisation de l'hourdis général.

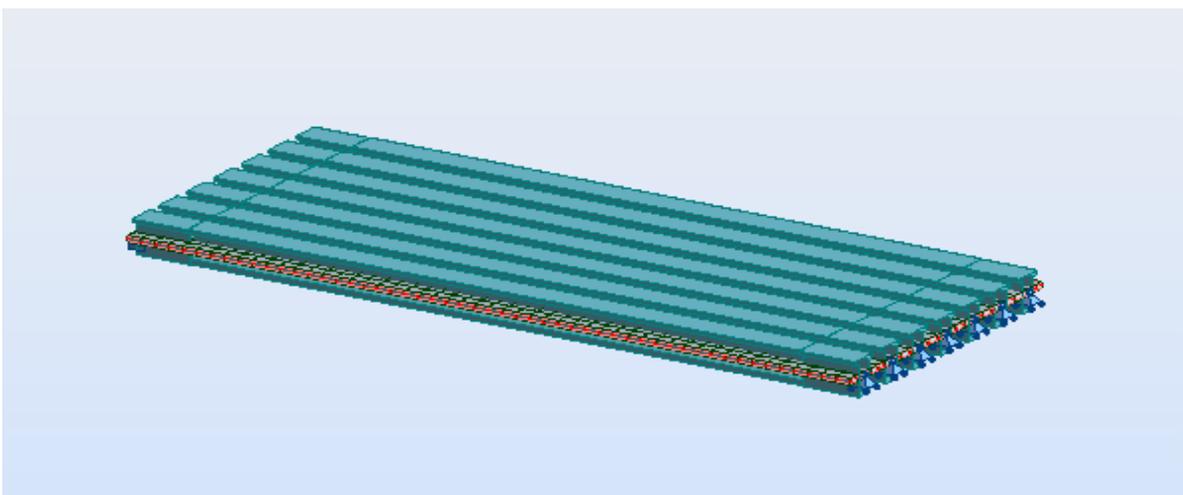


Fig. V.4. Modélisation d'une travée

- 3ème étape
 - La définition et l'application des charges de la structure
 - Poids propre, CP
 - Poids du revêtement
 - Poids des trottoirs
 - Poids des corniches
 - Poids des glissières de sécurité
 - Poids des gardes corps
- } CCP
- Système de charge A
 - Système de charge B_c
 - Système de charge Mc120
 - Convoi exceptionnelle D240
 - Surcharge du trottoir S_T
 - Charge de vent W.
- } Les surcharges

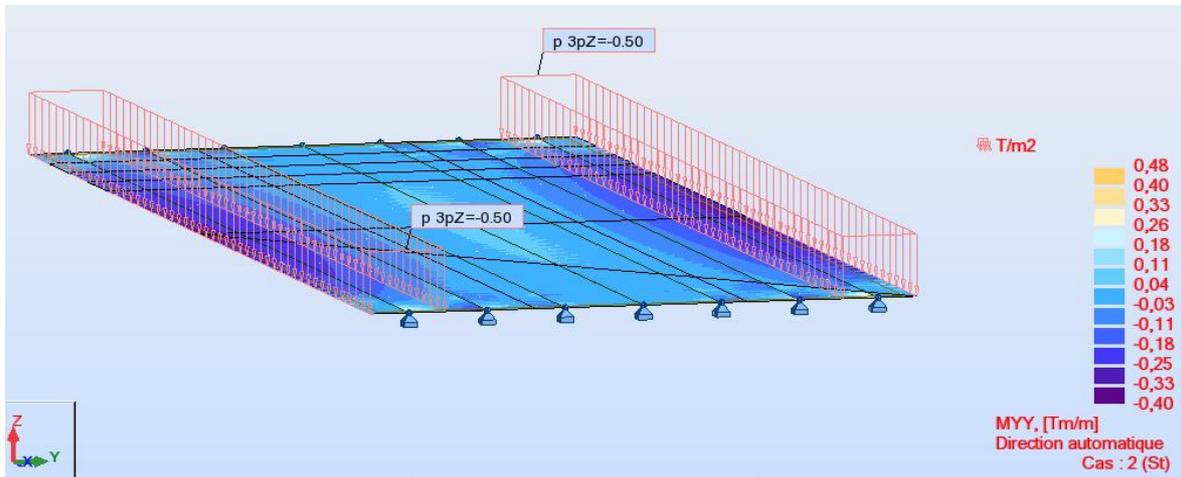


Fig. V.5. Exemple d'introduction des CCP (Poids des trottoirs).

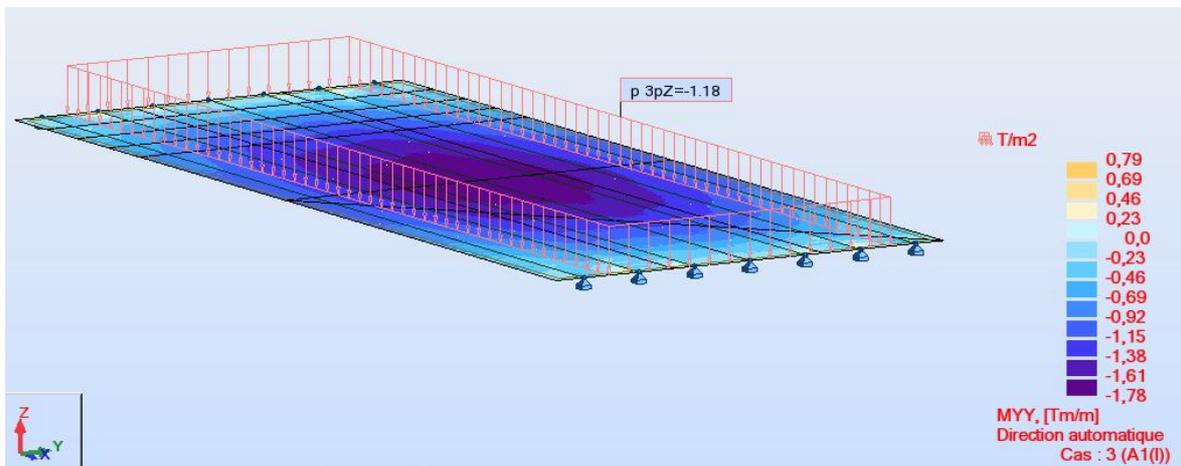


Fig. V.6. Exemple d'introduction des surcharges A1(L).

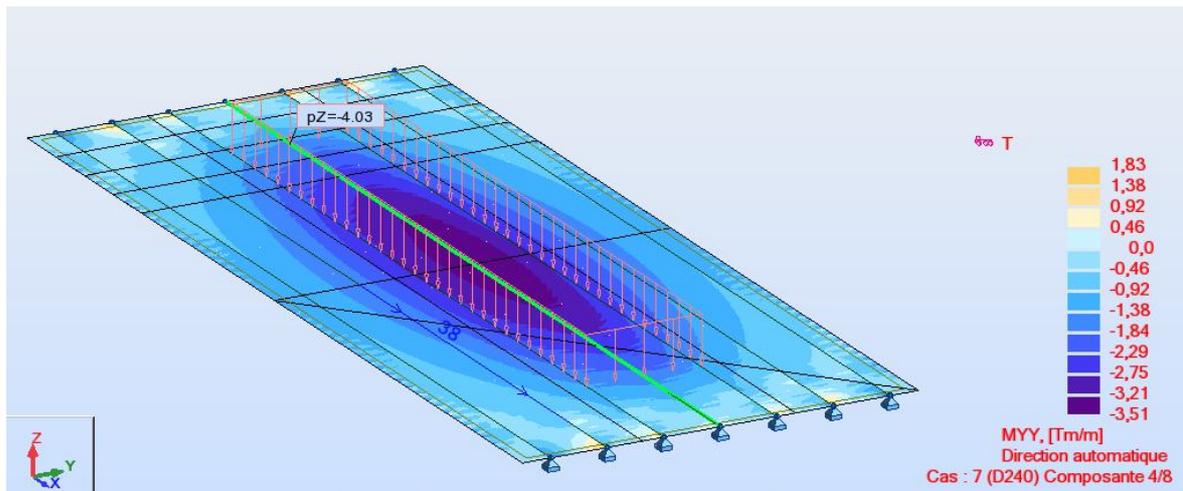


Fig. V.7. Exemple d'introduction des surcharges D240.

- 5ème étape
La définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.
- 6ème étape, le lancement de calcul. (Fig. V.8)

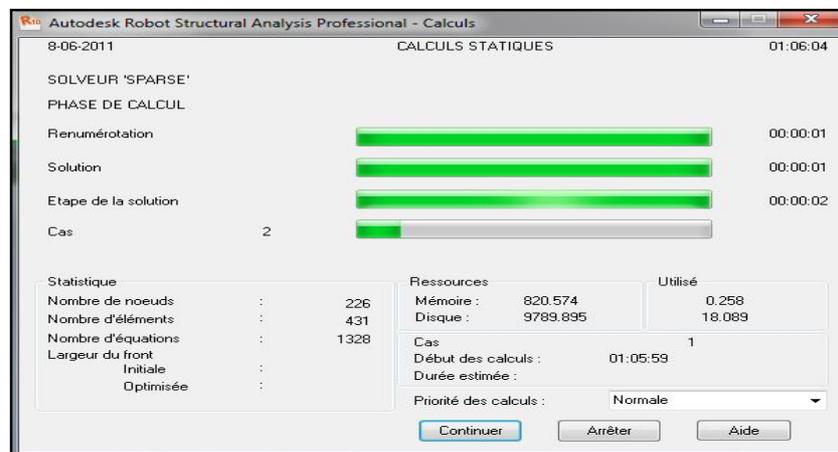


Fig. V.8. Lancement de calcul.

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

V.3. Combinaisons d'actions

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

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

V.3.1. Etats limites

On distingue conventionnellement deux états limites :

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

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

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

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

V.3.2. Les Coefficients de pondération des combinaisons

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

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

Action	E.L.U	E.L.S
Poids propre G	1.35	1.00
Surcharge $A(L)$	1.60	1.20
Système B_C	1.60	1.20
M_C 120	1.35	1.00
D 240	1.35	1.00
Vent	1.50	0.00
Surcharge de trottoir S_T	1.60	1.20
Température ΔT	0.00	0.50

V.3. 3. Les combinaisons d'actions

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

Tab. V.2. Les différentes combinaisons des charges.

Actions prépondérantes	Combinaison
E.L.U	1.35 G+1.6 (A1(L) +ST)
	1.35 G+1.6 (A2(L) +ST)
	1.35 G+1.6 (A3(L) +ST)
	1.35G+1.6 (B _C +ST)
	1.35G+1.6 (B _{C2} +ST)
	1.35G+1.35M _C 120
	1.35G+1.35D240
E.L.S	G+1.2 (A1(L) +ST)
	G+1.2 (A2(L) +ST)
	G+1.2 (A3(L) +ST)
	G+1.2 (B _C +ST)
	G+1.2 (B _{C2} +ST)
	G+1.2M _C 120
	G+D240
	G+1.2 (A1(L) +ST) +0.5ΔT
	G+1.2 (A2(L) +ST) +0.5ΔT
	G+1.2 (A3(L) +ST) +0.5ΔT
	G+1.2 (B _C + ST) +0.5ΔT
	G+1.2 (B _{C2} + ST) +0.5ΔT
	G+1.2M _C 120+0.5ΔT
	G+D240+0.5ΔT

V.4. Exploitation des données

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

V.4.1. Diagrammes des poids propres

V.4.1.1. Diagrammes des moments fléchissant

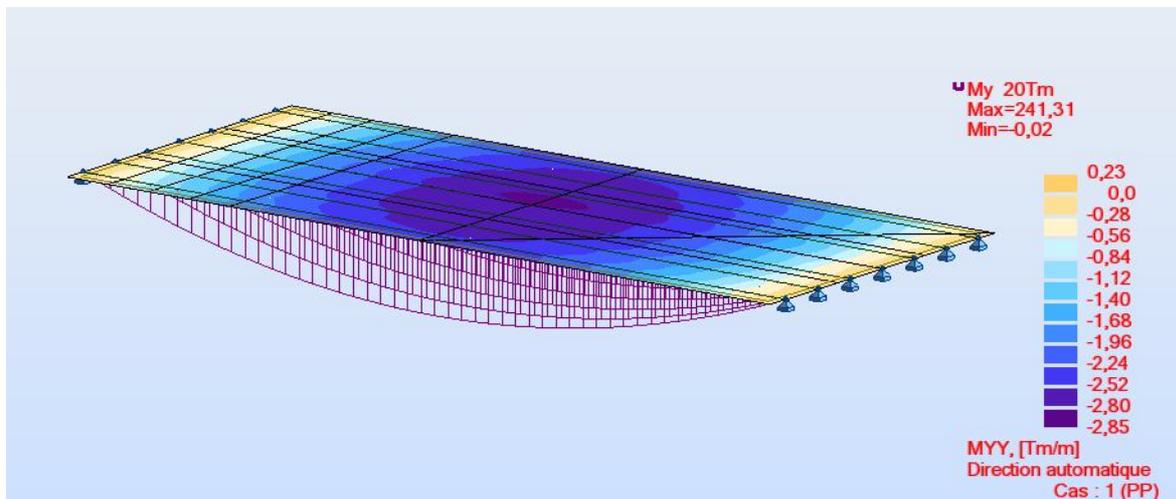


Fig. V. 9. Diagrammes des moments fléchissant dues aux charges permanentes

V.4.1.2. diagrammes des efforts tranchants

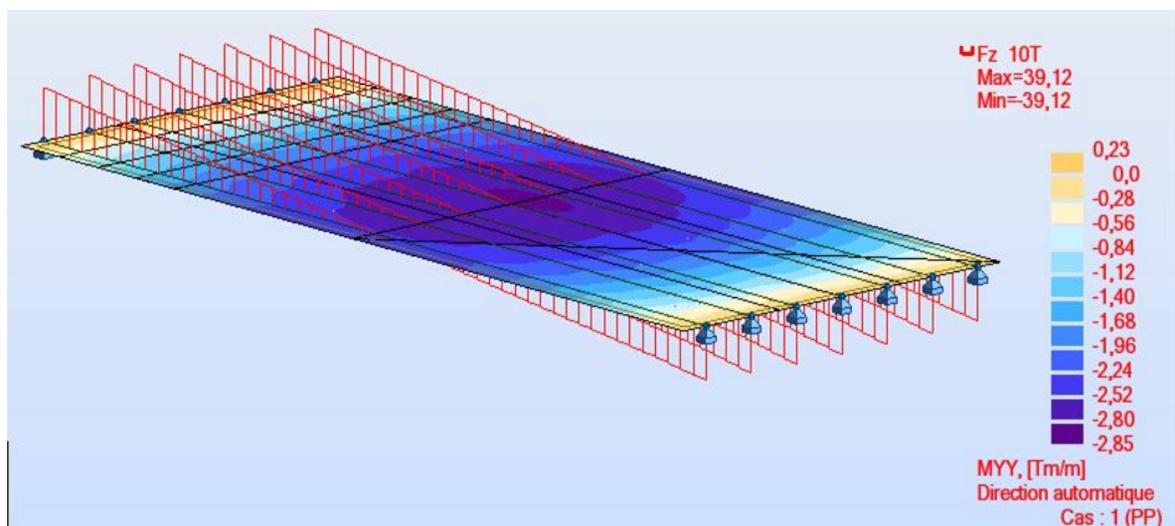


Fig. V.10. Diagrammes des efforts tranchants sous charges permanentes

V.4.3. Combinaisons utilisées

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

➤ **Diagrammes des moments fléchissants**

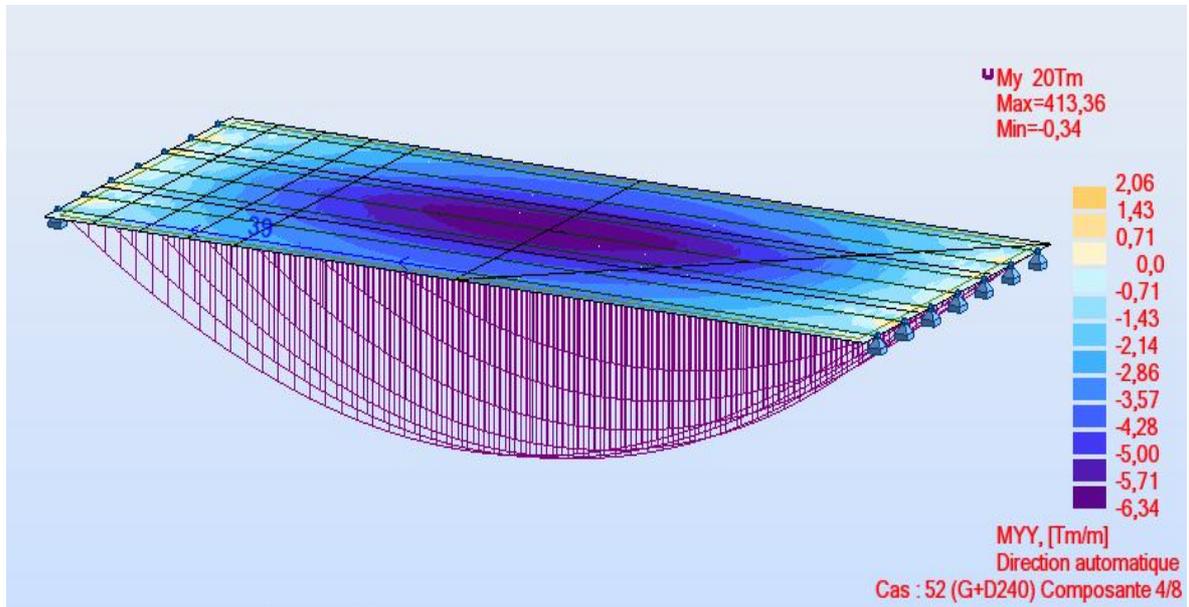


Fig. V.11. Moment fléchissant de la combinaison G+D240

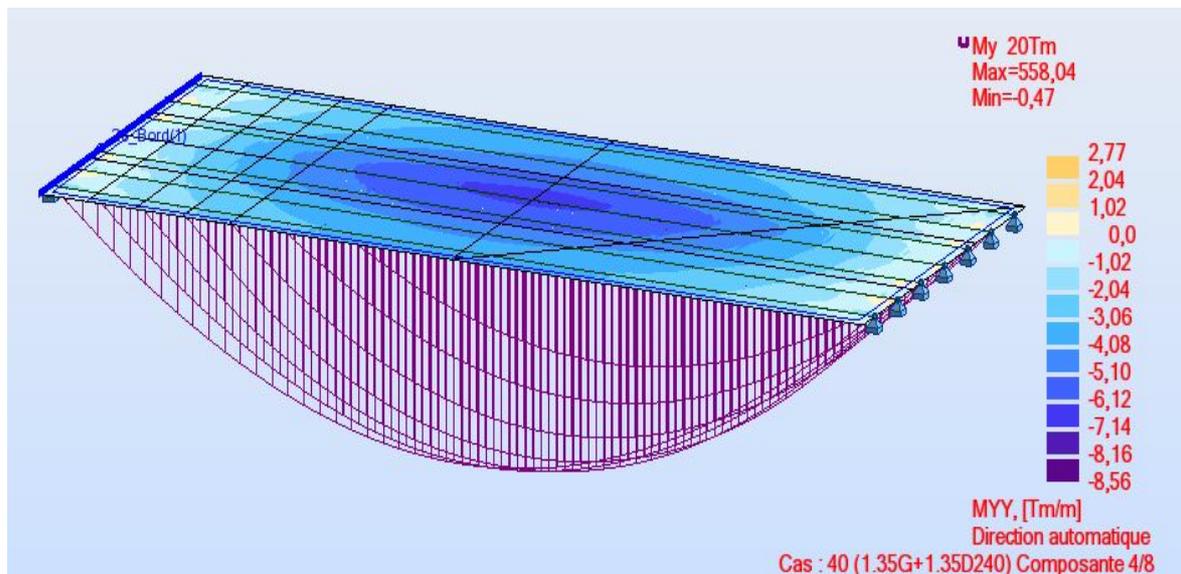


Fig. V.12. Moment fléchissant de la combinaison 1.35 (G+D240)

➤ Diagramme des efforts tranchants

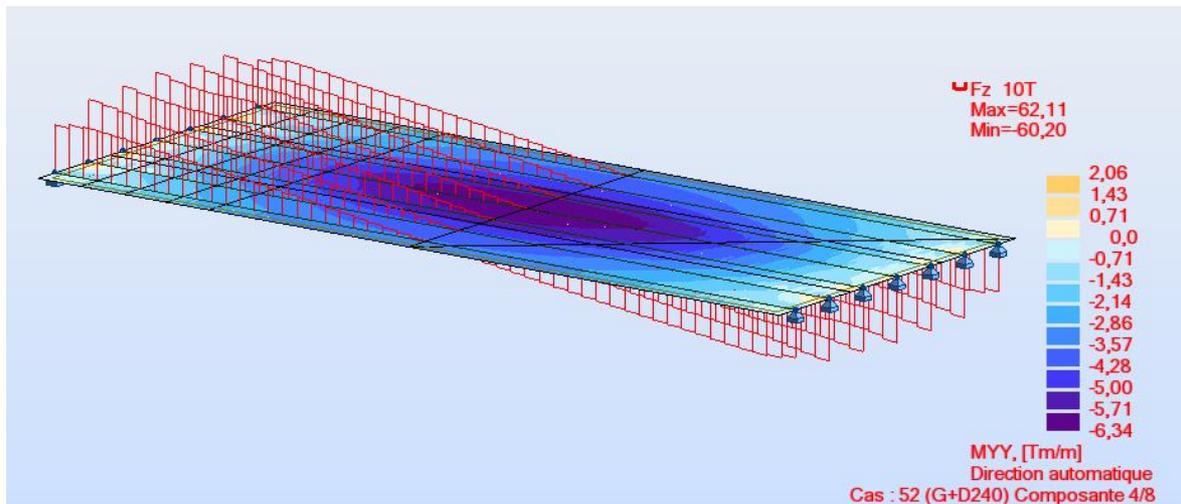


Fig. V.13. Effort tranchant de la combinaison G +D240

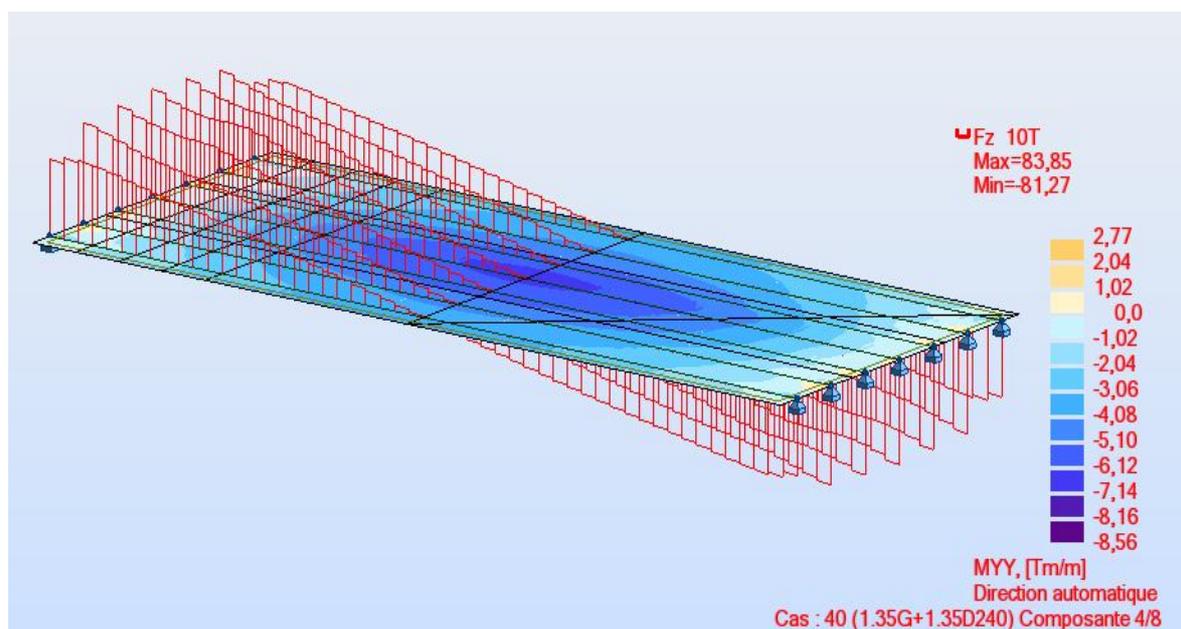


Fig. V.14. Effort tranchant de la combinaison 1.35 (G+D240)

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les différents efforts agissant sur la structure, et de déterminer les combinaisons les plus défavorables dont les efforts vont nous servir au calcul de la précontrainte.

Chapitre VI. Etude de la précontrainte

Nous allons procéder dans ce chapitre à l'étude de la précontrainte qui a pour objectif de palier à la déficience de béton vis-à-vis la traction en exploitant sa bonne résistance à la compression qui constitue sa qualité essentielle.

Autrement dit, en béton précontraint, le béton reste toujours comprimé où ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées admissibles.

Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels.

- La valeur de la précontrainte P .
- L'excentricité 'e' définie comme étant la distance du c.d.g de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

VI.1. Historique

L'idée de soumettre le béton à un effort de compression permanent lui permettant de travailler en flexion sans qu'il n'en résulte de traction avait été émise dès la fin du XIX^{ème} siècle. Sa réalisation s'était cependant heurtée aux propriétés mécaniques insuffisantes des aciers de l'époque, ainsi qu'aux conséquences mal maîtrisées des déformations différées du béton soumis à des efforts permanents importants.

C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à **EUGENE FREYSSINET** et de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues.

Dans un élément en béton armé, l'armature en acier est destinée à se substituer entièrement au béton dans les zones tendues, lorsque celui-ci se fissure par suite d'allongement. Sous charge, les allongements communs des armatures du béton deviennent trop grands, le béton se fissure (micro fissures), l'acier supporte alors seul tout l'effort de traction. Dans un élément poutre en béton précontraint, l'acier précontraint équilibre les efforts des charges extérieures et évite ainsi au béton de se fissurer sous les charges d'exploitation. La compression initiale introduite grâce à la précontrainte des poutres s'oppose aux tractions engendrées par les charges et surcharges appliquées.

Par rapport au béton armé classique, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée, là où le béton armé se serait écroulé sous son propre poids [9].

VI.2. Des définitions sur le béton précontraint

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd’hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction.

Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer d’une façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu’au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge. L’effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l’effort de précontrainte (ou, en abrégé, la précontrainte) [9].

« A aucun degré, le béton précontraint n’est du béton armé amélioré. Il n’a, avec le béton armé aucune frontière commune... »

E .FREYSSINET ,1946

« Dans la poutre en béton précontraint, l’acier n’est pas une armature, c’est une force... »

Y. GUYON

VI.3. Principe de la précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton (**Figure VI.1**).

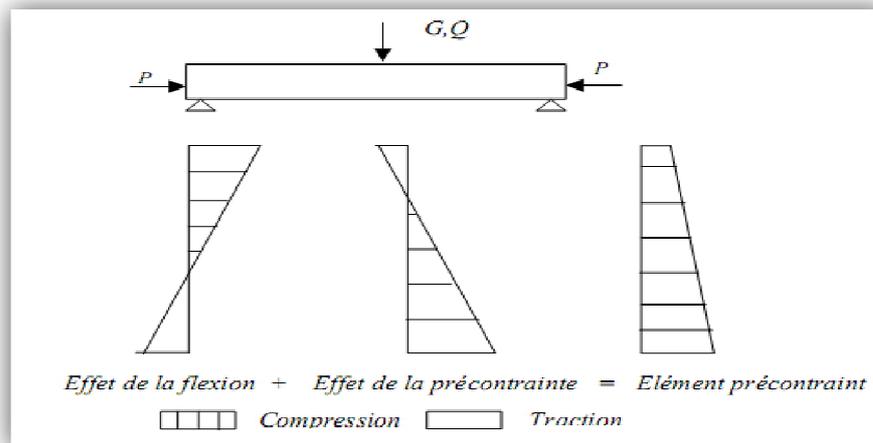


Fig. VI.1. Principe de la précontrainte [9].

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction [9].

VI.4. Mise en œuvre de la précontrainte

La précontrainte peut être appliquée au béton de deux manières différentes par :

- Pré-tension : les armatures sont mises en tension avant le coulage de béton
- post-tension : les armatures sont mises en tension après le durcissement de béton

VI.4.1. Précontrainte par pré-tension

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

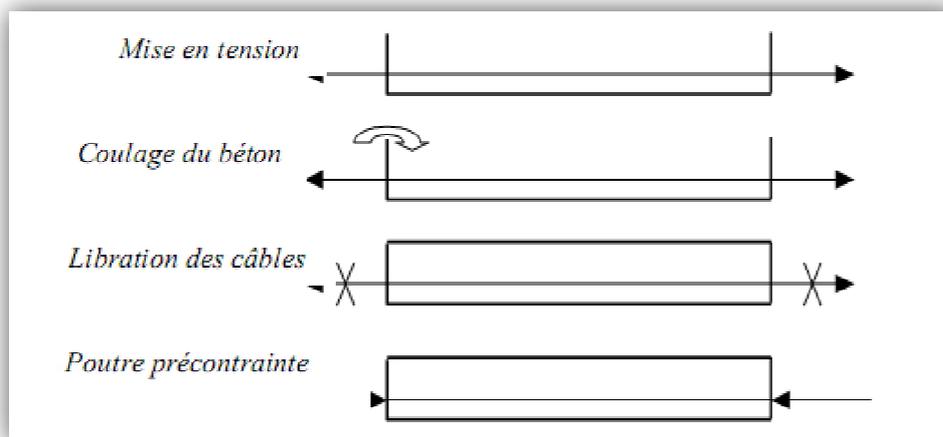


Fig. VI.2. Précontrainte par pré-tension [9].

VI.4.2. Précontrainte par post-tension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer (**Figure VI.2**). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

- Une précontrainte par post-tension interne.
- Une précontrainte par post-tension externe.

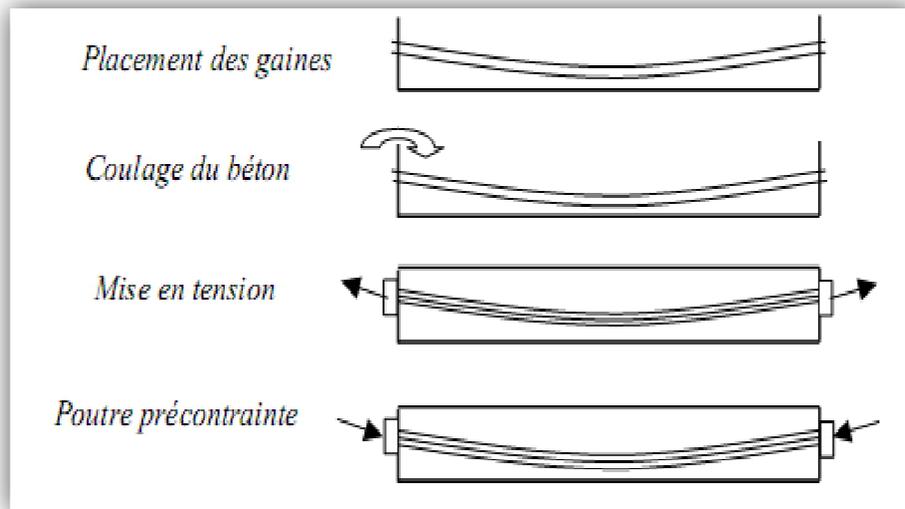


Fig. VI.3. Précontrainte par post-tension [9].

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)

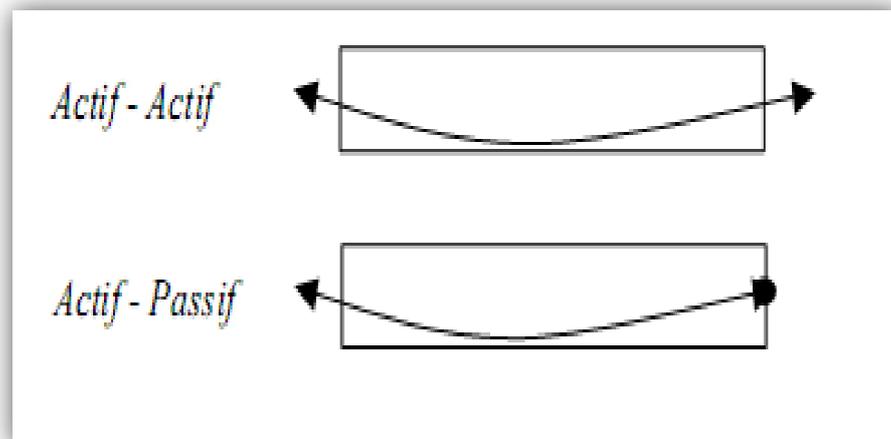


Fig. VI.4. Mise en tension des câbles en post-tension [9].

VI. 5. Les armatures de précontrainte

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

- prétendues et adhérentes.
- post-tendues et adhérentes ou non.

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

➤ **Les torons**

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

- Torons 3 fils

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

- Torons 7 fils

Six fils disposés en hélice autour d'un fil central d'un diamètre plus important. Les torons sont caractérisés par leur nombre de fils et la section du fil et leur diamètre. Les classes de résistance des torons sont : 1670, 1770, 1860 et 1960 MPa.

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

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

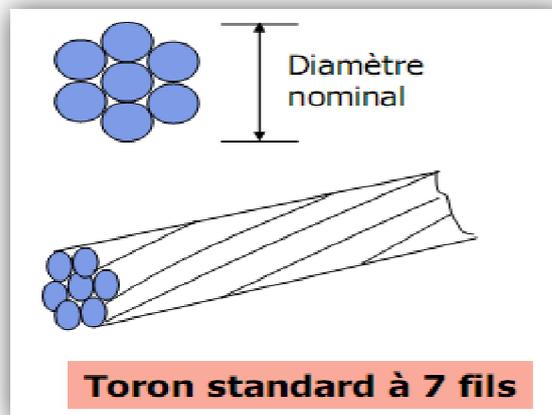


Fig. VI.5.Exemple de torons.

➤ **Les câbles**

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

➤ Les vérins

Le vérin est un mécanisme constitué d'un cylindre et d'un piston, délimitant une chambre à l'intérieur de laquelle on peut injecter de l'huile, ce qui fait coulisser les deux pièces l'une par rapport à l'autre.

Le cylindre prend appui sur le béton, alors que le câble est fixé au piston dont le mouvement assure la mise en tension de l'unité (**Figure. VI.6**).

Le piston peut tirer :

- Soit directement sur les armatures qui sont fixées sur lui, à titre provisoire, par coincement ou par vissage ;
- Soit sur une tête mobile elle-même solidaire du câble et faisant office, ultérieurement, de tête d'ancrage (cas du procédé **BBR**).

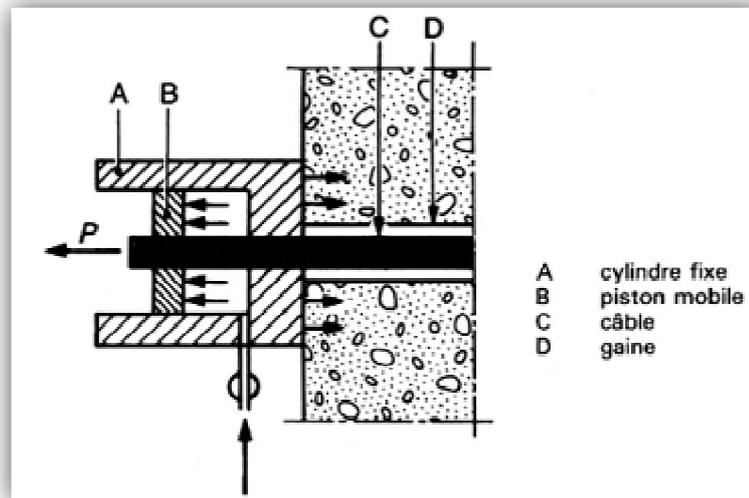


Fig. VI.6. Schéma de principe d'un vérin [8].

VI. 6. Ancrage de précontrainte

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

Dans la plus part des systèmes de précontrainte, le blocage des armatures par rapport à l'ancrage est obtenu par frottement (clavetage dans une pièce conique) pour notre cas on a utilisé des ancrages fixes, qui interdisent tout mouvement significatif, par rapport au béton, de l'extrémité du câble opposée à celle par laquelle se fait la mise en tension deux variétés d'ancrages fixes sont à distinguer :

- les ancrages extérieurs, qui demeurent accessibles après bétonnage ;
- les ancrages incorporés au béton de la structure, qui se subdivisent eux-mêmes en ancrages fonctionnant par butée et en ancrages par adhérence.

Dans notre cas on utilise un ancrage fixe intérieur au béton => système K à (plaque + trompette).

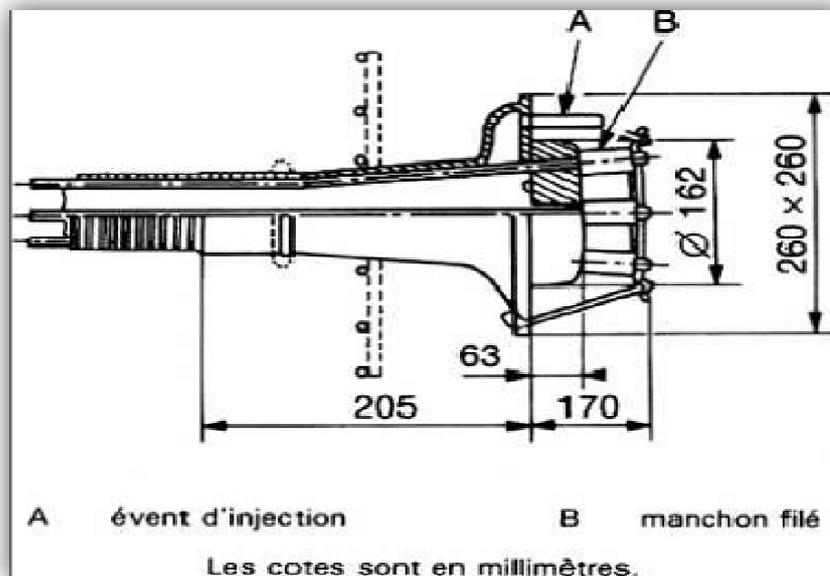


Fig. VI.7. Ancrage fixe système K [8].

VI.7. Conduits pour précontrainte par post-tension

➤ Type de conduites

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

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

➤ Le rôle des conduites

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

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

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

➤ Injection des conduits de précontrainte

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

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

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

VI.8. Domaine d'application de la précontrainte

Le béton précontraint est utilisé pour de nombreux ouvrages

- Les ponts
 - Ponts poussés;
 - Ponts en encorbellement à voussoirs préfabriqués;
 - Ponts en encorbellement coulés en place;
 - Ponts à poutres;
 - Ponts à haubans;
 - PSI-DP Passages supérieurs ou inférieurs à dalle précontraint;
 - VI-PP Viaducs à travées indépendantes à poutres précontrainte;
 - PR-AD Poutres précontraintes par adhérence.

- Les structures off-shore
- Les structures industrielles
- Les réservoirs (d'eau, d'hydrocarbures) et les silos
- Les enceintes de réacteurs nucléaires
- Les bâtiments industriels, commerciaux ou agricoles
 - Poutres, poutrelles;
 - Dalles alvéolées de planchers;
 - Pré-dalles;
 - Poutres et poteaux pour ossatures.

VI. 9. Détermination du nombre de câbles

VI. 9.1. Tension à l'origine

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

- Armatures de précontraintes :
 - Câbles de type FREYSSINET : 12T15
 - Force de rupture garantie : $f_{prg} = 1770$ MPa.
 - Force élastique garantie : $f_{peg} = 1583$ MPa.
 - Section utile d'un câble : $A_p = 1668$ mm².
 - Diamètre de la gaine : $\Phi = 0.02$ m⁻¹.

- Calcul de (P_0)

On a

- $f_{prg} = 1770$ MPa.
- $f_{peg} = 1583$ MPa.
- $A_p = 1668$ mm².

Et $\sigma_{P0} = \text{Min} (0,80 \times f_{prg}, 0,90 \times f_{peg})$

$$\sigma_{P0} = \min (1416 ; 1424.7)$$

=>

$\sigma_{P0} = 1416$ Mpa.

D'où

$$P_0 = (\sigma_{P0} \times A_p). 10^{-6} = (1416 \times 1668). 10^{-6} = 2361888. 10^{-6} \Rightarrow$$

$P_0 = 2.362$ MN

VI. 9.2. Calcul de la précontrainte

Tab. VI.2. Caractéristiques géométriques de la section médiane

Caractéristiques	Poutre	Poutre + hourdis
A_n (cm ²)	5222.6	8205.625
V' (cm)	70,51	97.6
V (cm)	64,49	57.4
I_{0n} (m ⁴)	0,1041	0,1943
ρ	0.44	0.47

- Les moments a considérés sont les suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 4.13 \text{ MN.m.} \\ M_{\min} = 2.41 \text{ MN.m.} \end{array} \right.$$

=>

$\Delta M = 1.72$ MN.m

La précontrainte minimale doit respecter la condition suivante :

$$P = \text{Max} (P_I ; P_{II})$$

- Si $P = P_I$: le fuseau de passage est situé hors de la zone d'enrobage, section sous critique.
- Si $P = P_{II}$: le fuseau de passage a une de ces frontières qui coupe la zone d'enrobage, section sur critique.

➤ Calcul de P_I et P_{II}

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

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

Les caractéristiques géométriques à considérer sont celles de la section médiane (poutre+hourdis)

➤ Section sous-critique

$$P_I = \Delta M / \rho h = 1.72 / (0.47 \times 1.60) \Rightarrow \boxed{P_I = 2.28 \text{ MN}}$$

➤ Section sur-critique

$$P_{II} = M_{\max} / (\rho v + v' - d') = 4.13 / (0.47 \times 0.574 + 0.976 - 0.14) \Rightarrow \boxed{P_{II} = 3.73 \text{ MN.}}$$

Avec $d' = (0.1 \times h_{\text{poutre}}) = 0.14 \text{ m}$.

Donc

$$\boxed{P = \text{Max} (2.28, 3.73) = 3.73 \text{ MN.}} \Rightarrow \boxed{\text{La section est sur-critique.}}$$

❖ Détermination du nombre de câble n

On estime les pertes de précontrainte à **20%**, donc pour des câbles 12T15 on aura

$$P \leq (1 - \Delta P) n \times P_0 \Rightarrow n \geq P / 0.8 P_0 = 3.72 / (0.8 \times 2.362)$$

$$\Rightarrow n \geq 1.97$$

On adopte donc 2 câbles de 12T15.

Pour déterminé le nombre de câble on doit vérifier les contraintes sur les fibres supérieures et inférieures. La vérification est faite pour les deux câbles.

On a

- $P = 2 \times (P_0 - \Delta P_0) = 0.90 \times P_0 = 4.246 \text{ MN.}$
- $M_p = G_p (L^2/8) = 1.308 \text{ MN.m.}$
- $e_0 = - (V' - d') = - (0.72 - 0.14) = - 0.58 \text{ m.}$
- $B_n = 0,8358 \text{ m}^2$
- $I_{GN} = (I_G \times 0,9) = 0,1349 \text{ m}^4$
- $V' = 0,72 \text{ m.}$
- $V = 0.63 \text{ m.}$

⚡ Fibre Supérieure, FS: $\sigma_s > \sigma_m = - 1,5 \text{ fc}28 = - 4.05 \text{ Mpa.}$

⚡ Fibre Inférieure, FI: $\sigma_i \leq \sigma_M = - 0,6 \text{ fc}28 = 21 \text{ Mpa.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Mg.V}{I_{NG}} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{V.e_0}{I_{GN}} \right) \geq \sigma_m \\ \frac{Mg.V'}{I_{NG}} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{V'.e_0}{I_{GN}} \right) \leq \sigma_M \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} : - 0,312 \text{ Mpa.} \geq -4,05 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{inf} : 11,24 \text{ Mpa.} \leq 21 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

=> Les deux inégalités sont vérifiées, donc on place bien les deux câbles à l'about.

VI. 9.3. Disposition constructive des câbles

Au niveau de la section médiane, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section médiane et la section d about.

- **Section d' about**

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d about, en prenant un espacement de 0.45m entre les deux câbles:

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

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

$$M/\Delta = 0 \Rightarrow (P_1 + P_2) \times v' = P_2 (a + d) + P_1 \times d \quad \text{avec } P_1 = P_2 = P_0$$

$$\Rightarrow d = (2 \times v' - a) / 2 = (2 \times 72 - 40) / 2 = 52 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow d' = 135 - (40 + 52) = 43 \text{ cm.}$$

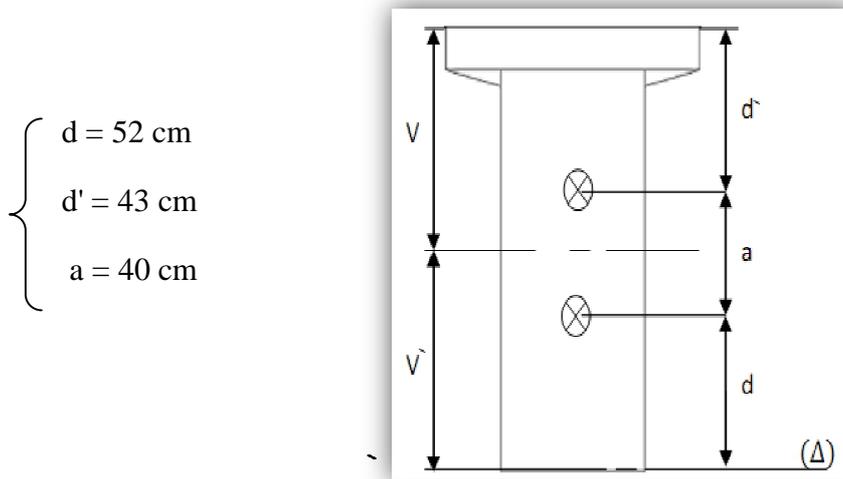


Fig. VI.8. Position des câbles dans la section d'about

• Section médiane

$$\begin{cases} d_1 = 1,5 \varphi = 12 \text{ cm} & \text{avec } \varphi = 8 \text{ cm} \\ d_2 = d_1 + 2 \varphi = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

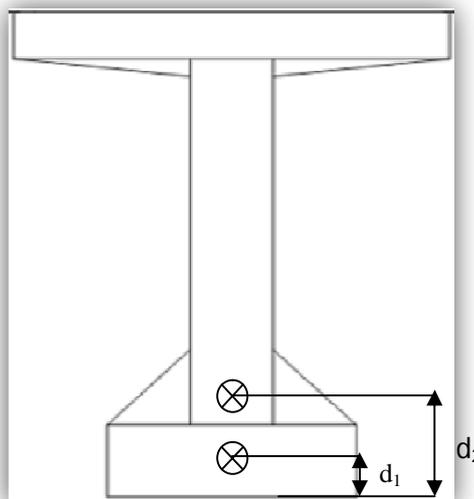


Fig. VI.9. Position des câbles dans la section médiane

VI. 9.4. Tracé des Câbles

Le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité des contraintes de cisaillement qui sont importantes aux appuis.

VI. 9.4.1. Angle de relevage

L'angle de relevage obéit à la loi suivante

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

Avec

$$V_M = 0,62 \text{ MN}$$

$$V_m = 0,39 \text{ MN}$$

$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n (0,8 \times H) \Rightarrow$ effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

- $b_n = b_0 - n \times k \times \emptyset \Rightarrow$ largeur nette de la section d'about ($b_0 = 0,60 \text{ m}$, $k = 0,5$ pour la post tension avec injection de colis de ciment, $n = 1$ nombre des gaines par lit et $\emptyset = 0,08 \text{ m}$ diamètre de la gaine).
- $H = 1,60 \text{ m} \Rightarrow$ hauteur de la poutre plus hourdis.
- $\bar{\tau} = \sqrt{0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)}$ \Rightarrow la contrainte tangentielle limite en ELS.

Avec :

$$\begin{cases} - f_{tj} = f_{t28} = 2,7 \\ - \sigma_x = P/B_n \end{cases}$$

$$P = n \times 0,80 \times P_0 = 2 \cdot 0,80 \cdot P_0 = 3,77 \text{ MN.}$$

$$B_n = B_0 - 2\pi\Phi^2/4 = 11836,96 \text{ cm}^2; (B_0 = 11937,5 \text{ cm}^2; \Phi = 8 \text{ cm}).$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \Rightarrow \sigma_x = 2,71 \text{ MPa.}$$

Donc on a

$$\bullet \bar{\tau} = \sqrt{0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)} \Rightarrow \bar{\tau} = 2,20 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \bar{V} = \bar{\tau} \times b_n (0,8 \times H) \Rightarrow \bar{V} = 0,96 \text{ MPa.}$$

$$\bullet b_n = b_0 - n \cdot k \cdot \emptyset \Rightarrow b_n = 0,56 \text{ MPa.}$$

$$-5.17^\circ \leq \alpha \leq 20.98^\circ$$

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

$$\alpha_{opt} = \text{Arcsin} [(V_M + V_m) / 2P] = 8^\circ$$

On adopte le même α_{opt} pour toutes les poutres

$$\alpha_{opt} = 8^\circ$$

$$-5.17^\circ \leq \alpha_{opt} \leq 20,98^\circ \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Pour les câbles d'about

On fixe $\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 6^\circ \\ \alpha_2 = 10^\circ \end{array} \right.$

D'où : $\frac{6 + \alpha_2}{2} = 8^\circ \Rightarrow \alpha_2 = 10^\circ$

VI. 9.4.2. Allure des câbles

Le tracé adopté est un tracé parabolique et cela pour optimiser au mieux l'effet de la précontraint tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre. (Fig. VII. 3)

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



Fig. VI.10. Tracé individuel des câbles

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

$Y_c = \tan(\alpha) = 2 \times a \times X$; on pose $X = L_c \Rightarrow a = \tan(\alpha) / (2 \times L_c)$

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

$L_c = (2 \times Y_c) / \tan(\alpha).$
--

Tab. VI. 3. Caractéristiques de chaque câble.

N° de Câbles	$\alpha(^{\circ})$	$\tan(\alpha)$	Yc (cm)	Lc (cm)	Lr (cm)	a (cm-1) 10^{-4}
Câble n°= 1	6°	0.10	37	740	560	0.675
Câble n°= 2	10°	0.17	77	905.88	394.12	0.938
Câble moyen	8°	0.14	57	814.28	485.72	0.859

Tab. VI.4. Tracé des câbles.

Câble n°= 1		Câble n°= 2		Câble Moyen	
X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0	0	0	0	0	0
5,600	0	3.94	0	4.85	0
6,526	0.006	5.07	0.0119	5.868	0.0089
7,451	0.0231	6.205	0.0481	6.886	0.0356
8,376	0.0520	7.33	0.1077	7.904	0.0800
9,301	0.0924	8.47	0.1924	8.922	0.14200
10.226	0.1444	9.602	0.3007	9.94	0.2220
11.151	0.2079	10.735	0.4330	10.958	0.3200
12.076	0.2831	11.86	0.5883	11.976	0.4360
13.000	0.3700	13	0.7700	13	0.5700

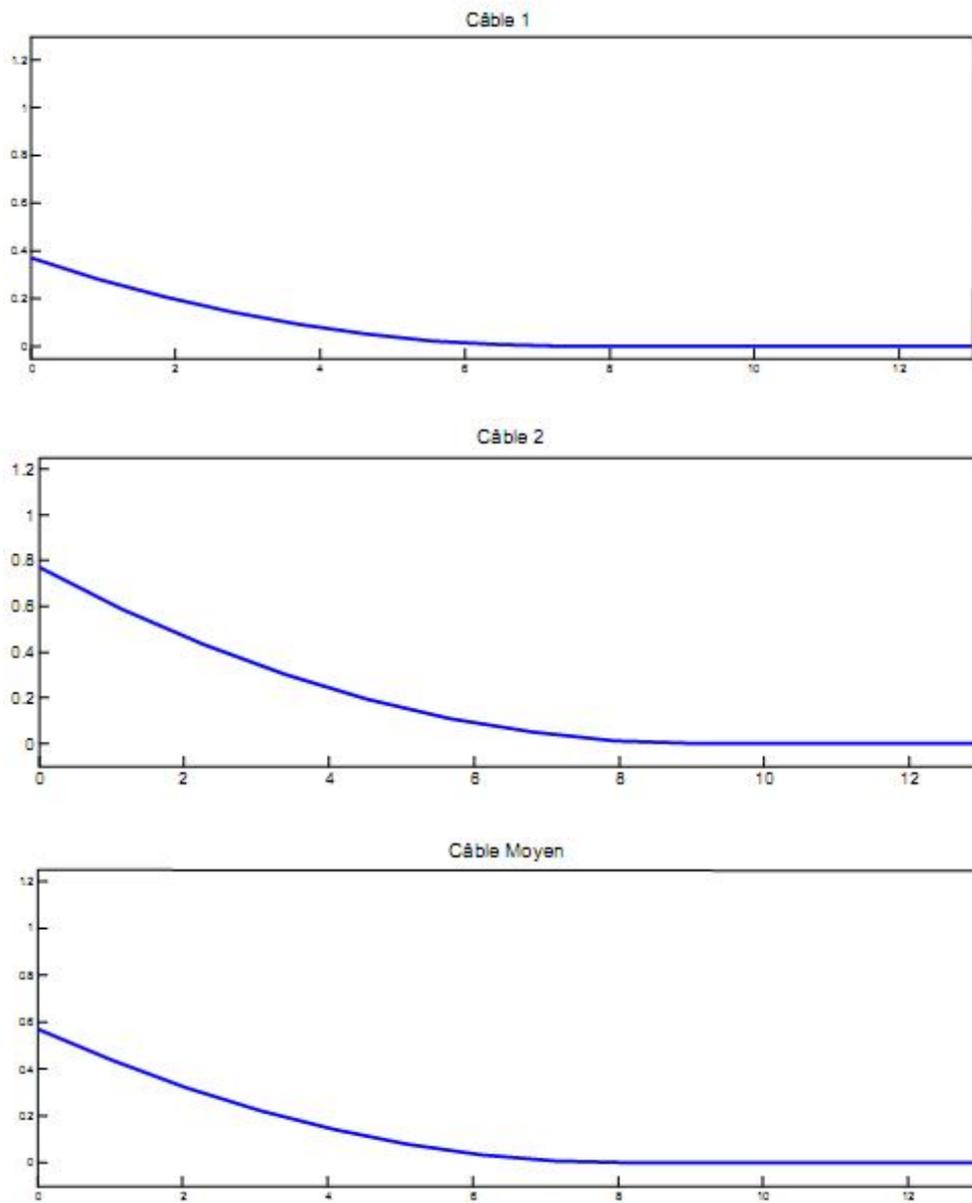


Fig. VI. 11. Tracé des câbles.

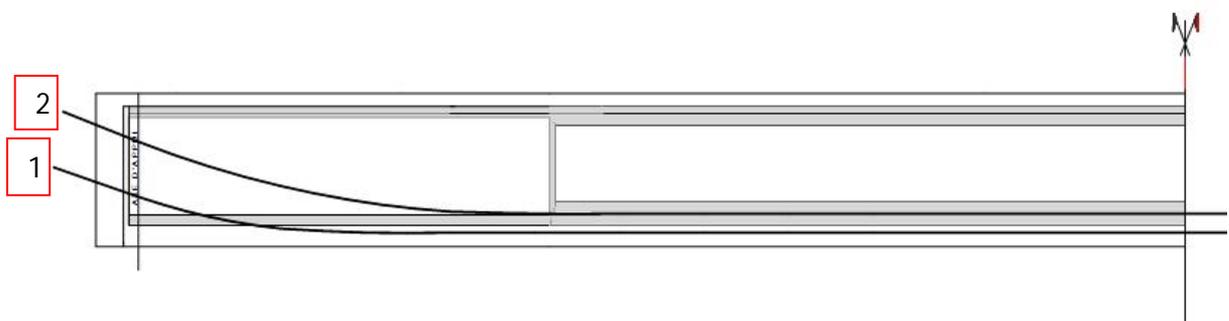


Fig. VI. 12. Allure des câbles.

VI.10. Calcul des pertes de la précontrainte

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature en un temps donné.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories [3]:

➤ Les pertes instantanées

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

➤ Les pertes différées

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

VII. 10.1. Pertes instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage
- les pertes de tension par déformations instantanées du béton

VII. 10.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

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

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

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

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

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

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

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

X (m)	α (rd)	$f\alpha + \phi x$	σ_{po} (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$ (MPa)
0.00	0.139	0.025	1416	35.4
3.25	0.139	0.031	1416	43.89
6.5	0.139	0.038	1416	53.808
13	0.139	0.051	1416	72.216

VII. 10.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, appelée « perte par recul d'ancrage ».

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « λ ».

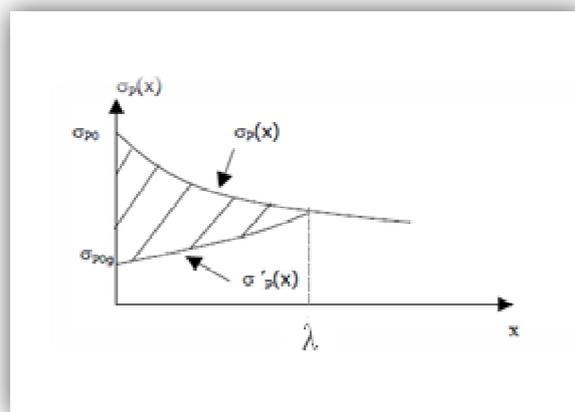


Fig. VI. 13. Pertes par recul d'ancrage.

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

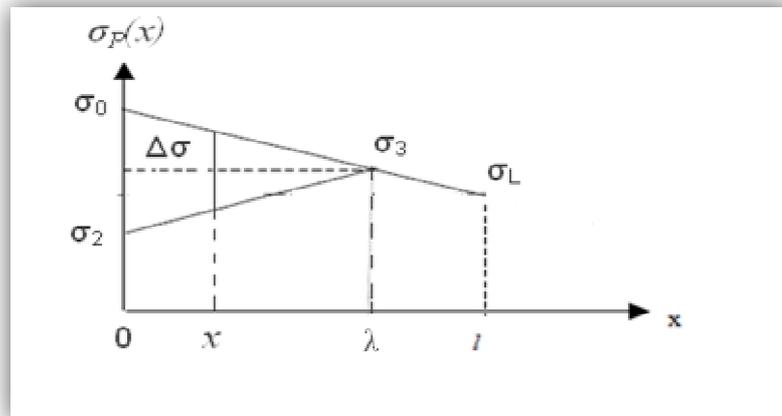


Fig. VI. 14. Principe des pertes par recul d'ancrage.

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

La symétrie des pentes des droites entraine

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

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

A l'abscisse x nous avons :

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

Le glissement à l'ancrage «g», qui dépend du type d'ancrage.

Pour notre cas on prend $g = 6 \text{ mm}$.

D'où la longueur d'influence du glissement λ

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

$$E_P = 2 \cdot 10^5$$

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

X (m)	α (rd)	$\Psi \cdot 10^{-3}$	λ (m)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (MPa)
0.00	0.139	3.92	14.70	163.19
3.25	0.139	3.92	14.70	127.11
6.5	0.139	3.92	14.70	91.03
13	0.139	3.92	14.70	18.87

VI. 10.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} E_P = 2.10^5 \text{ MPa.} \\ E_{i28} = 35\,981.73 \text{ MPa.} \\ E_{i14} = 33\,794.24 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

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

X (m)	e (m)	M(X) MN.m	σ_b (MPa)	P(X) MN	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (MPa)
0.00	0.0023	0	6.454	4.06	19.09
3.25	0.37	0.572	10.75	4.15	31.81
6.5	0.55	0.9810	18.58	4.24	54.97
13	0.57	1.308	21.46	4.42	63.50

VI. 10.1.4. Pertes instantanées totales

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

Tab. VI.8. Pertes instantanées totales.

X (m)	$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{racc}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{IT}}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{\text{IT}}$
0.00	35.4	163.19	19.09	217.68	7.686
3.25	43.89	127.11	31.81	202.81	7.16
6.5	53.808	91.03	54.97	199.81	7.05
13	72.216	18.87	63.50	154.58	5.46

VI. 10.2. Pertes différées

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

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

VI. 10.2.1. Pertes dues au retrait du béton

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

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

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

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

On a :

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

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

VI. 10.2.2. Pertes dues à la relaxation des aciers

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

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

Avec :

- $\rho_{1000} = 2.5\%$ => coefficient de relaxation à 1000 h
- $f_{prg} = 1583$ MPa => contrainte limite garantie à la rupture
- μ_0 étant un coefficient pris égal à :
 - 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (**TBR**) ;
 - 0,30 pour les armatures à relaxation normale (**RN**) ;
 - 0,35 pour les autres armatures.

Pour notre cas $\mu_0 = 0.43$.

- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{IT} = 1416 - \Delta\sigma_{IT}$

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

X (m)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
0.00	1198.32	0.444
3.25	1213.19	0.464
6.5	1216.19	0.449
13	1261.42	0.534

VI. 10.2.3. Pertes dues au fluage du béton

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

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

Dont :

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

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

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

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

- Le **BPEL** permet l'utilisation de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2 \times \sigma_b \times E_P / E_{ij}$$

Tab. VI. 10. Pertes dues au fluage de béton.

X (m)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
0.00	6.454	76.39
3.25	10.75	127.24
6.5	18.58	219.91
13	21.46	256.13

VI. 10.2.4. Pertes différées totales

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

Tab. VI. 11. Pertes différées totales.

X (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{DT}$ (MPa)	% $\Delta\sigma_{DT}$
0.00	40	0.444	76.39	116.76	4.1
3.25	40	0.464	127.24	167.63	5.91
6.5	40	0.449	219.91	260.28	9.19
13	40	0.534	256.13	296.57	10.47

VI. 10.2.5. Pertes totales

On à :

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

Tab.VI. 12. Pertes totales.

Sect (m)	$\Delta\sigma_I$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{DT}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{EF}$ (MPa)	$\Delta\sigma_T$ (MPa)	% $\Delta\sigma_T$
0.00	217.68	1198.32	116.76	1081.56	334.44	11.81
3.25	202.81	1213.19	167.63	1045.56	463.09	16.35
6.5	199.81	1216.19	260.28	955.91	460.09	16.25
13	154.58	1261.42	296.57	964.85	451.15	15.93

Remarque

Les pertes maximales sont observées au niveau de la section d'abscisse 3.25 m qui se trouve être inférieures à l'estimation de départ (16.35 % < 20%) alors le nombre de câble est vérifié.

VI. 11. Justifications aux E.L.S

VI. 11.1. Vérification des contraintes normales

VI. 11.1.1. Détermination des contraintes admissibles

La vérification se fait en classe 1, selon le règlement **BPEL**.

➤ Contraintes admissibles en service

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

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

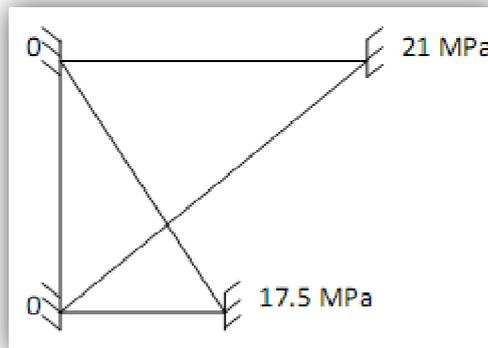


Fig. VI.15. Diagramme des contraintes admissibles en service.

➤ Contraintes admissibles en construction

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_C = 0.6 F_{Cj}. \\ \sigma_t = 0.7 F_{tj}. \end{array} \right.$$

VII. 11.1.2 La vérification

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

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

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

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

Pour les phases 1 et 2, la force de précontrainte qui donne P effet le plus défavorable est P_1

➤ Etat à vide

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

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

➤ Etat en charge

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

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

Tel que :

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

La vérification se fait selon les phases suivantes :

➤ **Phase 1**

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

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

➤ Phase 2

- les câbles 1et 2 doivent être tendus à 100 % aux 14^{ième} jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- $F_{C14} = 30 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{C \text{ max}} = 0,6 F_{CJ} = 18 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{t \text{ max}} = 0,7 F_{tJ} = 1.68 \text{ MPa}$.

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

➤ Etat à vide

$$\begin{cases} \sigma_{ci} = P/B_n - M_p \cdot V' / I_{GN} - M_m \cdot V' / I_{GN} = 12,35 \leq \sigma_{C \text{ max}} \\ \sigma_{ts} = P/B_n + M_p \cdot V / I_{GN} + M_m \cdot V / I_{GN} = 11,57 \geq \sigma_{t \text{ max}} \end{cases}$$

➤ Etat en charge

$$\begin{cases} \sigma_{ti} = P/B_n - M_p \cdot V' / I_{GN} - M_M \cdot V' / I_{GN} = 2.37 \geq \sigma_{t \text{ max}} \\ \sigma_{cs} = P/B_n + M_p \cdot V / I_{GN} + M_M \cdot V / I_{GN} = 6.37 \leq \sigma_{c \text{ max}} \end{cases}$$

- $V' = - 0.70$; $V = 0.64$
- $M_M = 4.13 \text{ MN.m}$; $M_m = 2.41 \text{ MN.m}$; $M_p = p \times e_0$.

Tab. VI. 13. Vérification des contraintes normales.

État de charge	Contraintes (MPa)		Contraintes admissibles (MPa)	Vérification
	compression	traction		
État à vide	compression	12.35	13.8	OK
	traction	11.57	1.38	OK
État en charge	compression	6.37	18	OK
	traction	2.37	1.68	OK

VI. 11.2. Ferrailage passif longitudinal

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

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

VI. 11.2.1. Armatures de peau

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

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être au moins de **3 cm²** par mètre de longueur, parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à **0,10 %** de la section du béton de la poutre.

VI. 11.2.2. Armatures de peau longitudinales

$$A_{Pmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur de parement, (Article 6.1.31 BPEL 91).} \\ 0.1\% B \text{ (Section du béton).} \end{array} \right.$$

$$A_{Pmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times (0.6 + 1.35) \times 2 = 11.7 \text{ cm}^2. \\ 0.001 \times 5222.6 = 5.22 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$A_{Pmin} = 11.7 \text{ cm}^2.$

On adopte

$A_{Pmin} (16 \text{ HA } 10)$

VI. 11.2.3. Armatures dans la zone tendue

On doit disposer des armatures longitudinales dans la zone tendue. C'est une section conventionnelle minimale d'armatures qu'on doit placer longitudinalement dans les zones tendues des structures en béton précontraint :

- $A_s = B_t/1000 + N_{bt}.f_{tj} / (f_e . \sigma_{Bt})$
 - N_{Bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction.
 - B_t : Aire de la partie de béton tendu.
 - f_e : limite élastique des armatures utilisées $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
 - s_{bt} : contrainte maximale de traction dans la section tendue.
 - f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton à j jour.
- Donc nous allons disposer dans le talon une section d'acier

$A_s = 4\text{HA}20 = 12.5 \text{ cm}^2$

VII. 11.4. Vérification des contraintes tangentielles

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

On doit vérifier les deux inégalités suivantes :

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

Avec :

- σ_x : Contrainte normale longitudinale ;
- τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement ;
- σ_t : Contrainte normale transversale (précontrainte transversale).

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

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

Pour notre cas l'étude se fait en classe I $\sigma_t = 0$ alors (1) devient :

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

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

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

- σ_s et σ_i : Sont les contraintes de la fibre supérieure et la fibre inférieure.

VI. 11.4.1. Contrainte de cisaillement

Elle est la conséquence de la présence d'un effort tranchant et nous utilisons pour sa détermination la notion d'effort tranchant réduit. La contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre de matière d'ordonnée y est :

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

Avec :

- V_{rd} : effort tranchant réduit ;
- $S(y)$: le moment statique par rapport à l'axe Gz de la partie de section située au-dessus de l'ordonnée y ;
- $b_n(y)$: Largeur nette de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \emptyset = 60 - 4 = 56$ cm.

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

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

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

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

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

➤ Phase 1

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P(x, t) = 2.22 \text{ MN}$$

$$V = 0.62 \text{ MN} \quad \sin \alpha = \sin 8^\circ = 0.14$$

➤ Phase 2

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P(x, t) = 2.03 \text{ MN}$$

$$V = 0.62 \text{ MN} \quad \sin \alpha = \sin 8^\circ = 0.14$$

Tab. VI. 14. Vérification des contraintes tangentielles.

Phases	V _{rd} (MN)	σ _G (MPa)	τ _v (MPa)	Vérification	
				1 ^{ère} condition	2 ^{ème} condition
Phase 1	0.31	4.45	0.51	OK	OK
Phase 2	0.33	4.53	0.54	OK	OK

VI. 12. Justifications aux E.L.U (BPEL 91 révisé 99 –art n°62)

VI. 12.1. Vérification des contraintes normales

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

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

VI. 12.1.1. Hypothèses fondamentales de calcul

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

VI. 12.1.2. Principe de la méthode de justification

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

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

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

L'ensemble des sollicitations constantes ultimes $\overline{S_U}(\overline{M_{umax}}, \overline{M_{umin}})$ définit une courbe fermée dite : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

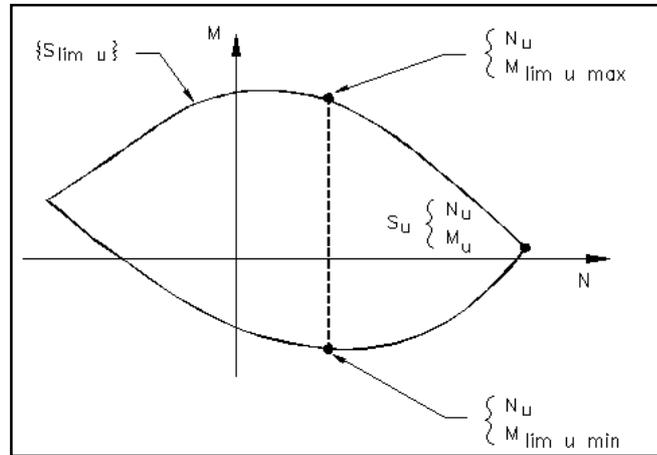


Fig. VI. 16. Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

VI. 12.1.3. Equations utilisées

Equations d'équilibre

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{M_{umax}} = B_C \times \frac{0,85.f_{cj}}{\theta.\gamma_b} \times Z + A_s \times (d_s - d_p) \times \sigma_s \end{array} \right. \quad (2)$$

Avec :

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

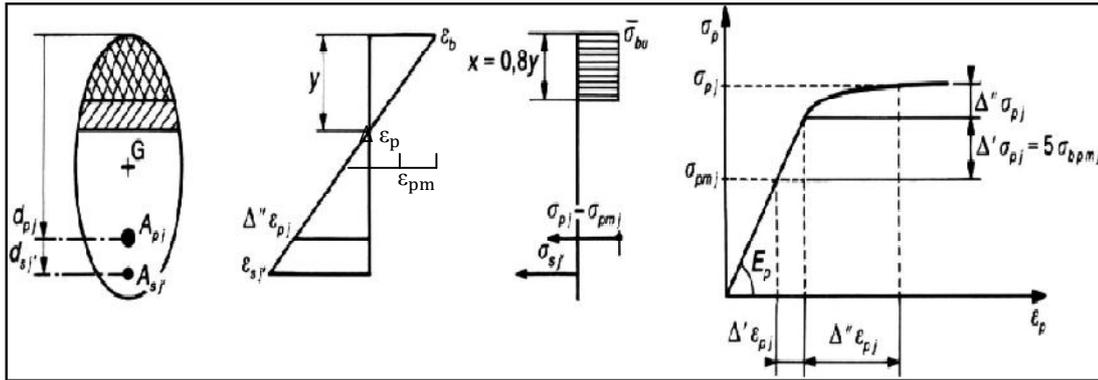


Fig. VI. 17. Diagramme limite de déformation dans une section et contraintes correspondantes.

➤ Equations liées à l'hypothèse de la section plane

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

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} &= \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \times d_p}{x} - 1 & (3) \\ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} &= \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} - 1 & (4) \end{aligned} \right.$$

➤ Equation traduisant le comportement de l'acier

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

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

Avec :

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

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

$$\left\{ \begin{aligned} \varepsilon_s &= \varepsilon_{su} = 10\% \\ \varepsilon_b &= \varepsilon_{bu} \Rightarrow \text{suivant le type de sollicitation, sa valeur est entre } 2\% \text{ et } 3,5\% \end{aligned} \right. \quad (7)$$

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

➤ Application au projet

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

$$\Rightarrow \epsilon_s = \epsilon_{su} = 10\text{‰} \quad \text{et} \quad \epsilon_b = \epsilon_{bu} = 3.5 \text{‰}$$

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

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

On à:

$$A_p = 3336 \text{ mm}^2; \quad A_s = 12.5 \text{ cm}^2; \quad d_p = 120 \text{ cm}; \quad d_s = 132 \text{ cm}; \quad h = 135 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p = (1416 - 451.15) \times 2 \times 1668 \cdot 10^{-8} = 3.21 \text{ MN}$$

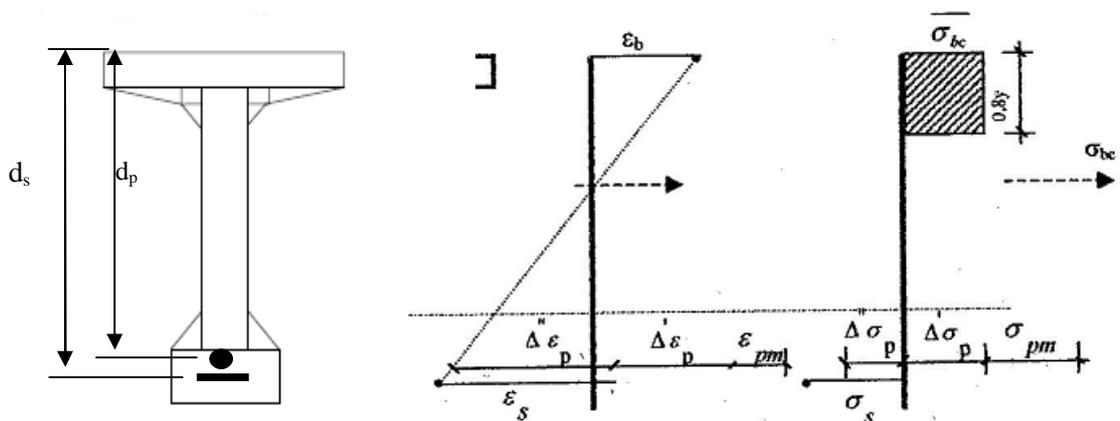


Fig. VI. 18. Equation d'équilibre

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

$$(1) \Rightarrow N_{U1} = 17 \times B_C - 3336 \times \Delta\sigma_p - 1250 \sigma_s$$

$$(2) \Rightarrow \bar{M}_{Umax} = 17 \times B_C \times Z + 15000 \sigma_s$$

Et des équations (3) et (4) on aura

$$(3) \Rightarrow \frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{1.32 - y}{y} = \frac{1.32}{y} - 1 \Rightarrow y = 1.32 / 3.85 = 0.34 \text{ m.} \Rightarrow 0.8 y = 0.274 \text{ m.}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{1.20-y}{y} = \frac{1.20}{y} - 1 \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = 8.85 \text{ ‰}.$$

Pour les aciers passifs nous avons les deux inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.74 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \\ \varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = 1.74 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

Comme $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

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

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

On à:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pm} = P_m / A_p = 3.210 / 3336 \cdot 10^{-6} = 962, 23 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{min}) \cdot \frac{e_p}{I} = 7.84 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 4.81 \text{ ‰.} \\ \Delta' \varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0.196 \text{ ‰.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{pm} < 6.19 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = 962 \text{ MPa.} \\ \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p = 13.85 \text{ ‰} \geq 6.19 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p = 1031.5 \text{ MPa.} \\ \Delta \sigma_p = 1031.5 - 962 = 69.5 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

On a :

$$B_C = 0.8 \times y \times b = 0.8 \times 0.64 \times 1.05 = 0.537 \text{ m}^2$$

De (1) nous aurons :

$$N_{U1} = 17 \times 0.53 - (3336 \times 10^{-6} \times 69.5) - 12.50 \times 10^{-4} \times 348 = 8.11 \text{ MN}$$

Donc :

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

$$\Rightarrow N_U = 17 \times B_C - 3336 \times 10^{-6} \times \Delta\sigma_p - 12.5 \times \sigma_s \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow B_C = \frac{1}{17} \times [N_U + 3336 \times 10^{-6} \times \Delta\sigma_p + 12.5 \times 10^{-4} \times \sigma_s]$$

$$\Rightarrow B_C = 0.51 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow y = 0.607 \text{ m.}$$

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

$$\Rightarrow \overline{M_{\max}} = 17 \times 0.51 \times 0.96 + 0.0522$$

$$\Rightarrow \overline{M_{\max}} = 8.37 \text{ MN.m.}$$

Donc :

$$M_{\max} = 5.58 \text{ MN.m} < \overline{M_{\max}} = 8.37 \text{ MN.m} \dots\dots\dots \text{La résistance est assurée.}$$

VI. 12.2. Vérification des contraintes tangentielles

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

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

VI. 12.2.1. Minimum d'armatures transversales

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

Ces armatures sont caractérisées par leur section (A_t) et leur espacement (S_t). Avec:

$$S_t < \min (1 \text{ m}; 0,8h; 3.b_0) = \min (1 \text{ m}; 0,8 \times 1.35; 3 \times 0.2)$$

$$S_t < \min (1 \text{ m}; 1.08; 1.8) \Rightarrow S_t < 1 \text{ m.}$$

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

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 \times 0.20 \times 1.15}{400} = 3.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 3.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ce minimum est à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible.

Nous optons pour des cadres **2 HA12**; $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$.

$$\Rightarrow S_t \leq 2.26 / 3.45 \Rightarrow S_t \leq 0.65 \text{ cm}$$

Nous optons pour : $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la section d'about; et $S_t = 40 \text{ cm}$ pour la section médiane.

VI.12.2.2. Justification des armatures transversales

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

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

Avec :

- $\tau_{\text{red.u}} = \frac{V_{\text{red.u}}}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = 0.89 \text{ MPa}$.
- $V_{\text{red.u}} = V - p_u \cdot \sin \alpha = 0.83 - 2.03 \times \sin (8) = 0.54 \text{ MN}$.
- $\beta \Rightarrow$ l'angle d'inclinaison des bielles de béton, qui est égale à :

$$\tg 2\beta = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_{ux} - \sigma_{ut}} = \frac{2 \times 0.89}{1.49 - 0} = 1.19 \Rightarrow \beta = 25^\circ$$

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

$$\tau_{\text{red.u}} \leq 1.58 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les armatures de peau elles doivent être de $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On adoptera donc un cadre de **HA10** (même chose pour le talon) pour la table de compression ainsi que pour l'âme avec un $S_t = 15\text{cm}$ dans la section d'about, et un cadre de **HA10** pour la table (même chose pour le talon) mais un cadre de **HA12** pour l'âme dans la section médiane avec un $S_t = 40\text{cm}$ pour les deux.

VI. 12.2.3. Justification des bielles de béton

La condition est la suivante :

$$\tau_{red.u} \leq \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}$$

$$2.53 \leq \frac{30}{4 \times 1.5} = 5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

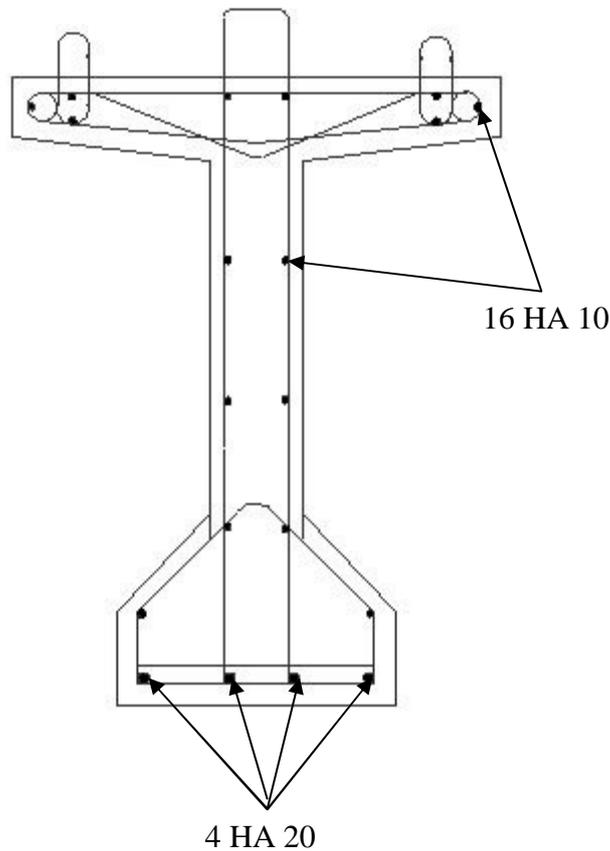


Fig. VI. 19. Ferrailage de la poutre en BP a la zone médiane.

Conclusion

Ce chapitre est consacré a la précontrainte et au calcul de ferrailage des poutres du pont, ainsi aux vérifications aux états limites (ultime, service).

Nous traitons dans le chapitre suivant l'étude de l'hourdis général.

Chapitre VII. Etude de l'hourdis générale

Le chapitre suivant porte sur l'étude de l'hourdis général, et son ferrailage dans les deux sens (longitudinal et transversal).

VII. 1. Définition de l'hourdis général

L'hourdis général est une dalle en béton armé coulée sur place son rôle est d'assurer deux fonctions :

- L'entretoisement.
- La transmission des charges aux poutres

VII. 1.1. Méthode de calcul

L'hourdis joue le rôle des entretoises, inexistantes dans notre cas, il assure donc la répartition transversale des efforts dans le tablier. L'hourdis peut être considéré comme simplement appuyé sur les poutres.

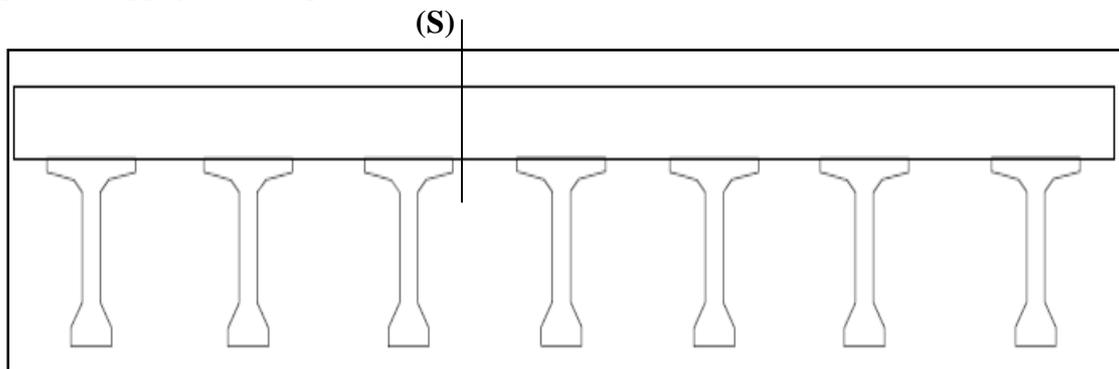


Fig. VII.1. Vue transversale l'hourdis général.

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions, transversale et longitudinale, les moments résultant (M_x ; M_y) nous permettrons de calculer les armatures transversales et longitudinales.

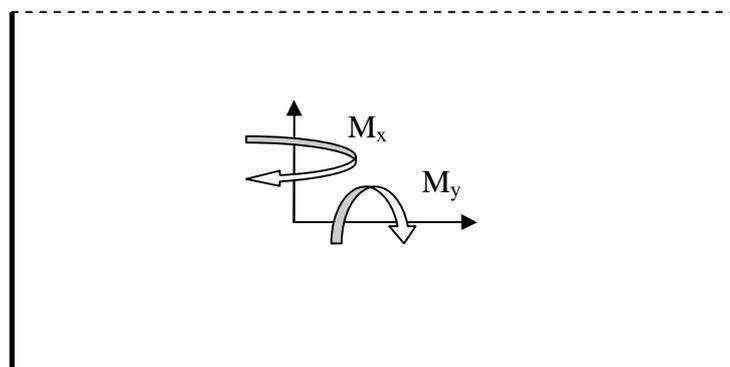


Fig. VII. 2. Fonctionnement de l'hourdis.

Les calculs sont effectués pour une dalle en béton armé de section 1 x 0,25 m suivant les règles du **B.A.E.L.** les fissurations sont considérées comme préjudiciables et les armatures sont calculées à L'ELU puis vérifiées à L'ELS.

Les différentes charges permanentes à considérer dans nos calculs sont les suivantes:

Tab. VII.1 Récapitulatif des charges permanentes.

Les éléments		(t/ml)
CP	La dalle	5.5
CCP	Les trottoirs	1.5
	Les corniches	1.03
	Les glissières de sécurité	0.3
	Les garde-corps	0.2
	Le revêtement	1.23
	L'étanchéité	0.176

Et les surcharges à prendre en compte sont les suivantes :

- Système de charge A
- Système de charge B_c
- Convoi exceptionnelle D240
- Surcharge du trottoir St.

VII. 1.2. Combinaison de charges

- 1.35 (CP+CCP)
- 1.35 (CP+CCP) + 1.6 (B_c + St)
- 1.35 (CP+CCP+ D240)

VII. 1.3. Etude de la flexion

On va étudier la dalle en flexion simple dans les deux sens transversal et longitudinal.

Le logiciel robot nous permet de représenter la distribution des efforts dans la dalle a l'aide de l'option « cartographie panneaux » ainsi on peut déduire les moments qui sollicitent la dalle dans les deux directions (xx ; yy)

Pour le ferrailage de la dalle on cherche les combinaisons de charges qui donnent Les moments fléchissant les plus défavorables.

Pour notre cas les moments les plus défavorables ont été provoqués par la combinaison suivante

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.35 D240 \\ \text{ELS : } G + D240 \end{array} \right.$$

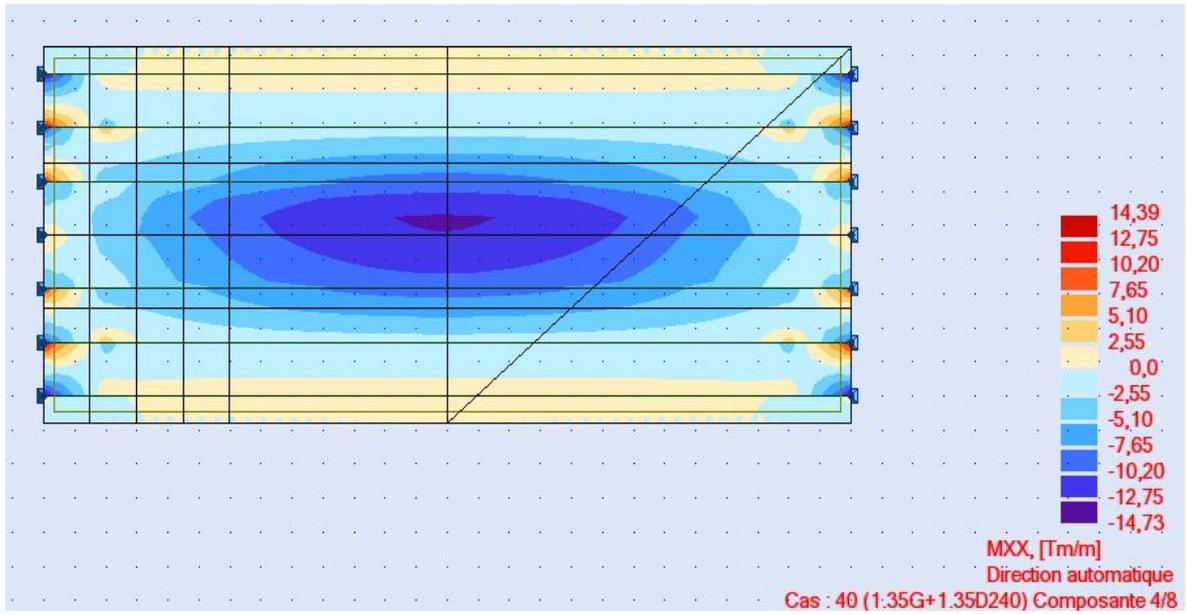


Fig. VII. 3. Diagramme du moment(M_{xx}) sous (1.35G+1.35D240)

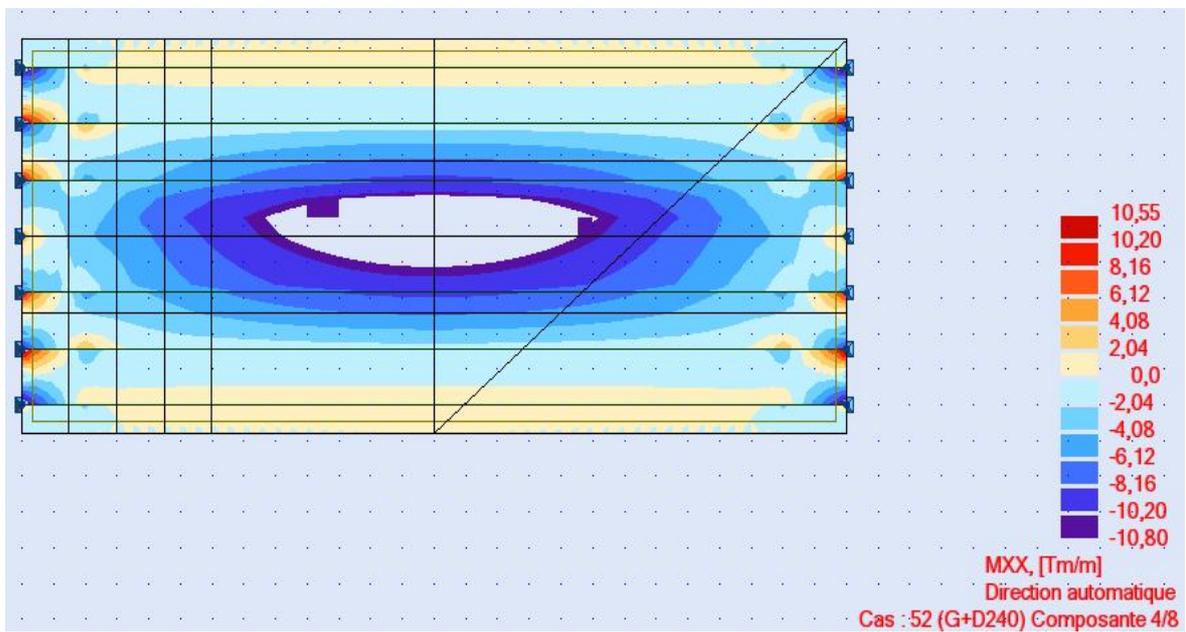


Fig. VII. 4. Diagramme du moment(M_{xx}) sous (G+D240)

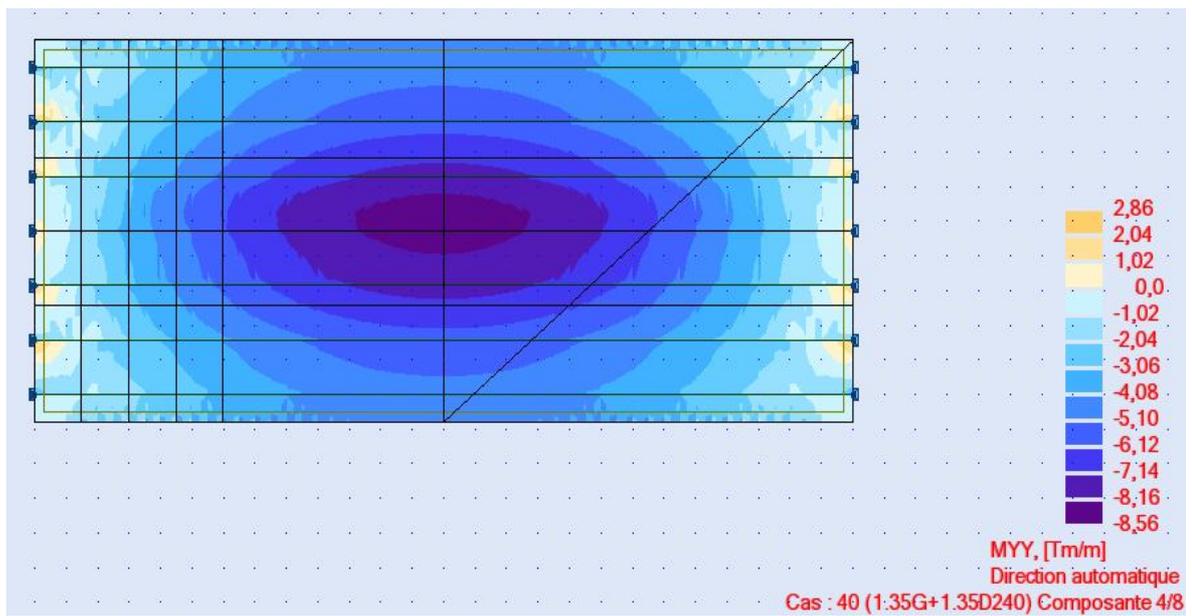


Fig. VII. 5. Diagramme du moment(M_{yy}) sous (1.35G+1.35D240)

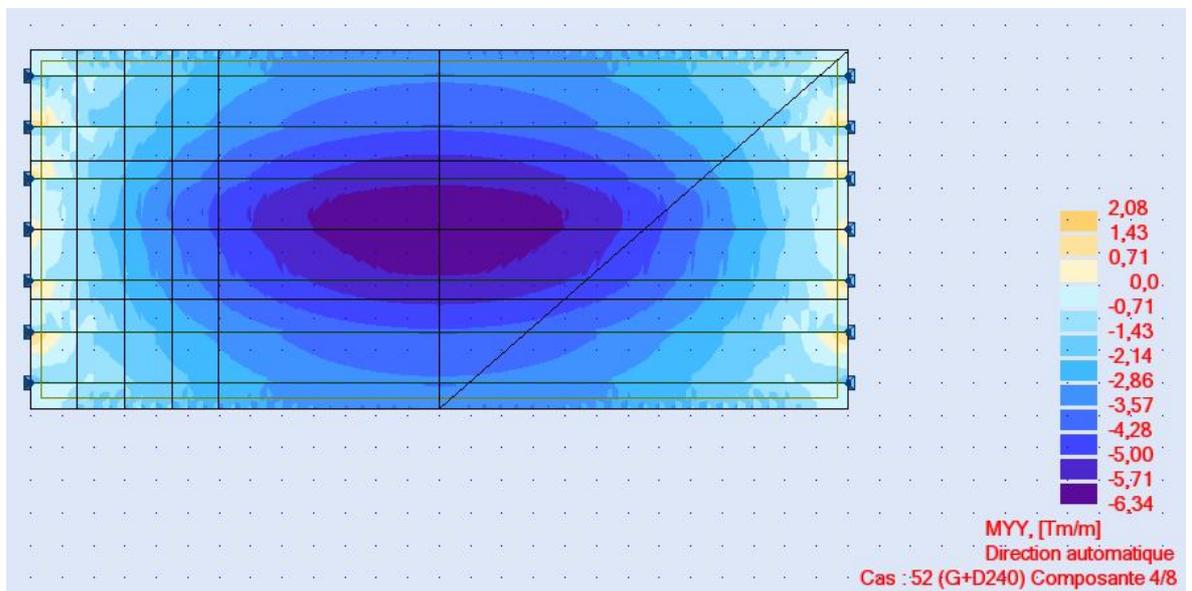


Fig. VII. 6. Diagramme du moment(M_{yy}) sous (G+D240)

En plus des moments dans les sens (XX, YY) on doit ajouter les valeurs des moments dans le sens XY.

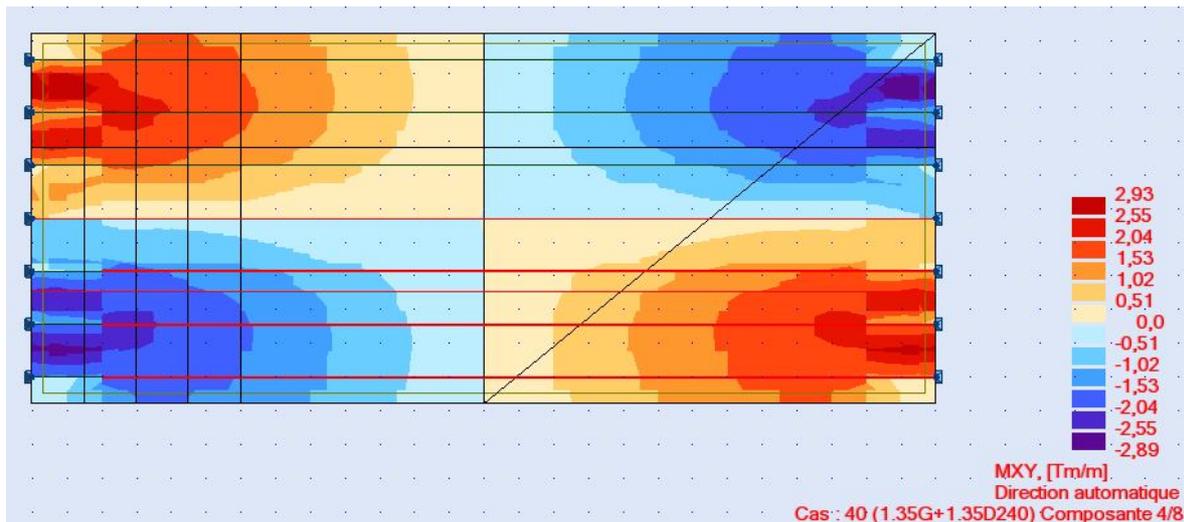


Fig. VII. 7. Diagramme du moment(M_{xy}) sous 1.35 (G+D240)

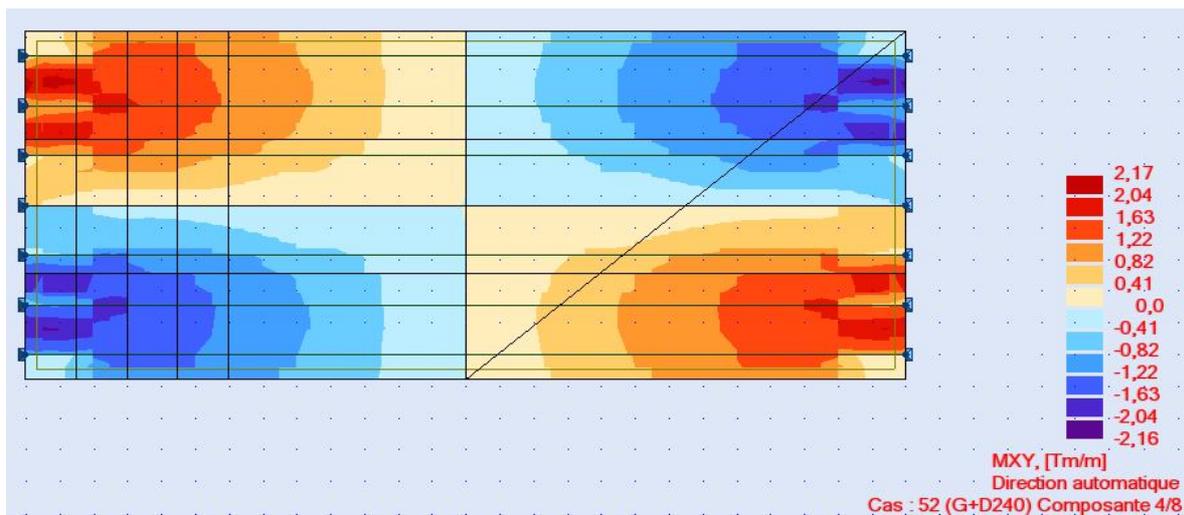


Fig. VII. 8. Diagramme du moment(M_{xy}) sous (G+D240)

Toute fois on estime que la précontrainte va reprendre 75% de ses charges, donc la dalle sera calculée sous les sollicitations suivantes

$$E.L.U \begin{cases} M_{xx} = 0.25x (14.73+2.93) = 4.415 \text{ t.m} \\ M_{yy} = 0.25x (8.56 +2.93) = 2.872 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$E.L.S \begin{cases} M_{xx} = 0.25x (10.80+ 2.17) = 3.24 \text{ t.m} \\ M_{yy} =0.25x (6.34+ 2.17) = 2.127 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les moments les plus défavorables sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. VII.2. les moments maximums

Moments (t.m)	E.L.U	E.L.S
M_{xx}	4.415	3.240
M_{yy}	2.872	2.127

Ces valeurs de moments seront introduites dans le logiciel « EXPERT » pour calculer le ferrailage de la dalle

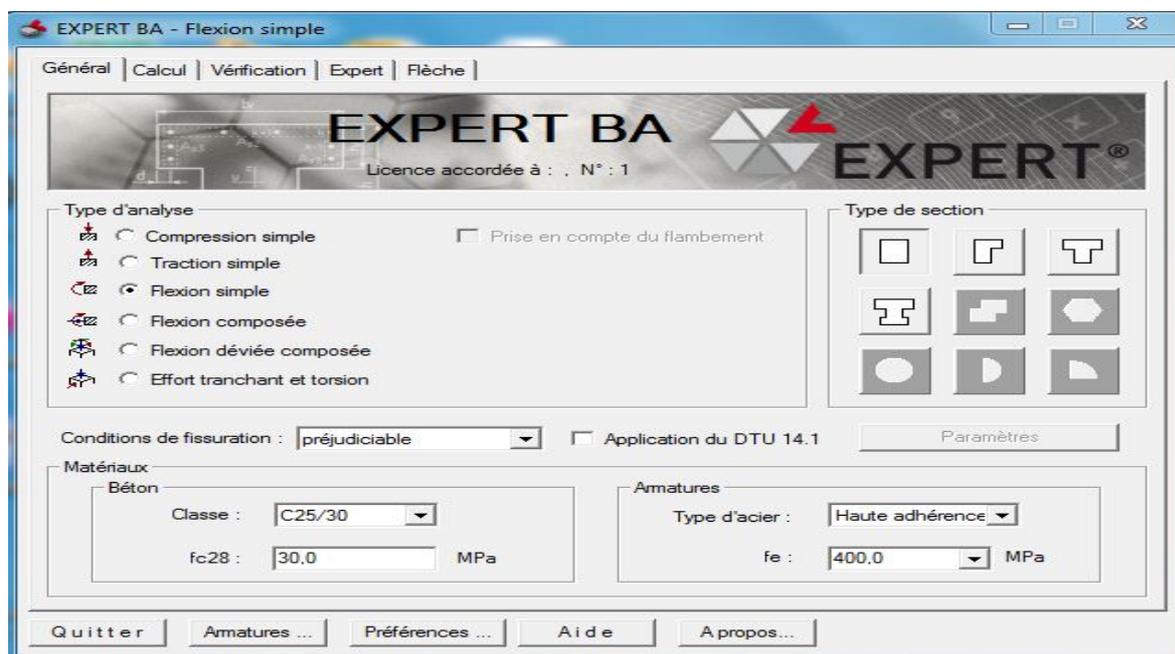


Fig. VII. 9. Logiciel « EXPERT »

VII. 1.3.1. Calcul de ferrailage longitudinal (sous M_{xx})

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses

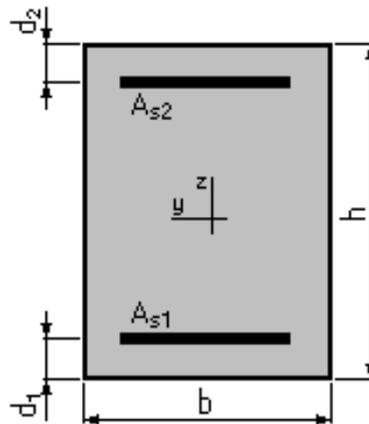
Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant **BAEL 91 mod. 99**

2. Section

- $b = 100,0$ (cm)
- $h = 25,0$ (cm)
- $d_1 = 5,0$ (cm)
- $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués

Tab. VII.3. Les moments appliqués (M_{xx})

Etats	M_{max} (T.m)
E. L. U	4,42
E. L. S	3,24

4. Résultats

➤ Sections d'Acier

- Section théorique $A_{s1} = 8,2$ (cm²)
- Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
- Section minimum $A_{s_{min}} = 3,5$ (cm²)
- Théorique $\rho = 0,41$ (%)
- Minimum $\rho_{min} = 0,17$ (%)

➤ Analyse par Cas

🚦 ELU

$$M_{max} = 4,42 \quad (\text{T.m}) \quad M_{min} = 0,00 \quad (\text{T.m})$$

- Pivot: A
- Coefficient de sécurité: 1,26
- Position de l'axe neutre: $y = 2,1$ cm
- Bras de levier: $Z = 19,2$ cm
- Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,17$ ‰
- Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ ‰
- Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

 ELS

$M_{max} = 3,24$ (T.m) $M_{min} = 0,00$ (T.m)

- Coefficient de sécurité: 1,00
- Position de l'axe neutre: $y = 5,9$ cm
- Bras de levier: $Z = 18,0$ cm
- Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0$ MPa
- Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ MPa
- Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 215,6$ MPa
- Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 215,6$ MPa

Donc on aura

2 nappes (5 Ø16) Espacement de 20 cm

VII.1.3.2. Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy})

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

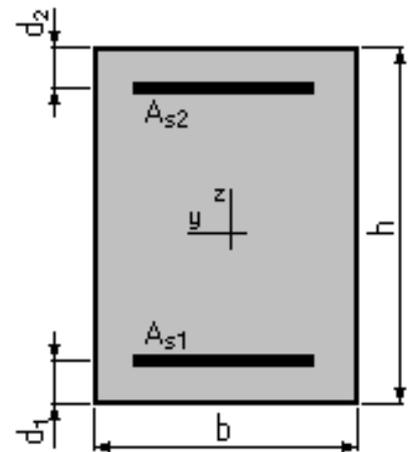
2. Section:

- $b = 100,0$ (cm)
- $h = 25,0$ (cm)
- $d_1 = 5,0$ (cm)
- $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués

Tab. VII.4. Les moments appliqués (M_{yy})

Etats	M_{max} (T.m)
E. L. U	2,87
E. L. S	2,13



4. Résultats

➤ Sections d'Acier

- Section théorique $A_{s1} = 5,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Théorique $\rho = 0,26 \text{ (\%)}$
- Minimum $\rho_{min} = 0,17 \text{ (\%)}$

➤ Analyse par Cas

ELU $M_{max} = 2,87 \text{ (T.m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (T.m)}$

- Pivot: A
- Coefficient de sécurité: 1,27
- Position de l'axe neutre: $y = 1,4 \text{ (cm)}$
- Bras de levier: $Z = 19,5 \text{ (cm)}$
- Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,72 \text{ (\%)}$
- Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$
- Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

ELS $M_{max} = 2,13 \text{ (T.m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (T.m)}$

- Coefficient de sécurité: 1,00
- Position de l'axe neutre: $y = 4,9 \text{ (cm)}$
- Bras de levier: $Z = 18,4 \text{ (cm)}$
- Contrainte maxi du béton: $\sigma_s = 2,0 \text{ (MPa)}$
- Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
- Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 16,9 \text{ (MPa)}$
- Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 215,6 \text{ (MPa)}$

Transversalement on mit

2 nappes (4 Ø14) Espacement 25 cm

VII. 2. Vérification de la condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{2,4 \cdot 0,23 \cdot 1,0 \cdot 0,25}{400} = 3,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

VII. 2.1. Vérification de l'effort tranchant

- $V_u = 0.83 \times 0.25 = 0.207 \text{ MN}$
- $\tau_u = V_u / bd = 0,207 / 1 \times 0,25 = 0.83 \text{ MPa.}$
- $\tau'_u = \min [4 \text{ MPa} ; 0,15 f_{c28} / 1,5] = 3 \text{ MPa.}$ Pour les fissurations préjudiciables.

✓ $\tau'_u > \tau_u \dots\dots\dots$ **Vérifiée.**

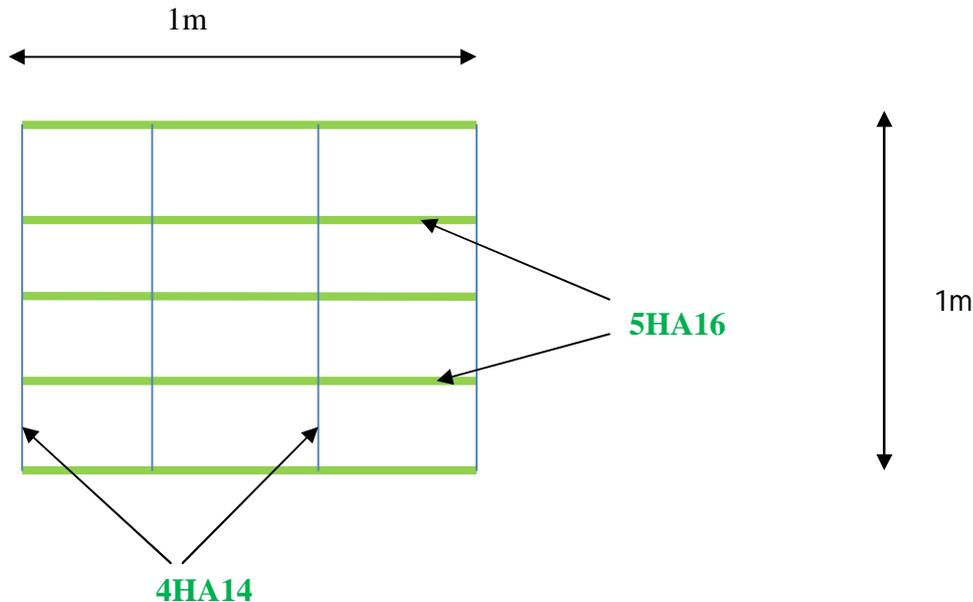


Fig. VII.10. : Schéma de ferrailage de la dalle

VII. 2.2. Vérification vis-à-vis le Poinçonnement

- $Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h$

Tel que :

- $Q_u =$ charge de calcul à l'ELU
- $h =$ épaisseur de la dalle
- $u_c =$ périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle. donc à la moitié de la dalle

Sachant que l'angle de propagation de la charge pour le béton est de 45° alors on fait la descente vers l'axe neutre et puis on calcul u_c

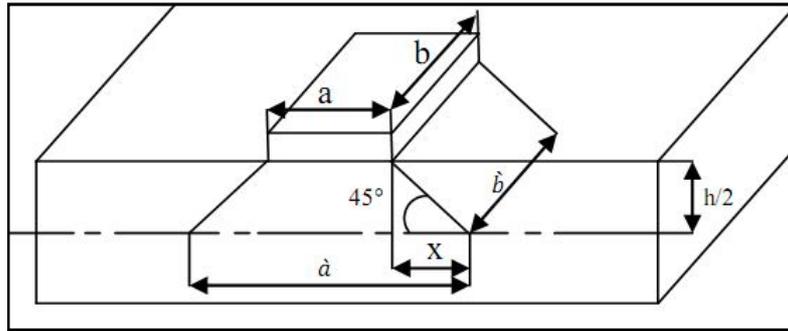


Fig. VII.11. Effet de Poinçonnement.

$$\text{Soit } \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{h/2}{x} = 1 \Rightarrow x = h/2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \hat{a} = a + 2 \cdot (h/2) = 30 + 25 = 55 \text{ cm} \\ \hat{b} = b + 2 \cdot (h/2) = 60 + 25 = 85 \text{ cm} \\ u_c = 2(\hat{a} + \hat{b}) = 2(55 + 85) = 280 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour une force concentrée égale à 10t, nous avons : $Q_u = 1.5 \cdot 100 = 150 \text{ KN}$

- $0.045x u_c x h = 0.045 \times 280 \times 25 = 315 \text{ KN}$

D'où la condition :

$$Q_u = 150 \text{ KN} \leq 0.045x u_c x h = 315 \text{ KN} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion

Le travail effectué dans ce chapitre nous a permis de déterminer le ferrailage de la dalle.

On procèdera dans le chapitre suivant aux calculs des déformations d'une poutre isostatique simplement appuyée.

Chapitre VIII. Calcul des déformations.

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les différentes déformations que peut subir une poutre isostatique simplement appuyée, sous l'effet de son poids propre et des surcharges.

VIII. 1. Calcul des flèches

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche) [15].

$$f = \int \frac{M_F \bar{M}}{E_V I} dx \quad ; \quad \text{Intégrale de MAXWELL- MOHR}$$

➤ Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie. La flèche à mi travée est donnée par l'expression :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_V \times I}$$

Avec :

- $L = 26 \text{ m.} \Rightarrow$ La portée de la poutre;
- $E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 11496.76 \text{ MPa}$; Module de déformation longitudinal à long terme.
- $I = 0.194 \text{ m}^4$; Moment d'inertie de la section médiane « poutre + hourdis ».
- $M_G = 130 \text{ t.m}$; Moment due au poids propre d'une poutre.

Donc :

$$f_G = 4.1 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

➤ Flèche due aux surcharges

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

$$M_S = M_{\max} - M_G = 558.04 - 130 = 428.04 \text{ t.m}$$

$$f_S = \frac{5 \times M_S \times L^2}{48 \times E_V \times I} \Rightarrow f_S = \frac{5 \times 428.04 \times 26^2}{48 \times 11496.76 \times 0.194}$$

$$\Rightarrow f_S = 13,51. 10^{-2} \text{ m}$$

➤ Contre flèche

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est donnée par:

$$f_p = -\int \frac{M_x}{E_v I} dx$$

Avec; ($M_x.d_x$) le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

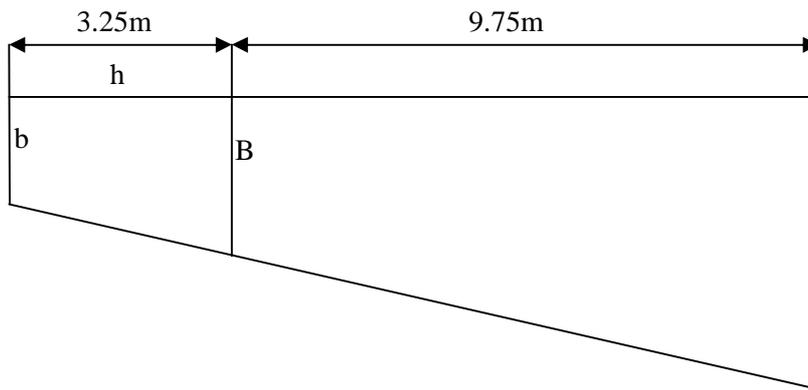


Fig. XIII.1. Diagramme du moment sous l'effet de la précontrainte.

Dans la section considérée, on a:

$$M_i = N_i \times e_i ; \text{ avec : } N_i = P_i \times \cos(\alpha_i)$$

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = h \times (2B + b) / 3(B + b)$$

Tab. XIII. 1. Récapitulatif des données pour le calcul de la contre flèche.

section	P_i MN	$\text{Cos}(\alpha_i)$	e_i	N_i	$M_i = N_i \cdot e_i$
0.00	4.06	0.99	0.0023	401	0.9
3.25	4.15	0.99	0.37	411	152
13.00	4.42	0.99	0.5723	402	230

- 1^{ère} Trapèze

$$X_1 = 3.25 (2 \times 152 + 0.9) / 3(152 + 0.9) \Rightarrow X_1 = 2.16 \text{ m.}$$

$$\int_0^{3.25} \frac{M_x}{E_v I} dx = \frac{X_1 \times A_1}{E_v I} = \frac{2.16 \times 250}{E_v I} = \frac{540}{E_v I}$$

- 2^{ème} Trapèze

$$X_2 = [9.75 (2 \times 230 + 152) / 3(230 + 152)] + 2.16 \Rightarrow X_2 = 7.36 \text{ m.}$$

$$\int_{3.25}^{13} \frac{M_x}{E_v I} dx = \frac{X_2 \times A_2}{E_v I} = \frac{7.36 \times 1900}{E_v I} = \frac{13984}{E_v I}$$

$$f_p = - \frac{\sum X_i \cdot A_i}{E_v I} \Rightarrow \text{Expression de VERESHAGUINE.}$$

$$f_p = - \frac{(540 + 13984) \times 10^{-2}}{11496.76 \times 0.194} \Rightarrow \boxed{f_p = -6.51 \times 10^{-2} \text{ m}}$$

➤ Flèche totale

- Flèche en service à vide : $f_v = f_G + f_p \Rightarrow \boxed{f_v = -2.41 \times 10^{-2} \text{ m}}$

- Flèche en service en charge : $f_c = f_G + f_S + f_p \Rightarrow \boxed{f_c = 11.1 \times 10^{-2} \text{ m}}$

VIII. 2. Calcul des rotations

➤ Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante [15] :

$$\beta_G = f'_G = \frac{M_G \cdot L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\beta_G = \frac{1.3085 \times 26}{3 \times 11496.76 \times 0.194} \Rightarrow \boxed{\beta_G = 5,08 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$$

➤ Rotation due aux surcharges

$$\beta_S = \frac{M_S \cdot L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\beta_S = \frac{4.28 \times 26}{3 \times 11496.76 \times 0.194} \Rightarrow \boxed{\beta_S = 16,63 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$$

➤ **Rotation due a la précontrainte**

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{I \cdot E_v}$$

Avec; $A_i \Rightarrow$ Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$\beta_p = -\frac{4300 \cdot 10^{-2}}{E_v \times I} \Rightarrow \boxed{\beta_p = -19.27 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$$

➤ **Rotation totale**

• Rotation en service à vide: $\beta_v = \beta_G + \beta_p \Rightarrow \boxed{\beta_v = -14.19 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$

• Rotation en service en charge: $\beta_c = \beta_G + \beta_p + \beta_s \Rightarrow \boxed{\beta_c = 2.44 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$

VIII. 3. Calcul des déplacements horizontaux d'appuis➤ **Déplacement du a la rotation**

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{rot} = \beta_c \cdot h_t / 2$$

Avec; $h_t = 1.60 \text{ m}$. (Poutre+hourdis) $\Rightarrow \boxed{\Delta_{rot} = 1.95 \cdot 10^{-3} \text{ m}}$

➤ **Déplacement du au retrait**

$$\Delta_{ret} = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow$ retrait du béton (région tempérée) $\Rightarrow \boxed{\Delta_{ret} = 3.34 \cdot 10^{-3} \text{ m}}$

➤ **Déplacement du au fluage**

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_{flu} = 2 \times (\sigma_b / E_i)$

- $\sigma_b \Rightarrow$ contrainte finale dans le béton au niveau de câble moyen.
- $E_i = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

$$\Rightarrow \boxed{\Delta_{flu} = 2.78 \cdot 10^{-3} \text{ m}}$$

➤ **Déplacement du a la température**

$$\Delta_{tem} = \varepsilon_{tem} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{tem} = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{Actions de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{Actions de longue durée} \end{cases}$$

$$\Delta_{tem} = 3,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

➤ **Déplacement total**

Le déplacement maximal à l'appui est donné par la formule :

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3} (\Delta_{ret} + \Delta_{flu}) + \Delta_{tem} + \Delta_{rot} \quad \Rightarrow \quad \Delta_{max} = 9,93 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Conclusion

Les déformations calculées plus haut, sont largement acceptables. Donc, le tablier répond bien aux différentes sollicitations.

Chapitre IX. Appareils d'appui et joints de chaussée

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

IX.1. Appareils d'appuis

IX.1.1. Constitution

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation.

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont données sur la figure IX.1.

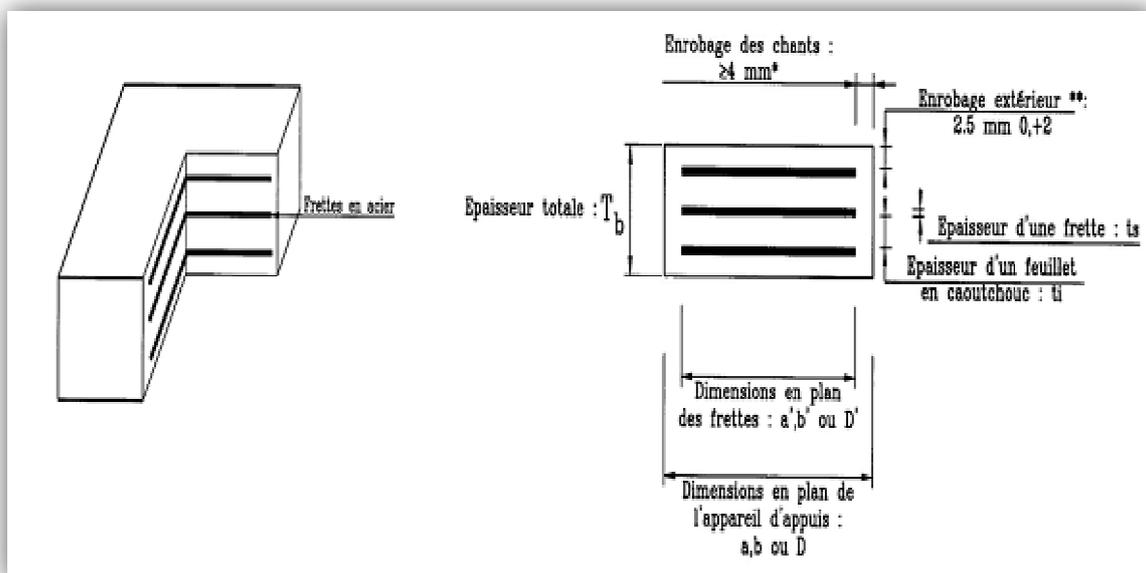


Fig. IX.1. Constitution type d'un appareil d'appui

IX.1.2. Caractéristiques géométriques

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B est donnée sur la figure VII.2 dans laquelle a, b sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire et a', b' sont les dimensions des frettes, en plan [15].

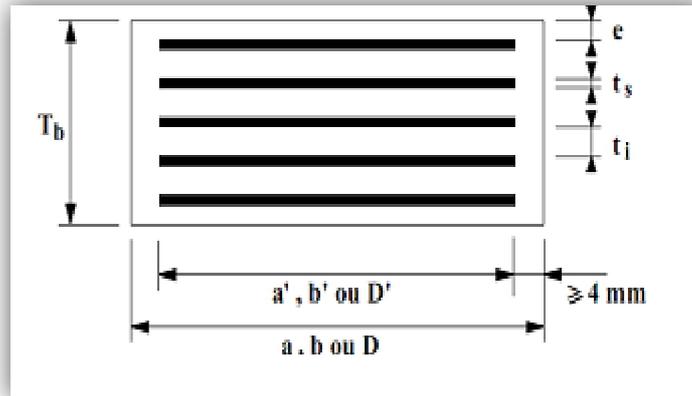


Fig. IX.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

- épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2.e$;
- épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n t_i + 2 e$;
- épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.

$$\begin{cases} T_q = n. t_i + 2.e & \text{si } e > 2,5. \\ T_q = n. t_i & \text{si } e \leq 2,5. \end{cases}$$

IX.1.3. Caractéristiques de l'élastomère

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G .

Sauf spécification contraire, la valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPa. C'est avec cette valeur que l'on va dimensionner [15].

IX.1.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui

➤ Principes

Le principe de dimensionnement consiste à justifier chaque appareil d'appui en fonction des sollicitations et, en conséquence, les tableaux des dimensions (voir les annexes) ne sont que des bases de départ du calcul des dimensions de l'appareil d'appui.

Le catalogue de choix des appareils d'appuis nécessite le calcul de l'effort normal subi par l'appareil d'appui pour déterminer les dimensions de la surface de contact, de la hauteur le nombre de couches de caoutchouc.

D'après le catalogue (ALGA) on choisit un appareil d'appui rectangulaire type NB correspondant à notre réaction : [16]

Pour une charge admissible de 90 tonnes on a :

- $a = 200 \text{ mm}$
- $b = 300 \text{ mm}$
- $n = 6, \quad t_i = 8 \text{ mm}, \quad t_s = 3 \text{ mm}, \quad e = 2,5 \text{ mm}.$

➤ **Comportement sous l'effort normal :**

Sous un effort normal centré F_z , la répartition linéaire de la distorsion ϵ_c est liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère.

La distorsion est maximale au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui [15].

Elle est donnée par la formule

$$\epsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1,5 F_z}{G A_r S}$$

$$A_r = \hat{A} \left(1 - \frac{V_x}{\hat{a}} - \frac{V_y}{\hat{b}} \right) \quad \text{avec } \hat{A} = \hat{a} \times \hat{b}$$

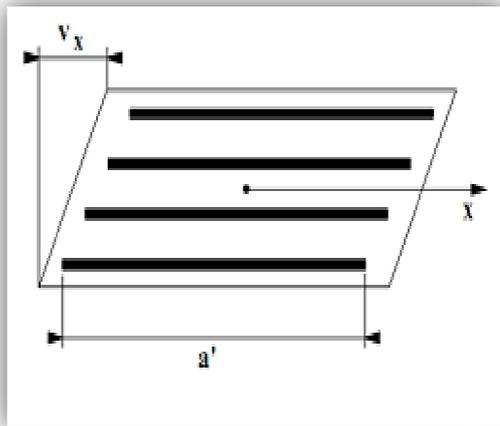


Fig. IX.3. Surface réduite sous l'effet de distorsion

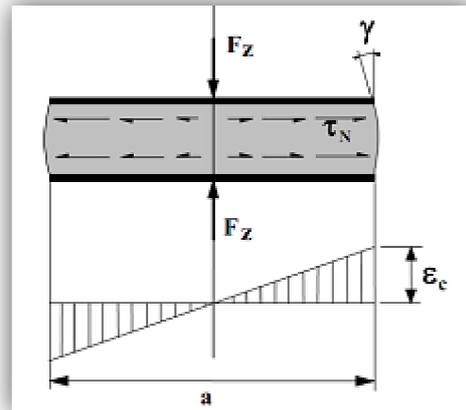


Fig. IX.4. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort normal.

S est le coefficient de forme de la couche i considérée :

- $S = \frac{\hat{A}}{I_p t_e}$ avec $I_p = 2 (\hat{a} + \hat{b})$

Et

$$\begin{cases} t_e = t_i & \text{Pour les feuillets couches internes.} \\ t_e = 1,4 t_i & \text{Pour les feuillets couches externes.} \end{cases}$$

Alors :

- $A_r = 195 \times 293 [1 - (1/195)] = 0,0568 \text{ m}^2$
- $S = 195 \times 293 / (2 \times (195 + 293) \times 8) = 7.317$
- $\epsilon_c = [(1.5 \times 0.8385) / (0.9 \times 0.0568 \times 7.317)] = 3.363$

➤ **Comportement sous l'effort horizontal :**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ϵ_q , liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère.

Sous un déplacement v_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule [15] :

$$\epsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{F_x}{G a b}$$

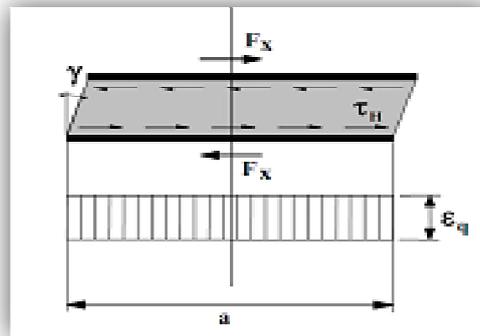


Fig. IX.5. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort horizontal

De plus, les normes limitent la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux à 1 :

$$\epsilon_q < 1$$

➤ **Comportement sous une rotation d'axe horizontal**

La valeur de la distorsion ϵ , sous l'effet des rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par [15] :

$$\epsilon_\alpha = \frac{(\hat{a}^2 \alpha_a + \hat{b}^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

D'où :

$$\epsilon_\alpha = 1,834$$

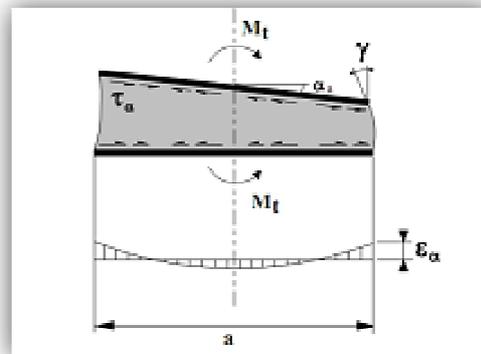


Fig. IX.6. Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

IX.1.5. Vérification du dimensionnement

Tab. IX.1. Récapitulatif des vérifications pour les appareils d'appui.

Vérification	ELU Combinaisons fondamentales
Limitation de la distorsion ε	$\varepsilon = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$ et $\varepsilon_q < 1$
Traction dans les frettes	$t_s = \frac{2,6 F_z t_i}{A_r f_y}$
Limite en rotation	$\sum v_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r}$
Stabilité au flambement	$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S_1}{3 T_e}$
Non-glissement	$F_{xy} \leq \mu_e F_z$ et $\frac{F_{z,Gmin}}{A} \geq 3 \text{ MPa}$

IX. 1.5.1. Vérification à la distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime

$$\varepsilon_\tau = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

K_L : est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes.

❖ $\varepsilon_\tau = 1(3.363 + 1 + 1.834) = 6,197 < 7 \longrightarrow$ *Vérifiée*

IX. 1.5.2. Vérification à la traction dans les frettes

L'épaisseur minimale t_s des frettes est définie par la formule suivante :

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 F_z t_i}{A_r f_y}$$

γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.

❖ $t_s = 1 \times \frac{2,6 \times 0,8385 \times 8}{0,0568 \times 235} = 1,3 \text{ mm} < 3 \text{ mm} \longrightarrow$ *Vérifiée*

IX. 1.5.3. Vérification à la limite en rotation

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime ; on doit vérifier que :

$$\sum V_Z \geq \frac{(\hat{a} \alpha_a + \hat{b} \alpha_b)}{K_r}$$

Avec :

- a et b : rotations d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui ;
- K_r : coefficient égal à 3.

$$\diamond \frac{(\hat{a} \alpha_a + \hat{b} \alpha_b)}{K_r} = \frac{(195 \times 0,019 + 293 \times 0,008)}{3} = 2,016 \text{ mm}$$

V_Z : somme des déformations verticales due à l'effort vertical F_Z estimé par la formule suivante :

$$V_Z = \sum \frac{F_Z t_i}{A} \left(\frac{1}{5 G_d S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec :

- $E_b = 2000 \text{ MPa}$;
- S_1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais $\Rightarrow S_1 = 7.317$
- $A' = a' \times b'$: surface des frettes

$$V_Z = 5 \times \frac{0,39 \times 8.10^{-3}}{0,057} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 7,32^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0,00273 \text{ m} = 2,73 \text{ mm}$$

$$\diamond V_Z = 2.73 \text{ mm} \geq 2,016 \text{ mm} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

IX.1.5.4. Vérification à la stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2 G \dot{a} S}{3 T_e}$$

- $\frac{F_Z}{A_r} = \frac{0,8385}{0,0568} = 14,76$
- $\frac{2 G \dot{a} S}{3 T_e} = \frac{2 \times 0,9 \times 0,195 \times 7,317}{3 \times 53,10^{-3}} = 16,152 \text{ MPa}$

❖ $\sigma_{lim} = 14,76 \text{ MPa} < \sigma_m = 16,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ vérifiée.

Si cette condition n'était pas vérifiée, en particulier en raison d'une hauteur importante d'élastomère nécessaire à la reprise des déplacements longitudinaux, il faudrait passer à des appareils d'appui glissants ou à des appareils d'appui de surface plus importante.

IX. 1.5.5. Vérification au glissement

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement si

$$F_{xy} \leq \mu_e \times F_Z \text{ et } \frac{F_{Z,G_{min}}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$F_{Z,G_{min}}$: Réaction minimale sous charges permanentes, égale à 0.3912MN

F_Z et F_{xy} : Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables égalent à 0.8385 MN

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

- Le coefficient μ est donné dans la plupart des cas par la formule:

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times K_f}{\sigma_m} \text{ avec } \sigma_m = \frac{F_Z}{A_r} \text{ (en MPa)}$$

$K_f = 0,60$ pour le béton ;

$K_f = 0,20$ pour les autres surfaces y compris mortier en résine ;

$\sigma_{min} = V_{min}/A_r = 0.39/0,0568 = 6.86 \text{ MPa}$.

$$\mu_e = 0,1 + 1,5 \times 0,6 / 6,86 = 0,23$$

La valeur de F_x donnée par Robot est : $F_x = 0,067 \text{ MN}$

$$\diamond F_x = 0,067 \text{ MN} \leq 0,23 \times 0,39 = 0,0897 \text{ MN} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Et :

$$\diamond \sigma_{\min} = 6,86 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

IX. 2. Joints de chaussée

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, il est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

IX. 2.1. Choix de type de joint de chaussée

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à **3000** véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre **1000** et **3000** véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à **1000** véhicules.

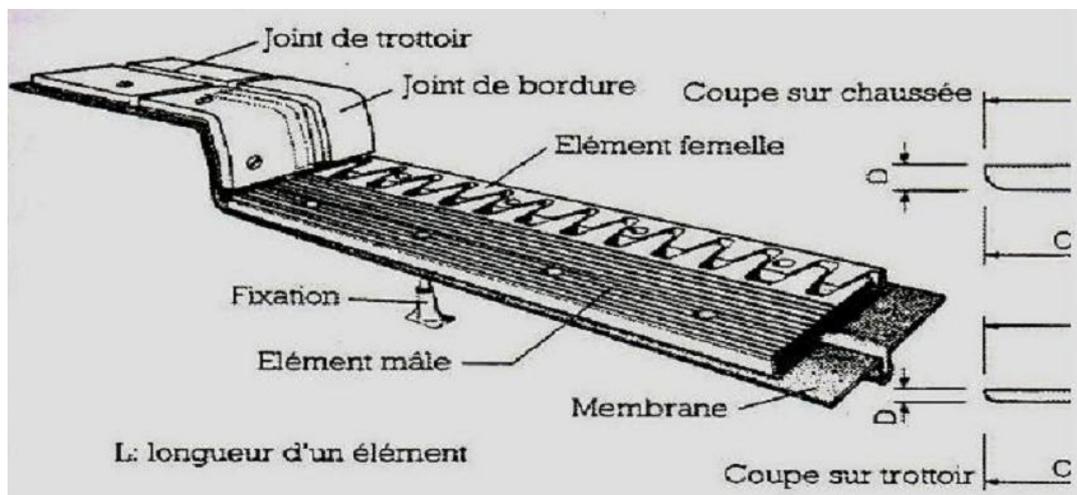


Fig. IX.7. Eléments du joint de chaussée

IX. 2.2. Calcul des joints

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage $(\Delta t + \varepsilon_f) < W$.

- Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme $(\Delta t + \varepsilon_s) < 1,3 W$.

W : le souffle de joint.

IX. 2.3. Déplacement dû aux variations linéaires

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

- $\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T$.

Tel que :

$$\Delta f = 2,78 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta r = 3,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta T = 3,90 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

D'où : $\Delta t = 1,02 \text{ cm}$

IX. 2.3.1. Déplacement dû au freinage

Pour calculer ce déplacement on doit tenir compte de la charge B_C et de convoi M_{C120}

Le déplacement dû au freinage est calculé par la formule suivante : $\varepsilon_f = T H/G S$.

Avec G : module de déformation transversale.

-G = 8 kg/cm² pour des variations lentes.

-G = 16 kg/cm² pour des variations instantanées.

Le déplacement le plus important a été engendré sous B_C

L'effort dû freinage H_{Bc} :

$$H_{Bc} = (30 \times 1,1) / (2 \times 7) = 2,36 \text{ t/appareil.}$$

D'où : $\varepsilon_f = 5 \times (2,36 \cdot 10^3) / 16 \times 20 \times 30 = 1,23 \text{ cm}$

IX. 2.3.2. Déplacement dû au séisme

$$\varepsilon_s = T H_s / G S.$$

Avec $H_s = \varepsilon_{Hs} / 7 = (0,1 \times G) / 7 = (0,1 \times 20,766 \times 26) / 7 = 7,7 \text{ t/appareil.}$

$$\varepsilon_f = 5 \times (7,7 \cdot 10^3) / 16 \times 20 \times 30 = 4 \text{ cm}$$

IX. 2.3.3. Combinaison

$$\Delta t + \varepsilon f = 1,02 + 1,23 = 2,23 \text{ cm.} \Rightarrow 2,23 \leq W \quad \Rightarrow W \geq 23 \text{ mm}$$

$$\Delta t + \varepsilon s = 1,02 + 4 = 5,02 \text{ cm.} \Rightarrow 5,02 \leq 1,3 W \quad \Rightarrow W \geq 38 \text{ mm}$$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte pour le joint W50.



Fig. IX.8. Joint de chaussée adopté.

Conclusion

Après avoir dimensionné et vérifié les appareils d'appui et les joints de chaussée, on procède à leurs mises en place. À cet effet, on fait appel aux différentes normes appropriées pour les disposer dans des conditions meilleures.

Conclusion générale

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement est indispensable pour entreprendre une étude d'un pont dans un site donné.

Tout en respectant les règles en vigueur relatives au domaine des ouvrages d'art, nous avons entamé notre étude par une adaptation de la variante du pont à poutres en béton précontraint pour la réalisation de notre projet, après avoir effectué une analyse des variantes proposées en tenant compte des différentes données naturelles et fonctionnelles propres au projet.

En parallèle, on a fixé les caractéristiques des deux principaux matériaux présents dans un pont à poutres, à savoir l'acier et le béton, ainsi que le pré-dimensionnement de ses différents éléments.

Par ailleurs, la détermination des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot ,ce qui nous a permis de calculer le ferrailage complet de la dalle en béton du tablier et d'étudier et vérifier les sections de la poutre aux états limites (ultime et de service).

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique. Par ailleurs, nous nous sommes familiarisés avec le logiciel de calcul de structure Robot2010. Ce projet a favorisé le contact avec l'industrie ce qui nous a permis de bénéficier de l'expérience et des connaissances des gens du domaine d'ouvrage d'art.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]: Documents **S.E.T.R.A 1996**. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).
- [2]: Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY « **Conception des ponts** », technique d'ingénieur C 4 498.
- [3]: **B.P.E.L 91 révisé 99**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites **Fascicule n° 62 - Titre I - Section II**.
- [4]: **R.C.P.R**, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- [5]: **Fascicule n° 61 titre II**, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (programmes de charges et épreuves des ponts-routes).
- [6]: Note de Cours pont, Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par Mme D.CHERID.
- [7]: Manuel d'utilisation Logiciel Auto-desk Robot.
- [8]: Henry THONIER « Le béton précontraint aux états limites », les presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1985.
- [9]: Castelnaudary ANDREOSSY « Cours béton précontraint ».
- [10]: Robert CHAUSSIN « Béton précontraint », technique d'ingénieur .
- [11]: G. DREUX, J.MAZARS et M.RIMBOEUF
«Cours pratique de béton précontraint », EYROLLES 1984.
- [12]: Abdelaziz YAZID « Béton précontraint cours et exercices » 2005/2006.
- [13]: Note de Cours Béton Armé et Précontraint, ENP, dirigé par Mr R.BOUTEMEUR.
- [14]: Note de Cours Résistance des matériaux, ENP, dirigé par Mr A.LARIBI.
- [15] : Appareils d'appui en élastomère fretté, **SETRA 2007**.
- [16] : Catalogue des appareils d'appui, **ALGA**.

Annexe 1 : Diagrammes des moments fléchissant

ELU	1.35 G+1.6 (A2(L) +ST)	
	1.35G+1.6 (B _C +ST)	
	1.35G+1.35M _C 120	
ELS	G+1.2 (A2(L) +ST)	
	G+1.2 (B _C +ST)	

ELS	G+1.2M _C 120	<p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=339,28 Min=-0,25 </p>
	G+1.2 (A ₂ (L) +ST) +0.5ΔT	<p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=370,48 Min=-0,33 </p>
	G+1.2 (B _C + ST) +0.5ΔT	<p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=269,07 Min=-0,46 </p>
	G+1.2M _C 120+0.5ΔT	<p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=335,48 Min=-0,44 </p>
	G+D240+0.5ΔT	<p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=409,30 Min=-0,53 </p>

Annexe 1 : Diagrammes des efforts tranchants

ELU	1.35 G+1.6 (A2(L) +ST)	
	1.35G+1.6 (B _C +ST)	
	1.35G+1.35M _C 120	
ELS	G+1.2 (A2(L) +ST)	
	G+1.2 (B _C +ST)	

ELS	G+1.2M _C 120		<p>Fz 10T Max=60,63 Min=-44,35</p>
	G+1.2 (A2(L) +ST) +0.5ΔT		<p>Fz 10T Max=58,46 Min=-58,46</p>
	G+1.2 (B _C + ST) +0.5ΔT		<p>Fz 10T Max=45,13 Min=-44,60</p>
	G+1.2M _C 120+0.5ΔT		<p>Fz 10T Max=58,96 Min=-42,30</p>
	G+D240+0.5ΔT		<p>Fz 10T Max=60,44 Min=-58,53</p>

Dimensions a x b ou Ø	Epaisseur						Nombre de feuillets		Charge admis- sible	Rotation admissible				
	Feuillets d'élastomère			Frettes			min	max		Pt côté		Gd côté		
	mm			mm			n			tonne	10-3 rd			
100 × 150	8	-	-	-	3	-	-	2	3	22,5	28	43	12	18
100 × 200	8	-	-	-	3	-	-	2	3	30	28	43	6	10
150 × 200	8	-	-	-	3	-	-	2	4	45	12	24	6	13
Ø 200	8	-	-	-	3	-	-	2	4	47	6	13	6	13
150 × 250	8	-	-	-	3	-	-	2	4	56	12	24	4	8
150 × 300	8	-	-	-	3	-	-	2	4	67,5	12	24	3	5
Ø 250	8	-	-	-	3	-	-	2	4	74	4	8	4	8
200 × 250	8	-	-	-	3	-	-	3	6	75	10	19	6	12
200 × 300	8	-	-	-	3	-	-	3	6	90	10	19	4	8
200 × 350	8	-	-	-	3	-	-	3	6	105	10	19	3	6
Ø 300	8	-	-	-	3	-	-	3	6	106	4	8	4	8
200 × 400	8	-	-	-	3	-	-	3	6	120	10	19	2	5
250 × 300	8	-	-	-	3	-	-	3	7	112,5	6	14	4	10
Ø 350	8	-	-	-	3	-	-	3	7	144	3	7	3	7
250 × 400	8	-	-	-	3	-	-	3	7	150	6	14	2	5
300 × 400	-	12	-	-	-	4	-	3	6	180	9	18	5	10
Ø 400	-	12	-	-	-	4	-	3	6	188	5	10	5	10
300 × 500	-	12	-	-	-	4	-	3	6	225	9	18	3	6
Ø 450	-	12	-	-	-	4	-	3	6	238	4	8	4	8
300 × 600	-	12	-	-	-	4	-	3	6	270	9	18	2	4
350 × 450	-	12	-	-	-	4	-	3	7	236	7	16	4	9
Ø 500	-	12	-	-	-	4	-	3	7	294	4	9	4	9
400 × 500	-	12	-	-	-	4	-	4	8	300	7	14	4	9
Ø 550	-	12	-	-	-	4	-	4	8	356	4	7	4	7
400 × 600	-	12	-	-	-	4	-	4	8	360	7	14	3	6
450 × 600	-	12	-	-	-	4	-	4	9	405	5	12	3	7
Ø 600	-	12	-	-	-	4	-	4	9	424	3	7	3	7
500 × 600	-	12	-	-	-	4	-	4	10	450	4	11	3	7
Ø 650	-	12	-	-	-	4	-	4	10	497,5	3	6	3	6
600 × 600	-	-	16	-	-	-	5	4	9	540	5	12	5	12
Ø 700	-	-	16	-	-	-	5	4	9	577	4	9	4	9
600 × 700	-	-	16	-	-	-	5	4	9	630	5	12	4	9
Ø 750	-	-	16	-	-	-	5	4	9	662	3	8	3	8
700 × 700	-	-	16	-	-	-	5	4	10	735	4	10	4	10
Ø 800	-	-	16	-	-	-	5	4	10	754	3	7	3	7
700 × 800	-	-	16	-	-	-	5	4	10	840	4	10	3	7
Ø 850	-	-	16	-	-	-	5	4	10	851	3	7	3	7
800 × 800	-	-	-	20	-	-	5	4	10	960	5	12	5	12
Ø 900	-	-	-	20	-	-	5	4	10	954	4	9	4	9
900 × 900	-	-	-	20	-	-	5	4	11	1215	4	10	4	10