République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension sur la pénétrante autoroutière de Bejaia du PK31+291 au PK31+395

Présenté par :
MAHGOUN lotfi

Encadré par :
Mr HEMAIDI Zourgui Nadjib

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ

Remerciements

Mes sincères remerciements à tous les membres du jury qui ont pris le temps et le soin d'examiner ce projet.

Je tiens à remercier sincèrement mon encadreur Mr.Hemaidi Nadjib Zourgi pour ses appréciations compétentes.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers tous les enseignants de l'ENSTP pour leur dévouement et enseignement de qualité.

Je tiens à remercier également l'équipe technique du bureau d'étude DAR AL HANDASAH et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

Mahgoun Lotfi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail:

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse et leur soutien tout au long de mes études,

A ma fratrie et cousins pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

A tout ceux qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Mahgoun Lotfi

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة جسر عوارض خرسانية سابقة الإجهاد وهو جزء من مشروع اختراق طريق بجاية السريع الذي يربط الميناء بالطريق السريع شرق-غرب على مسافة تزيد عن 100 كيلومتر.

تنتقل القوى التي تشدد المريلة إلى البنية التحتية عبر أجهزة الدعم المرنة المطوقة، وتتوافق الدراسة مع لوائح البناء المعمول بها(RPOA2008، RCPR2008، BPEL91، BAEL91)

تم إجراء الدراسة الطولية للسطح بفضل نظرية خطوط التأثير، وقد تم إجراؤها بشكل مستعرض باتباع طريقة

GUYONT MASSONNET بينما تم تحديد التحقق وتقييم القوى المنقولة إلى البنية التحتية ودراسة النشاط الزلزالي بواسطة: ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension qui s'inscrit dans le projet de la pénétrante autoroutière de Bejaia reliant le port à l'autoroute Est-Ouest sur 100 Km.

Les efforts qui sollicitent le tablier sont transmis aux 2 piles et aux 2 culée via les appareils d'appui en élastomère frettées l'étude est conforme aux règlements de construction en vigueur (BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008).

L'étude longitudinale du tablier a été faite grâce à la théorie des lignes d'influences, transversalement elle a été faite en suivant la méthode de GUYONT MASSONNET tandis que la vérification, l'évaluation des efforts transmis à la pile et l'étude sismique ont été déterminé par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020.

Abstract:

The aim of this work is the study of a prestressed concrete girder bridge that is part of the project of the penetrating Bejaia motorway connecting the port to the East-West motorway over 100 km.

The forces which stress the deck are transmitted to the 2 piers and to the 2 abutments via the hooped elastomer bearings. The study complies with the building regulations in force (BAEL91, BPEL91, RCPR2008, and RPOA2008).

The longitudinal study of the deck was made thanks to the theory of influence lines, transversely it was made by following the method of GUYONT MASSONNET while the verification, the evaluation of the forces transmitted to the pile and the seismic study were determined by the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020.

Liste des Figures

Figure 1 : Pont en bois de la Forêt Montmorency (www.nordic.ca) 3
Figure 2 : Pont en pierre à PRIZREN en Serbie (www.wikipédia-Vieux pont de pierre) 4
Figure 3 : Pont métallique sur Railway Circumbaïkalien. Région d'Irkoutsk. (123rf.com)..... 4
Figure 4 : Pont en arc encastré d'une longueur totale de 120 m. (Evolution des ponts). 5
Figure 5 : Viaduc de Nantua (Evolution des ponts). 6
Figure 6 : Pont suspendu à Wuhan (xinhuanet.com) 7
Figure 7 : Viaduc de Millau, pont à haubans d'une longueur totale de 2460 m (anabf.org)..... 7

Figure 8 : Photo satellite - localisation ouvrage 8
Figure 9 : Vue en élévation 9
Figure 10 : Vue en plan 10
Figure 11 : Coupe longitudinale 10
Figure 12 : Coupe sur pile 11
Figure 13 : Coupe sur culée 11
Figure 14 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008) 16

Figure 15 : Coupe transversale du tablier 20
Figure 16 : Corniche côté droit 21
Figure 17 : Corniche côté gauche 21
Figure 18 : Section de la poutre 22
Figure 19 : Section de la poutre 23

Figure 20 : Disposition du convoi Bc 26
Figure 21 : Disposition de convoi Mc120 (RCPR) 28
Figure 22 : Caractéristiques du convoi D240 (RCPR) 29
Figure 23 : Schéma statique du PP 30
Figure 24 : Schéma statique de A(L) 31
Figure 25 : Schéma statique de Bc 32
Figure 26 : Schéma statique de Mc120 33
Figure 27 : Schéma statique de D240 33

Figure 28 : Hypothèses de Guyon Massonnet 35
Figure 29 : Poutre équivalente 37
Figure 30 : Disposition des poutres 38
Figure 31 : Les lignes d'influences de chaque poutre 39
Figure 32 : Evaluation de Ka pour A(L) 39
Figure 33 : Evaluation de Ka pour Bc 41
Figure 34 : Evaluation de Ka pour Mc120 41

Figure 35 : Evaluation de Ka pour D240 42

Figure 36 : Section poutre + hourdis 46
Figure 37 : Type de câble et leurs constituants 47
Figure 38 : Position des câbles 1°,2° et 3° sortant de l'about 52
Figure 39 : Position des câbles 1°,2° et 3° à mi travée 53
Figure 40 : Tracé des câbles 54
Figure 41 : Diagramme des tensions 57

Figure 42 : appareil d'appui en élastomère fretté type B (photos guide SETRA) 68
Figure 43 : les dimensions de l'appareil d'appui type B (photos guide SETRA) 68

Figure 44 : Flèche max de la poutre du au poids propre 74
Figure 45 : Flèche max de la poutre dû à la précontrainte 74
Figure 46 : Flèche max de la poutre à l'ELS 75
Figure 47 : Ferraillage de la dalle 77

Figure 48 : Séisme longitudinale 80
Figure 49 : Séisme transversale 83

Figure 50 : Calcul des efforts 86
Figure 51 : Calculs des efforts du chevêtre 86

Figure 52 : Eléments constituants la culée remblayée 92
Figure 53 : Coupe de la culée 92
Figure 54 : Poussée des terres 95
Figure 55 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G 98
Figure 56 : Armature supérieure du corbeau 100
Figure 57 : Modèle numérique du mur en retour 101
Figure 58 : Ferraillage de la culée 103

Liste des tableaux

Tableau 1 : Résultats de l'essai SPT 13
Tableau 2 : Valeurs de Nc1 14
Tableau 3 : Valeurs corrigées de Nc1 14
Tableau 4 : Résultats des essais en laboratoire 1 15
Tableau 5 : Résultats des essais en laboratoire 2 15
Tableau 6 : Données sismiques 15
Tableau 7 : Caractéristiques du béton 18

Tableau 8 : Caractéristiques du tablier 20
Tableau 9 : Géométrie de la poutre 21
Tableau 10 : Caractéristiques de la poutre (Annexe III.3) 23
Tableau 11 : Récapitulatif 23

Tableau 12 : Charge complémentaire permanentes 24
Tableau 13 : Valeurs de a1 (RCPR) 25
Tableau 14 : Valeurs de v0 (PCPR) 25
Tableau 15 : Valeurs de A(L) (RCPR) 26
Tableau 16 : Valeurs de bc (RCPR) 27
Tableau 17 : Efforts du au chargement A(L) 31
Tableau 18 : Efforts du au chargement Bc 32
Tableau 19 : Tableau du au chargement Mc120 33
Tableau 20 : Efforts du au chargement D240 34
Tableau 21 : Tableau récapitulatif 34

Tableau 22 : Calcul de θ 36
Tableau 23 : Calcul de α 38
Tableau 24 : Valeurs de K0 et K1 (Annexe V.2.4) 39
Tableau 25 : Valeurs de K0.65 (Annexe V.2.4) 39
Tableau 26 : Valeurs de K0.65 pour chaque poutre (Annexe V.2.5) 39
Tableau 27 : Calcul de surfaces 40
Tableau 28 : Valeurs de Ka moy pour A(L) 40
Tableau 29 : Valeurs de Ka moy pour Bc (Annexe V.2.6) 41
Tableau 30 : Valeurs de Ka moy pour Mc120 42
Tableau 31 : Valeurs de Ka moy pour D240 42
Tableau 32 : Tableau récapitulatif (Annexe V.3) 43
Tableau 33 : Moment fléchissant réel suite au calcul manuel 43
Tableau 34 : Combinaison de charges pour moment max 43

Tableau 35 : Combinaison de charges pour effort tranchant max 43

Tableau 36 : Caractéristiques géométrique de la section considérée 46
Tableau 37 : Caractéristiques géométrique de la poutre seul 48
Tableau 38 : Vérification des contraintes normales 50
Tableau 39 : Caractéristiques géométriques de la poutre seul corrigées 55
Tableau 40 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis corrigées 55

Tableau 41 : Pertes dues au frottement 56
Tableau 42 : Valeurs de d 57
Tableau 43 : Pertes dues au recul à l'ancrage 58
Tableau 44 : Caractéristiques des matériaux 58
Tableau 45 : Pertes dues au raccourcissement instantané du béton 59
Tableau 46 : Récapitulatif des pertes instantanées 59
Tableau 47 : Pertes dues au fluage du béton 60
Tableau 48 : Pertes du a la relaxation des aciers 61
Tableau 49 : Récapitulatif des pertes différées 61
Tableau 50 : Récapitulatif des pertes totales 61
Tableau 51 : Vérification des contraintes normales après calcul des pertes 62
Tableau 52 : Vérification des contraintes tangentielles après calcul des pertes 63

Tableau 53 : Calcul des rotations 75
Tableau 54 : Efforts de l'hourdis 76

Tableau 55 : Calcul des raideurs 82

Tableau 56 : Combinaisons de charge 85
Tableau 57 : Combinaisons de charge 86

Tableau 58 : Détails de la culée 93
Tableau 59 : Les coefficients de poussées 94
Tableau 60 : Résultats des sollicitations sur la culée 96
Tableau 61 : Vérification des conditions 97
Tableau 62 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition 99
Tableau 63 : Ferraillage du mur en retour 101
Tableau 64 : Combinaisons d'actions du mur frontal 102

Sommaire

I. Introduction générale 1
II. Présentation de l'Ouvrage 2
II.1 Généralité sur les Ponts 2
II.1.1 Classification des ponts : 2
II.1.2 Evolution des ponts : 3
II.2 Données de l'ouvrage 9
II.2.1 Données fonctionnelles 9
II.2.2 Données naturelles 12
II.3 Hypothèses de calculs 16
II.3.1 Les normes utilisées 16
II.3.2 Méthodologie de calcul 18
II.4 Caractéristiques des matériaux 18
II.4.1 Le béton 18
II.4.2 Aciers pour armatures passives 18
III. Caractéristiques des éléments du tablier 20
III.1 Caractéristiques du tablier 20
III.2 Géométrie de la poutre 21
III.3 Caractéristiques de la poutre 22
IV. Calcul des charges et des surcharges 24
IV.1 Charges permanentes 24
IV.1.1 Poids de la poutre 24
IV.1.2 Poids de la dalle 24
IV.2 Charges complémentaires permanentes 24
IV.3 Calcul des surcharges 24
IV.3.1 A(L) 25
IV.3.2 Bc 26
IV.3.3 Mc120 28
IV.3.4 D240 29
IV.3.5 Effort de freinage 29
IV.4 Calcul des éléments de réduction 30
IV.4.1 Poids propre 30
IV.4.2 A(L) 31

IV.4.3 Bc 31
IV.4.4 Mc120 33
IV.4.5 D240 33
IV.4.6 Tableau Récapitulatif 34
V. Etude du tablier 35
V.1 Introduction 35
V.2 Détermination des paramètres 36
V.2.1 Le paramètre d'entretoisement θ : 36
V.2.2 Le paramètre de torsion α : 36
V.2.3 Disposition des poutres : 38
V.2.4 Valeur de Kα coefficient longitudinal : 38
V.2.5 Valeur de Kα coefficient longitudinal pour chaque poutre : 39
V.2.6 Valeur de Kα coefficient longitudinal pour chaque chargement : 39
V.3 Tableau Récapitulatif 43
V.4 Combinaison de charges pour moment max 43
V.5 Combinaison de charges pour effort tranchant max 43
Conclusion : 44
VI. Etude de la précontrainte 45
VI.1 Introduction 45
VI.2 Procédés de la précontrainte utilisé 45
VI.3 Calcul du nombre de câbles 45
VI.3.1 Détermination du type de la section : 46
V.3.2 Aciers de précontrainte : 46
VI.3.3 Vérification de la borne supérieure de précontrainte : 47
VI.3.4 Détermination de nombre des câbles à l'about : 47
VI.4 Vérification des contraintes normales : 48
VI.5 Tracé des câbles 50
VI.5.1 Position des câbles 1°,2° et 3° sortant de l'about : 51
VI.5.2 Position des câbles 1°,2° et 3° à mi travée : 52
VI.5.3 La trajectoire des câbles : 53
VI.5.4 La vérification de l'angle de relevage solen le BPEL : 54
VI.5.5 Caractéristiques géométriques des sections : 55
VI.6 Les pertes de précontrainte 55

VI.6.1 Les pertes instantanées: 56
VI.6.2 Les pertes différées : 59
VI.6.3 Récapitulatif des pertes : 61
VI.7 Vérification des contraintes 61
VI.7.1 Vérification des contraintes normales : 61
VI.7.2 Vérification des contraintes tangentielles : 62
VI.8 Verification à la rupture 63
VI.8.1 Sécurité à la rupture par flexion: 63
VI.9 Ferraillage passif: 65
VI.9.1 Armatures longitudinales de peau : 65
VI.9.2 Armatures longitudinales dans la zone tendue : 65
VI.9.3 Minimum d'armatures transversal : 66
VII. Equipements 67
VII.1 Introduction 67
VII.1 Appareils d'appui 67
VII.1.1 Dimensionnement de l'appareil d'appui 68
VII.1.2 Dimensionnement du dé d'appui 71
VII.1.3 Ferraillage du dé d'appui : 71
VII.2 Joint de chaussé 72
VII.2.1 Calcul des déplacements : 72
VIII. Etude de l'hourdis 74
VIII.1 Introduction 74
VIII.2 Vérification de la flèche 74
VIII.2.1 Flèche due au poids propre : 74
VIII.2.2 Flèche due à la précontrainte 74
VIII.2.3 Flèche maximal à l'ELS 75
Flèche totale : 75
VIII.3 Calcul des rotations 75
VIII.4 Détermination des efforts : 75
VIII.5 Ferraillage 76
VIII.5.1 Ferraillage de la nappe supérieure : 76
VIII.5.2 Ferraillage de la nappe inferieure : 76
IX. Etude dynamique 78

IX.1 Introduction 78
IX.2 Analyse sismique 78
IX.3 Analyse monomodale spectrale 78
IX.3.1 Principe de la méthode : 79
IX.3.2 Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale : 79
IX.3.3 Sens longitudinale 79
IX.3.4 Sens transversale 83
IX.3.5 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 83
X. Etude de la pile 85
X.1 Introduction 85
X.2 Combinaisons de charge les plus défavorable 85
X.2.1 Pour le fut : 85
X.2.2 Pour le chevêtre : 86
X.3 Ferraillage du fut 87
X.3.1 Armature longitudinale: 87
X.3.2 Armature transversale : 87
X.4 Ferraillage du chevêtre 88
X.4.1 Armature longitudinale: 88
X.4.2 Armature transversale : 89
XI. Etude de la culée 91
XI.1 Introduction 91
XI.2 Choix de la morphologie 91
XI.3 Dimensions de la culée 92
XI.4 Vérification de la stabilité de la culée 93
XI.4.1 Evaluation des efforts sollicitant la culée : 93
XI.4.2 Vérification de la stabilité : 95
XI.5 Ferraillage de la culée : 97
XI.5.1 Mur garde grève 97
XI.5.2 Dalle de transition 99
XI.5.3 Corbeau 100
XI.5.4 Mur en retour 100
XI.5.5 Mur frontale 102
XII. Conclusion général : 104

CHAPITRE I :

Introduction Générale

I. Introduction générale

Bien que le métier de construire peut-être considérer comme l'un des plus anciens exercés par l'homme, la construction des ponts a évolué au cours du temps, en fonction des capacités technique des civilisations et des matériaux disponibles. Il faut reconnaître qu'il a fallu au cours des dernières décades, soulever des défis importants et faire face à des contraintes fonctionnelles et environnantes liées aux besoins en créant de nouvelles techniques de constructions qui dotent la structure d'une meilleure fiabilité, une sécurité accrue et un confort des usagers améliorée.

Une structure doit être calculée de telle manière à ce : qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de la durée de vie envisagée et qu'elle résiste à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit procéder à un calcul minutieux que ce soit manuellement ou automatiquement et définir des détails constructifs appropriés adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se conformer aux règlements propres à chaque pays (BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008).

CHAPITRE II :

Présentation de l’ouvrage

II. Présentation de l'Ouvrage

II.1 Généralité sur les Ponts

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, viaducs, tunnels), également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, barrage, digue) et aussi un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

Un tel ouvrage est qualifié « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'Ingénieur.

La fonction d'un ouvrage d'art est liée à la fonction de la voie de communication :

- Un ouvrage d'art routier supporte une route.
- Un ouvrage d'art autoroutier supporte une autoroute.
- Un ouvrage d'art ferroviaire supporte une voie ferrée.
- Un ouvrage d'art de protection supporte la poussée des terres ou de l'eau.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine des travaux publics ou génie civil.

D'une manière générale, les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (vallée –cours d'eau...etc.), ou artificiels tels que (route, voit ferrée…etc.), destinés à offrir du service à de usagers. Les ponts sont, donc, d'une utilité publique incontestable; c'est pour quoi leur réalisation fait partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du génie civil. Aussi et pour permettre à ces infrastructures de répondre aux besoins de la société: passage des hommes et des véhicules en toute sécurité, leur conception doit tenir compte des exigences fonctionnelles et naturelles permettant à l'ouvrage d'assurer sa fonction de franchissement.

II.1.1 Classification des ponts :

On peut classer les ponts selon :

- Le matériau utilisé (le bois, la maçonnerie, l'acier, béton armé, béton précontraint).
- La nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc ...etc.).
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ...etc.).
- La forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre).
- La voie portée (passage supérieur ou inférieur).

II.1.2 Evolution des ponts :

Au fil des siècles, les ponts ont beaucoup évolué. Des techniques de conception toujours plus novatrices ont donc fait leur apparition au cours du temps pour permettre de bâtir des ouvrages plus grands, plus solides, et plus imposants.

II.1.2.1 Ponts en bois :

Le bois a été le matériau le plus utilisé de l'antiquité et jusqu'au XVIIème siècle. C'était un matériau très courant, simple à travailler, mais aux caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries.

Les romains ont développé des structures relativement complexes, avec des assemblages, notamment les ponts à béquilles, à poutres et en arc.



Figure 1 : Pont en bois de la Forêt Montmorency (www.nordic.ca)

II.1.2.2 Ponts en pierre

La pierre et la maçonnerie furent utilisés pour des ouvrages plus importants et durables que ceux construits en bois, de la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXème siècle.

La pierre a en effet de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite le distance (portée) entre appuies (piles), de l'ordre de 50 mètres.



Figure 2 : Pont en pierre à PRIZREN en Serbie (www.wikipédia-Vieux pont de pierre)

II.1.2.3 Pont en acier

L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroitre les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères.



Figure 3 : Pont métallique sur Railway Circumbaïkalien. Région d'Irkoutsk. Russie (123rf.com)

II.1.2.4 Pont en béton armé et précontraint

C'est au XIXème siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises).

Vint ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de pont apparaît alors. Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m.



Figure 4 : Pont de la Tournelle (Paris), pont en arc encastré d'une longueur totale de 120 m. (Evolution des ponts).

C'est en 1928 qu'Eugène Freyssinet met au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction. Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton. De nouveaux types de ponts font leur apparition, ainsi que de nouvelles méthodes de construction.

Grâce au béton précontraint, de nouvelles méthodes de construction ont été mises en œuvre, permettant la réalisation de ponts en béton dans des zones géographiques difficiles, et avec des formes légères, comme par exemple le viaduc de Nantua.



Figure 5 : Viaduc de Nantua (Evolution des ponts).

II.1.2.5 Pont à câble

Cette catégorie revient au XIXe siècle, les ingénieurs ont trouvé une solution pour franchir les grandes brèches on diminuant les nombres de pile et on utilisant des câbles pour soutenir le tablier. On peut distinguer deux types de pont à câbles :

Ponts suspendus

Un pont suspendu est un pont dont le tablier est suspendu à des pylônes par un système de câbles, combinant la traction, la compression et la flexion dans un fonctionnement plus complexe que les précédentes familles.

Les pylônes s'élèvent au-dessus du tablier et supportent un ou deux câbles principaux, appelés câbles porteurs, qui vont d'une cillée à l'autre, un de chaque côté du tablier. Ces câbles soutiennent le tablier par l'intermédiaire d'un ensemble de câbles verticaux: les suspentes.

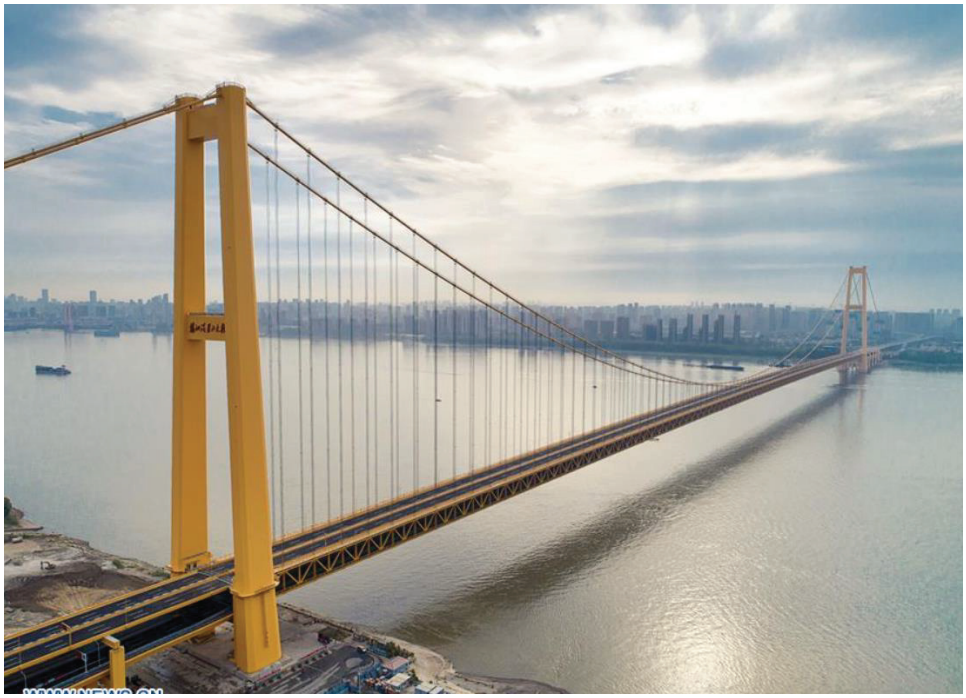


Figure 6 : Pont suspendu à Wuhan (xinhuanet.com)

II.1.2.6 Ponts à haubans

Un pont à haubans est un type de pont à câbles en acier. Le tablier est maintenu par un réseau de câbles directement tendus entre le sommet (ou une partie proche du sommet) des pylônes et fixés à intervalles réguliers sur le tablier.



Figure 7 : Viaduc de Millau, pont à haubans d'une longueur totale de 2460 m (anabf.org)

Présentation du projet

En Algérie, le secteur des travaux publics d'une façon général, et le domaine des ouvrages d'art en particulier a connu une évolution spectaculaire depuis une trentaine d'années. Des étapes importantes ont été franchi à ce jour et des réalisations aussi importantes les unes que les autres tel que :

- Le projet de l'autoroute EST-OUEST.
- Le projet de l'autoroute NORD – SUD.

Et bien d'autres encore qui font, aujourd'hui, la fierté de l'Algérie et des animateurs de secteur.

Dans ce cadre, et avec le souci permanent d'améliorer toujours les conditions de vie de nos concitoyens dans les villes et les campagnes, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'études par l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint au PK31+326 sur le projet de la pénétrante autoroutière qui doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la sortie n°24 dans la commune d'Ahnif à la ville de Bejaia à travers la vallée de la Soummam.

Cette autoroute longue de 100 km traverse la wilaya de Bejaïa du sud-ouest au nord-est. Un profil en 2x3 voies et un tunnel de 1 km.

Au-delà de son intérêt stratégique pour le développement économique, la pénétrante aura aussi pour ultime but de diminuer considérablement l'encombrement auquel les citoyens affrontent quotidiennement.

Le projet se situe au sud de la commune de Fenaia Ilmaten sur l'axe de pénétrante Ahnif-Bejaia il consiste en réalisation d'un viaduc passant au-dessus d'Oued Soummam.



Figure 8 : Photo satellite - localisation ouvrage

L'ouvrage est un pont à trois travées indépendantes (3x35 m), avec une largeur totale de 2x15.59 suivant un biais de 100 g, la coupe transversale du pont est composée de 9 poutres en béton précontraint par post-tension avec un dévers en toit de 2,5%. Les 9 poutres ont une hauteur de 1,9m et espacées de 1,75m. Les efforts provenant du tablier sont transmis aux piles et culées via les appareils d'appuis en élastomère fretté. Les culées sont remblayées et fondées sur des pieux de 1,2 m de diamètre et de 20m de longueur.

II.2 Données de l'ouvrage

II.2.1 Données fonctionnelles

Elles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au point d'assurer la fonction de l'ouvrage de franchissement.

Il existe 2 types :

II.2.1.1 Données relatives à l'obstacle franchi

Lorsque l'ouvrage franchit une voie de communication (route, voie ferrée, voie navigable), il est nécessaire de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie.

Notre ouvrage franchit un oued donc il est qualifié comme passage supérieur.

II.2.1.2 Données relatives à la voie portée

Le dimensionnement à adopter pour les différentes caractéristiques de la route répond à une nécessité de permettre l'écoulement du trafic dans les conditions de fluidité et de confort lié à l'importance de l'itinéraire.

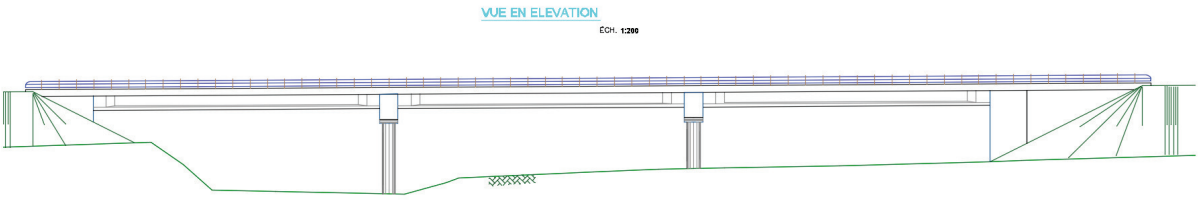


Figure 9 : Vue en élévation

- Vue en plan.

C'est une projection de l'ouvrage sur un plan horizontal.

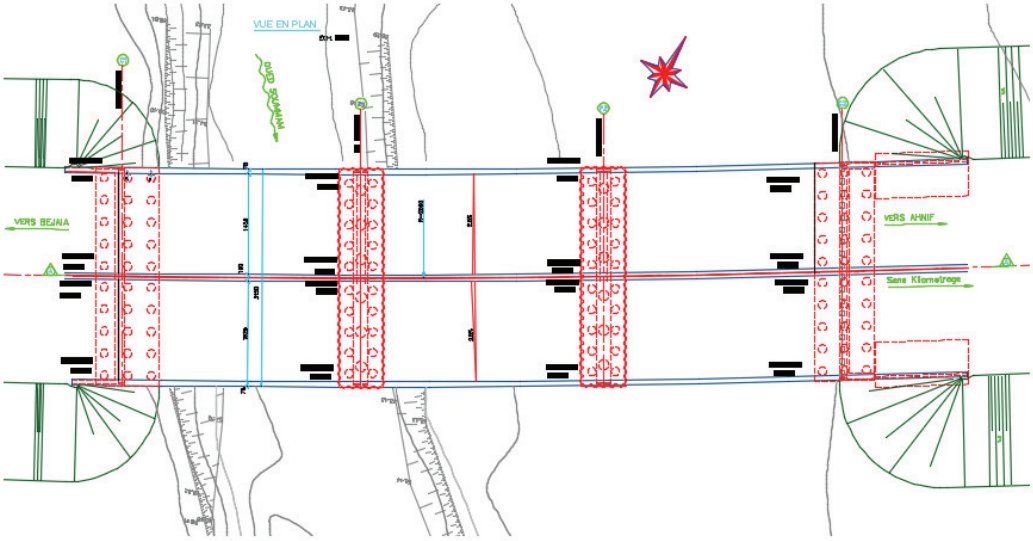


Figure 10 : Vue en plan

- Le profil en long.

C'est la ligne située sur l'estrade de l'ouvrage définit en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte des nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles et aux confort des usagers de l'obstacle franchi.

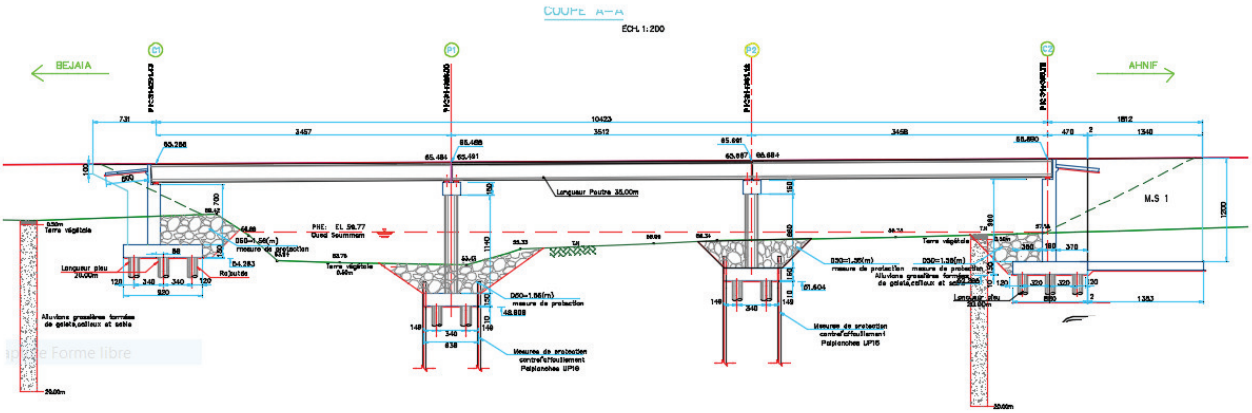


Figure 11 : Coupe longitudinale

- Le profil en travers.

Il définit la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Nous avons 2 coupes :

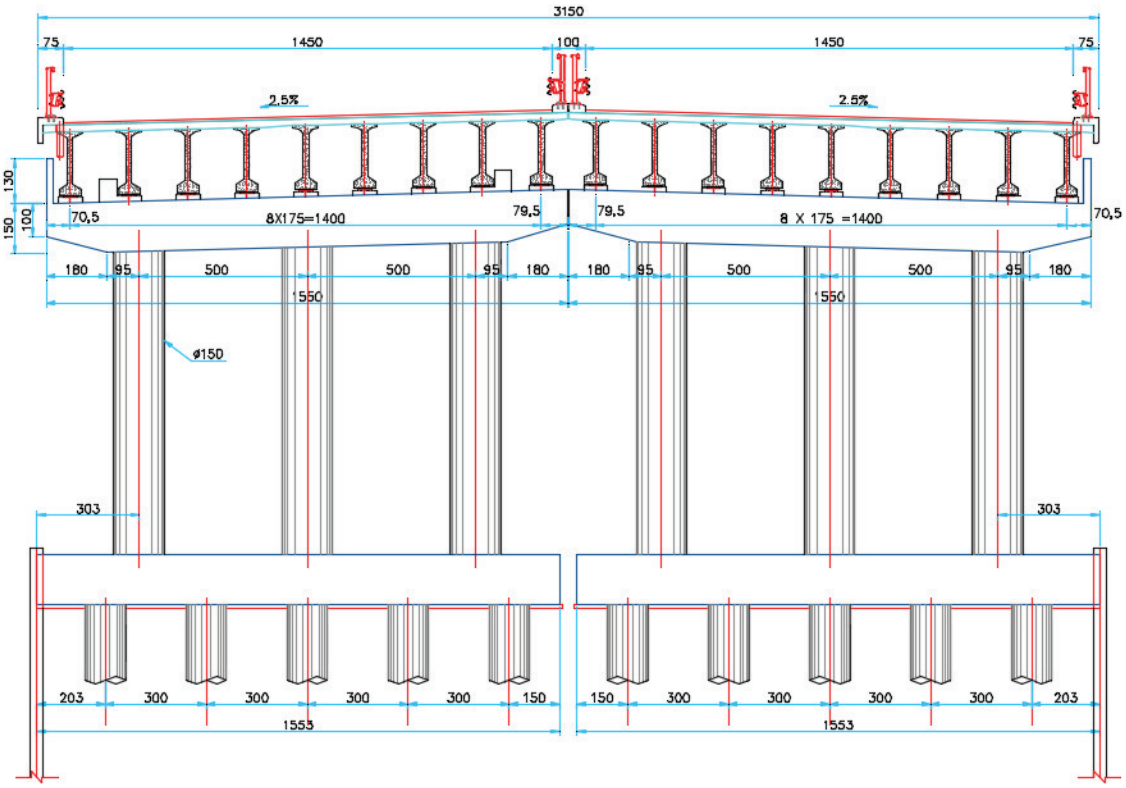


Figure 12 : Coupe sur pile

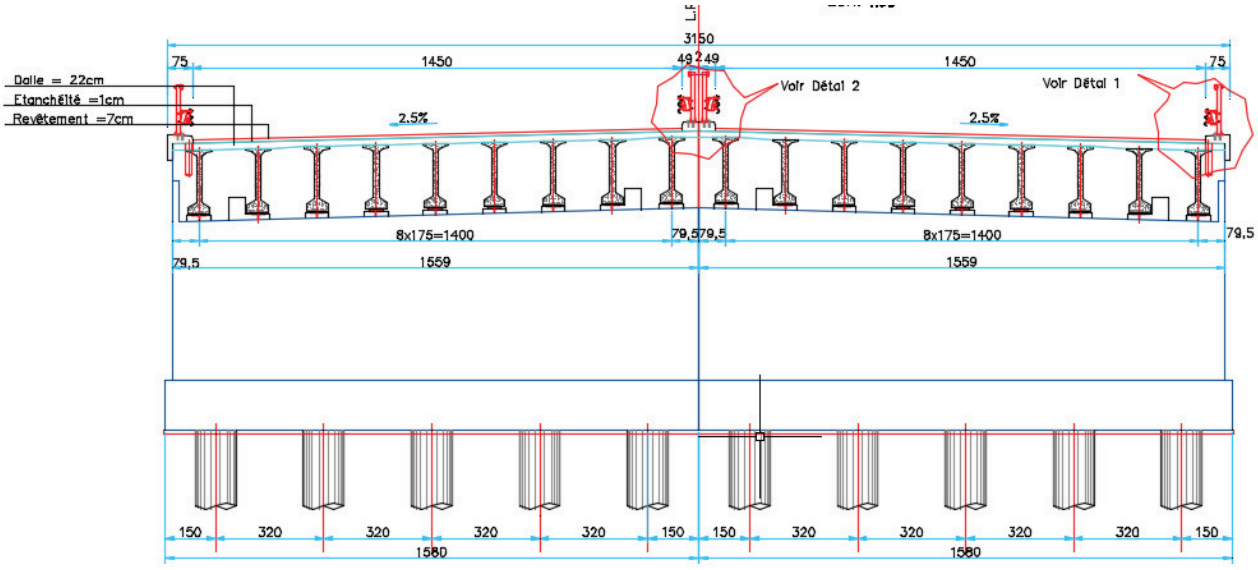


Figure 13 : Coupe sur culée

II.2.2 Données naturelles

L'ensemble des éléments de son environnement influent directement sur la structure et déterminant sa conception.

II.2.2.1 Données géologiques

La carte géologique de Oued Amizour (1/50 000éme) montre que la région du site étudié est représentée par les formations géologiques suivantes :

- Alluvions récentes de la vallée de la Soummam.
- Alluvions anciennes et Pliocène.
- Miocène-supérieur : conglomérats hétérogénies.
- Marnes brunes à boules de calcaires jaunes.
- Marnes brunes et bancs de calcaires associés à des lentilles de conglomérats.
- Marnes blanches et conglomérats.

Le site du projet est localisé dans les alluvions anciennes et récentes.

II.2.2.2 Données géotechnique

Les reconnaissances géotechniques consistent à diagnostiquer le sol et le sous-sol avec des outils mécaniques de sondage.

Pour dimensionner des fondations ou assurer la stabilité des ouvrages, il est indispensable de connaître la structure et la nature du sol. Les données recueillies alimentent les études techniques, lesquelles déterminent les caractéristiques des ouvrages en fonction des capacités mécaniques du sol et des contraintes transmises par les ouvrages.

Les principaux objectifs :

- Préciser la nature et la structure du sous-sol, en particulier pour délimiter et caractériser les principales zones compressibles liquéfiable.
- Déterminer les caractéristiques géotechniques de couches traversées, en particulier pour le pré dimensionnement des ouvrages,
- Identifier les aléas majeurs liés à la géologie et à l'hydrogéologie locale,
- Apprécier les conditions de réutilisation des matériaux dans la définition des mouvements de terre (déblai, remblai).

Essai in situ :

3 essais ont été réalisés sur le site :

1) Un sondage carotté de 30m de profondeur et un sondage complémentaire de 25m de profondeur pour :

- Déterminer la nature du sous-sol,
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches,
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire.

Le sondage carotté réalisé a permis de mettre en évidence la lithologique suivante :

Alluvions grossières (0.0 ~30m) : formées essentiellement de galets, cailloux centimétriques à décimétrique

2) Un sondage préssiométrique tous les 3m de profondeur : Dans un trou de sondage, une augmentation de pression est opérée de manière volontaire et localisée. Ce type de sondage est développé pour observer le comportement du sol face à cette force (résistance, capacité à gonfler...).

Pendant la réalisation et le complément d'investigations exigées par BCS, des refus superficiels aux sondages pressiométriques ont été marqués à la rencontre d'une formation d'alluvions anciennes formées de galets et cailloux décimétriques.

3) L'essai au pénétromètre dynamique (SPT) : il consiste à taper une pointe dans le sol en version dynamique, les pénétromètres sont utilisés pour apprécier la résistance des sols et leur capacité à porter des ouvrages.

Les résultats de l'essai SPT ont mis en évidence les caractéristiques mécaniques données dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Résultats de l'essai SPT (Standard Penetration Test)

N° Sond.	Profondeur	N	Compacité	Poids spécifique t/m^3	Densité relative	Angle de frottement	
						Terzaghi	Meyerhof
SC1	0 ~ 30m	Refus (>>50)	Très forte	> 2.08	0.8	41°	45°

Correction apportées au nombre de coups :

Le nombre de coups N doit être corrigé pour tenir compte de l'effet de la profondeur et de la nappe (puisque que les terrains étudiés sont, pratiquement, gorgés d'eau en saison hivernale ; on va les considérer comme baignant dans une nappe superficielle).

- Effet de la profondeur

Pour les faibles profondeurs telles que la pression verticale effective P'0 < 18 t/m2. La valeur de Nm sera inférieure au nombre Nc1 que l'on obtiendrait pour une pression effective des terres égale à 18 t/m3. Il faut donc corriger Nm à la hausse par la formule :

$$Nc_1 = N_m \times \frac{25}{7 + p'_0}$$

Avec :

- Nc1 : Le nombre de coups corrigé.
- Nm : Le nombre de coups moyen.
- P'0 : pression effective des terres au niveau de l'essai.

Si la valeur de Nc1 est supérieure du double de Nm ; dans ce cas-là Nc1 = N' /2

Tableau 2 : Valeurs de Nc1

N° SOND.	Profondeur	N	Nc_1	$Nc_1/2$
SC1	0 ~ 30m	Refus (>>50)	> 50	-

- Effet d'une nappe d'eau dans les sols pulvérulents :

Lorsque l'essai est réalisé sous la nappe, l'eau accroît la résistance du sol à la pénétration dynamique, particulièrement s'il s'agit des sables fins limoneux. Dans ce cas, on obtiendrait donc une compacité et des résistances mécaniques surestimées si l'on utilisait directement la valeur mesurée Nm, ou la valeur Nc1 déjà corrigée pour tenir compte du terme de profondeur.

Il faut rectifier ces valeurs à la baisse, en utilisant la formule suivante :

Dans le cas où le nombre de coups mesuré Nm >15, il y a lieu de faire un rabattement tel que :

Nc2 = 0.5Nc1+7.5 ; Si Nc1 < 15, alors Nc2 = Nc1

Le présent tableau montre les valeurs corrigées de Nc1 vers Nc2 :

Tableau 3 : Valeurs corrigées de Nc1

N° SOND.	Profondeur	Nc_1	Nc_2
SC1	0 ~ 30m	> 50	-
SC2	0 ~ 25m	> 50	-

NB : Les essais SPT ont marqué des refus dans la formation alluvionnaire grossière (>20mm).

Les logs de sondages ainsi que les photos des caisses à carottes sont joints en annexes.

Synthèse des résultats des essais in situ :

La combinaison des résultats des sondages carottés avec des essais SPT, nous a permis de tirer la conclusion suivante : La lithologie des sols étudiés est représentée par une formation alluvionnaire grossières formées essentiellement de galets, cailloux centimétriques à décimétrique de très forte compacité dont les valeurs des caractéristiques pressiométriques n'ont pas pu être mesurées.

Essai en laboratoire :

Vu la nature des terrains rencontrés, seules des analyses chimiques ont pu être effectuées.

Les résultats des essais de laboratoire obtenus sont reportés dans les tableaux suivant :

Tableau 4 : Résultats des essais en laboratoire 1

SONDAGES		SC1		
Profondeur (m)		~5	~15	~25
Analyses chimiques	% Insolubles	71.58	66.55	67.74
	% CaCO3	25.38	28.46	30.76
	% Gypse	0.00	0.00	0.00
	% $SO4^{=}$	0.00	0.00	0.00

Formation d'alluvions grossières : Cette formation a été soumise, seulement, à des analyses chimiques qui ont révélé qu'elle est non agressive (environnement A0) vis-à-vis du béton de fondations.

Tableau 5 : Résultats des essais en laboratoire 2

SONDAGES		SC2		
Profondeur (m)		~5	~15	~25
Analyses chimiques	% Insolubles	71.58	66.55	67.74
	% CaCO3	25.38	28.46	30.76
	% Gypse	0.00	0.00	0.00
	% $SO4^{=}$	0.00	0.00	0.00

Formation d'alluvions grossières : Cette formation a été soumise, seulement, à des analyses chimiques qui ont révélé qu'elle est non agressive (environnement A0) vis-à-vis du béton de fondations.

II.2.2.3 Données sismiques

La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de classe de pont, selon le règlement parasismique Algérien en vigueur. La norme sismique Algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établit un zonage du territoire et définit les accélérations devant être prises en compte pour le calcul des structures.

Tableau 6 : Données sismiques

Zone sismique	**IIa (zone de moyenne sismicité)**
Groupe de pont	2
Coefficient d'accélération de zone	A=0.2
Catégorie de site	S2 (sol ferme)

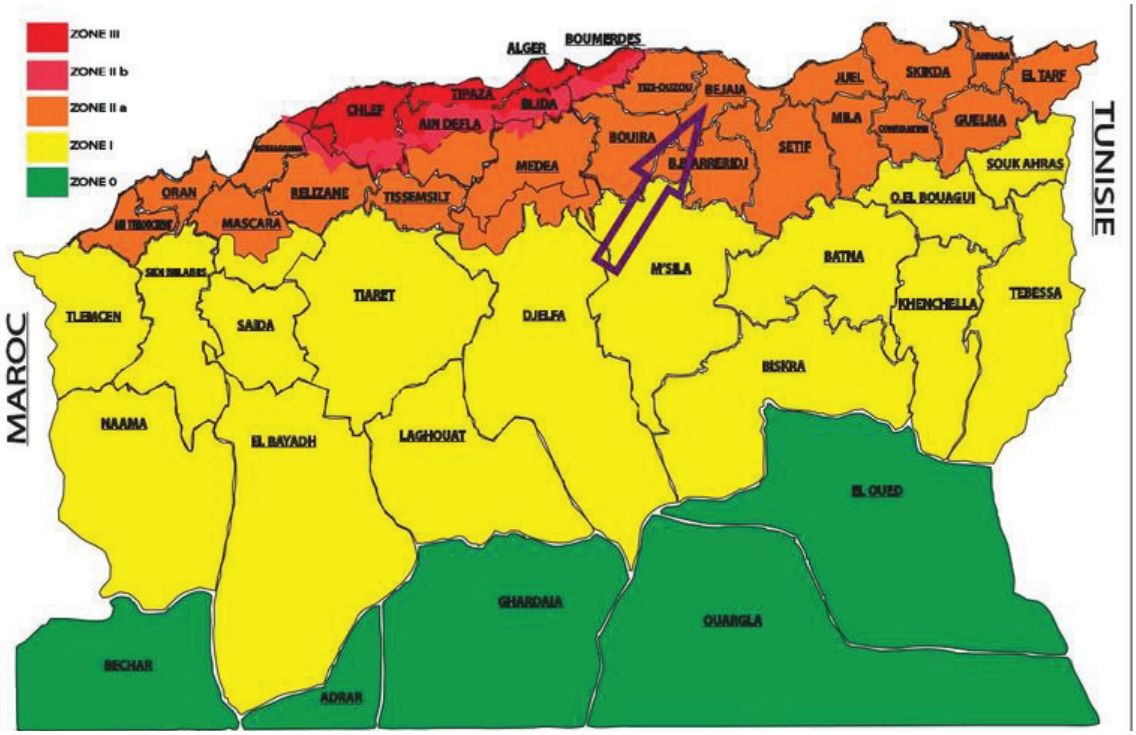


Figure 14 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008)

II.3 Hypothèses de calculs

II.3.1 Les normes utilisées

Règles BAEL91 révisé 99 :(Fascicule n° 62 (titre I, section I)),

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, d'où :

- Le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m3.
- La résistance caractéristique en compression inferieur ou égale à ≤ 60MPa.
- Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états-limites, Un « état limite » est celui pour lequel une condition requise d´une construction (ou d´un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l´être en cas de modification défavorable d´une action On distingue :

❖ *Les « états limites ultimes » qui correspondent à la limite :*

- Soit de l´équilibre statique.
- Soit de la résistance.
- Soit de la stabilité de forme.
- Soit l'état limite de la fatigue.

- *Les « états limites de service » :* qui sont définis compte tenu des conditions d´exploitation ou de durabilité. Ce règlement définie les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisé.

Règles BPEL91 révisé 99 :(Le Fascicule 62 Titre II, section II) :

Relatif aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint. Ce texte, dit « Règles BPEL 91 », introduisait notamment la prise en compte des bétons à hautes performances (BHP), présentant une résistance caractéristique en compression allant jusqu´à 60 méga pascal (60 MPA). Les calculs justificatifs sont établis suivant la méthode des états limites. Il s´agit essentiellement d´états limites de services et d´états limite ultime.

On distingue :

- *Les « états limites ultimes » qui correspondent à la limite :*

- Soit de l´équilibre statique
- Soit de la résistance
- Soit de la stabilité de forme.
- Soit l'état limite de la fatigue.

- *Les « états limites de service » :* qui sont définis en tenant compte des conditions d´exploitation et/ou de durabilité.

Règles R.C.P.R version 2008 :(Règle définissant les Charges sur les Ponts routiers)

Le présent règlement définit les charges et fournit des indications pour la conception structurale des ponts. Il vise les actions permanentes, les charges sur les chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts routes. Dans les justifications à présenter, les actions et les sollicitations correspondantes sont multipliées par divers Coefficients. Règle définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

Règle R.P.O.A version 2008 : (règles parasismiques des ouvrages d'art) :

Le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques. Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est à- dire les ponts composes d'un système de piles sensiblement verticales, supportant le tablier.

Ce règlement va nous conduire à faire sortir :

- La classe du pont
- La zone sismique
- Le coefficient d'accélération de zone

- Le spectre de repense
- Les déplacements des piles

II.3.2 Méthodologie de calcul

L'étude de cette ouvrage se fera manuellement en adoptant diverses méthodes manuelles et il sera vérifié par la suite avec un logiciel de calcul qui utilise la méthode des éléments finis : ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFISSIONAL.

On fera appel à MICROSOFT EXCEL pour faciliter le calcul manuel.

II.4 Caractéristiques des matériaux

II.4.1 Le béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée "f_{c28}"elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Tableau 7 : Caractéristiques de béton

Béton	f_c28 (Mpa)	f_t28 (Mpa)	$E_{28}\ (Mpa)$	$\sigma_b\ (Mpa)$
Tablier	35	2.7	35982	21
Pile	30	2.4	34180	18
Culée	27	2.22	33000	16.2
Fondations	27	2.22	33000	16.2

ft_{28} = 0.6 + 0.06 fc_{28} ; E_{28} = 11000 Fc_{28}^(1/3) ; σ_b = 0.6fc_{28}

- **fc_{28}** = Désigne la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours **;**
- **ft_{28}** = Désigne la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
- **E_{28}** = Désigne le module de déformation longitudinale instantanée du béton
- **σ_b** = Désigne la limite de la contrainte de compression du béton

L'enrobage pris pour la pile et la culée est de 5cm.

II.4.2 Aciers pour armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance HA 500

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPA
- Module de déformation élastique : Es = 200 GPa
- Poids volumique : g = 78.5 KN/m3

II.4.3 Aciers pour armatures actifs

Les câbles utilisés sont des câbles 12T15 standard ayant les caractéristiques suivantes :

- Contrainte maximale de rupture garantie f_{prg} = 1770Mpa
- Contrainte limite minimale d'élasticité f_{peg} = 1600Mpa
- La section de 12T15 est de A_p=1668 mm²
- Le diamètre du toron est de 15,2 mm
- Diamètre de la gaine φ = 80mm
- Coefficient de frottement angulaire f =0.18rad-1
- Coefficient de frottement linéaire υ=0.002 m-1
- Relaxation à 1000 heures ρ1000=2.5% TBR « très basse relaxation ».
- Module de déformation élastique : E_p=2*10⁵Mpa
- Contrainte à l'origine correspondante à σ_{p0} = 0.8fpeg= 1416 MPa (cas de poste tension BPELp23).
- Force à l'origine correspondante $P_{\circ}$= 2.36MN

CHAPITRE III :

Caractéristiques des éléments du tablier

III. Caractéristiques des éléments du tablier

III.1 Caractéristiques du tablier

Le tablier comprend 3 travées identiques ou chacune porte 9 poutres de 35m de long et espacées de 1.75m.

Portant un hourdis de 0.2m d'épaisseur le tablier a une largeur totale de 15.59m.

Tableau 8 : Caractéristiques du tablier

Désignations	Valeurs
Largeur total du tablier	L_a=15.59m
Epaisseur de l'hourdis	e_h=0.20m
Largeur de l'hourdis (incluant les trottoirs)	L_h=14.76m
Largeur de la bordure gauche **Epaisseur**	L_t=0.185m E=0.226m
Largeur de la bordure droite **Epaisseur**	L_t=0.075m E=0.24m
Largeur de la corniche gauche	L=0.415m
Largeur de la corniche dépassant le tablier	L=0.15m
Largeur de la corniche droite	L=0.415m
Epaisseur de l'étanchéité	e_e=0.03m
Epaisseur de l'enrobé (BB)	E_e=0.08m
Dévers	d=2.5%
Nombre de poutres	n=9
Espacement des poutres	**E=1.75m**

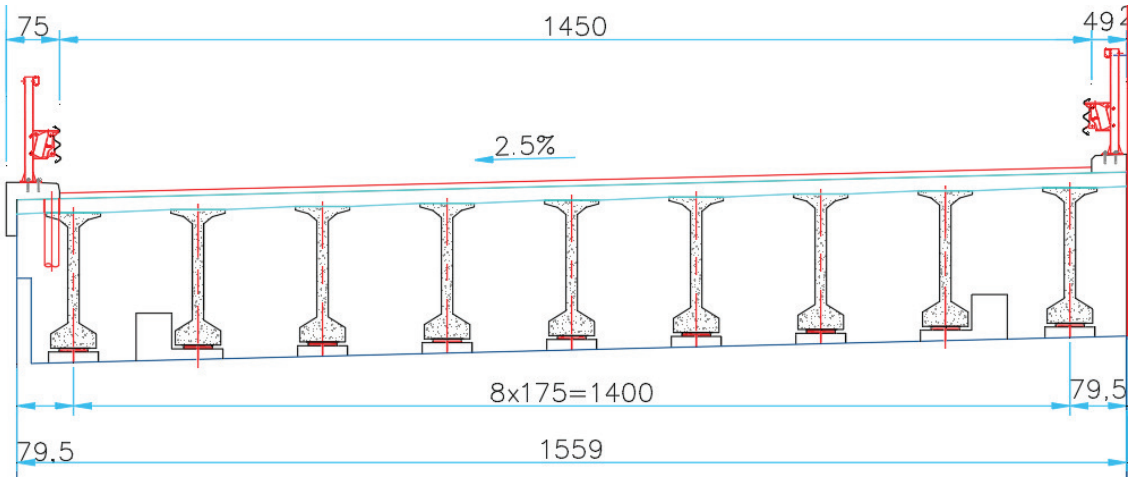


Figure 15 : Coupe transversale du tablier

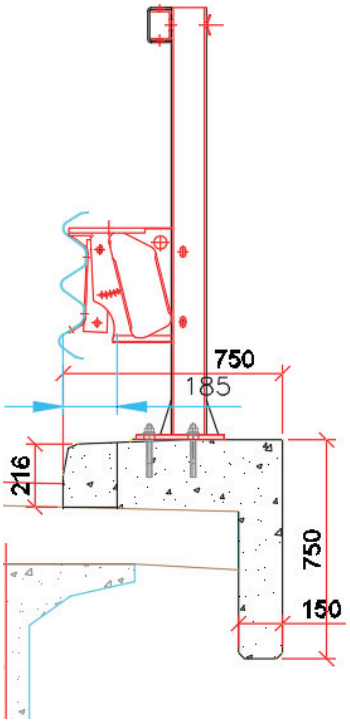


Figure 17 : Corniche côté gauche

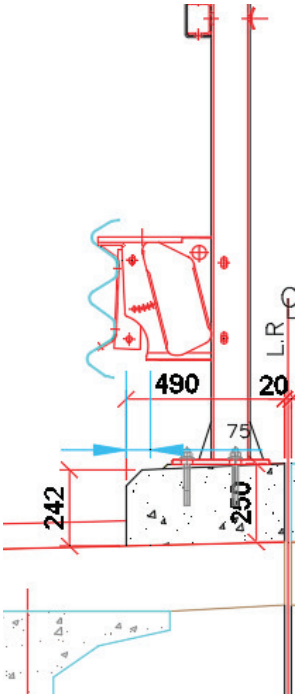


Figure 16 : Corniche côté droit

III.2 Géométrie de la poutre

Tableau 9 : Géométrie de la poutre

Désignations	Valeurs
Longueur de la poutre	L_p=35m
Hauteur de la poutre	H_p=1.9m
Largeur de la table de compression	b=0.76m
Epaisseur de la table de compression	E_{tab}=0.05m
Longueur de l'âme	L_a=1.35m
Epaisseur de l'âme à mi- travée	E_a=0.20
Largeur du talon	L_t=0.64m
Epaisseur du talon	E_t=0.20m
Gousset sup 1	E_g=0.05m α=15.52°
Gousset sup 2	E_g=0.1m α=45°
Gousset inf	E_g=0.15m α=34.29°

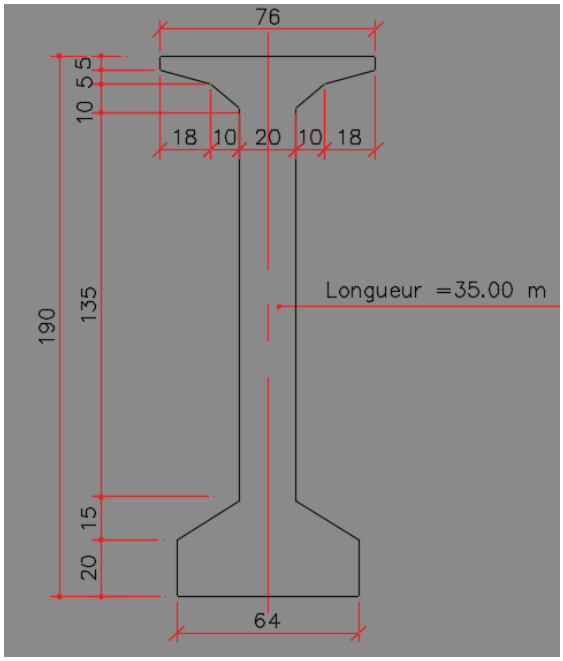


Figure 18 : Section de la poutre

III.3 Caractéristiques de la poutre

- B_i : l'aire de la section i.
- Bb : l'aire brute de toute la section telle que Bb= $\sum B_i$.
- Bn : l'aire nette de toute la section telle que Bn=95%Br.
- Z_i : la position du CDG de la section i par rapport à l'axe X.
- $S/(x)_i$: le moment statique de la section i telle que $S/(x)_i = Z_i * B_i$.
- S/(x)b : le moment statique brute de toute la section telle que $S/(x)b=\sum S/(x)_i$.
- S/(x)n : le moment statique net de toute la section telle que S/(x)n=95% S/(x)b.
- Ig_i : moment d'inertie de la section i par rapport au CDG telle que
  - Pour un rectangle $bh^3/12$; pour un triangle $bh^3/36$.
- $I/(x)_i$: le moment d'inertie de la section i par rapport à l'axe X telle que $I/(x)_i=Ig_i + B_i*Z_i$
- I/(x)b : le moment d'inertie brute de toute la section par rapport à l'axe X telle que $I/(x)b= \sum I/(x)_i$.
- I/(x)n : le moment d'inertie net de toute la section par rapport à l'axe X telle que I/(x)n=90% I/(x)b.
- Ig : le moment d'inertie brute de toute la section par rapport au CDG telle que Ig= I/(x)b – S/(x)b*V.
- Ign : le moment d'inertie net de toute la section par rapport au CDG telle que Ign=90%Ig.
- V'=S/(x)n / Bn ; V=H – V.
- ρ : le coefficient de rendement géométrique telle que ρ= Ign / Bn*V*V'.

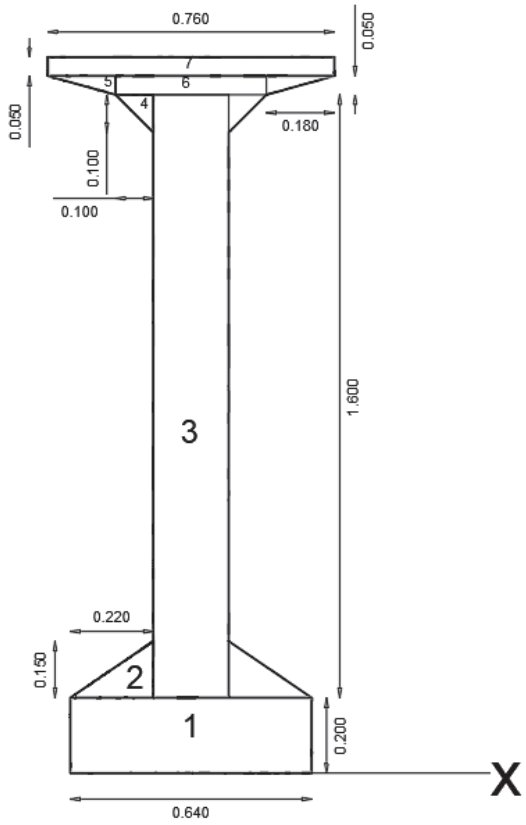


Figure 19 : Section de la poutre

Tableau 10 : Caractéristiques de la poutre (Annexe III.3)

Tableau 11 : Récapitulatif

Désignation	Valeurs
B_b (m^2)	0.558
B_n (m^2)	0.5301
$S/(x)_b$ (m^3)	0.482967
$S/(x)_n$ (m^3)	0.458817
$I/(x)_b$ (m^4)	0.653764
$I/(x)_n$ (m^4)	0.588388
V' (m)	0.8655
V(m)	1.0345
I_g (m^4)	0.2357
I_{gn} (m^4)	0.21213
ρ	0.4469

Le rendement de la section est de 45%.

CHAPITRE IV :

Calcul des charges et des surcharges

IV. Calcul des charges et des surcharges

IV.1 Charges permanentes

Le calcul des charges permanentes inclus le poids de la poutre et le poids de la dalle

IV.1.1 Poids de la poutre

Notre poutre à une section constante :

P : poids de la poutre ; L=35m ; B (sections de la poutre)=0.558m².

P= 2.5*35*0.558= 48.825t

Gp=48.825/35= 1.395t/ml.

IV.1.2 Poids de la dalle

Gd= 15.59*2.5*0.2= 7.8t/ml.

IV.2 Charges complémentaires permanentes

Tableau 12 : Charge complémentaire permanentes

Éléments	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Poids volumique (t/m³)	Poids (t/ml)
Béton bitumineux	14.5	0.08	2.4	2.784
Etanchéité	15.59	0.03	1.5	0.702
Bordures*2	0.6	0.226	2.5	0.34
Garde-corps et Glissière de sécurité				0.1
Corniche	0.15	0.75	2.5	0.281
			Le poids total :	4.647

Le poids total des charges : Gt = (1.395*9)+7.8+4.647= **25t/ml**.

IV.3 Calcul des surcharges

Largeur roulable : Lr = 14.5m

Largeur chargeable : Lc = 14.5-(2*0.5) = 13.5m on enlève de la longueur roulable 0.5m de chaque côté pour les glissières de sécurité.

Classe du pont : Classe 1 (Lr>7m)

Nombre de voies N= [Lc/3] = 4 voies.

Largeur de la voie V= Lc/N = 3.375m

IV.3.1 A(L)

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients résultants de l'application du tableau.

La charge A(l), exprimée en kilo newton par mètre carré (kN/m2) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{l+12}$$

Tableau 13 : Valeurs de a1 (RCPR)

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

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessus, est inférieure à (4 - 0,002l) kN/m², expression dans laquelle la longueur chargée L est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge A1 est obtenue par :

$$A_1 = \max\begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0{,}002l \end{cases}$$

La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient a2 = vo/v,

v étant la largeur d'une voie et vo ayant une valeur selon la classe du pont.

Tableau 14 : Valeurs de v0 (PCPR)

Classe de pont	v_o
première classe	**3,5 m**
deuxième classe	**3,0 m**
troisième classe.	**2,75 m**

La charge A2 = a2*A1 ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau 15 : Valeurs de A(L) (RCPR)

Désignation	Valeurs
L	34m
A(L)	10.126 KN/m2
a1	0.75
A1	7.595 KN/m2
v0	3.5m
v	3.375m
a2	1.037
A2	7.876 KN/m2

A = 0.788 t/m2.

Pour 1 voie chargée : A = 0.788*3.375=2.6595t/ml.

Pour 2 voies chargées : A= 0.788*6.75=5.319t/ml.

Pour 3 voies chargées : A= 0.788*10.125=7.979t/ml.

Pour 4 voies chargées : A= 0.788*13.5= 10.638t/ml.

IV.3.2 Bc

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

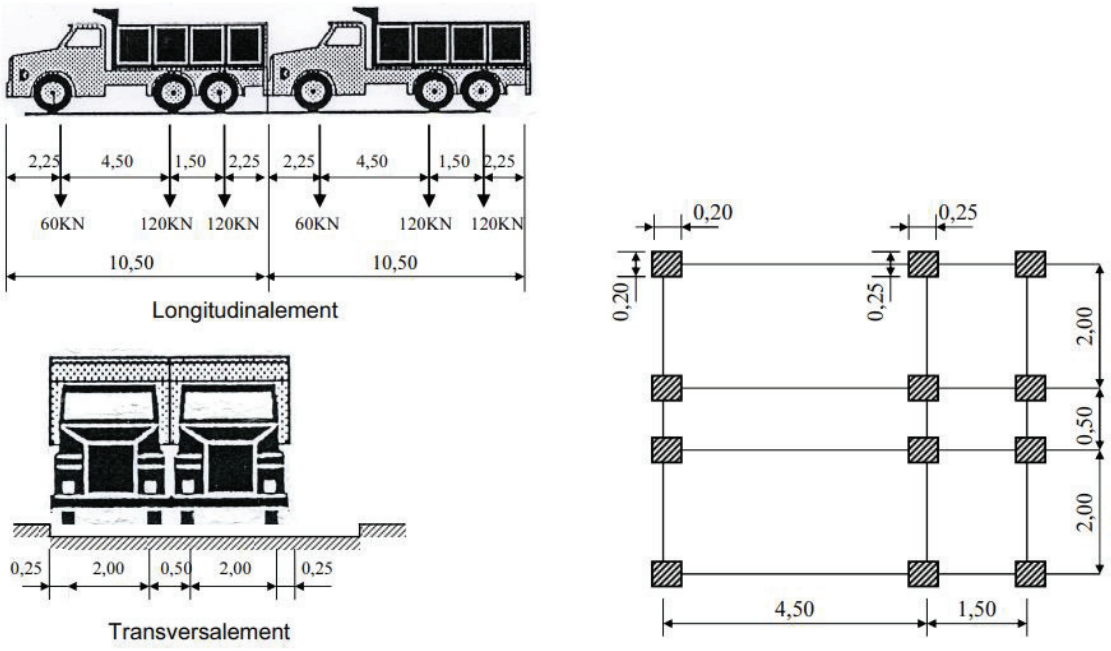


Figure 20 : Disposition du convoi Bc

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.50 m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées.

Pour le calcul des poutres maîtresses les bandes latérales peuvent toucher les bords de la largeur chargeable mais non empiéter sur eux.

Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients de pondération bc figurant dans le tableau ci-dessous :

Tableau 16 : Valeurs de bc (RCPR)

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Les charges du système B sont multipliées par le coefficient de majorations dynamiques applicable aux trois systèmes Bc, Bt, Br. Ce dernier est déterminé selon cette formule :

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,

G : sa charge permanente,

S : sa charge B maximale.

L'ouvrage comporte 4 voies ce qui implique qu'il y aura 4 camions transversalement et 2 camions longitudinalement : Bc = 30*(4*2)= **240t**

S= Bc*bc= 240*0.8= **192t**

G = 24.112*35= **850t ;** avec L=34m.

δ = 1.083

Le poids de l'essieu arrière : P =12*bc* δ =(12*4)*0.8*1.083 =41.59t.

Le poids de l'essieu avant : P/2 =20.79t.

IV.3.3 Mc120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

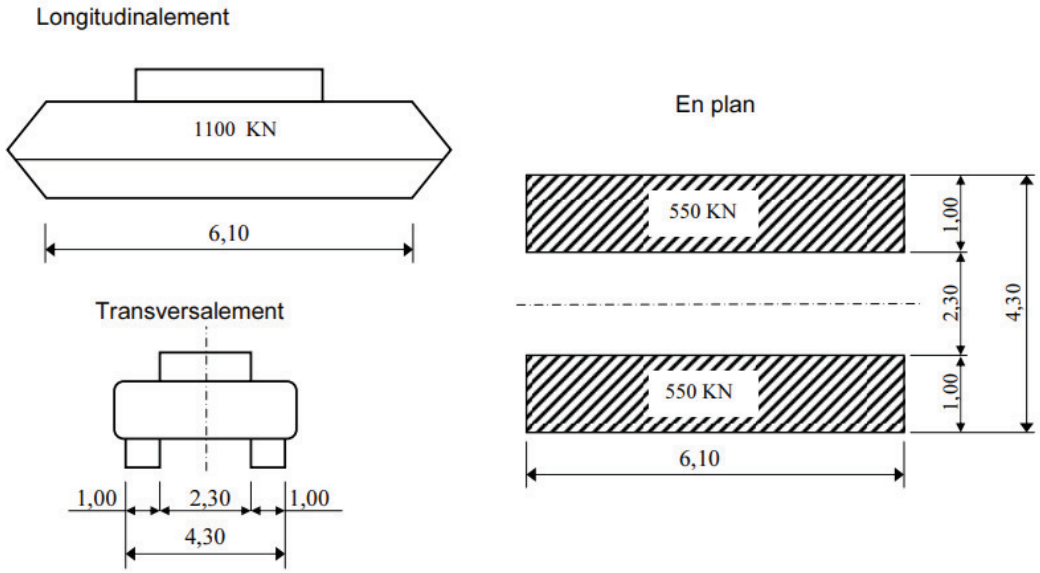


Figure 21 : Disposition de convoi Mc120 (RCPR)

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

On dispose un seul véhicule à 0.5m du début de la chaussée transversalement.

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

Le poids est de 110t.

Avec S =110t

Les majorations dynamiques sont aussi applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration δMc120 étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B.

δ = 1.07.

q=110*1.07= 117.7t.

IV.3.4 D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 kilo Newtons de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

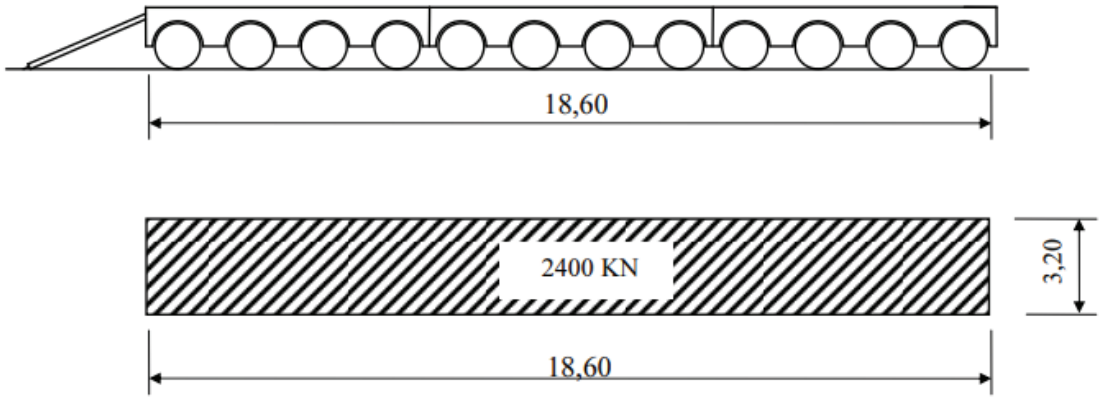


Figure 22 : Caractéristiques du convoi D240 (RCPR)

On dispose un seul véhicule à 0.5m du début de la chaussée transversalement. Le poids est de 240t.

Le convoi D240 n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique, elle est supposée de ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. Ce convoi est supposé rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h, ce qui justifie l'absence des effets dynamique.

IV.3.5 Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc. sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

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

L'effort de freinage correspondant à la charge A :

$$F = \frac{AS}{20 + 0{,}0035S}$$

Avec S : la surface chargée (m2).

A(L) =0.788t/m2 ; F = 16.74t.

L'effort de freinage correspondant à la charge Bc :

F =30t*bc= 24t.

IV.4 Calcul des éléments de réduction

On va calculer le moment longitudinal et l'effort tranchant maximal induit par les charges et les surcharges

T : effort tranchant pour les 9 poutres

$T_\circ$: effort tranchant pour 1 poutre

M : moment pour les 9 poutres

$M_\circ$: moment pour 1 poutre

IV.4.1 Poids propre

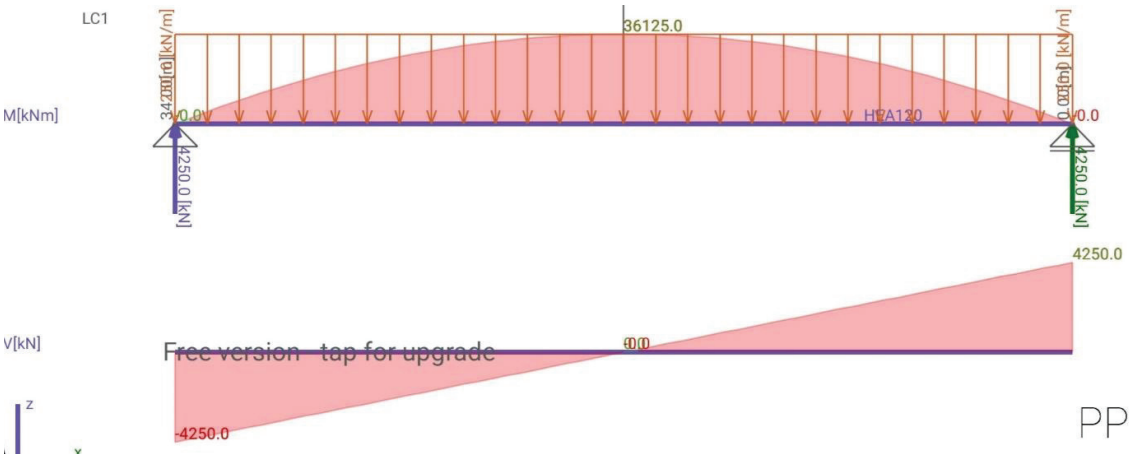


Figure 23 : Schéma statique du PP

L'effort tranchant max se trouve aux appuis :

T = Gt*L/2= 425t

$T_\circ$ = T/9= 47.22t

Le moment max d'une charge uniformément répartie se trouva à mi travée :

M = Gt*L^2/8 avec Gt =25t/ml ; L =34m.

M = 3612.5t.m ; $M_\circ$ = M/9= 401.4t.m

IV.4.2 A(L)

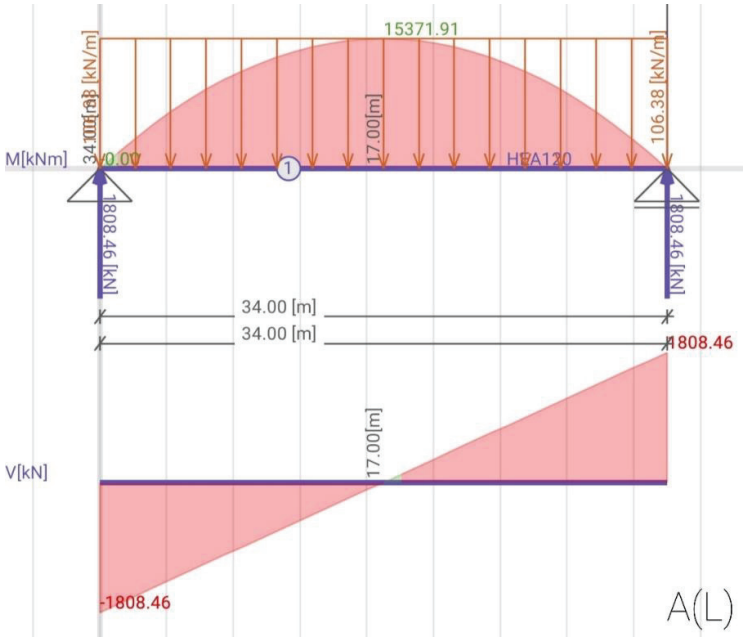


Figure 24 : Schéma statique de A(L)

L'effort tranchant max se trouve aux appuis :

T = A*L/2

Le moment max d'une charge uniformément répartie se trouva à mi travée :

M =A*L²/8

Tableau 17 : Efforts du au chargement A(L)

A(L)	A (t/ml)	L (m)	M (t.m)	$M_{\circ}$ (t.m)	T (t)	$T_{\circ}$ (t)
1 voie chargée	2,6595	34	384,29775	42,69975	45,2115	5,0235
2 voies chargées	5,319	34	768,5955	85,3995	90,423	10,047
3 voies chargées	7,979	34	1152,9655	128,107278	135,643	15,0714444
4 voies chargées	10,638	34	1537,191	170,799	180,846	20,094

IV.4.3 Bc

Calcul du moment max sous Bc : Théorème de barré :

Le moment fléchissant max se produit en S qui est le point d'application de la force P la plus proche de la résultante R qui se trouve à sa gauche ou à sa droite.

S : l'essieu le plus proche ou le milieu de la distance entre ce dernier et R coïncide avec l'axe qui se situe à mi- travée.

R : la résultante des forces (de tous les essieux).

Avec P =41.59t ; P/2 =20.79t ;

la résultante à gauche

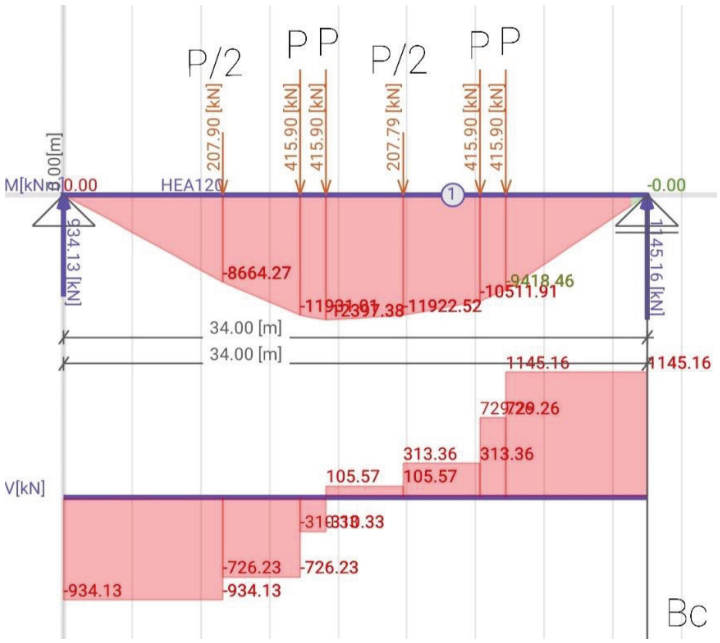


Figure 25 : Schéma statique de Bc

La position de la résultante R par rapport à l'essieu avant : $Xr = (\Sigma P_i * X_i)/ \Sigma P_i = 9.45m$.

La distance entre l'axe passant par la mi travée et R : $\delta = (9.45-6)/2 = 1.725m$.

La distance entre l'appui et l'essieu avant : $X1 = (34/2)-6-1.725 = 9.275m$.

Calcul des réactions : Ra+Rb =5P ; Ra=93.41t ; Rb= 114.52t.

Calcul du moment max (au point S) : Ms= Ra*(9.275+6) – (6*20.79) – (1.5*41.59) ; Ms =1239.71t.m

Calcul de l'effort tranchant max Tmax= 114.52t.

Tableau 18 : Efforts du au chargement Bc

Bc	M (t.m)	M_o (t.m)	T (t)	T_o (t)
1 voie chargée	309,9275	34,4363889	28,63	3,18111111
2 voies chargées	619,855	68,8727778	57,26	6,36222222
3 voies chargées	929,7825	103,309167	85,89	9,54333333
4 voies chargées	1239,71	137,745556	114,52	12,7244444

IV.4.4 Mc120

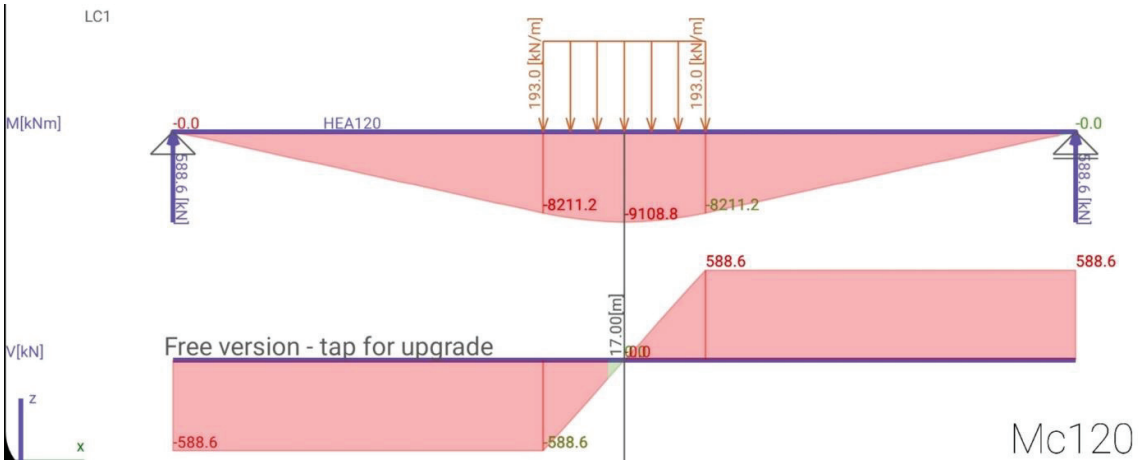


Figure 26 : Schéma statique de Mc120

Q =117.7/6.1= 19.3t/m

Tableau 19 : Tableau du au chargement Mc120

Mc120	M (t.m)	$M_{\circ}$ (t.m)	T (t)	$T_{\circ}$ (t)
	910,88	101,208889	58,86	6,54

IV.4.5 D240

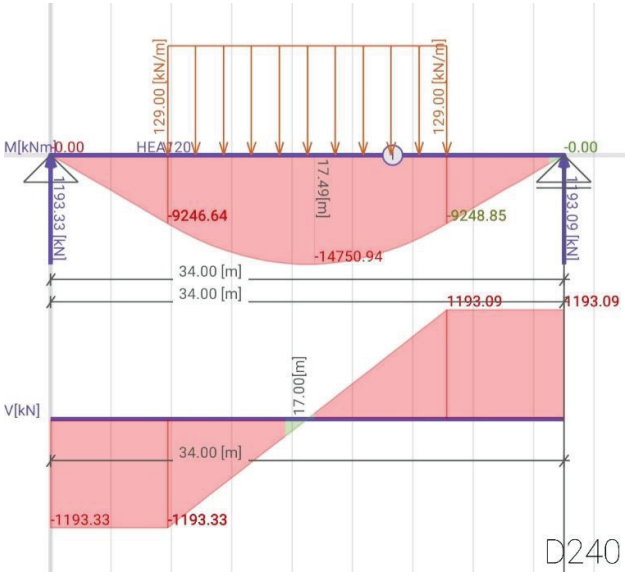


Figure 27 : Schéma statique de D240

Q =240/18.6= 12.9t/m

Tableau 20 : Efforts du au chargement D240

D240	M (t.m)	M_o (t.m)	T (t)	T_o (t)
	1475	163,888889	119,3	13,2555556

IV.4.6 Tableau Récapitulatif

Tableau 21 : Tableau récapitulatif

Charges et surcharges (t/ml)		M (t.m)	M_o (t.m)	T (t)	T_o (t)
Poids propre	G	3612,5	401,388889	425	47,2222222
A(L)	1 voie	384,29775	42,69975	45,2115	5,0235
	2 voies	768,5955	85,3995	90,423	10,047
	3 voies	1152,9655	128,107278	135,643	15,0714444
	4 voies	1537,191	170,799	180,846	20,094
Bc	1 voie	309,9275	34,4363889	28,63	3,18111111
	2 voies	619,855	68,8727778	57,26	6,36222222
	3 voies	929,7825	103,309167	85,89	9,54333333
	4 voies	1239,71	137,745556	114,52	12,7244444
Convois	Mc120	910,88	101,208889	58,86	6,54
	D240	1475	163,888889	119,3	13,2555556

CHAPITRE V :

Etude du tablier

V. Etude du tablier

V.1 Introduction

Pour le bon ferraillage des poutres il est indispensable de calculer les efforts transmit dans le sens longitudinal et transversal du tablier.

On utilise des méthodes numériques telles que la théorie des poutres et les lignes d'influences (théorème de barré) pour définir les sections les plus sollicités et déterminer les efforts internes maximaux (efforts tranchant et moments fléchissant) en considérant le tablier comme étant une poutre bi-appuyé dans le sens longitudinal.

Et pour le sens transversale on fait appelle à la méthode de Guyon Massonnet qui va nous permettre de désigner la poutre la plus sollicitée qui va être le modèle à prendre pour le ferraillage de toute les poutres.

Cette méthode reste l'une des plus simples et la plus utilisée, elle permet de calculer le tablier d'un pont constitué par un réseau de poutres. Elle consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutre en une dalle orthotrope d'épaisseur constante, cette dalle présente la même rigidité que le système initial. Cette méthode donne des résultats satisfaisants d'où la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable. Elle consiste également à tracer les lignes d'influences et de déterminer le coefficient de répartition transversale pour chaque effort. Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section à étudier sera imposée par la position de la poutre, on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retient la section qui donne les plus grandes valeurs du coefficient.

La plaque orthotrope est un grillage simple constituée dans le sens (x) de (t) entretoises espacées de (u), et dans le sens y de (p) poutres espacées de (v).

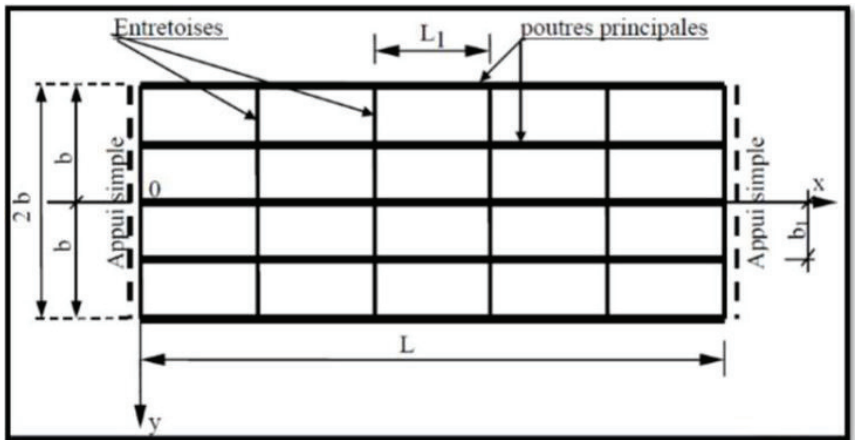


Figure 28 : Hypothèses de Guyon Massonnet

V.2 Détermination des paramètres

V.2.1 Le paramètre d'entretoisement θ :

Le paramètre θ détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\theta = \sqrt[4]{\frac{b^4}{l^4} \cdot \frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Avec :

- 2b : largeur active ; 2b =n*b1 avec n (nombre de poutres) et b1 (entre axe des poutres) ;
- ρp : rigidité flexionnelle de la poutre ; ρp = E*Ip/b1 avec Ip (inertie de la poutre) ;
- ρe : rigidité flexionnelle de l'entretoise (ici ρe=ρd (rigidité flexionnelle de la dalle) car il n'y a pas d'entretoise dans l'ouvrage) ; ρd =E*Id/L1 avec Id (inertie de la dalle) = b*h³/12 avec b=1m ;

Tableau 22 : Calcul de ϑ

Désignation	**valeurs**		
n	9	b (m)	1
b1 (m)	1,75	h (m)	0,2
b (m)	7,875	Id (m⁴)	0,00066667
L (m)	34	L1 (m)	1
Ip (m⁴)	0,235515	ρd	0,00066667
ρp	0,13458	θ	0,87305095

V.2.2 Le paramètre de torsion α :

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion dont la valeur de α est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2\sqrt{\rho p . \rho E}}$$

Avec :

- γp : rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur γp = Cp/b1 avec Cp : rigidité torsionnelle de la poutre :

  $Cp = \frac{G}{3}[(\sum hibi^3) + b_1 d^3/2]$ $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.416E$

  b1 : entre axe des poutres ; d : épaisseur de la dalle.
- γe : rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur γE = Ce/L1 avec Ce : rigidité torsionnelle de l'entretoise Ce = 2*G*IE.
- G : module de déformation transversale du béton (module de cisaillement)

- E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).
- v : coefficient de poisson égal à 0.2.

Pour calculer Cp il faut créer une poutre équivalente à une poutre réelle :

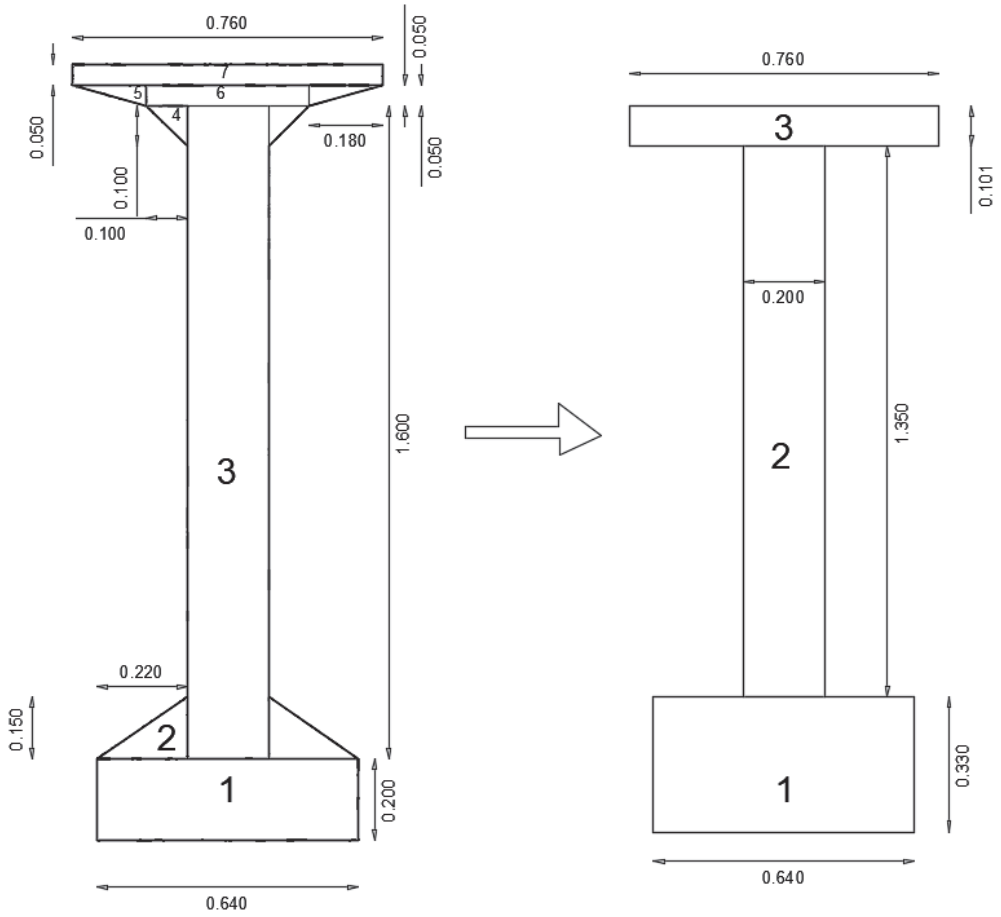


Figure 29 : Poutre équivalente

Tableau 23 : Calcul de α

Désignation	valeurs
h_i (m)	0,33
	1,35
	0,101
b_i (m)	0,64
	0,2
	0,76
b1 (m)	1,75
d (m)	0,2
G	0,416
$\sum h_i * b_i^3$	0,1416441
$b1*d^3/2$	0,007
Cp	0,02061198

Désignation	valeurs
Cp	0,02061198
Ce	0,00055467
γp	0,01177828
γE	0,00055467
ρp	0,13458
ρd	0,00066667
α	0,65101658

Conclusion : θ = 0.87 et α = 0.65 Par ces deux paramètres adimensionnels (α, θ), le comportement de la construction est complètement défini.

V.2.3 Disposition des poutres :

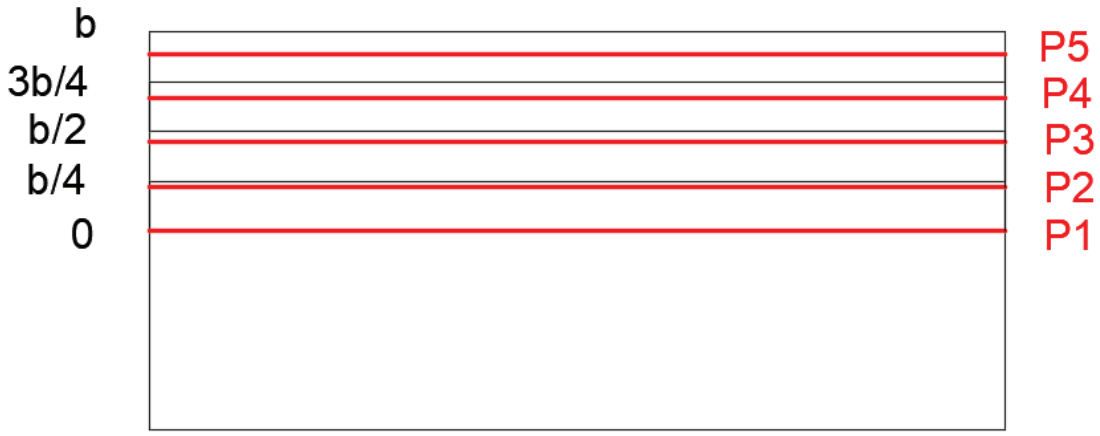


Figure 30 : Disposition des poutres

P1=0m ; P2=1.75m ; P3=3.5m ; P4=5.25m ; P5=7m ;

V.2.4 Valeur de Kα coefficient longitudinal :

On a θ =0.87 => 0.30 ≤ θ ≤ 1.00 => Kα=K0+ (K1- K0) α ^ (1 – exp (0.065-θ)/0.6).

Kα=K0+0.74 (K1-K0)

Tableau 24 : Valeurs de K0 et K1 (Annexe V.2.4)

Tableau 25 : Valeurs de K0.65 (Annexe V.2.4)

V.2.5 Valeur de Kα coefficient longitudinal pour chaque poutre :

Tableau 26 : Valeurs de K0.65 pour chaque poutre (Annexe V.2.5)

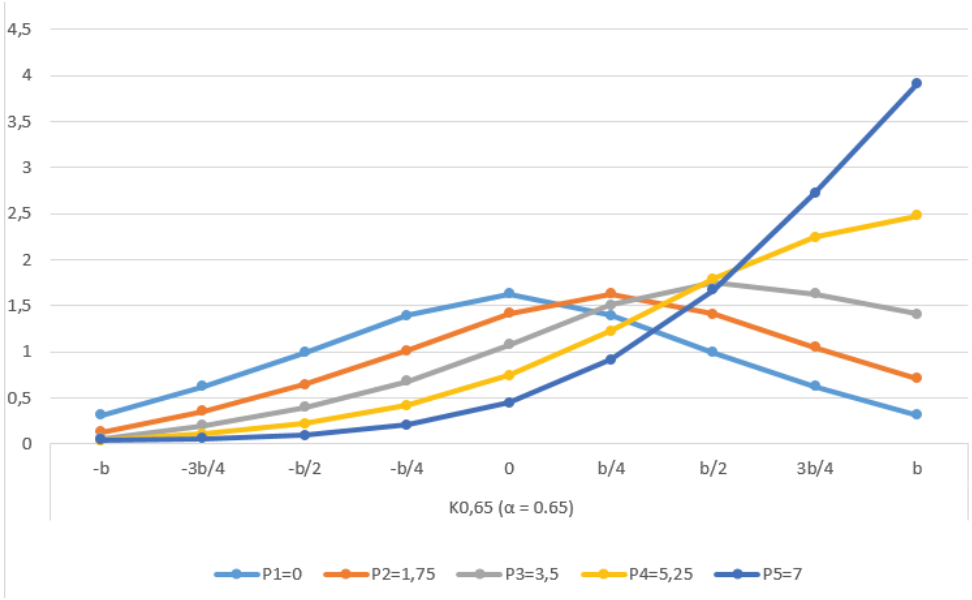


Figure 31 : Les lignes d'influences de chaque poutre

V.2.6 Valeur de Kα coefficient longitudinal pour chaque chargement :

- **A(L) :**

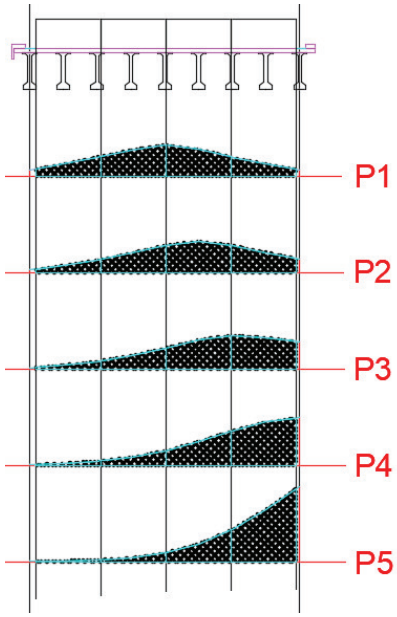


Figure 32 : Evaluation de Ka pour A(L)

Tableau 27 : Calcul de surfaces

surface (m²)	1er voie	2èm voie	3èm voie	4èm voie
Poutre 1	2,678	4,7618	4,7045	2,6114
Poutre 2	1,6691	3,6797	5,1911	4,0312
Poutre 3	0,9927	2,5852	4,8232	5,6093
Poutre 4	0,5566	1,6598	3,9956	6,9093
Poutre 5	0,2621	0,8991	3,0648	7,8214

Tableau 28 : Valeurs de Ka moy pour A(L)

A(L):	Poutre	surface (m²)	Largeur chargée (m)	Kα moy
1 voie chargée G	1	2,678	3,375	0,79348148
	2	1,6691	3,375	0,49454815
	3	0,9927	3,375	0,29413333
	4	0,5566	3,375	0,16491852
	5	0,2621	3,375	0,07765926
2 voie chargée G	1	7,4398	6,75	1,10219259
	2	5,3488	6,75	0,79241481
	3	3,5779	6,75	0,53005926
	4	2,2164	6,75	0,32835556
	5	1,1612	6,75	0,17202963
3 voies chargées G	1	12,1443	10,125	1,19943704
	2	10,5399	10,125	1,04097778
	3	8,4011	10,125	0,82973827
	4	6,212	10,125	0,61353086
	5	4,226	10,125	0,41738272
4 voies chargées	1	14,7557	13,5	1,09301481
	2	14,5711	13,5	1,07934074
	3	14,0104	13,5	1,03780741
	4	13,1213	13,5	0,97194815
	5	12,0474	13,5	0,8924

❖ **Bc :**

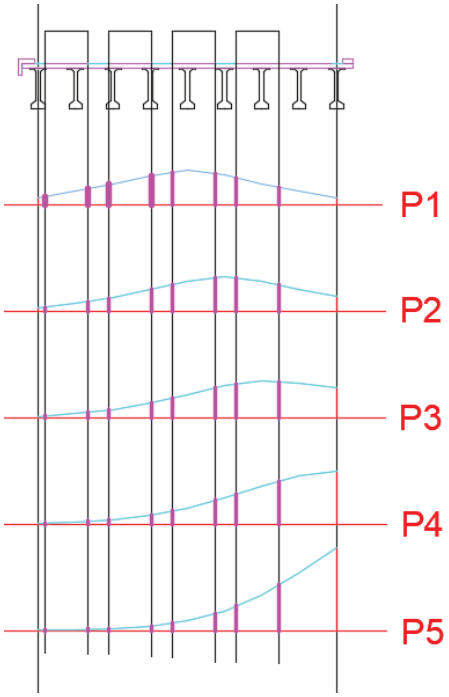


Figure 33 : Evaluation de Ka pour Bc

Tableau 29 : Valeurs de Ka moy pour Bc (Annexe V.2.6)

❖ **Mc120**

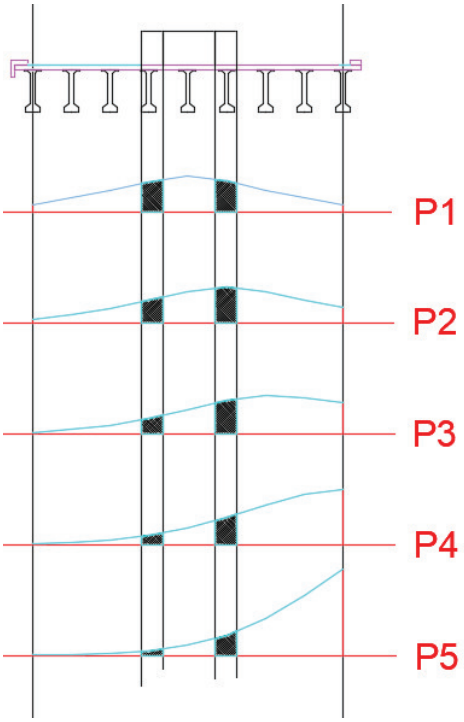


Figure 34 : Evaluation de Ka pour Mc120

Tableau 30 : Valeurs de Ka moy pour Mc120

MC120	Poutre	S1 (m²)	S2 (m²)	Largeur chargée (m)	Kα moy
milieu	1	1,4381	1,4232	1	1,43065
	2	1,094	1,597	1	1,3455
	3	0,7592	1,449	1	1,1041
	4	0,4806	1,1618	1	0,8212
	5	0,2532	0,8556	1	0,5544

❖ **D240 :**

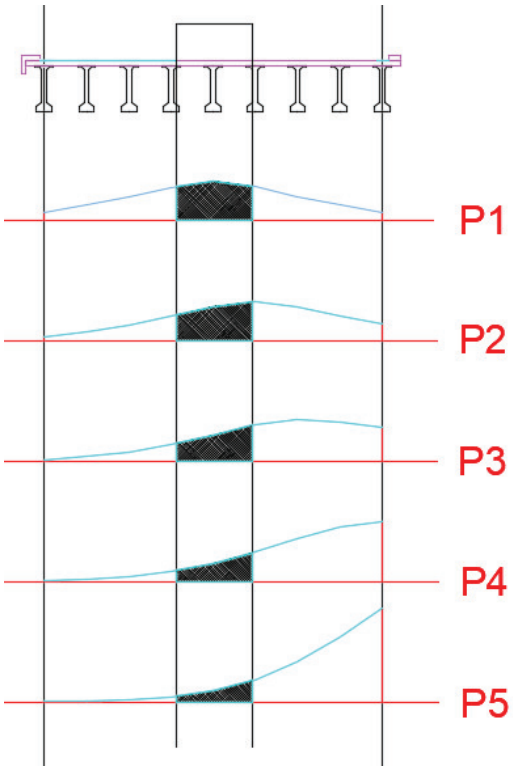


Figure 35 : Evaluation de Ka pour D240

Tableau 31 : Valeurs de Ka moy pour D240

D240	Poutre	S (m²)	Largeur chargée (m)	Kα moy
milieu	1	4,9076	3,2	1,533625
	2	4,4474	3,2	1,3898125
	3	3,5136	3,2	1,098
	4	2,5191	3,2	0,7872188
	5	1,6159	3,2	0,5049688

V.3 Tableau Récapitulatif

Tableau 32 : Tableau récapitulatif (Annexe V.3)

Tableau 33 : Moment fléchissant réel suite au calcul manuel

Moment	(t.m)	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
ELS	G+D240	**652,724**	629,15	581,33	530,39	484,14
ELU	1,35G+1,35D240	**881,177**	849,35	784,8	716,03	653,6

La poutre la plus sollicité est la poutre 1 (poutre médiane).

Les efforts donnés par la suite sont calculés automatiquement avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS →

V.4 Combinaison de charges pour moment max

Tableau 34 : Combinaison de charges pour moment max

Moment	(t.m)	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
ELS	G+1,2A(L)	648,338	647,609	643,831	639,696	637,149
	G+1,2Bc	598,71	620,255	636,651	651,762	666,86
	G+1,2Mc120	608,074	611,38	555,525	516,766	495,144
	G+D240	**700,07**	670,673	609,259	550,701	504,142
ELU	1,35G+1,6A(L)	871,214	870,315	865,451	860,22	857,17
	1,35G+1,6Bc	804,996	833,82	855,874	876,284	896,782
	1,35G+1,35Mc120	775,35	780,057	719,249	679,801	660,145
	1,35G+1,35D240	**945,094**	905,408	822,5	743,447	680,591

V.5 Combinaison de charges pour effort tranchant max

Tableau 35 : Combinaison de charges pour effort tranchant max

	t	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
ELS	G+1,2A(L)	73,235	73,207	72,647	70,666	71,561
	G+1,2Bc	72,748	71,72	73,254	73,857	78,214
	G+1,2Mc120	68,733	79,936	57,079	49,135	54,717
	G+D240	**93,331**	79,892	63,988	56,059	53,993
ELU	1,35G+1,6A(L)	98,409	98,376	97,644	94,999	96,333
	1,35G+1,6Bc	97,76	96,394	98,455	99,254	105,204
	1,35G+1,35Mc120	87,618	100,291	74,771	65,774	73,949
	1,35G+1,35D240	**125,996**	107,854	86,384	75,68	72,891

Conclusion :

Après avoir calculé manuellement, déterminé les éléments de réduction (moment fléchissant et effort tranchant max) et trouver la répartition transversale des efforts, on remarque bien que les résultats des deux méthodes de calculs sont approchées, et cela est dû principalement aux différences dans les hypothèses de calcul. je me suis basés sur les résultats données par la modélisation sur logiciel pour la suite du travail.

CHAPITRE VI :

Etude de la précontrainte

VI. Etude de la précontrainte

VI.1 Introduction

La découverte du béton est due à l'ingénieur britannique John Smeaton, en 1756. Plus de 150 ans plus tard, en 1928, Eugène Freyssinet dépose un brevet sur une amélioration apportée au béton : c'est l'invention du béton précontraint. Mis au point par le Français, le béton précontraint est une technique qui vise à améliorer la résistance du béton face à des sollicitations très élevées. En créant une compression initiale permettant au béton d'être totalement comprimé sous les sollicitations, Eugène Freyssinet découvre la solution pour rendre plus résistant le béton jusque-là trop peu résistant en traction. On distingue généralement une précontrainte par « pré-tension » et une précontrainte par « post-tension », la première définissant une tension appliquée aux armatures avant la prise complète du béton, la seconde après la prise complète de ce même béton.

Aujourd'hui, le béton précontraint est couramment utilisé dans le domaine de la construction, au même titre que les autres types de béton. Il peut être employé sur des petites structures ou sur de très grands chantiers. Pénétré de barres d'acier qui sont mises en tension, avant ou après son séchage, il subit une pression, et donc une précontrainte, qui augmente sa qualité de compression. Ce gain sera un véritable avantage lors de la mise en service de l'ouvrage réalisé, car il va s'opposer aux contraintes de tractions des autres charges, comme la charge d'exploitation ou la charge climatique.

VI.2 Procédés de la précontrainte utilisé

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

VI.3 Calcul du nombre de câbles

NB : Les caractéristiques géométriques prisent en compte sont celles de la poutre avec hourdis

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicité (poutre 1) suivant le moment maximal calculé à l'ELU et à l'ELS.

Le nombre de câble est calculer à l'ELS selon le BPEL et la vérification se fait à l'ELU.

Les justifications sont faites selon la classe II.

- Mmax (moment max à l'ELS) Mg+Mq = 700.07t.m= **7MN.m**

- Mmin (moment min à l'ELS) Mg = 458.256t.m= **4.58MN.m**
- L'enrobage d'= 0.1*2.1= **0.21m**
- σt : contrainte de traction du béton σt = - 1.5 (0.6 + 0.06fc28) = **-4.05MPa.**
- c = ρ*V=**0.4114m**
- c' = ρ*V'=**0.6723m**

Tableau 36 : Caractéristiques géométrique de la section considérée

Désignation	Valeurs
Section brute Sb (m^2)	0,908
Inertie brute Igb (m^4)	0,5137
Section nette Sn (m^2)	0,8626
Inertie nette Ign (m^4)	0,46233
h (m)	2,1
V'	1,3028
V	0,7972
Rendement ρ	0,51605689
L'enrobage d' (m)	0,19

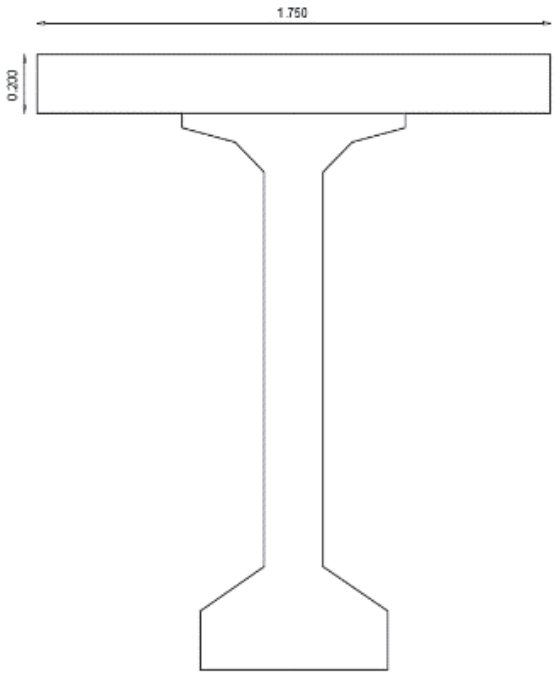


Figure 36 : Section poutre + hourdis

VI.3.1 Détermination du type de la section :

Précontrainte minimal Pmin =max [PI ; PII] ;

$$\begin{cases} P_i = \dfrac{\Delta M}{\rho h} + B_n \times \sigma_m \\ P_{II} = \dfrac{\sigma_m \times \rho \times B \times v + M_{max}}{C + V' - d'} \end{cases}.$$

PI = -1,2605

PII = 3,6496

Pmin = 3,6496MN

PII> PI : notre section est sur-critique.

V.3.2 Aciers de précontrainte :

Les câbles utilisés sont des câbles 12T15 standard ayant les caractéristiques suivantes :

- ❖ Contrainte maximale de rupture garantie fprg = 1770Mpa
- ❖ Contrainte limite minimale d'élasticité fpeg = 1600Mpa
- ❖ La section de 12T15 est de Ap=1668 mm^2

- Le diamètre du toron est de 15,2 mm
- Diamètre de la gaine φ = 80mm
- Coefficient de frottement angulaire f =0.18rad-1
- Coefficient de frottement linéaire υ=0.002 m-1
- Relaxation à 1000 heures ρ1000=2.5% TBR « très basse relaxation ».
- Module de déformation élastique : Ep=2*10^5Mpa
- Contrainte à l'origine correspondante à σp0 = 0.8fpeg= 1416 MPa (cas de poste tension BPELp23).
- Force à l'origine correspondante P_0= 2.36MN

Si on estime les pertes de précontrainte à 25% de P0

On aura :

Pmin≤ 0.75 x n xP0 $\Rightarrow n \geq \frac{Pmin}{P0 \times 0.75}$ n ≥2.1

On prend **n = 3 câbles de 12T15**

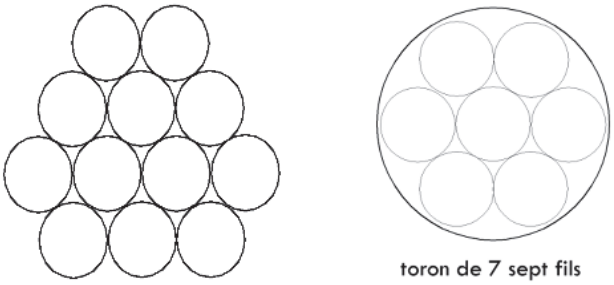


Figure 37 : Type de câble et leurs constituants

VI.3.3 Vérification de la borne supérieure de précontrainte :

Nous vérifions que P_0 n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble. La valeur de la précontrainte minimale est donnée par l'expression suivante :

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

7.08 ≤ 15.88

L'inégalité est vérifiée.

VI.3.4 Détermination de nombre des câbles à l'about :

NB : Les Caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule sans hourdis.

Tableau 37 : Caractéristiques géométrique de la poutre seul

Désignation	Valeurs
B_b (m^2)	0,558
B_n (m^2)	0,5301
V' (m)	0,8655
V(m)	1,0345
Ig (m^4)	0,2357
Ig_n (m^4)	0,21213
h (m)	1,9
L'enrobage d' (m)	0,12
$e_\circ = -(v'-d')$	-0,7455
ρ	0,446937

On a:

fc28 = 35 MPa

ft28 = 0.06 x fc28 + 0.6 = 2.7 MPa

Pour la fibre supérieure : $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$(BPEL 91)

$$\sigma_{sup} = \frac{M_g.V}{I_{Gn}} + P\left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_{Gn}}\right) \geq \sigma_{bt} = -1.5\, xf_{tj}$$

Pour la fibre inferieur : $\sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma_{inf} = -\frac{M_g.V'}{I_n} + P\left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_0 V'}{I_n}\right) \leq \sigma_{bc} = 0.6\, xf_{cj}$$

Application numérique :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} \rightarrow P = 18.74 \text{ MN.} \\ \sigma_{inf} \rightarrow P = 8.548 \text{ MN.} \end{cases}$$

Donc P = 8.548 MN et $P_\circ$ = 2.36 MN

$n = P/P_0 = 3.62$

Donc notre section peut supporter jusqu'à 3 câbles de 12T15.

VI.4 Vérification des contraintes normales :

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section à mi travée de la poutre seule.

$$\text{Fibre supérieur} \qquad \sigma_{sup} = \frac{P}{Bnette} + \frac{M_G.V}{I_{GN}} + \frac{M_P.V}{I_{GN}} \geq \sigma_{min}$$

$$\text{Fibre inferieur} \qquad \sigma_{inf} = \frac{P}{Bnette} + \frac{M_G.V'}{I_{GN}} + \frac{M_P.V'}{I_{GN}} \leq \sigma_{max}$$

Avec :

- MP : moment dû à la précontrainte (Mp = n x P_0 x e0) ;
- P : effort de la précontrainte (P = n x P_0 x %mise en tension x % pertes pour chaque étape)
- MG : moment dû au poids propre MG = G*L²/8
- σmax = σbc : contraintes maximal de compression σbc = 0.6*Fcj
- σmin = σbt : contraintes maximale de traction σbt = -1.5*Ftj
- Fcj = j*fc28/(4,76+0,83j)
- Ftj = 0.6+0.06*Fcj

La vérification se fait sur plusieurs : étapes en phase d'exécution et en phase d'exploitation.

❖ **Etape 1 :**

Après 7 jours, la mise en tension est de 50 %.Les pertes considérées estimées sont à 10 %.

- Fc7 = 23.178 Mpa
- Le moment est dû au poids propre de la poutre

❖ **Etape 2**

Fc28 = 35 Mpa

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.

❖ **Etape 3**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase (béton frais), la section résistante reste celle de la poutre seule.

- Mg : moment du au poids propre de la poutre + hourdis.

❖ **Etape 4**

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section à mi travée de la poutre seule + hourdis.
- La mise en tension du troisième câble est faite à 100 %.

- Les pertes considérées sont de 25 %.
- σmax= 0,5*fc28.

❖ **Etape 5**

L'ouvrage est mis en service.

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- Moment max à l'ELS
- σmax = 0,6 fc28

Tableau récapitulatif :

Tableau 38 : Vérification des contraintes normales

Verification σn	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5
n	3	3	3	3	3
$P_{\circ}$ (Mpa)	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
j (jours)	7	28	28	28	28
Fcj (Mpa)	23,17880795	35	35	35	35
Ftj (Mpa)	1,990728477	2,7	2,7	2,7	2,7
% M en T	0,5	1	1	1	1
% pertes	0,9	0,8	0,8	0,75	0,75
G (MN/m)	0,01395	0,01395	0,0227	0,0227	
MG (MN.m)	2,015775	2,015775	3,28015	3,28015	7
Bn (m^2)	0,5301	0,5301	0,5301	0,8626	0,8626
V' (m)	0,8655	0,8655	0,8655	1,3028	1,3028
V(m)	1,0345	1,0345	1,0345	0,7972	0,7972
Ign (m^4)	0,21213	0,21213	0,21213	0,46233	0,46233
$e_{\circ}$ = – (v'–d')	-0,7455	-0,7455	-0,7455	-1,1828	-1,1828
σmax	13,90728477	21	21	17,5	21
σmin	-2,98609272	-4,05	-4,05	-4,05	-4,05
σsup	4,257549761	-0,07687643	6,08913469	0,9819864	7,39615901
σinf	7,476506061	19,6883633	14,5296561	14,6109696	4,12880192
	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.5 Tracé des câbles

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi, l'angle de relevage de ces câbles varie de quelques degrés (1 à 2 degrés) pour le câble le plus bas, à une vingtaine de degrés pour le câble le plus haut, ce qui correspond à une inclinaison moyenne de 10 à 12 degrés, apportant une bonne réduction d'effort tranchant. Le câble inférieur est ancré au plus bas de manière, et selon l'expression consacrée, à arroser l'appareil d'appui.

Il-y-a plusieurs théories pour déterminer le tracé en long de câble; en prends la théorie simplifiée qui nous exige deux conditions principales :

- La précontrainte P(x) est admise constante sur le tronçon considéré « P(x) = P0 = Cte ».
- L'inclinaison α(x) des câbles de précontrainte par rapport à l'axe X (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontrainte est de la forme rectangulaire «au niveau de l'extrémité» puis il prend la forme de parabole et il suit la parallèle avec la fibre extrême inférieur.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

- $Y = A X^2 + B X + C$.
- $Y' = 2 A X + B$.
- $Y'' = 2 A$.

D'une autre partie; le câble dans la zone médiane de la poutre est rectiligne. Le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité des contraintes de cisaillement qui sont importantes aux appuis.

VI.5.1 Position des câbles 1°,2° et 3° sortant de l'about :

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

VI.5.1.1 Détermination de A1, A2, et B :

On fixe: B = 0.50m entre axe des câble (recommandation BPEL)

A1= 0.3655m ; A2= 0.5345m

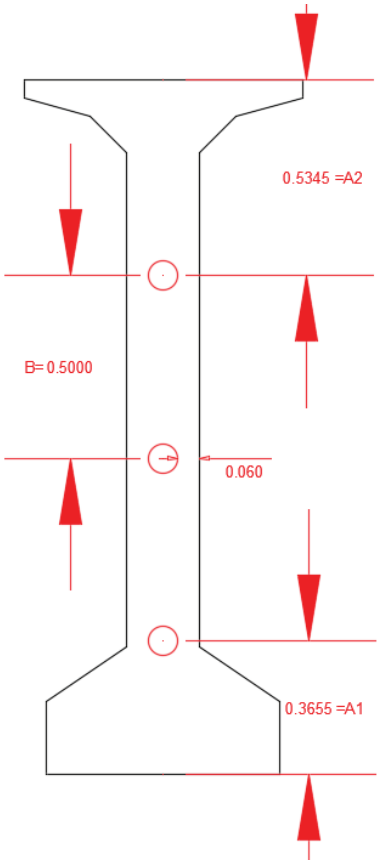


Figure 38 : Position des câbles 1°,2° et 3° sortant de l'about

VI.5.2 Position des câbles 1°,2° et 3° à mi travée :

Dans la section médiane tous les câbles vont se retrouver à la partie inferieur de la poutre (talon).

En respectant la distance de Ø autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on fixe l'espacement recommandé par la BPEL (article 10.2.22) :

VI.5.2.1 Espacement horizontale des câbles Eh :

Eh ≥ 1.5 Ø avec Ø : Diamètre de la gaine Ø = 8cm

Eh ≥ 12cm ; Donc l'espacement horizontale est de 12 cm entre chaque câble.

VI.5.2.2 Distance du câble à chaque paroi de la poutre :

$$C \geq \begin{cases} \frac{3}{4}\, a \\ \text{Ø limité à 80 mm} \\ d \end{cases}$$

Avec :

- a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit les câbles
- Ø : le diamètre du câble

- d =40 mm pour les ouvrages courants

$$C \geq \begin{cases} \frac{3}{4}\,80 = 60\ \text{mm} \\ 80\ \text{mm} \\ 40\ \text{mm} \end{cases}$$

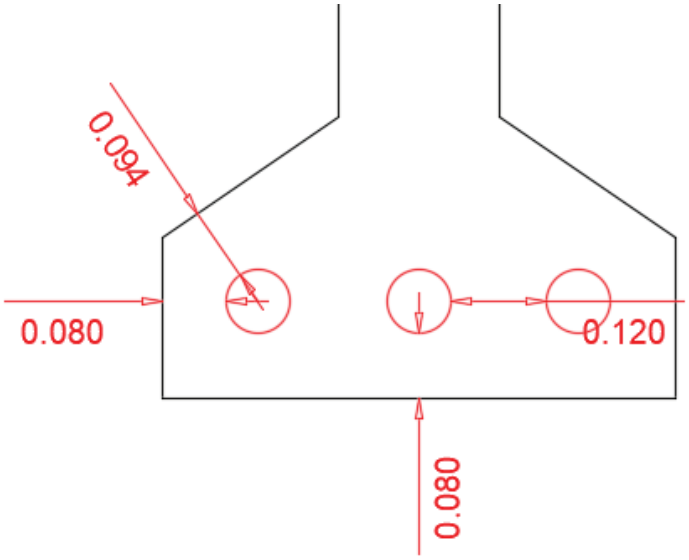


Figure 39 : Position des câbles 1°,2° et 3° à mi travée

VI.5.3 La trajectoire des câbles :

(Section à mi travée X =0).

- **Câble n°1 :**

La trajectoire du câble dans la partie non rectiligne suit une parabole d'équation :

$Y = A*X^2 + B*X + C$.

$X = 0 \rightarrow Y =$ **C =0.12**.

$Y' = 2A*X + B = tg\alpha 1$; $X = 0 \rightarrow Y' = 0 \rightarrow$ **B =0**.

$X = 17.5 \rightarrow Y = 0.3655 \rightarrow$ **A =8*10^-4**

$\rightarrow$ **$Y = (8*10^{-4})*X^2 + 0.12$**.

$\rightarrow \alpha 1 = 1.6^{\circ}$.

❖ **Câble n°2 :**

Y = A*X² + C.

X =0 → Y =**C =0.12**.

X =17.5 → Y =0.8655 → **A = 2.43*10^-3.**

→ **Y = (2.43*10^-3)*X² + 0.12**.

→ α2 =4.72°.

❖ **Câble n°3 :**

Y = A*X² + C.

X =0 → Y =**C =0.12**.

X =17.5 → Y =1.3655 → **A = 4.1*10^-3.**

→ **Y = (4.1*10^-3)*X² + 0.12**.

→ α3 =8.2°.

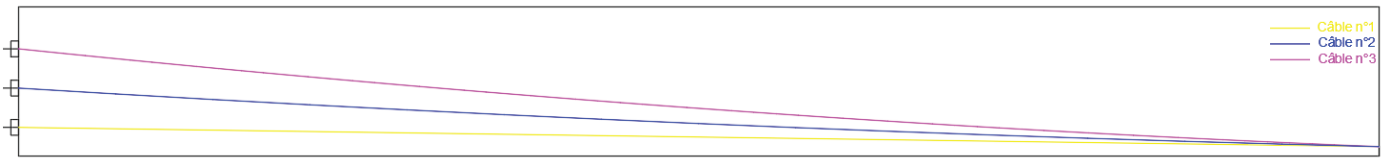


Figure 40 : Tracé des câbles

VI.5.4 La vérification de l'angle de relevage solen le BPEL :

L'angle de relevage est vérifié par la formule suivante :

$$\arcsin\left(-\frac{\overline{V}-VM}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{\overline{V}+Vm}{P}\right)$$

Avec :

VM: effort tranchant max; VM= Vmax (G + D240) = 0.93MN.

Vm: effort tranchant min; Vm= Vmin (G) = 0.55 MN.

$\overline{V}$ = $\overline{\tau}$*bn*0.8h.

$\overline{\tau}$: Effort de cisaillement limité ; $\overline{\tau} = \left(0.4\ ftj\left(ftj + \frac{2}{3}\sigma\right)\right)^{1/2}$

σx : contrainte normale au niveau de fibre neutre ; σx = P/Bm ; P =3*2.36= 7.1MN ; σx =1.95Mpa.

Bm= Bbrute (P+d) – n x $\pi\Phi^2/4$ = 0.8929m².

$\overline{\tau}$ = 2.24Mpa.

bn= b0– m*k*Ø ; avec: (m =1): Nombre des gaines par lit, (K=0.5): gaine injectée avec du ciment.

bn= 0.6m.

$\overline{V}$ =2.04MN.

-10.70 ° $\leq \alpha \leq$ 24.51 °.

Donc : -9.02° $\leq$ (1.6° ; 4.72°; 8.2°) $\leq$ 12.14°.

Les angles de relevage sont vérifiés.

VI.5.5 Caractéristiques géométriques des sections :

L'introduction des câbles dans la poutre changent les caractéristiques géométriques des sections :

Section de la poutre seule :

Tableau 39 : Caractéristiques géométriques de la poutre seul corrigées

Désignation	B (m²)	Ig (m⁴)	H (m)	V' (m)	V (m)
Section brute	0,558	0,2357	1,9	0,8655	1,0345
Gaines	0,01508				
Section nette	0,5429	0,2271	1,9	0,8862	1,0138

Section de la poutre avec hourdis :

Tableau 40 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis corrigées

Désignation	B (m²)	Ig (m⁴)	H (m)	V' (m)	V (m)
Section brute	0,908	0,5137	2,1	1,3028	0,7972
Gaines	0,01508				
Section nette	0,8929	0,4923	2,1	1,3228	0,7772

VI.6 Les pertes de précontrainte

Les câbles de précontrainte ont des capacités ultimes allant de 200 à 15000 kN et sont initialement tendus à des taux de contrainte relativement élevés, soit 60% à 80% de leurs résistances à la traction. La force de précontrainte correspondante qui agit dans l´élément de béton peut être sensiblement inférieure à la force initiale **pi** appliquée par les vérins. Cette différence provient des pertes de tension instantanées et différées dans le câble.

Pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

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.

VI.6.1 Les pertes instantanées:

VI.6.1.1 Pertes dues au frottement :

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine, le frottement du câble sur la gaine diminue la tension le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

$\Delta\sigma f = \sigma_{p0}\ (1 - e^{-(f\alpha + \varphi l)})$.

Avec :

- α: L'angle de relevage du câble en rad.
- l : Longueur en courbe des câbles.
- f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que f = 0,19/rad.
- ϕ: Perte relative de tension par mètre, telle que ϕ= 0,002/m.
- σp_0 : Contrainte de tension à l'encrage σ_{p0} = 1416 Mpa. (σp_0 = Min (0.8fprg ; 0.9fpeg)).
- $\alpha = |\alpha_x - \alpha_0|$; $\alpha 1 = |(16 * 10^{-4})X - 0.0279|$; $\alpha 2 = |(4.86 * 10^{-3})X - 0.0823|$; $\alpha 3 = |(8.2 * 10^{-3})X - 0.1431|$

Tableau 41 : Pertes dues au frottement

Section	Câble	X (m)	α (rad)	Δσf (MPa)	Δσf moy (MPa)
0,00L	1	0	0,0279	7,48635588	22,47902725
	2	0	0,0823	21,9697737	
	3	0	0,1431	37,9809522	
0,25L	1	8,75	0,0139	28,2343673	35,51835452
	2	8,75	0,0397	35,020548	
	3	8,75	0,07135	43,3001483	
0,5L	1	17,5	0	48,7027306	48,70273058
	2	17,5	0	48,7027306	
	3	17,5	0	48,7027306	

VI.6.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant le blocage définitif,

Si d < L/2 il faut tirer câble par les extrémités afin d'obtenir de tension plus si élevées.

Si d >L/2 il faut tirer le câble par une seule extrémité.

Lors du blocage des armatures de précontraintes par le système d'ancrage, il se produit un léger mouvement des dispositifs d'ancrage par rapport au béton. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est freiné par le frottement entre le câble et sa gaine. Au bout d'une certaine distance « d » les pertes s'annulent, cette perte est calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_{p_0}\left(f\,.\frac{\alpha}{L}+\varphi\right).d$$

Telle que :

$$d = \sqrt{\frac{g\,.E_p}{\sigma_{p_0}(f\,.\frac{\alpha}{L}+\varphi)}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm.

Ep : module d'élasticité de l'acier = $2x10^5$MPa.

L : longueur du câble.

Tableau 42 : Valeurs de d

Câble	L (m)	α (rad)	f(α/L) + υ	d (m)
1	35,0034	0,0279	0,0021514	**19,846966**
2	35,0318	0,0823	0,0024464	**18,612225**
3	35,0886	0,1431	0,0027749	**17,475834**

d(1, 2) > L/2, donc il faut tendre les câbles par un seul côté pour obtenir des tensions plus élevées.

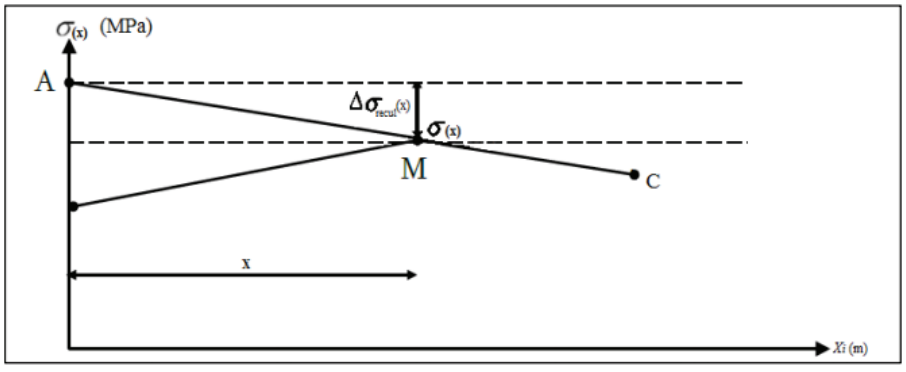


Figure 41 : Diagramme des tensions

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{recul} = \sigma_{recul}\left(1-\frac{xi}{d}\right)$$

Tableau 43 : Pertes dues au recul à l'ancrage

Section	Câble	f(α/L) + υ	d (m)	σrec (Mpa)	Xi (m)	Δσrec(Mpa)	Δσrec moy
0,00L	1	0,00215144	19,8469663	120,925282	0	120,925282	129,068431
	2	0,00244637	18,6122249	128,947507	0	128,947507	
	3	0,00277487	17,4758338	137,332503	0	137,332503	
0,25L	1	0,00215144	19,8469663	120,925282	8,75	67,6125389	68,1701324
	2	0,00244637	18,6122249	128,947507	8,75	68,3265607	
	3	0,00277487	17,4758338	137,332503	8,75	68,5712974	
0,5L	1	0,00215144	19,8469663	120,925282	17,5	14,2997955	7,33513661
	2	0,00244637	18,6122249	128,947507	17,5	7,70561434	
	3	0,00277487	17,4758338	137,332503	17,5	0	

VI.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton:

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, les câbles sont tendus l´un après l´autre. Chaque mise en tension d´un câble, il en résulte un raccourcissement du béton, c´est à dire une chute de tension dans les câbles tendus précédemment.

La valeur de pertes est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{racc}(x) = \frac{(n-1)}{2n}\frac{Ea}{Eij}\sigma_{bj}(x)$$

Avec :

n : nombre de câble dans la section considérer

Ea : module d'élasticité de l'acier = $2x10^5$MPa.

Eij : module de déformation longitudinale instantanée du béton = $11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

σbj (x) : contrainte normal du béton du béton au jour j $\sigma bj(x) = \frac{P}{B} + \frac{P\,e^2}{I} + \frac{M_{poutre}\,e}{I}$

P = n*Ap(σp0 – Δσfrot) P= 3*16.68*10^-4*(1416- Δσfrot)

Mp : moment de la poutre seule. Mp (0.25L)=3.269MN.m ; Mp (0.5L)=4.582MN.m

e = V' – y : excentrement des câbles de précontrainte dans la section considérer ; e=0.7662m.

Tableau 44 : Caractéristiques des matériaux

	Fcj (Mpa)	Eij (Mpa)	Ea
7èm jours	23.179	3.1369*10^4	2*10^5
28èm jours	35	3.6*10^4	2*10^5

Tableau 45 : Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Section	0,00L	0,25L	0,5L
P (MN)	6,9731789	6,9079302	6,8419555
Ign (m^4)	0,2271	0,2271	0,2271
Bn (m^4)	0,5429	0,5429	0,5429
e (m)	0	-0,57913	-0,7662
Mp (MN)	0	3,269	4,582
σb (Mpa)	12,844316	14,589764	14,830378
Δσ7 (Mpa)	27,302481	31,012688	31,524148
Δσ28 (Mpa)	23,78577	27,018081	27,463663

Tableau 46 : Récapitulatif des pertes instantanées

	0,00L	0,25L	0,5L
Pertes par frottement Δσf (Mpa)	22,479027	35,518355	48,702731
Pertes par recul d'ancrage Δσrec (Mpa)	129,06843	68,170132	7,3351366
Pertes par raccourcissement Δσ (Mpa)	27,302481	31,012688	31,524148
Pertes instantanées (Mpa)	178,84994	134,70117	87,562016

VI.6.2 Les pertes différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

VI.6.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène physique du essentiellement à l'évaporation de l'eau en excès. On peut considérer par simplification que le retrait final ξr ne dépend que des conditions climatique.

Le retrait se développe dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire. Donc les câbles ancrés sur le béton, ne subissent que la part de raccourcissement dû au retrait effectué après leur mise en tension.

$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi r\ [1 - r(t0)]$.

Avec :

ξr: retrait final, estimé suivant **BPEL** par $\mathbf{3\times10^{-4}}$ pour région tempérée.

r(t0) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(t0) = \frac{j}{j + 9r(m)}$$

r(m) : rayon moyen de la poutre définie par : $r(m) = \frac{Bn}{Per}$

Bn : la section nette ; Bn=0,5429m²

Per : le périmètre de la section ; Per= 5.789m ; $\boldsymbol{r(m) = 0.09378m}$

$r(7j) = 0.8924$

$r(28j)$ =0.9707

$\rightarrow \boldsymbol{\Delta\sigma_r = 6.456\ Mpa}$

VI.6.2.2 Pertes dues au fluage du béton:

Le fluage a été défini comme étant l´augmentation de déformation du béton sous des contraintes de compression permanente. Ce type de déformation conduit à un raccourcissement de l'élément impliquant une perte de tension dans l´armature active croissante dans le temps proportionnel à la déformation de fluage.

$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{bi}} \times (\sigma_b + \sigma_M)$

Avec :

σb: la contrainte finale du béton

σm: la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours : $\sigma_b + \sigma_M = \sigma'bj \times Kfl$

Kfl : coefficient de fluage (selon BAEL) ; $Kfl = 2$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc : $\boldsymbol{Kfl = 1.7}$

Tableau 47 : Pertes dues au fluage du béton

	0,00L	0,25L	0,5L
σb (Mpa)	12,844316	14,589764	14,830378
Δσfl (Mpa)	121,25034	137,72737	139,99877

VI.6.2.3 Pertes du a la relaxation des aciers :

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les armatures de précontrainte, à longueur constante. C´est un phénomène qui dépend de la température, du temps et de la contrainte dans les aciers.

$\Delta\sigma_p = 0.06\ .\ \sigma_{pi}(x).\ \rho_{1000}(\frac{\sigma_{pi}(x)}{fprg} - \mu_0)$

Avec :

- $\sigma_{pi}(x) = \sigma p0 - \Delta\sigma ins\ (x)$; Δσins (x): la contrainte totale instantanée ;
- ρ1000 =2.5% pour les aciers TBR.
- μ0 = 0,43.
- fprg =1770 Mpa.

Tableau 48 : Pertes du a la relaxation des aciers

	0,00L	0,25L	0,5L
Δσins (x)	178,84994	134,70117	87,562016
σpi (x)	1237,1501	1281,2988	1328,438
Δσrelax (Mpa)	49,910624	56,485605	63,870621

Tableau 49 : Récapitulatif des pertes différées

	0,00L	0,25L	0,5L
Δσr (Mpa)	6,456	6,456	6,456
Δσfl (Mpa)	121,25034	137,72737	139,99877
Δσrelax (Mpa)	49,910624	56,485605	63,870621
Δσdiff (Mpa)	169,29853	191,25471	199,68029

VI.6.3 Récapitulatif des pertes :

Tableau 50 : Récapitulatif des pertes totales

	0,00L	0,25L	0,5L
Pertes instantanées (Mpa)	178,84994	134,70117	87,562016
Pertes différés (Mpa)	169,29853	191,25471	199,68029
Pertes totale (Mpa)	348,14846	325,95588	287,2423
% Pertes (%)	24,586756	23,019483	20,285473

L'estimation des pertes à 25% est vérifié après le calcul, donc le nombre de câbles est bien vérifié et égale à 3 câbles de 12T15.

VI.7 Vérification des contraintes

VI.7.1 Vérification des contraintes normales :

Les vérifications sont faites selon les mêmes étapes citées ci-dessus avec les caractéristiques géométriques et les efforts de précontrainte corrigées après l'évaluation réelle de ces derniers :

Etape 1 : $P = 0.5\ \times nA_p(1.02\sigma_{p0} - 0.8 \times 0.5\Delta\sigma_{inst})$

Etape 2: $P = nA_p(1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{inst})$

Etape 3, 4: $\mathrm{P} = \mathrm{nA_p}(1.02\sigma_{\mathrm{p0}} - 0.8(\Delta\sigma_{\mathrm{inst}} + \Delta\sigma_{\mathrm{diff}}))$

Etape 5: $\mathrm{P} = \mathrm{nA_p}(1.02\sigma_{\mathrm{p0}} - 0.75(\Delta\sigma_{\mathrm{inst}} + \Delta\sigma_{\mathrm{diff}}))$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous:

Tableau 51 : Vérification des contraintes normales après calcul des pertes

Verification σn	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5
n	3	3	3	3	3
P$_{\circ}$ (Mpa)	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
j (jours)	7	28	28	28	28
Fcj (Mpa)	23,17880795	35	35	35	35
Ftj (Mpa)	1,990728477	2,7	2,7	2,7	2,7
% M en T	0,5	1	1	1	1
% pertes	0,9	0,8	0,8	0,75	0,75
G (MN/m)	0,01395	0,01395	0,0227	0,0227	
MG (MN.m)	2,015775	2,015775	3,28015	3,28015	7
Bn (m²)	0,5429	0,5429	0,5429	0,8929	0,8929
V' (m)	0,8862	0,8862	0,8862	1,3228	1,3228
V(m)	1,0138	1,0138	1,0138	0,7772	0,7772
Ign (m⁴)	0,2271	0,2271	0,2271	0,46233	0,46233
e$_{\circ}$ = – (v'–d')	-0,7662	-0,7662	-0,7662	-1,2028	-1,2028
σmax	13,90728477	21	21	17,5	21
σmin	-2,98609272	-4,05	-4,05	-4,05	-4,05
σsup	4,427813744	-1,27923725	5,43484292	0,25200443	6,42668738
σinf	8,729920782	23,5961523	15,3875253	17,2243699	6,97860898
	Vérifié	Non Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.7.2 Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales).La contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} \times S}{b_n \times I_n}$$

Avec :

I_n : Inertie nette de la section $I_n(p) = 0.0263m^4$; $I_n(p+h) = 0.0652m^4$

b_n : épaisseur nette de l'âme $b_n = 0.12m$.

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2,3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis).

$$S_p = 0.2547 \times 0.6076 = 0.1548m^3$$

$$S_{p+h} = 0.6047 \times 0.9006 = 0.5446m^3$$

V_{red} : Effort tranchant réduit $V_{red} = \mathrm{V_{ser}} - \sum \mathrm{P} \sin \alpha_i$; α1=1.6°, α2=4.72°, α3=8.2°

$\mathrm{V_{ser}}$: Effort tranchant du au poids propre

Il suffit que cette inégalité soit vérifié :

$$\tau^2 < \tau_{lim}^2$$

$\tau_{lim}^2 = 0.4 f_{tj}(f_{tj} + 2\frac{\sigma}{3})$

σ : La contrainte de la précontrainte appliquée : $\sigma = \frac{\sum Pi \times \cos \alpha i}{B}$

Tableau 52 : Vérification des contraintes tangentielles après calcul des pertes

Verification σt	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5
bn (m²)	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Ign (m⁴)	0,2271	0,2271	0,2271	0,46233	0,46233
S (m³)	0,1548	0,1548	0,1548	0,5446	0,5446
Vser (MN)	0,23715	0,23715	0,3859	0,3859	0,93
P (Mpa)	1,14489854	2,1704684	1,94455645	1,94455645	1,97359203
∑sin(αi)	0,2528	0,2528	0,2528	0,2528	0,2528
Vred (MN)	-0,05228035	-0,31154441	-0,10568387	-0,10568387	0,43107593
τred (Mpa)	-0,29696897	-1,76967103	-0,60031789	-1,0374162	4,23153653
Bn (m²)	0,5429	0,5429	0,5429	0,8929	0,8929
σ (Mpa)	6,326571415	11,9937469	10,7453847	6,53339606	6,63095094
Ftj (Mpa)	1,990728477	2,7	2,7	2,7	2,7
∑cos(αi)	3	3	3	3	3
τred² (Mpa)	0,088190568	3,13173556	0,36038157	1,07623237	17,9059014
τlim² (Mpa)	4,943729514	11,5514978	10,652677	7,62004517	7,69028467
					Non Vérifié

VI.8 Verification à la rupture

VI.8.1 Sécurité à la rupture par flexion:

$$\begin{cases} 1{,}35\ \mathrm{M_G} + 1{,}5\ \mathrm{M_Q} \leq \mathrm{M_{RA}} \\ 1{,}35\ \mathrm{M_G} + 1{,}5\ \mathrm{M_Q} \leq \mathrm{M_{RB}} \end{cases}$$

$\mathrm{M_{RA}}$: Moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte.

M_{RB} : Moments résistants à la rupture du béton.

Calcul de M_{RA} :

$M_{RA} = 0.9 \times h \times F$

$h = h_0 - \varphi$; $\varphi = 3 \times 0.08 = 0.24m$; h_0 : Hauteur de la poutre.

$h = 2.1 - 0.24 = 1.86m$

$F = f_{prg} \times \omega = 3 \times 1668 \times 10^{-6} \times 1770 = 8.86MN$

$M_{RA} = 14.83MN.m$

Calcul de M_{RB} :

Pour l'âme :

$M_{RB\,âme}$ = 0.35 b_0x h² xf_{c28}

b_0 : Épaisseur de l'âme = 0.2m

$M_{RB\,âme} = 0.35 \times 0.2 \times 1.86^2 \times 35 = 8.48MN.m$

Pour l'hourdis :

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h_0(h_0 = 0.20 +0.1 = 0.3 cm) constituent la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB\,hourdis} = \min \begin{cases} 0{,}8\ (b - b_0)\ \left(\frac{h - h_0}{2}\right) h_0 f_{c28} \\ 0{,}35\ (b - b_0)\ h^2\ f_{c28}. \end{cases}$$

$$M_{RB\,hourdis} = \min \begin{cases} 0{,}8\ (0.76 - 0.2)\left(\frac{1.86 - 0.3}{2}\right) 0.3 \times 35 \\ 0{,}35\ (0.76 - 0.2) 1.86^2\ \text{x}\ 35. \end{cases}$$

$$M_{RB\,hourdis} = \min \begin{cases} 3.66912 \\ 23.73285 \end{cases}$$

$M_{RB\,hourdis} = 3.66912\ MN.m$

$M_{RB} = M_{RB\,hourdis} + M_{RBâme}$ =3.66912 + 8.48 = 12.14912MN.m

Sécurité par rapport au béton :

$1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_Q \leq M_{RB}$

$1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_{D240} =$ 10.599MN.m

M_{RB} =12.149MN.m

$1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_{D240}$ =10.6 MN.m< M_{RB} = 12.149MN.m, l'inégalité est **vérifiée**.

Sécurité Par rapport aux aciers :

$1{,}35\ M_G + 1{,}5\ M_Q \leq M_{RB}$

$1{,}35\ M_G + 1{,}35\ M_{D240}$ =10.599MN.m< $M_{RA} = 14.83MN.m$, l'inégalité est **vérifiée**.

Sécurité à la rupture par effort tranchant:

$V_{ru} = 1.35V_G + 1.35\ V_Q - 0.75\sum P \sin\alpha = 1.3851 - 0.75\times2.36\times0.2528 = 1.3851 - 0.4475 = 0.9376$ MN.

D'où le cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S}{b_n \times I_n} = \frac{0.9376 \times 0.5446}{0.12 \times 0.4623} = 9.2043\ Mpa$$

L'inclinaison des bielles est : $tg2\beta u = 2\frac{\tau_u}{\sigma_{xu}}$; avec $\sigma_{xu} = \frac{P}{B} = \frac{7.08}{0.5429} = 13.04\ Mpa$

$tg2\beta u = \frac{2\times9.2043}{13.04} = 1.4117$ telle que : $\beta u = 27.34^\circ$ inferieur à la limite de l'inclinaison des bielles 30°.

VI.9 Ferraillage passif:

VI.9.1 Armatures longitudinales de peau :

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{min} \geq \text{Max}\begin{cases}3\ cm^2/m \text{ de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.}\\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre.}\end{cases}$$

0.1% de la section de la poutre = 0.001 x5429 cm^2 = 5.429 cm^2

$A_{min} \geq 5.429\ cm^2$

On choisit une armature de 6HA12 avec une section : As=6.79 cm^2.

VI.9.2 Armatures longitudinales dans la zone tendue :

Il n'Ya pas de zone tendu dans la section : étape 5 → $\sigma_{sup} = 7.4\ Mpa$; $\sigma_{inf} = 4.13Mpa$

VI.9.3 Minimum d'armatures transversal :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.12 \times 1.15}{500} = 1.104 cm^2/ml$$

On prend des cadres de HA10 espacées de 15 cm à l'appui et 30 cm à mi travée.

Avec un espacement minimum des cadres : $S_t \leq \min(0.8h\ ; 3b_0\ ; 1) = 0.6m = 60cm.$

CHAPITRE VII :

Equipements

VII. Equipements

VII.1 Introduction

Les ponts comportent un certain nombre d'équipements indispensables au fonctionnement et à la pérennité de l'ouvrage :

- les appareils d'appui ;
- la chaussée ;
- les joints de chaussée ;
- les dispositifs de retenue ;
- la protection anticorrosion ;
- l'évacuation des eaux pluviales ;
- les corniches ;
- les installations de visite.

Le choix de ces équipements dépend non seulement de leur coût initial, qui peut atteindre 10 % du prix total de l'ouvrage, mais aussi des frais d'exploitation liés à leur entretien et à leur remplacement dans le temps. Ils ne doivent pas être à l'origine de désordres qui pourraient affecter la résistance du pont.

Pour toutes ces raisons, les équipements de ponts sont des produits couverts par des homologations délivrées par l'administration compétente. Seront abordés ici plus particulièrement les appareils d'appui et les joints de chaussée qui sont directement impliqués dans le fonctionnement du pont.

VII.1 Appareils d'appui

Les appareils d'appui assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux (poutres principales, arcs...) et les appuis (piles, culées, massifs, etc.). Ils contribuent au fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant des charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassements d'appui :

- les forces verticales et horizontales ;
- les déplacements de translation et de rotation.

Dans son plan horizontal, et sous les actions horizontales, l'équilibre du tablier doit être satisfait tout en garantissant une libre dilatation tant longitudinalement que transversalement pour les ouvrages de grande largeur. De sorte que le schéma d'appui idéal bâti sur ce principe doit comprendre : -

- Un appareil d'appui fixe bloquant les efforts horizontaux ;
- Des appareils d'appui mobiles unidirectionnels en x ou y ;
- Des appareils d'appui mobiles multidirectionnels en x et y.

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

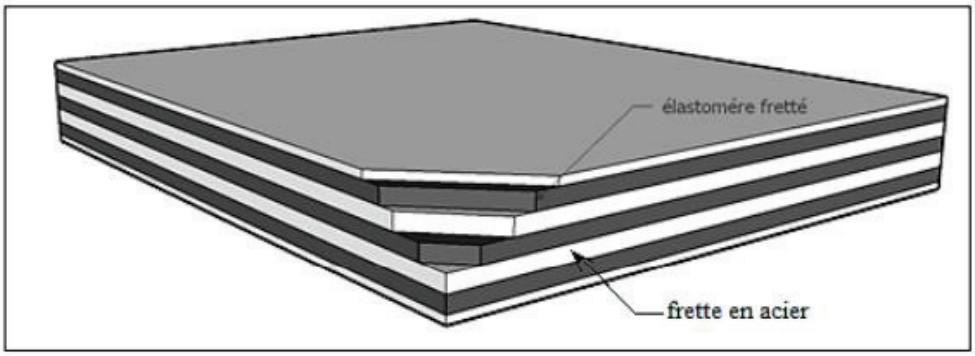


Figure 42 : appareil d'appui en élastomère fretté type B (photos guide SETRA)

VII.1.1 Dimensionnement de l'appareil d'appui

On utilise des appareils d'appuis similaires pour la pile et la culée car ils reprennent les mêmes efforts :

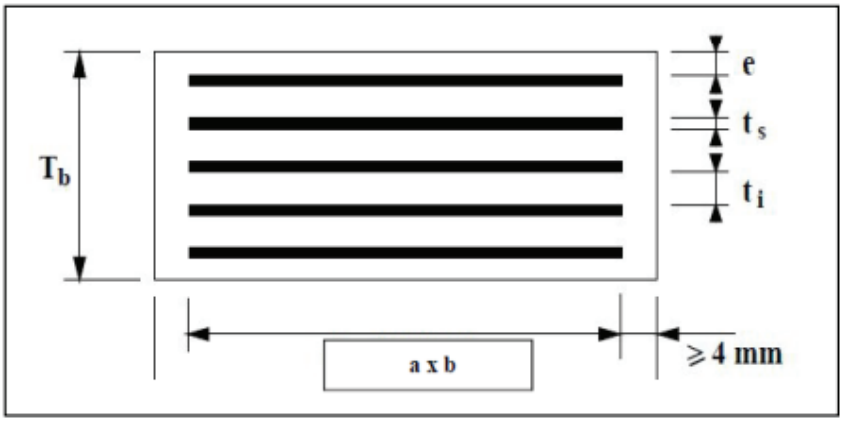


Figure 43 : les dimensions de l'appareil d'appui type B (photos guide SETRA)

VII.1.1.1 En plan :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

Avec :

- N_{max} : La réaction maximale sous combinaison de charge à l'ELU (1.35G+1.35D240) ; $N_{max} = 135.5t$
- a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

- b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.
- σ_{ap} : La contrainte de compression de l'appareil σap est limitée à 15Mpa.

Condition a vérifié : $2Mpa \leq \sigma_{ap} \leq 15Mpa$

- 2MPa : condition non cheminement.
- 15MPa : Condition de non écrasement.

$$2 \leq \frac{1.355}{a \times b} \leq 15$$

$$0.09m^2 \leq a \times b \leq 0.67m^2$$

On prend : a = 30cm ; b = 50cm ; a*b=1500cm².

En respectant la condition de non-flambement : $\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5}$; $3cm \leq T_e \leq 6cm$

On prend T_e= 6cm.

VII.1.1.2 Hauteur nette de la frette :

$$T_s \geq \frac{1.3 \times F \times (t_1 + t_2) \times \gamma_m}{A_r \times f_k} = \frac{1.3 \times 1.01 \times (0.01 + 0.01) \times 1}{0.15 \times 235} = 0.74 * 10^{-3}m$$
$$= 0.74mm$$

Avec γ_m = 1 et un acier S235 dont la limite élastique vaut f_k = 235 MPa, on aboutit à la valeur de l'épaisseur minimum, sous effort vertical maximum bien entendu.

$T_s \geq 2mm$

On prend : $T_s = 3mm$.

Nous avons donc :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur t = 12 mm
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur t/2 = 6mm
- 5 Frettes intermédiaires d'épaisseur ts = 3mm
- Enrobage des chants = 10mm.

L'épaisseur totale $= (5 \times 3) + (4 \times 12) + (2 \times 6) = 75mm$.

VII.1.1.3 Vérifications du dimensionnement :

(Les résultats sont tirés du chapitre suivant : étude sismique)

Selon l'RPOA il y a quatre types de vérification à faire les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Résistance à la compression :

$\sigma = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1.355}{0.3 \times 0.5} = 9.033$ MPa $<$ $\sigma_{adm} = 15$ MPa. → **Vérifiée.**

Sécurité au flambement

On doit vérifier que :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec :

- $\gamma_s = 3$: Coefficient partiel de sécurité.
- P_u **:** Valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime = 1.355MN.

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h} = \frac{4 \times 0.9 \times 0.30 \times 0.50 \times 7.8125^2 \times 0.015}{0.075} = 7$$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui (B = a x b).
d : somme d'une épaisseur de frette et d'un épaisseur d'élastomère = 15mm.
h : hauteur totale de l'appareil d'appui.
G : module de cisaillement = 0.9Mpa.
$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} = 7.8125$: Facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet d'élastomère).

$$4.065 < 7 \ \textbf{vérifié}$$

Limitation de la distorsion :

La distorsion est le rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère :

$\delta = \frac{V_x}{h_c}$

Elle doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Pour** p = Pu/Pc ≤ 0,25 **:** δ ≤ 0,7+ 4**(**δo - 0,7) (0,25 - p) = δc=1 ; $\frac{P_u}{P_c} = \frac{1.355}{7} = 0.1936$
- **Pour** p ≥ 0,25 **:** δ ≤ 1,4(1-2p) = δc ;

- δo = c/hc, borné par **[**0,7 **<** δo **<** 2**]** $\delta o = 5 \rightarrow on\ prend\ \delta o = 2$ **c** : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire. **hc** : épaisseur totale d'élastomère = 6cm
- V_x : Déplacement horizontal maximum obtenu par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020:
- $V_x = 4.1$ cm

$\delta = \frac{V_x}{h_c} = \frac{4.1}{7.5} = 0.683$

$$\delta = 0.683 < \delta c = 1 \ \textbf{vérifié}$$

Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme, on vérifiera :

H < f N

Avec :

- H est l'effort horizontal = 403KN
- N est l'effort de compression vertical = 1560.74KN
- f est le coefficient de frottement : f = 0,10 + 0,60/σm = 0.1576
- σm est la contrainte moyenne de compression exprimée en Mpa = 10.4Mpa.

0.4 > 0.25 **non vérifié**

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement.

VII.1.2 Dimensionnement du dé d'appui

Le dé d'appui est une partie saillante d'une pile ou d'un tablier de pont sur laquelle vient s'**appuyer** l'appareil d'**appui**. Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie supérieure du mur de front et du chevêtre sous l'effet des charges verticales provenant du tablier d'où risque de la fissuration, pour remédier à ce problème on doit disposer des armatures de chainage et des armatures d'éclatement au niveau des dés d'appuis.

Les dimensions du dé d'appui : a' = 50cm ; b' = 70cm

La hauteur du dé d'appui : $H_{dap} \geq \frac{2\times a'\times b'}{2\times(a'+b')} = 0.29m$

On prend $H_{dap} = 0.4m$

Dim (dap) = 0.5*0.7*0.4m

- ❖ Les hauteurs des dés d'appuis sont variables pour assurer le dévers du tablier (2.5%).

VII.1.3 Ferraillage du dé d'appui :

- ❖ **Armatures de chainage :**

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25\times Fz}{\sigma_s} = \frac{0.25\times 1.355}{500/1.15} = 7.8cm^2 \rightarrow 7HA12$$

- ❖ **Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge

$$A_{fs} = \frac{0.125\times Fz}{\sigma_s} = \frac{0.125\times 1.355}{500/1.15} = 3.9cm^2 \rightarrow 6HA10$$

❖ **Frette supérieure :**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_{fi} = \frac{0.04 \times Fz}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.355}{500/1.15} = 1.25 cm^2 \rightarrow 3HA8$$

❖ **Frette inférieure :**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_c = \frac{0.10 \times Fz}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.355}{500/1.15} = 3.12 cm^2 \rightarrow 4HA10$$

VII.2 Joint de chaussé

Les joints de chaussée sont conçus dans le but d'assurer la continuité entre deux travées du pont d'une part et entre le pont et la route d'une autre part, au moyen de tiges précontraintes. Ils permettent à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs paramètres, notamment le souffle c'est à dire le déplacement du tablier et l'intensité du trafic.

Sur ce dernier critère la, les joints sont classés en trois catégories à savoir :

- Les joints lourds, destinés aux chaussées dont le TJMA (trafic journalier moyen annuel) dépasse les 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds devant supporter un trafic variant entre 1000 et 3000 véhicules
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Les joints de chaussée doivent répondre à plusieurs critères notamment:

- Le critère de résistance ; en effet le joint de chaussée est censé garantir un bon comportement sous un trafic routier sans cesse de croissance.

Outre le critère de résistance, le joint de chaussée doit assurer la continuité de l'étanchéité et contribuer à la bonne évacuation des eaux pluviales.

VII.2.1 Calcul des déplacements :

Dans le calcul des déplacements, on distingue ceux dus au :

- Fluage ;
- Retrait ;
- A la dilatation thermique ;
- A la température.

VII.2.1.1 Déplacement dû à la température

$$\Delta_L = \mathrm{L} \times \lambda \times \Delta_T = 70 \times 10^{-5} \times 40 = 28mm$$

Avec :

- ΔL : variation de la longueur due à la dilatation thermique ;
- λ: Coefficient de dilatation λ=10-5 ;
- ΔT : variation de température. λ=10-5 pour le cas du béton ; ΔT= (40-0) ° ;
- L=70 m ;

VII.2.1.2Déplacement dû au fluage

$$\Delta f = \varepsilon r \times L = 3 * 10^{-3} \times 70 = 21mm$$

Avec :

- Δ_f : variation de la longueur due au fluage ;
- ε_r : coefficient de dilatation due au fluage = 3*10-3
- L=70 m

VII.2.1.3 Déplacement dû au retrait

$$\Delta f = \varepsilon r \times L = 2.5 * 10^{-4} \times 70 = 17.5mm$$

Avec :

- Δ_f : variation de la longueur due au fluage ;
- ε_r : coefficient de dilatation due au retrait = 2.5*10-4
- L=70 m

Le déplacement total est égal à la somme des déplacements ;

$$\Delta total = \Delta T + \Delta f + \Delta r = 28 + 21 + 17.5 = 66.5mm$$

VII.2.1.4 Rotation d'extrémité sous chargement

$$\Delta L = h \times tan\, \alpha = 1.9 \times \tan(0.0137) = 5.7 * 10^{-3}m$$

$$\Delta Lfinal = 72{,}2\, mm$$

Pour un déplacement ΔL_{final} de 72,2 mm, on opte pour un joint de type **GPE80**.

CHAPITRE VIII :

Etude de l’hourdis

VIII. Etude de l'hourdis

VIII.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons vérifier les déformations engendrées et calculer les moments pour par la suite procéder au ferraillage longitudinal et transversal de la dalle.

Le calcul des moments et de la flèche à l'ELU de la dalle est fait par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

VIII.2 Vérification de la flèche

VIII.2.1 Flèche due au poids propre :

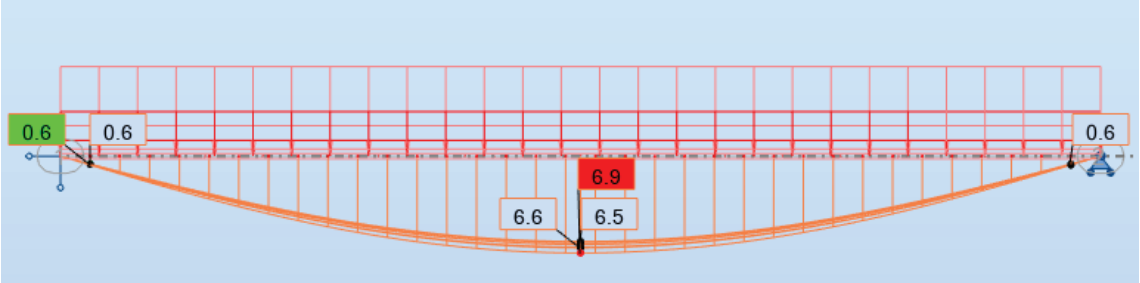


Figure 44 : Flèche max de la poutre du au poids propre

La flèche maximal dans la poutre du au poids propre est de : $f_G = 6.9cm$

VIII.2.2 Flèche due à la précontrainte

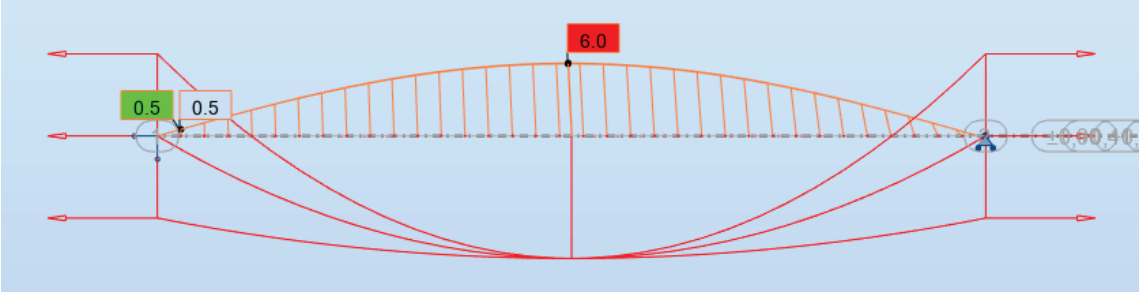


Figure 45 : Flèche max de la poutre dû à la précontrainte

La flèche maximal dans la poutre due à l'effort de précontrainte est de $f_p = -6cm$

VIII.2.3 Flèche maximal à l'ELS

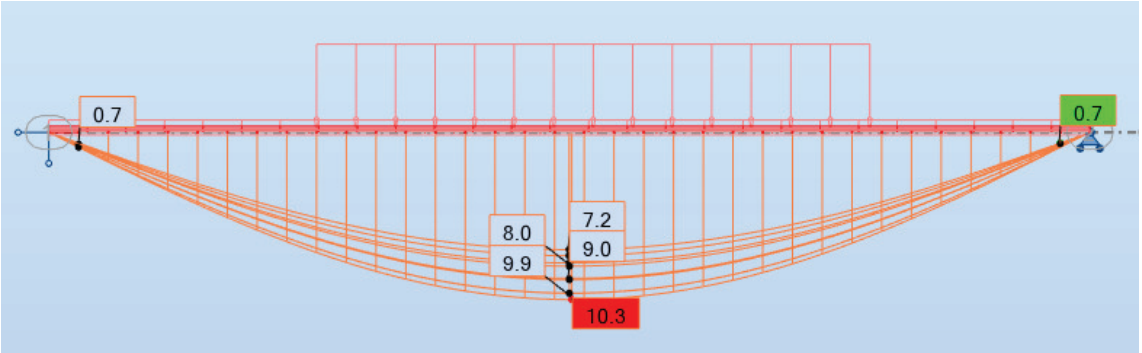


Figure 46 : Flèche max de la poutre à l'ELS

La flèche maximal dans la poutre à l'ELS est de : $f_s = 10.3cm$

Flèche totale :

$$f_T = f_G + f_p + f_s = 11.2cm$$

$f_T < f_{adm}$; Avec : $f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{35}{300} = 11.66cm \rightarrow \boldsymbol{vérifié}$

VIII.3 Calcul des rotations

La rotation est donnée par la formule suivante :

$\theta = \frac{M \times L}{3E_v \times I_G}$

Avec :

- M : le moment qui provoque la flèche.
- I_G : est le moment d'inertie de la poutre avec l'hourdis.
- E_v : est le module d'élasticité différée du béton = 12102.94 Mpa

Tableau 53 : Calcul des rotations

Sollicitations	M (MN.m)	Ig (m^4)	Ev (Mpa)	θ (rad)
Poids propre	4,58	0,4923	12102,94	0,0089679
Précontrainte	3,96	0,4923	12102,94	0,0077539
ELS	7	0,4923	12102,94	0,0137064

VIII.4 Détermination des efforts :

Les efforts ont été calculés par le logiciel ROBOT et ils sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 54 : Efforts de l'hourdis

Efforts		Longitudinale	Transversale
ELU	Mmax (KN.m/ml)	60,4	15,43
	Qmax (KN/ml)	114,43	84,68
	Mmin (KN.m/ml)	-101,78	-31,9
	Qmin (KN/ml)	-126,4	-63,66
ELS	Mmax (KN.m/ml)	24,26	8,32
	Qmax (KN/ml)	61,02	53,18
	Mmin (KN.m/ml)	-74,35	-23,45
	Qmin (KN/ml)	-66,59	-40,8

VIII.5 Ferraillage

Le ferraillage longitudinal et transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VIII.5.1 Ferraillage de la nappe supérieure :

- **Transversale :**

$$A_s = 7cm^2 \rightarrow 7HA12\ avec\ S_t = 15cm$$

- **Longitudinale :**

Etant donné que les efforts sont repris par les poutres l'armature longitudinale se présente comme étant l'armature de construction :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 2.34cm^2 \rightarrow 7HA10\ avec\ S_t = 15cm$$

VIII.5.2 Ferraillage de la nappe inferieure :

- **Transversale :**

$$A_s = 2.7cm^2 \rightarrow 6HA12\ avec\ S_t = 18cm$$

- **Longitudinale :**

Etant donné que les efforts sont repris par les poutres l'armature longitudinale se présente comme étant l'armature de construction :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 0.9cm^2 \rightarrow 6HA10\ avec\ S_t = 18cm$$

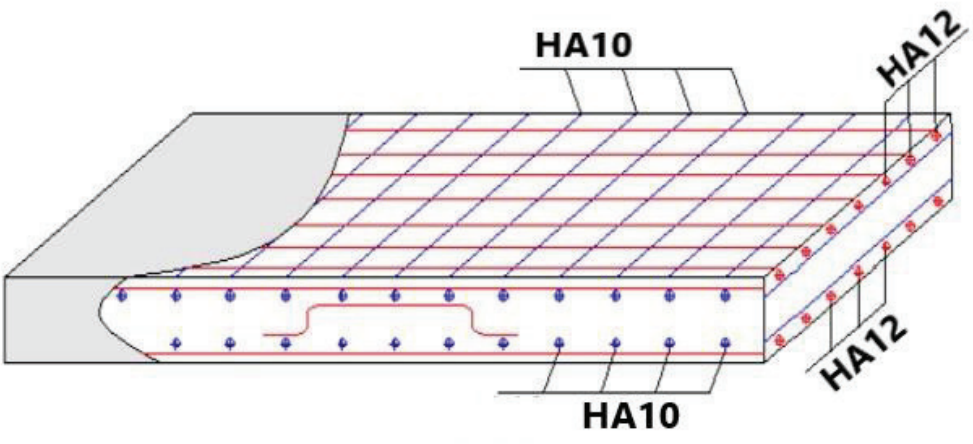


Figure 47 : Ferraillage de la dalle

CHAPITRE IX :

Etude dynamique

IX. Etude dynamique

IX.1 Introduction

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, A l'inverse de la composante vertical, la composante horizontale du séisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

L'étude dynamique va contribuer au dimensionnement et au ferraillage des piles (futs + chevêtre), elle est faite suivant plusieurs étapes :

1) Détermination des efforts sismiques horizontaux et verticaux (analyse sismique).
2) Combinaison de charges selon l'effet le plus défavorable (ELU, ELS ou ELA).
3) Ferraillage de la pile selon les efforts calculés avec la combinaison de charges la plus défavorable et les caractéristiques des matériaux.

IX.2 Analyse sismique

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique d'un pont qui se diffère tout dépend de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, parmi les méthodes indiqué dans le guide RPOA on trouve les méthodes suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale)
- La méthode multimodale spectrale
- Analyse par le spectre de puissance
- Analyse temporelle
- Analyse temporelle non linéaire

La méthode utilisée pour l'analyse sismique de notre pont est la méthode **monomodale spectrale** puisque nous avons une zone de moyenne sismicité et une géométrie de pont simple.

IX.3 Analyse monomodale spectrale

La très grande majorité des ouvrages courants (ponts à poutres, à voussoir, ponts dalle) s'analysent en dynamique grâce à cette méthode. L'hypothèse est de considéré la charge sismique comme étant une force statique équivalente horizontale ou verticale appliquée au tablier dans une des trois directions (longitudinale, transversale ou verticale).

Cette force est ensuite ajoutée au tablier pour par la suite dimensionner les piles et les culées.

IX.3.1 Principe de la méthode :

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, dans le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

IX.3.2 Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale :

Avant de procéder à l'analyse, on doit vérifier la validité de cette méthode donc on doit vérifier les critères du guide RPOA :

- **Masse modale**

La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale Mmodale > 0,7Mtotale
Cette condition est considéré comme vérifié si $M_{pile} < 0.43M_{tablier} \rightarrow 236t < 376.25$. La condition est vérifiée.

- **Angle de biais**

L'ouvrage ne présente aucun angle biais, il n'y a pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Angle de courbure**

L'ouvrage ne présente aucune courbure, il n'y a pas de vérification à faire vis-à-vis de cette condition.

- **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Toute les conditions sont vérifiées alors on peut appliquer la méthode monomodale spectrale.

IX.3.3 Sens longitudinale

L'effort longitudinal global vaut : F = M. Sa (T) et il sera réparti sur chaque appui en fonction des raideurs :

$F_i = \frac{Ki}{K} F$

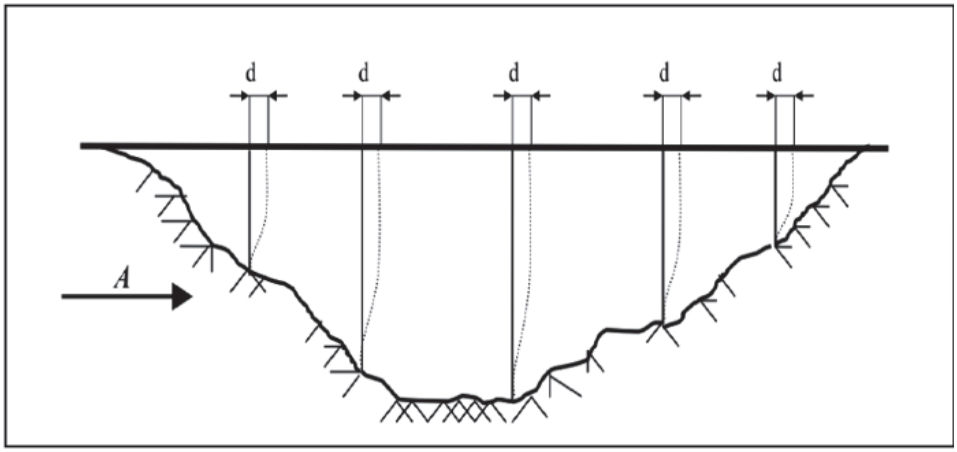


Figure 48 : Séisme longitudinale

IX.3.3.1 Détermination de la masse du système :

$$M_{sys} = G + \alpha Q$$

Avec :

G : poids propre du tablier

Q : charge d'exploitation (A(L))

$$\alpha = \begin{cases} 20\%\ des\ charges\ d'exploitation\ routière\ pour\ les\ ponts\ routiers\ urbains \\ 30\%\ des\ charges\ d'exploitation\ pour\ les\ pont\ ferroviaire \\ 0\%\ pour\ les\ autre\ cas \end{cases}$$

Donc α =20%

$M_{sys} = 2625t + 0.2 * 373t = \mathbf{2699t}$

IX.3.3.2 Détermination de la raideur longitudinale du système :

La raideur du système comprend la raideur de la pile et la raideur de la culée.

- *La raideur de la pile comprend la raideur des futs, la raideur des appareils d'appui et la raideur du chevêtre qui est considérer comme étant infiniment rigide.*

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{futs}} + \frac{1}{K_{aa}}}$$

$$K_{futs}1 = n \times \frac{3EI}{h^3} = 120.91MN/m$$

$$K_{futs}2 = n \times \frac{3EI}{h^3} = 51.91MN/m$$

Avec :

- n : nombre de futs
- E : module d'élasticité instantané du béton = 34180 MPa.
- I : moment d'inertie en plan du fût = $\frac{\pi \times D^4}{64} = 0.25m^4$.
- h : hauteur du fût 1 = 8.6m.
- h : hauteur du fût 2 = 11.4m.

Les appareils d'appuis des piles et des culées sont identiques car ils reprennent les mêmes efforts.

$$K_{aa} = n\frac{G \times a \times b}{e} = 36MN/m$$

Avec :

- n : nombre d'appareils d'appui = 18
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (sismique) = 1.2Mpa
- a*b : surface en plan de l'appareil d'appui = 0.3*0.5 = 0.15m².
- e : épaisseur de l'appareil d'appui = 0.075m.

$$K_{pile}1 = \frac{1}{\frac{1}{120.91} + \frac{1}{36}} = 27.74MN/m$$

$$K_{pile}2 = \frac{1}{\frac{1}{51.91} + \frac{1}{36}} = 21.26MN/m$$

❖ *La raideur de la culée comprend la raideur des appareils d'appui et la raideur de la culée qui est supposé comme étant infiniment rigide :*

$$K_{culée} = K_{aa} = 18MN/m$$

Avec : n = 9 appareils d'appui.

La raideur totale du système est un assemblage en parallèle des rigidités des 2 piles et des 2 culées qui constituent l'ouvrage :

$$K_{sys} = K_{pile}1 + K_{pile}2 + 2K_{culée} = \mathbf{85}\boldsymbol{MN/m}$$

Tableau 55 : Calcul des raideurs

Raideurs	Valeurs (MN/m)
Appareils d'appui (9)	18
Appareils d'appui (18)	36
Culée 1	18
Fut 1 (8.6m)	120.91
Pile 1	27.74
Fut 2 (11.4m)	51.91
Pile 2	21.26
Culée 2	18
Système	85

IX.3.3.3 Détermination de la période propre du système :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{2700}{85000}} = \mathbf{1.12}\boldsymbol{s}$$

IX.3.3.4 Détermination du spectre de réponse élastique :

Catégorie de site S2 $\rightarrow T_1 = 0.15 \rightarrow T_2 = 0.4 \rightarrow S = 1.1 \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s$

$$\rightarrow Sae(T,\xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (\frac{T_2}{T})$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site = 1.1

A = 0.20

η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 1$

ξ : taux d'amortissement = 5

$$\boldsymbol{Sae(0.15,7) = 1.927 m/s^2}$$

IX.3.3.5 Détermination de la force sismique :

$$F = M_{sys} \times Sae$$

$$F = 2700 \times 1.927 = 5202.8\ KN$$

IX.3.4 Sens transversale

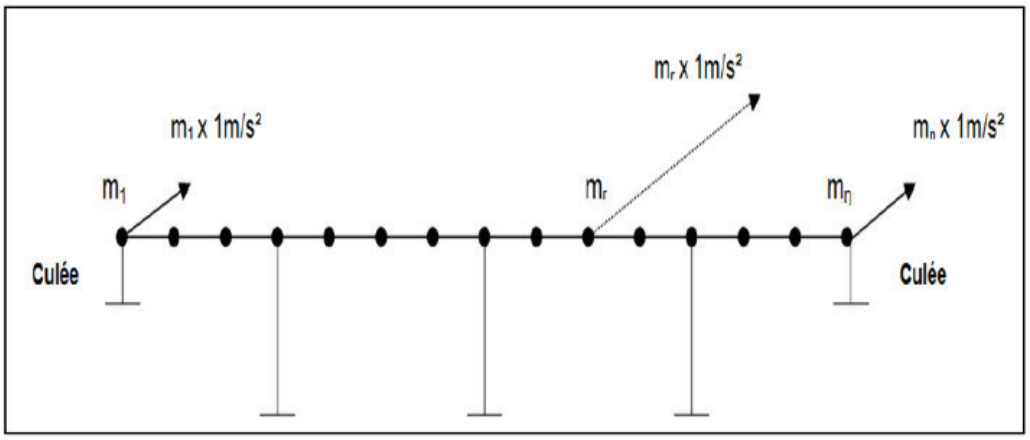


Figure 49 : Séisme transversale

Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur relative par rapport aux appuis :

Si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, auquel son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté (modèle à tablier rigide).

Si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale (modèle à tablier flexible). Ces deux modèles sont proposés par le RPOA pour la protection parasismique des ponts.

Pour calculer la période dans le sens transversale il faut définie le type du tablier :

$\frac{L}{B} \leq 5$: Tablier rigide

$\frac{L}{B} > 5$: Tablier flexible

Avec :

- L : longueur total du tablier = 3*35m = 105m.
- B : largeur du tablier = 15.6m.

$\frac{105}{15.6} = 6.73 > 5$: **Pont à tablier flexible.**

Le calcul des déplacements transversaux doit être établi à l'aide d'un outil informatique de calcul, en utilisant un modèle validé et recommandé par l'RPOA pour l'application de la méthode monomodale spectrale, mais pour optimiser le temps nous allons modéliser, calculer les efforts (horizontale et verticale) et faire les combinaisons de charge avec le logiciel **ROBOT STRUCTRUAL ANALYSIS 2020.**

IX.3.5 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets

d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

$$E = Ex \pm 0.3\,Ey \pm 0.3\,Ez$$

$$E = Ey \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ez$$

$$E = Ez \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ey$$

Ex , $Ey\ et\ Ez$ sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

La combinaison retenue (la plus défavorable) à l'ELA est :

$$E = Ex + 0.3\,Ey + 0.3\,Ez$$

Le seisme dans le sens X à donné les efforts les plus élevés.

CHAPITRE X :

Etude de la pile

X. Etude de la pile

X.1 Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

D'une manière générale, un appui comporte deux parties bien distinctes :

Une superstructure ou fût : sur laquelle repose le tablier par 1'intermédiaire d'appareils d'appui ; elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une, série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre ; Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges du tablier aux fondations.

une fondation : constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé, soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison ; elle transmet la descente des charges au sol.

Notre ouvrage comporte une pile en fut surmontée par un chevêtre.

X.2 Combinaisons de charge les plus défavorable

X.2.1 Pour le fut :

Après avoir fait entrer toutes les combinaisons à l'ELU, l'ELS, et l'ELA dans le logiciels, les plus défavorable ont été retenus :

Tableau 56 : Combinaisons de charge

Cas	Combinaisons	Fx (KN)	My (KN.m)
ELU	1,35G+1,6Bc	6952,72	1282,02
ELS	G+1,2Bc	5161,24	961,52
ELA	G+E+0,2A(L)	4857,41	9702,35

Avec :

- Fx : effort normal.
- My : moment de flexion.

Le ferraillage du fut va être établi suivant la combinaison des actions à l'ELA.

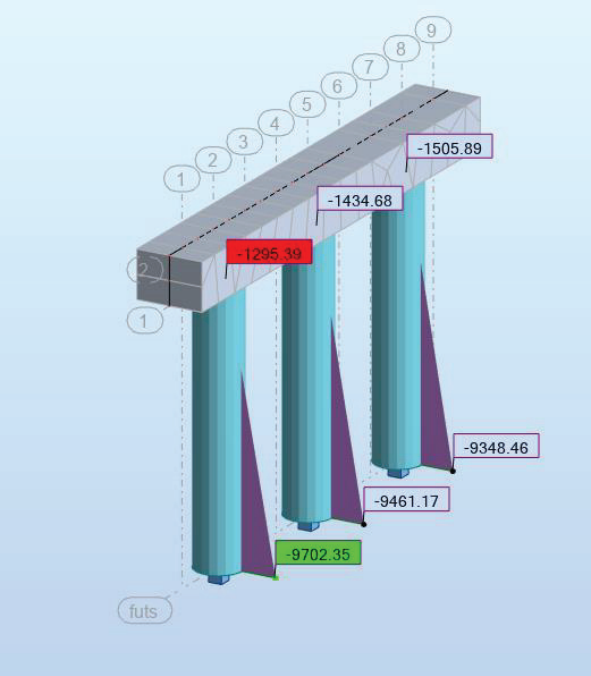


Figure 50 : Calcul des efforts

X.2.2 Pour le chevêtre :

Après avoir fait entrer toutes les combinaisons à l'ELU et l'ELS dans le logiciels, les plus défavorable ont été retenus :

Tableau 57 : Combinaisons de charge

Cas	Combinaisons	My max(KN.m)	My min(KN.m)
ELU	1,35G+1,35D240	3902	1001
ELS	G+D240	2891	742

Le ferraillage du chevêtre va être établi suivant la combinaison des actions à L'ELU : 1.35G+1.35D240

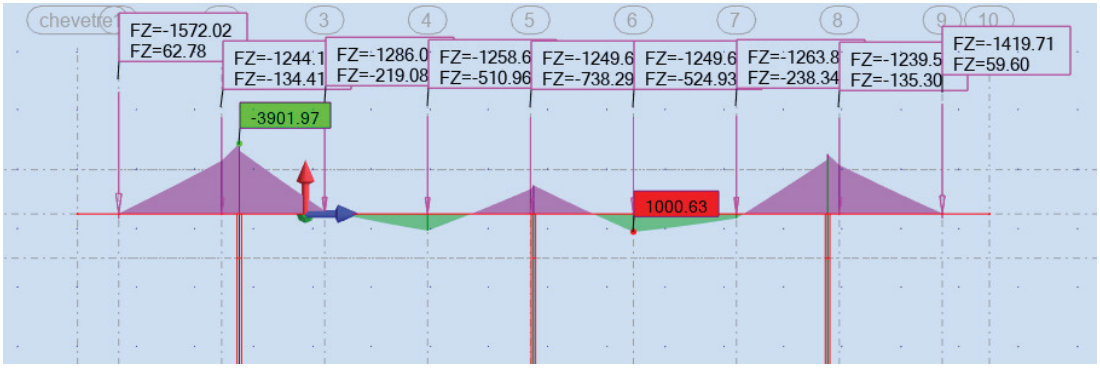


Figure 51 : Calculs des efforts du chevêtre

X.3 Ferraillage du fut

Le ferraillage a été fait avec le logiciel **Expert BA :**

X.3.1 Armature longitudinale:

Avec:

- La contrainte du béton : $fc_{28} = 30Mpa$.
- La limite élastique de l'acier:$f_e = 500Mpa$.
- Un enrobage de 5cm.

On trouve : $A_s = 287\ cm^2 \rightarrow 2\ nappe\ de\ 30T25 \rightarrow A_s = 295cm^2$.

On a trouvé cette section avec le moment max qui se localise à la base du fut, ce dernier diminue en se dirigeant vers le chevêtre c'est pour cette raison qu'on dispose une deuxième nappe sur toute la longueur de recouvrement avec les barres latente de la semelle.

Longueur de recouvrement $= 50 \times \phi = 1.25\text{m}$

La 1ère nappe (extérieure) est disposée sur toute la longueur du fut.

La 2èm nappe (intérieure) est disposer sur 1.25m à partir de la semelle.

X.3.1.1 Vérification des contraintes :

Selon le BAEL la vérification des contraintes se fait à l'ELS avec la section d'acier : $A_s = 295cm^2$

- Contrainte maxi du béton: $\sigma b\ =\ 4{,}4\ MPa$
- Contrainte limite : $0{,}6\ fcj\ =\ 18{,}0\ MPa \rightarrow 4.4 < 18 \rightarrow vérifié$

- Contrainte de l'acier comprimée : $\sigma s'\ =\ 63{,}8\ MPa$
- Contrainte limite de l'acier : $\sigma s\ lim\ =\ 250\ MPa \rightarrow 63.8 < 250 \rightarrow vérifié$

X.3.2 Armature transversale :

Pour les cerces la section est : $A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{147.26}{3} = 50cm^2 \rightarrow 33T14 \rightarrow A_s{}' = 50.8cm^2$

On dispose les cerces à un espacement de 15cm sur 1.25m à partir de la semelle et à partir du chevêtre.

On dispose les cerces à un espacement de 20cm sur le milieu du fut (longueur restante).

X.3.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{D \times h_0} = \frac{1.4 \times 128}{1.5 \times 1.45} = 0.08\ Mpa.$

τ_{max} = min {0.15 fcj / γb; 4 Mpa} = 3.91 MPA

Avec :

- V_u : Effort horizontale à l'ELU (1.35G+1.6Bc)
- D : diamètre du fut
- $h_0 = D - enrobage(m)$
- $\gamma_b = 1.15\ (ELA)$

$$0.08 < 3.91 \rightarrow vérifié$$

X.3.2.2 Etat limite ultime des armatures transversales :

La vérification se fait à l'ELU :

$$\frac{A_s'}{\frac{D}{1.4} \times S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k\right)}{0.9\ fe\ (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\frac{A_s'}{\frac{D}{1.4} \times S_t} = \frac{50.8}{\frac{1.5}{1.4} \times 0.15} = 0.0316$$

$$\frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k\right)}{0.9\ fe\ (\cos\alpha + \sin\alpha)} = \frac{1(0.08 - 0.3 * 2.4 \times 1.394)}{0.9 * 500(1)} = -0.002$$

Avec :

- A_s' : Section d'armature transversale
- $\gamma_s = 1$ (ELA), $\alpha = 90°$
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ en compression. , $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{cj}}$ en traction.
- σ_{cm}, σ_{tm} : désignant la contrainte moyenne de compression/traction de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul.

$$0.0316 > -0.002 \rightarrow vérifié$$

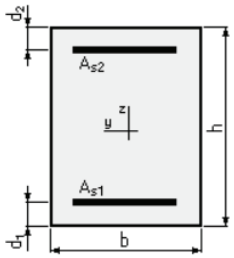
X.3.2.3 Vérification au flambement :

Cette condition doit être vérifié : $\lambda \leq 50$ telle que $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec :

- L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 0.7 \times 11.4 = 7.98m$
- $i = \frac{\phi}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375m$

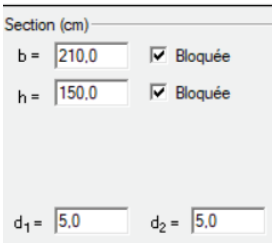
$\lambda = 21.28 \leq 50 \rightarrow$ pas de risque de flambement.



X.4 Ferraillage du chevêtre

Le ferraillage a été fait avec le logiciel **Expert BA :**

X.4.1 Armature longitudinale:



Avec:

- La contrainte du béton : $fc_{28} = 30Mpa$.
- La limite élastique de l'acier:$f_e = 500Mpa$.
- Un enrobage de 5cm.

On trouve : $\begin{cases} A_s1 = 30.4\ cm^2 \rightarrow 1\ nappe\ de\ 10T20 \rightarrow A_s = 31.42cm^2 \\ A_s2 = 86.4\ cm^2 \rightarrow 1\ nappe\ de\ 18T25 \rightarrow A_s = 88.36cm^2 \end{cases}$

Avec : $\begin{cases} S_t1 = \frac{200}{9} = 22.2cm \\ S_t2 = \frac{200}{17} = 11.75cm \end{cases}$

X.4.1.1 Vérification des contraintes :

Selon le BAEL la vérification des contraintes se fait à l'ELS avec la section d'acier : $A_s = 295cm^2$

- Contrainte maxi du béton: $\sigma b\ =\ 0.8\ MPa$
- Contrainte limite : $0{,}6\ fcj\ =\ 18{,}0\ MPa \rightarrow 0.8 < 18 \rightarrow vérifié$
- Contrainte de l'acier tendu : $\sigma s'\ =\ 11.8\ MPa$
- Contrainte limite de l'acier : $\sigma s\ lim\ =\ 250\ MPa \rightarrow 11.8 < 250 \rightarrow vérifié$

X.4.2 Armature transversale :

Pour les cadres la section est : $A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{31.42+88.36}{3} = 40cm^2 \rightarrow 51T10 \rightarrow A'_s = 40.06cm^2 \rightarrow S_t = 30cm.$

X.4.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times 0.9h} = \frac{128}{2.1 \times 0.9 * 1.5} = 0.045\ Mpa.$

τ_{max} = min {0.15 fcj / γb; 4 Mpa} = 3.91 MPA

Avec :

- V_u : Effort horizontale à l'ELU (1.35G+1.6Bc)
- b,h : dimensions du chevetre
- $\gamma_b = 1.15\ (ELA)$

$$0.045 < 3.91 \rightarrow vérifié$$

X.4.2.2 Etat limite ultime des armatures transversales :

La vérification se fait à l'ELU :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s\ (\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k)}{0.9\ fe\ (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\frac{A_s'}{b_0 S_t} = \frac{40.06}{2.1 \times 0.3} = 0.064$$

$$\frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj} \times k\right)}{0.9\ fe\ (\cos\alpha + \sin\alpha)} = \frac{1(0.045 - 0.3 * 2.4 \times 1.007)}{0.9 * 500(1)} = -1.6$$

Avec :

- $A_s{}'$: Section d'armature transversale
- $\gamma_s = 1$ (ELA), $\alpha = 90°$
- $k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ en compression. , $k = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{cj}}$ en traction.
- σ_{cm}, σ_{tm} : désignant la contrainte moyenne de compression/traction de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul.

$$0.064 > -1.6 \rightarrow vérifié$$

CHAPITRE XI :

Etude de la culée

XI. Etude de la culée

XI.1 Introduction

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le terrain naturel. Une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui du tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui du tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges du remblai.

Assurant la liaison entre les ponts et les terrains naturels, les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception. En cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et couteux. Pour cela, on s'oriente vers un dimensionnement raisonnablement surabondant et des formes aussi simples que possibles.

Le choix se fait progressivement et il résulte d'une vaste synthèse englobant la nature et le mode de construction du tablier, les contraintes naturelles du site et les contraintes fonctionnelles du projet.

XI.2 Choix de la morphologie

Il existe plusieurs types de culées :

- Culée remblayée
- Culée enterrée
- Culée creuse

D'après les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée.

Les principaux éléments constitutifs de la culée sont :

- **Mur garde grève :** Le mur garde-grève est un élément surmontant la culée, destiné à protéger l'about du tablier. Il supporte le joint de chassée et la dalle de transition par l'intermédiaire du corbeau.
- **Mur frontal :** C'est un voile en béton armé sur lequel repose l'about du tablier, ses dimensions doivent être suffisantes pour la réception et l'entretien des appareils d'appuis.
- **Corbeau :** a pour fonction d'appui de la dalle de transition.
- **Murs en retour :** Il a pour rôle le soutènement des terres du remblai d'accès au pont
- **La dalle de transition :** elle limite les tassements de la chaussée et assure le confort des
  usagers lors du déplacement d'un milieu souple (corps de chaussée) à un milieu rigide (tablier du pont).

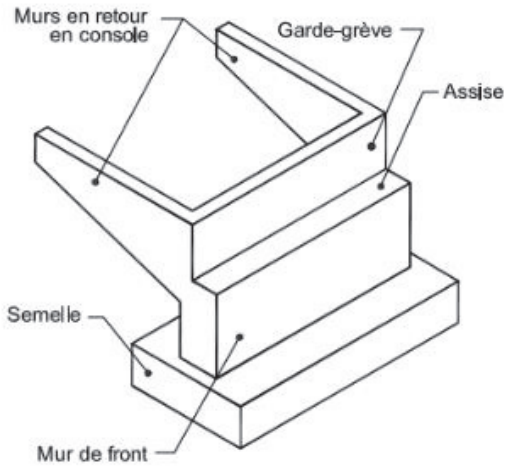


Figure 52 : Eléments constituants la culée remblayée

XI.3 Dimensions de la culée

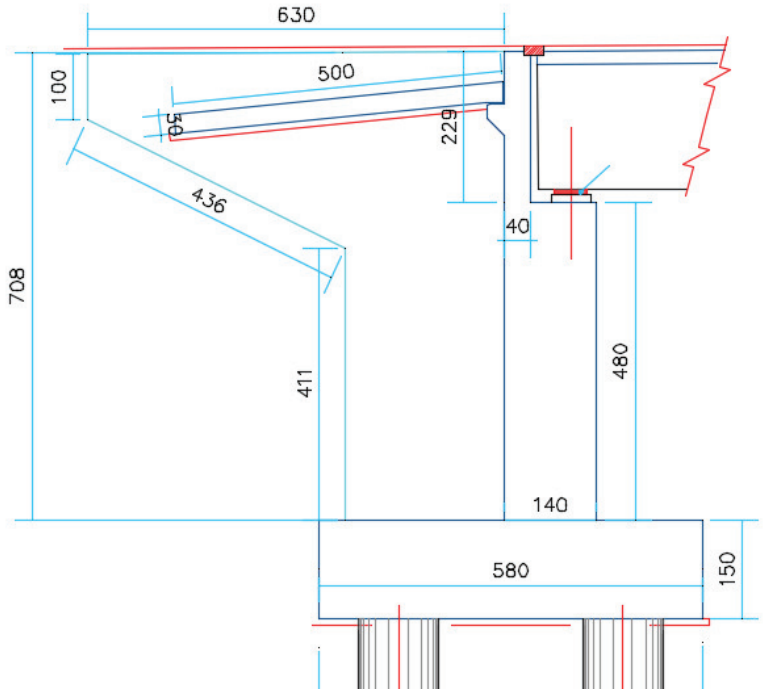


Figure 53 : Coupe de la culée

Tableau 58 : Détails de la culée

Mur frontale	Mur garde grève	Mur en retour	Corbeau	Dalle de transition	Semelle
Epaisseur : 1.4m **Hauteur : 4.8m** **Longueur : 15.8**	Epaisseur : 0.4m Hauteur : 2.3m Longueur : 15.8	Epaisseur : 0.45m Surface : 24.7m²	Epaisseur : 14.9m Surface : 0.086m²	Epaisseur : 0.3m Longueur : 5m Largeur :	Epaisseur : 1.5m Longueur : 5.8m Largeur : 15.8m

XI.4 Vérification de la stabilité de la culée

La culée du pont est sollicitée suivant deux sens : verticalement et horizontalement

Verticalement :

- Poids du tablier ;
- Poids des éléments constitutifs ;
- Les surcharges.

Horizontalement :

- Forces de freinage ;
- Poussées des terres ;
- La surcharge Q = 1t/m².

L'étude de la culée comprend la vérification de la stabilité des composants avant et après la mise en service, avec les différents cas de charge, dans des conditions normales et sismiques.

La vérification est double ; On vérifie dans un premier temps la stabilité de la culée vis-à-vis du glissement avec les efforts sollicitant puis la stabilité vis-à-vis du renversement avec les moments stabilisant et renversant.

XI.4.1 Evaluation des efforts sollicitant la culée :

La culée est sollicitée suivant des efforts verticaux et des poussées horizontaux dans les conditions normales et sismiques :

XI.4.1.1 Calcule des efforts permanents sur la culée :

a. <u>Condition normale :</u>

❖ Poids propre de la culée :

Le poids propre des éléments constitutifs de la culée se calcul par la formule :

$$P = \gamma_b \times V$$

Avec :

- γ_b : Le poids volumique de béton pris égale à **25 KN/m³**
- V : le volume de chaque élément

❖ Poids des terres :

Le poids des terres calculé est le remblai qui est sur la semelle et sur la dalle de transition :

$$P = \gamma \times V$$

❖ Poids du tablier :

Les efforts du au poids propre du tablier sont tirés directement du modèle numérique.

b. <u>Condition sismique :</u>

L'effort sismique vertical : $Vs = (1 \pm kv).G$

On remplace G par le poids calculé dans les conditions normales (paragraphe précédent).

XI.4.1.2 Calcule de la poussée horizontale :

Avant de procédé au calcul de la poussée on doit calculer le coefficient de poussée des terres K_α :

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv :

kh = A = 0.2 : coefficient d'accélération de zone, kv = 0,3 kh

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^2}$$

Avec :

θ = arctan($\frac{kh}{1 \pm kv}$) ;

$\varphi = 30$: L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

α : Angle de talus avec l'horizontal α = 0° ;

β : Inclinaison de la culée β = 0° ;

δ : Angle de frottement (sol – béton) δ = 0°

Les coefficients de poussées pour les différents cas sismiques sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau 59 : Les coefficients de poussées

Actions du séisme	**Kh**	**Kv**	**θ**	**Kad**
Cas 1: Condition statique	0	0	0	0.33
Cas 2: Vertical+ horizontal	0.2	0.06	10.68°	0.46
Cas 3: Horizontal	0.2	0	11.31°	0.47
Cas 4: Vertical - horizontal	0.2	-0.06	12.01°	0.48

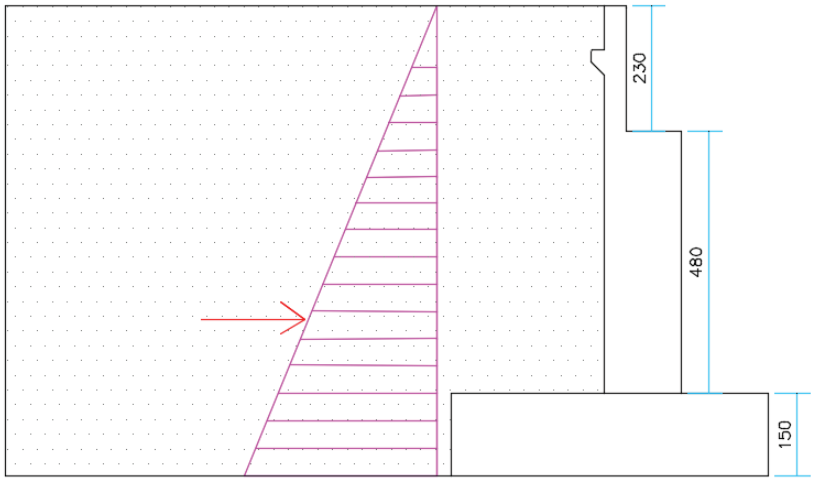


Figure 54 : Poussée des terres

La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de longueur L, est :

$$F_p = \frac{1}{2} \times K_a(1 \pm kv).\times \gamma \times H^2 \times L \text{ (Triangulaire)}$$

La poussée due aux surcharges q = 10 KN/m².

$$F_p = K_a(1 \pm kv).\times q \times H \times L \text{ (Rectangulaire)}$$

Avec :

- γ : Poids volumique du sol = **18 KN/m³.**
- K_a : Coefficient de poussée des terres.

L'effort sismique horizontal : Hs = kh*G

On remplace G par le poids calculé dans les conditions normales (paragraphe précédent).

XI.4.2 Vérification de la stabilité :

❖ **Vérification de non Renversement :**

On vérifie que le rapport :

$F_R = \frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$ ……. Dans les conditions normales,

$F_R = \frac{M_s}{M_R} \geq 1$ ……. Dans les conditions sismiques,

Ms : désigne le moment stabilisant dû aux charges verticales
Mr : désigne le moment renversant dû aux charges horizontales.

❖ **Vérification de non Glissement :**

On vérifie que le rapport :

$F_G = \frac{V}{H} \geq 1.5$ ……. Dans les conditions normales ;

$F_G = \frac{V}{H} \geq 1$ ……. Dans les conditions sismiques ;

$V = \Sigma F_v \tan(\varphi)$;

$H = \Sigma F_H$;

φ : L'angle de frottement interne entre la base de la fondation et le sol = 30°.

❖ **NB :**

- Le calcul des moments a été fait par rapport au point situé à l'extrémité de la base de la semelle.
- Pour les surcharges du trafic on a pris le cas le plus défavorable qui est Bc pour notre cas.
- Les calculs sont faits sans tenant compte de la butée sur la semelle qui a un effet stabilisateur donc on est dans le côté sécurité.

Tableau 60 : Résultats des sollicitations sur la culée

en service				
Cas sismique	H(KN)	V=(KN)	∑Mr(KN.m)	∑Ms(KN.m)
statique	4159,05096	18922,36	12918,85151	60592,4439
v+h	10365,14669	20244,476	40631,41132	64601,5385
h	10156,13064	18922,36	39999,18799	60592,4439
v-h	9932,863494	17600,244	39323,85852	56583,3492
a vide				
Cas sismique	H(KN)	V=(KN)	∑Mr(KN.m)	∑Ms(KN.m)
statique	3919,05096	17060,72	11854,18751	56869,1639
v+h	9639,254691	18215,288	36014,7382	60543,1633
h	9430,23864	17060,72	35382,51487	56869,1639
v-h	9206,971494	15906,152	34707,1854	53195,1644

Tableau 61 : Vérification des conditions

en service		
Cas sismique	Fg	Fr
statique	4,5496822	4,6902346
v+h	1,9531297	1,5899408
h	1,8631466	1,5148418
v-h	1,7719205	1,4389063
a vide		
Cas sismique		
statique	2,5118417	4,7973903
v+h	1,0903562	1,6810663
h	1,0438798	1,6072674
v-h	0,996837	1,5326845

La condition de glissement qui n'a pas été vérifié n'est pas prise en compte étant donné que l'ouvrage repose sur des pieux (fondations profondes) ; ce dernier vérifiera cette condition.

XI.5 Ferraillage de la culée :

XI.5.1 Mur garde grève

Le mur garde grève est supposé être encastrer à la base, il est soumis à la poussée du remblai et à la force de freinage des surcharges.

XI.5.1.1 Evaluation des efforts

Moment de la poussée des terres :

Le moment à la base (encastrement) : $M_p = P \times \frac{h}{3}$ et $P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$

Avec :

- H : hauteur des remblais = 3.68 m ;
- L : longueur des remblais = 1m ;
- Ka : coefficient de poussée des terres = 0.33 ;
- M_p = 12.05 KN.m/ml.

Moment du au freinage de la charge Bc :

L'effet d'une seule roue de **6*t*** est considéré, et le moment de freinage crée par cette force est donné par l'expression suivante:

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times p \times h}{0.25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L.U et μ = 1.2 à l'E.L.S ; P = 60 KN ;

$M_{fu} = 91.1$ KN.m/ml

$M_{fs} = 68.3$ KN.m/ml

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6 t de deux camions Bc accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contacte de la face arrière du mur garde grève.
Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 t sur un rectangle d'impact (0.25, 0.75) m2, se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.

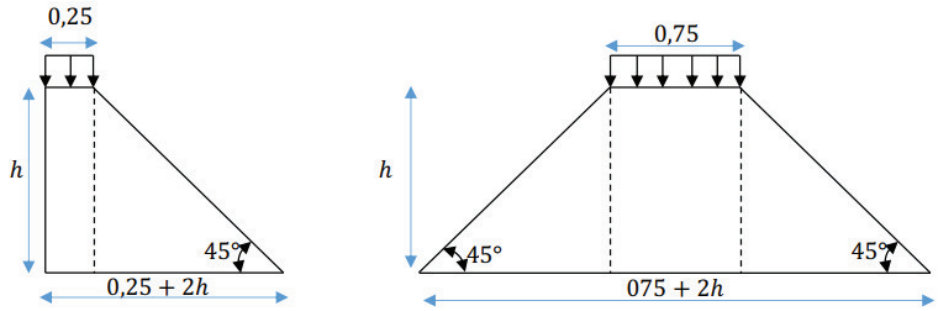


Figure 55 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+h} dx$ et K=Ka×bc ×δ×γ

Avec :

- γ : coefficient de pondération = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS;
- bc = 0.8 : coefficient de pondération du système Bc;
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai δ = 1;
- h : hauteur de mur garde grève.

$M_{pu} = 34.28$ KN.m/ml.

$M_{ps} = 25.71$ KN.m/ml.

Combinaison d'action :

ELU : 1.35 G+1.6 Q = 142 KN.m/ml.

ELS : G + 1.2 Q = 106.1 KN.m/ml.

XI.5.1.2 Ferraillage :

Armature longitudinale → $A_s = 13.4cm^2 \rightarrow 6HA20\ avec\ S_t = 18cm$

Armature transversale → $des\ cadres\ de\ HA12\ avec\ S_t = 15cm$

Armature de construction → $6HA12\ avec\ S_t = 18cm$

XI.5.2 Dalle de transition

Elle se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposé sur des appuis élastique sur toute sa surface. Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au-dessus de la dalle.

$$\frac{L}{h} = 16.67 \geq 10 \text{ et } \frac{L_x}{L_y} = 0.34 \leq 0.5$$

Donc la dalle est une plaque mince qui travaille dans un seul sens elle comporte comme une poutre simplement appuyée de longueur $L_x = 5\ m$

XI.5.2.1 Evaluation des efforts :

- Remblais : G remblais = $18 \times 0.3 \times 1$, G remblais = 5.4 KN/ml ;
- Poids propre de la dalle : G Dalle = 25×0.3× 1 , G dalle = 7.5 KN/ml ;
- Revêtement : G Revêtement =24×0.08×1, G Revêtement =1.92 KN/ml ;
- Surcharge d'exploitation : Q = 10 KN/ml.

Combinaison d'actions :

Tableau 62 : Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	**1.35G+1.6Q**	113	90
ELS	**G+1.2Q**	84	67

Avec : $M = \frac{q \times l^2}{8}$ et $V = \frac{q \times l}{2}$

XI.5.2.2 Ferraillage :

- La dalle de transition travaille en flexion simple en considérant une fissuration préjudiciable ;
- Comme la dalle se comporte comme une poutre, on prend les dimensions suivantes : 30*100*500cm³.
- Le ferraillage est fait avec le logiciel EXPERT BA.

→ $A_s = 15.2cm^2/ml \rightarrow 8HA16\ avec\ St = 13cm$

Pour l'armature horizontale → $\frac{A_s}{3} = 5.1cm^2/ml \rightarrow des\ cadres\ de\ HA12\ avec\ S_t = 15cm$

Pour les armatures de construction → $\frac{A_s}{4} = 3.8cm^2 \rightarrow 8HA8\ avec\ S_t = 13cm$

XI.5.3 Corbeau

XI.5.3.1 Evaluation des efforts :

Comme le corbeau sert d'appui à la dalle de transition alors il reprends les efforts de cette dernière (poids propre, remblai et revêtement), son poids propre et la surcharge du remblai Q :

- La réaction de la dalle : $R_{dalle} = \frac{q \times l}{2} = 48.6 KN/ml$
- Le poids propre : $R_g = V \times \gamma = 0.086 * 1 * 25 = 2.15 KN/ml$
- La surcharge : $R_Q = \frac{q \times l}{2} = 25 KN/ml$

Combinaison d'actions :

ELU : $R_u = 1.35\ (R_{dalle} + R_g) + 1.6\ R_Q = 108.51 KN/ml$

ELS : $R_s = \ (R_{dalle} + R_g) + 1.2\ R_Q = 80.75 KN/ml$

XI.5.3.2 Ferraillage :

Selon le BAEL (annexe E.6) le corbeau est considéré comme une console courte et comporte nécessairement des armatures supérieures tendues disposées comme indiqué à la figure :

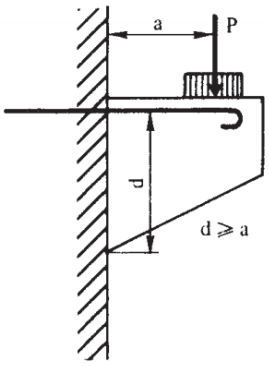


Figure 56 : Armature supérieure du corbeau

La section totale A_s déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$M_u = R_u \times a = 22\ KN.m/ml$: le moment de flexion à l'état limite ultime dans la section d'encastrement et a = 20cm;

Z = min (0.7d (1+0.1) ; 2.4a+ (0.4+0.1)) = 0.36m

On trouve : As = 1.4 cm² $\leq As\,min = 20\ cm^2$

On prend As = 20 cm² soit 7HA20/ml avec st = 15cm

XI.5.4 Mur en retour

XI.5.4.1 Evaluation des efforts :

A cause de la géométrie complexe du mur, l'évaluation des efforts se fit avec le logiciel ROBOT

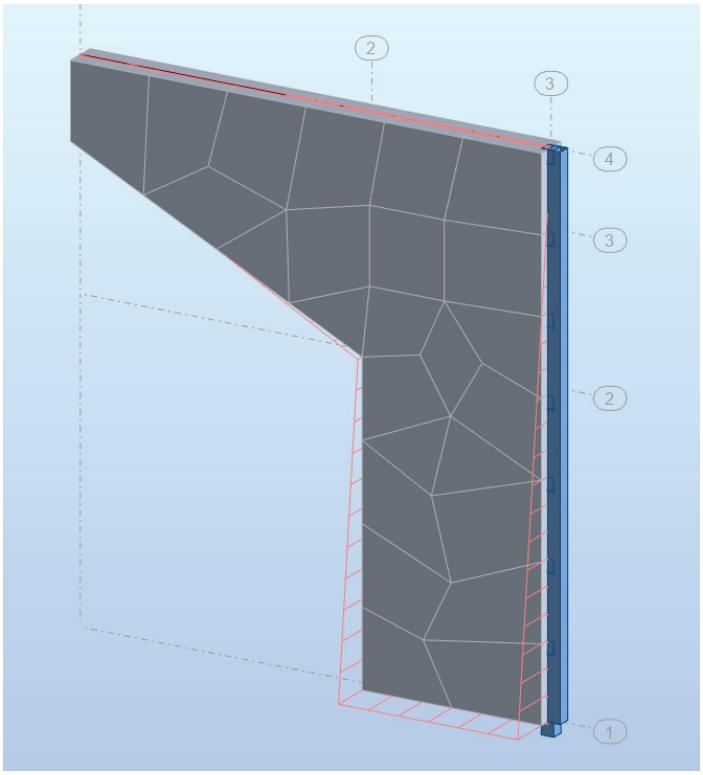


***Figure 57 : Modèle numérique du mur en** retour*

- Poids propre G
- Poussée des terres : $P_t = K_a \times \gamma \times h = 0.33 \times 18 \times 7.08 = 42.06 KN/m2$
- Poussée de la surcharge du remblai : $P_{sr} = K_a \times 10 = 0.33 \times 10 = 3.33 KN/m2$

Combinaison d'actions :

ELU : $M_u = 1.35\ (M_G + MP_t) + 1.6\ MP_{sr}$

ELS : $M_s = M_G + MP_t + 1.2\ MP_{sr}$

XI.5.4.2 Ferraillage :

Tableau 63 : Ferraillage du mur en retour

		ELU (KN. m/ml)	ELS (KN. m/ml)	As (cm2)	armatures
Sens yy (verticale)	Nappe intérieure	41.14	31.4	4.2	6HA14
	Nappe extérieure	10.23	7.8	4.2	6HA14
Sens xx (horizontale)	Nappe intérieure	152.06	114.87	12.6	6HA20
	Nappe extérieure	3.8	2.89	4.2	6HA14

XI.5.5 Mur frontale

Le mur frontal travaille en flexion composée car le mur garde grève s'appuie sur lui, il reprend :

- Le poids propre
- Les charges permanentes
- Le poids propre du tablier
- La poussée des terres
- La surcharge du remblai
- Les charges d'exploitation

Combinaison d'actions :

Tableau 64 : Combinaisons d'actions du mur frontal

Ferraillage :

Longitudinal → $A_s = 14cm^2 \rightarrow 6HA20\ avec\ S_t = 18cm.$

Cas	N (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS max	6513,053	2024,58	412.22	128.14
ELU max	8755,38	2719,12	554.14	172.1

Transversale → $A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28cm^2 \rightarrow des\ cadres\ de\ HA12\ avec\ S_t = 18cm.$

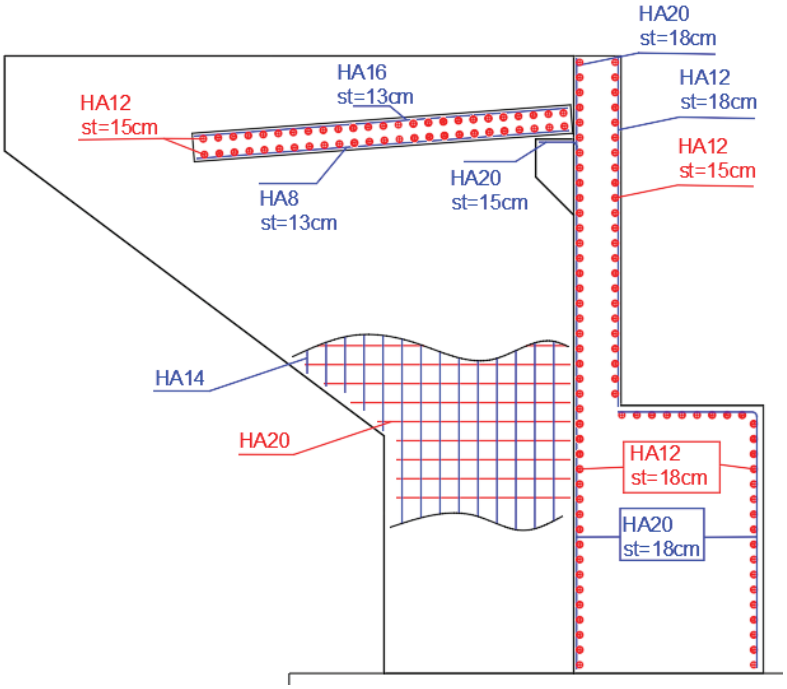


Figure 58 : Ferraillage de la culée

CHAPITRE XII :

Conclusion générale

XII. Conclusion général :

Dans ce projet de fin d'étude on a mené une étude d'un pont isostatique à poutres précontraintes de trois travées, une des structure de franchissement les plus utilisées vu la facilité et rapidité de son exécution.

En un premier temps on a commencé par un recueil des informations relatives à cet ouvrage, données géotechniques, données dimensionnelles et même géographiques. La récolte de ces données est avérée indispensable pour passer à l'étape de calcul et dimensionnement.

Le calcul des différents éléments structuraux de cet ouvrage a été mené par application des méthodes de calcul acquises lors du cursus de formation. Le tablier a été calculé dans le sens longitudinal par la théorie des lignes d'influences et dans le sens transversal en faisant appel à la méthode de Guyon Massonnet, qui nous a permis d'idéaliser la section réelle de ce tablier.

Aussi lors de l'étape de calcul on a été amené à lire et consulter les normes et règlements de construction en vigueur (RPOA, RCPR, ……etc.) et le recours aux logiciels de modélisation et calcul structurel ont renforcé les connaissances et acquis par leur mise en pratique lors des différentes phases de calcul.

A l'issue du travail, j'en ressors enrichis tant sur le volet technique puisque cela implique la maitrise de plusieurs domaines, mais aussi sur le volet humain et professionnel puisqu'il m'a été donné l'opportunité de côtoyer des ingénieurs qualifiés et expérimentés.

Je souhaite sincèrement que ce travail puisse m'éclairer sur mon parcours professionnel à venir, et m'aidera à faire les meilleurs choix académiques et techniques.

Annexe :

Annexe :

Caractéristiques de la poutre (III.3)

Elements	Dimensions		B_i	Z_i	$S/(x)_i$	Ig_i	$B_i*Z_i^2$	$I/(x)_i$	$S/(x)_iT$	$I/(x)_i$ T
	b (m)	h (m)								
1*1	0,64	0,2	0,128	0,1	0,0128	0,000426667	0,00128	0,00170667	0,0128	0,001706667
2*2	0,22	0,15	0,0165	0,25	0,004125	0,000020625	0,00103125	0,00105188	0,00825	0,00210375
3*1	0,2	1,6	0,32	1	0,32	0,068266667	0,32	0,38826667	0,32	0,388266667
4*2	0,1	0,1	0,005	1,767	0,008835	2,77778E-06	0,01561145	0,01561422	0,01767	0,031228446
5*2	0,18	0,05	0,0045	1,833	0,0082485	0,000000625	0,0151195	0,01512013	0,016497	0,030240251
6*1	0,4	0,05	0,02	1,825	0,0365	4,16667E-06	0,0666125	0,06661667	0,0365	0,066616667
7*1	0,76	0,05	0,038	1,875	0,07125	7,91667E-06	0,13359375	0,13360167	0,07125	0,133601667
			La somme: Bb=0,558						La somme: S/(x)b=0,482967	La somme: I/(x)b=0,6537641

Valeurs de K0 et K1 (V.2.4)

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,41378	0,31102	1,04978	1,7405	2,09326	1,7405	1,04978	0,31102	-0,41378
b/4	-0,53706	-0,04324	0,49244	1,11036	1,7405	2,0689	1,7027	0,98938	0,20746
b/2	-0,4264	-0,18552	0,09654	0,49244	1,04978	1,7027	2,15204	2,02438	1,66458
3b/4	-0,23654	-0,22566	-0,18552	-0,04324	0,31102	0,98938	2,02438	3,2195	4,22094
b	-0,03202	-0,23654	-0,4264	-0,53706	-0,41378	0,20746	1,66458	4,22094	7,73664
Théta=0.87	Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5692	0,73068	0,96862	1,27236	1,46632	1,27236	0,96862	0,73068	0,5692
b/4	0,33764	0,45558	0,63998	0,92108	1,27236	1,51782	1,3828	1,14388	0,95504
b/2	0,20476	0,28706	0,42006	0,63998	0,96862	1,3828	1,71354	1,68894	1,56668
3b/4	0,13118	0,19002	0,28706	0,45558	0,73068	1,14388	1,68894	2,21738	2,4703
b	0,08742	0,13118	0,20476	0,33764	0,5692	0,95504	1,56668	2,4703	3,64578

Valeurs de K0.65 (V.2.4)

	y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	0,3136252	0,6215684	0,9897216	1,3940764	1,6293244	1,3940764	0,9897216	0,6215684	0,3136252
1,969	b/4	0,110218	0,3258868	0,6016196	0,9702928	1,3940764	1,6611008	1,465974	1,10371	0,7606692
3,938	b/2	0,0406584	0,1641892	0,3359448	0,6016196	0,9897216	1,465974	1,82755	1,7761544	1,592134
5,91	3b/4	0,0355728	0,0819432	0,1641892	0,3258868	0,6215684	1,10371	1,7761544	2,4779312	2,9254664
7,875	b	0,0563656	0,0355728	0,0406584	0,110218	0,3136252	0,7606692	1,592134	2,9254664	4,7094036

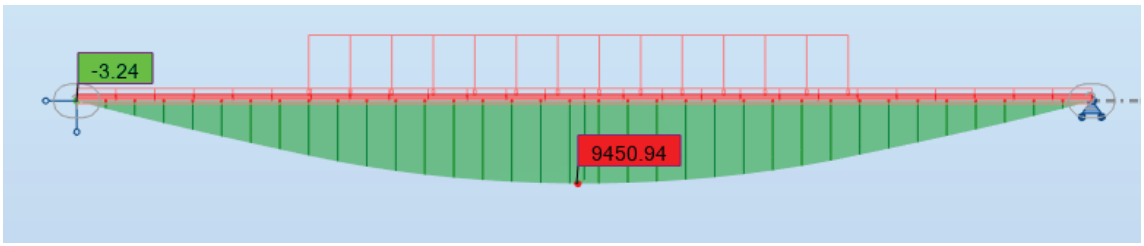
Valeurs de K0.65 pour chaque poutre (V.2.5)

Théta=0.87	K0,65 (α = 0.65)								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1=0	0,3136252	0,6215684	0,9897216	1,3940764	1,6293244	1,3940764	0,9897216	0,6215684	0,3136252
P2=1,75	0,132841757	0,358773682	0,644785846	1,017427695	1,420241617	1,631401286	1,413003317	1,050084296	0,710947191
P3=3,5	0,05613179	0,200158499	0,395043613	0,683630195	1,079669494	1,509379555	1,747118163	1,626570526	1,407176365
P4=5,25	0,037274877	0,109469752	0,221673326	0,418170597	0,744783974	1,224954544	1,793355767	2,243056612	2,479219248
P5=7	0,04710672	0,056221197	0,095665754	0,206253725	0,450750035	0,913422737	1,674076926	2,726182278	3,915029529

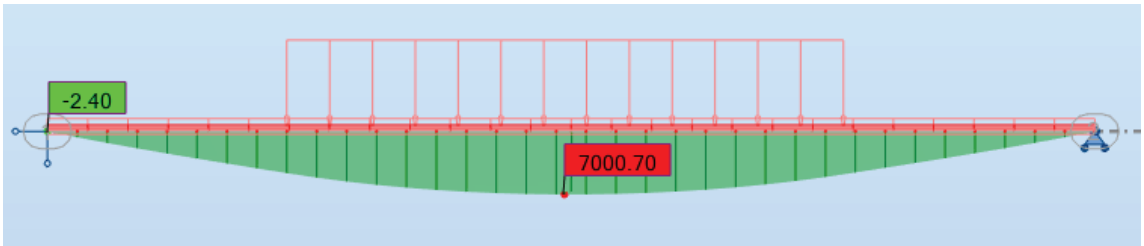
Tableau récapitulatif (V.3)

Charges et surcharges		M_o (t.m)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
			Kα	Mr (t.m)	Kα	Mr (t.m)	Kα	Mr (t.m)	Kα	Mr (t.m)	Kα	Mr (t.m)
Poids propre	G	401,388889	1	401,388889	1	401,388889	1	401,388889	1	401,388889	1	401,388889
A(L)	1 voie	42,69975	0,79348148	33,8814609	0,49454815	21,1170823	0,29413333	12,5594198	0,16491852	7,04197951	0,07765926	3,31603096
	2 voies	85,3995	1,10219259	94,1266963	0,79241481	67,671829	0,53005926	45,2667957	0,32835556	28,0414003	0,17202963	14,6912444
	3 voies	128,107278	1,19943704	153,656614	1,04097778	133,356829	0,82973827	106,295511	0,61353086	78,5977688	0,41738272	53,4697635
	4 voies	170,799	1,09301481	186,685837	1,07934074	184,350319	1,03780741	177,256467	0,97194815	166,007772	0,8924	152,421028
Bc	1 voie	34,4363889	0,67315	23,1808552	0,39025	13,4388008	0,2312	7,96169311	0,12945	4,45779054	0,0665	2,29001986
	2 voies	68,8727778	0,908875	62,5967459	0,590675	40,681428	0,370575	25,5225296	0,215325	14,8300309	0,104225	7,17826526
	3 voies	103,309167	1,10253333	113,9018	0,81483333	84,1797526	0,5612	57,9771043	0,35731667	36,9140871	0,19658333	20,3088603
	4 voies	137,745556	1,171325	161,344813	0,9917625	136,610877	0,7791	107,317562	0,5689	78,3634466	0,3819875	52,6170804
Convois	Mc120	101,208889	1,43065	144,794497	1,3455	136,17656	1,1041	111,744734	0,8212	83,1127396	0,5544	56,110208
	D240	163,888889	1,533625	251,344097	1,3898125	227,774826	1,098	179,95	0,78721875	129,016406	0,50496875	82,7587674

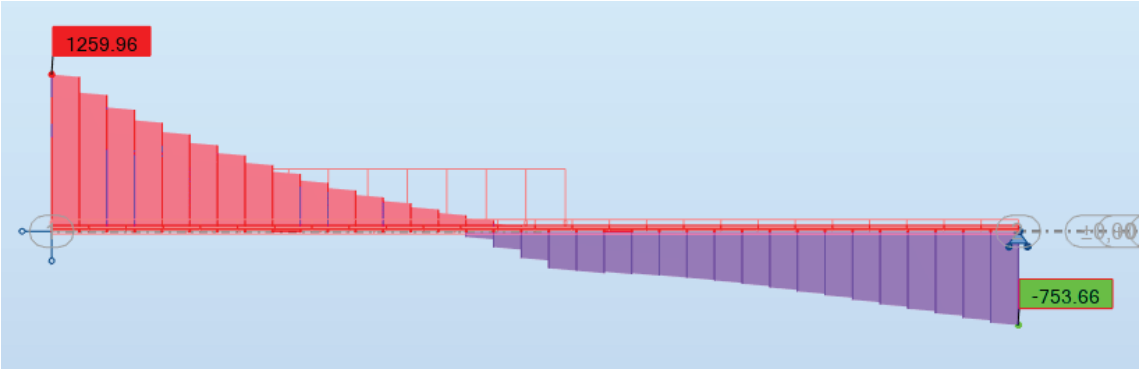
Moment fléchissant max à l'ELU : 1.35G+1.35D240 (V.4)



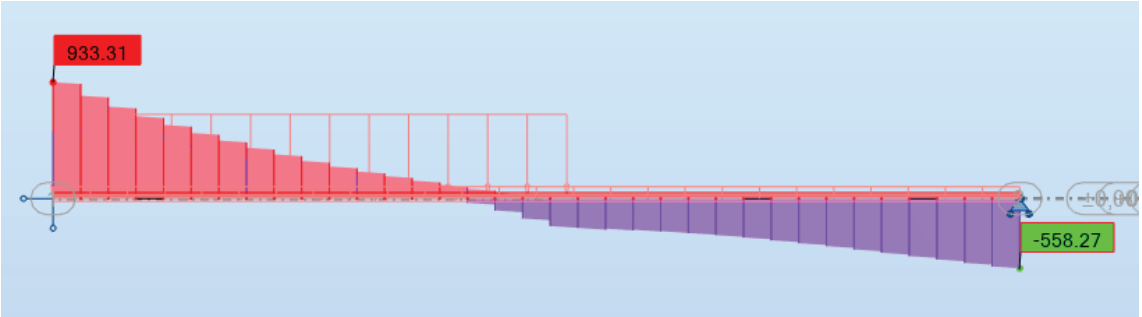
Moment fléchissant max à l'ELS : G+D240 (V.4)



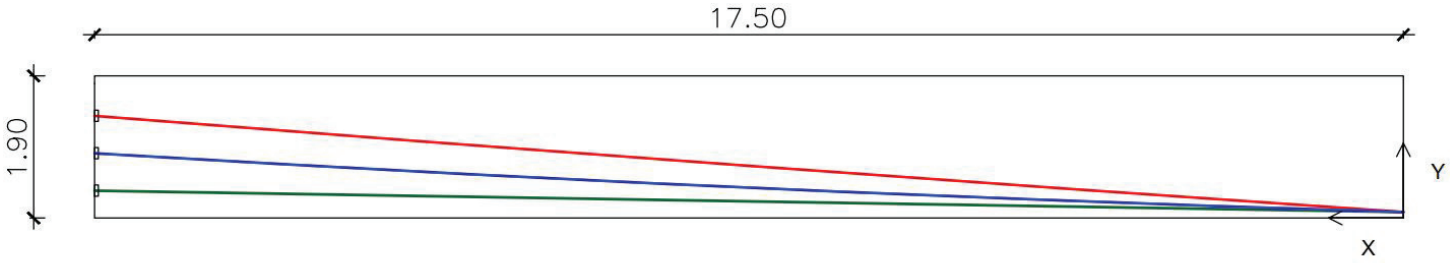
Effort tranchant max à l'ELU : 1.35G+1.35D240 (V.5)



Effort tranchant max à l'ELS : G+D240 (V.5)



Tracé des câbles (VI.5.3)



		0,00	1,75	3,50	5,25	7,00	8,75	10,50	12,25	14,00	15,75	17,50
Câble N° 1	$y = 8,00 * 10^{-4}x^2 + 0,12$	0,12	0,12	0,13	0,14	0,16	0,18	0,21	0,24	0,28	0,32	0,37
Câble N° 2	$y = 2,43 * 10^{-3}x^2 + 0,12$	0,12	0,13	0,15	0,19	0,24	0,31	0,39	0,48	0,60	0,72	0,86
Câble N° 3	$y = 4,10 * 10^{-3}x^2 + 0,12$	0,12	0,13	0,17	0,23	0,32	0,43	0,57	0,74	0,92	1,14	1,38

Bibliographie :

BIBLIOGRAPHIE

- BERNARD-GELY. A & CALGARO. J-A, conception des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Avril 2006.
- CALGARO. J-A, projet et construction des ponts. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, mai 2007.
- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.
- Le Béton précontraint aux états limites, HENRY THONIER.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 1991 révisé 1999.
- Règles BAEL 1991, Révisé en 1999.
- Règles RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (avril 2009).
- Règles RPOA, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, (2008).
- Document SETRA, Joints de chaussée de pont-route.
- Documents SETRA, Barrière de sécurité pour la retenue des poids lourds (septembre 1999).
- Document SETRA, Appareils d'appuis en élastomère fretté, guide, utilisation sur les ponts et viaducs et structures similaires, (juillet2007).
- Norme européenne, norme française appareils d'appui structuraux, NF EN 1337-3 (septembre 2005).
- Documents SETRA, Piles et Palées, appuis des tabliers PP73 réimpression octobre 1985.
- Mr. BELAOURA.M, Cours de Béton Armé et Béton Précontraint. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

- Mme. MEZOUAR MESSAOUDI.A. Cours de Mécanique des structures : Plaques minces. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

- Mokhtar Ahmed Amine et Ghernaouti Ayoub « Etude d'un pont à poutre multiple sur RN01 franchissant oued Chlef (Wilaya de Médéa) » Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.