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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ÉTUDE DU VIADUC «64.5» DE LA PENETRANTE DJEN-DJEN EL-EULMA DU PK64+200 AU PK64+522.

Présenté par :
BELHANIA Younes
LAOUICI Oussama

Encadré par :
M. AMIEUR Mohamed
Enseignant à l'ENSTP

Co-encadré par :
M. KHELFI Mebarek
Enseignant à l'ENSTP

Promotion 2021/2022

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENT :

Tout d'abord, Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout **ALLAH** le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.

Nous exprimons toute notre gratitude à **M. AMIEUR** pour son encadrement, à sa confiance, à son soutien incessant et à son encouragement permanent.

Nous remercions notre co-encadrant **M. KHELFI** pour son soutien incessant et son encouragement permanent.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'**E.N.S.T.P.**, l'**E.S.S.A.T.**, l'**E.N.P.C.** et à tous ceux qui ont contribué dans notre formation depuis, les premières lettres alphabétiques.

Merci aux **responsables de la bibliothèque** pour l'intérêt qu'elles portent à l'égard des étudiants ainsi que pour toute l'aide que vous nous avez fournis.

Nos remerciements s'adressent également aux **membres du jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Sans oublier, nos plus précieux remerciements à **nos familles** respectives, pour tout le soutien qu'ils ont pu nous apporter tout au long de nos vies, merci d'avoir fait de nous ce qu'on est aujourd'hui.

Dédicace

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

A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir, celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots, ma mère ***KAOUANE Karima****.*

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, mon père ***LAOUICI Abdelouahab****.*

A mon cher frère Mossab et mes chers sœurs Hiba et Aya qui m'avaient toujours soutenu durant ces années d'études.

A tous mes amis spécialement : Farid, Omar, Ahmed, Souhaib, Moussa et toute l'équipe EL Baraka……..

A mes amis de l'ENSTP : Mohammed, Imad, Hamid, et toute la Promotion DIB 2022 spécialement : Imam, Hichem, Mohammed, Yassine, khier ,Abdelhak ,ilyas ……..

A tous ceux qui m'ont aidé de proche ou de loin.

A mon très cher binôme ***BELHANIA Younes*** *et toute sa famille.*

LAOUICI Oussama

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents :

Djamel BELHANIA & Chahira SAOTI

Maman, autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, tu as toujours été présente à mes côtés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime.

Mon père, autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir.

À mes frères : **Mohamed** et **Iyade**. À ma sœur : **Imene**.

Merci d'être toujours présents à mes côtés, par votre amour et votre tendresse, pour donner un goût et du sens à ma vie. Que ces quelques mots témoignent des sentiments tendres et chaleureux que j'éprouve pour vous.

À mon meilleur professeur : **Aissa ABDELKRIM**

Vous avez changé toute ma vision d'étude avec vos efforts et vos conseils, pour cela je vous remercie infiniment et je n'oublierai jamais ça.

À mon très cher binôme et ami **Oussama LAOUICI** ainsi qu'à toute sa famille.

À mes meilleurs amis : **Sami, Lamar, Merabet, Zaki, Anis, Chico, Mohamed Sekh, Raid, Yassine, Mahmoud, Moumen, Amar, Nasser…**

À toute **la famille ENSTP** : Étudiants – Enseignants À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Younes BELHANIA

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 64+200 والنقطة الكيلومترية 64+522 بطول 322 متر، من خط الطريق السيار الذي يربط بين ميناء جن-جن والطريق السيار شرق غرب على مستوى العلمة. بدأنا هذا العمل بمقدمة على الجسور. بعدها الى التصميم العام للمشروع, بحيث قمنا بإعطاء ثلاثة اقتراحات ممكنة وبالرجوع . الى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الاكثر ملائمة. ثم انتقلنا الى دراسة مختلف عناصر الجسر وهي كما يلي: تقييم الاحمال— دراسة الخرسانة سابقة الاجهاد — دراسة العناصر الاخرى لسطح الجسر. في النهاية قمنا بتصميم و دراسة الاجزاء السفلية: الارصفة و الدعائم. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبو2019 من اجل دراسة هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: تصميم و دراسة الجسر، تحديد الأبعاد، جسر بالروافد ، خرسانة سابقة الإجهاد ، معدات الجسر، المنشآت القاعدية.

Résumé :

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 64+200 et le PK 64+522 d'une longueur de 322 mètres, de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Nous avons entamé notre travail par une introduction générale sur les ponts. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharge — l'étude de la précontrainte — l'étude des éléments du tablier. Enfin, la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : Les piles — Les culées. La modélisation a été établie par le logiciel ROBOT2019.

Mots clés : Conception et étude de pont, Pré-dimensionnement, Pont à poutre, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure.

Abstract :

The purpose of this work is to design and study a bridge located between PK 64+200 and PK 64+522 with a length of 322 meters, of the motorway penetrating the port of DJEN-DJEN to the East-West highway at El Eulma.

We began our work with a general introduction about bridges. Then we drew up the general design, of which three (3) variants were proposed, then the choice of the most advantageous variant based on a multicriteria analysis, and then by the detailed dimensioning of the variant chosen, namely the evaluation Loads and overload - study of prestressing - study of the elements of the deck. Finally, the conception and study of the infrastructure: The piers - The abutments. The modelization of this bridge was established by the software ROBOT2019.

Key words : conception and design the bridge, predimensioning, beam bridge, concert prestressing, Equipment of the bridge, infrastructure.

Sommaire

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES PONTS

I.1. INTRODUCTION : 3
I.2. NOTION D'OUVRAGE D'ART : 3
I.3. FONCTION D'UN OUVRAGE D'ART : 3
I.4. DEFINITION ET TERMINOLOGIE D'UN PONT : 3
I.4.1. Définition : 3
I.4.2. Terminologie : 4
I.4.3. Notion de travée : 5
I.5. CLASSIFICATION DES PONTS : 6
I.5.1. Ponts à poutres : 6
I.5.2. Ponts en arc : 7
I.5.3. Ponts suspendus : 7
I.5.4. Ponts à haubans : 8

CHAPITRE II :PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION : 10
II.2. BUT DE L'ETUDE : 10
II.3. PRESENTATION DU PROJET : 10
II.3.1. Situation du projet : 10
II.4. LES DONNEES DU PROJET : 11
II.4.1. Les données fonctionnelles : 11
II.4.2. Les données naturelles : 12
II.4.3. Données sismologiques : 15

CHAPITRE III :CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION : 16
III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE : 16
III.2.1. Les Paramètres Intervenants Dans Le Choix Du Type D'ouvrage : 16
III.3. PRESENTATION DES VARIANTES : 16
III.3.1. Variante N°1 : Pont À Poutres « Précontraintes Par Post-Tension » : 16
III.3.2. VARIANTE N°2 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE) : 21
III.3.3. Variante N°3 : Pont à Voussoirs Précontraints : 26

III.3.4. Goussets : 29
III.4. ANALYSE MULTICRITERE : 32
III.4.1. Critères de comparaison : 32
III.4.2. DEVIS ESTIMATIFS DES VARIANTES : 33
III.5. Conclusion : 36

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET DES MATERIAUX

IV.1. INTRODUCTION : 37
IV.2. Les REGLEMENTS : 37
IV.3. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX : 37
IV.3.1. Béton : 37
IV.3.2. Contraintes admissibles de compression du béton : 38
IV.3.3. Les aciers 39
IV.3.4. Les aciers passifs : 40
IV.4. LOGICIELS DE CALCUL : 41

CHAPITRE V :CHARGES ET SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION 42
V.2. LES CHARGES PERMANANTES CP 42
V.2.1. Poids de la poutre 42
V.2.2. Poids des entretoises : 42
V.2.3. Poids de la dalle : 42
V.3. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANANTES CCP 43
V.3.1. Le revêtement : 43
V.3.2. Les trottoirs : 43
V.3.3. La corniche : 43
V.3.4. Les garde-corps : 44
V.4. LES SURCHARGES : 44
V.4.1. Caractéristiques du pont : 44
V.4.2. Système de charge A(L) : 46
V.4.3. Système de charge B : 47
V.4.4. Charge militaire système Mc120 : 50
V.4.5. Convoi exceptionnel type D240 : 51

CHAPITRE VI :EFFORT LONGITUDIANLE

VI.1. POIDS PROPRE : 52

VI.2. CHARGE AL : 52
VI.3. CHARGE BC : 53
VI.4. CHARGE BT : 55
VI.5. CHARGE MC120: 57
VI.6. CHARGE D240: 58

CHAPITRE VII :LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.1. INTRODUCTION : 59
VII.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL : 59
VII.3. LA REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT : 63
VII.3.1. Evaluation des coefficients de répartition : 63
VII.3.2. Construction des lignes d'influence. 66
VII.3.3. Calcul de coefficient **Kα moy**: 66
VII.4. MODELISATION DU TABLIER 69
VII.4.1. LES ETAPES DE LA MODELISATION 69
VII.4.2. LES COMBINAISONS DE CHARGES : 72
VII.4.3. Résultat de calcule : 73

CHAPITRE VIII :ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1. Introduction : 76
VIII.2. Dimensionnement de la précontrainte : 77
VIII.2.1. Étude de la précontrainte : 79
VIII.2.2. Tracé et dispositions constructives : 81
VIII.2.3. Détermination de l'angle de relevage : 83
VIII.2.4. Calcul des caractéristiques nettes de la poutre : 84
VIII.3. Pertes de précontrainte : 84
VIII.3.1. Pertes instantanées : 84
VIII.3.2. Pertes différées : 86
VIII.4. Vérification des contraintes : 88
VIII.4.1. Justifications de la poutre à l'ELS : 88
VIII.4.2. Justification des contraintes normales : 89
VIII.4.3. Justification des contraintes tangentielles : 90
VIII.4.4. Justification de la poutre à l'ELU : 91
VIII.4.5. Justification du béton : 93

CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS ET ETUDE DE L'HOURDI

IX.1. CALCUL DES DEFORMATIONS : 94
IX.1.1. Introduction : 94
IX.1.2. Flèches due au poids propre : 94
IX.1.3. Contre flèche de précontrainte : 94
IX.1.4. Flèche de construction : 95
IX.1.5. Flèche maximale à l'ELS : 95
IX.1.6. Flèche totale : 95
IX.1.7. Flèche admissible : 95
IX.2. Étude de l'hourdis : 96
IX.2.1. Introduction : 96
IX.2.2. Étude de la flexion transversale : 96
IX.2.3. Ferraillage : 98

CHAPITRE X :CALCUL DES EQUIPEMENT

X.1. LES APPAREILS D'APPUIS : 100
X.1.1. Dimensionnement des appareils d'appui : 100
X.1.2. Aire de l'appareil d'appui: 100
X.1.3. Épaisseur de l'appareil d'appui: 100
X.2. ÉVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX 101
X.3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS : 102
X.3.1. Résistance à la compression : 102
X.3.2. Sécurité au flambement : 103
X.3.2.1 Limitation de la distorsion 103
X.3.3. Condition de Non glissement 103
X.4. DES D'APPUIS: 104
X.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée 105
X.4.2. Ferraillage du dé d'appuis 105
X.5. JOINTS DE CHAUSSE …… 106
X.5.1. Dimensionnement : 106
X.5.2. Type de joint 107

CHAPITRE XI :ETUDE DYNAMIQUE

XI.1. INTRODUCTION : 108
XI.2. ANALYSES SISMIQUES DU PONT 109
XI.2.1. Donnés sismiques de l'ouvrage 109

XI.2.2. Méthode de calcul : 109

CHAPITRE XII :ETUDE DE LA PILE

XII.1. INTRODUCTION 115
XII.2. ETUDE DE LA PILE : 115
XII.2.1. Conception des piles : 115
XII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile 116
XII.2.3. Ferraillage de la pile 117
XII.3. LES FONDATIONS DE LA PILE 121
XII.3.1. Choix du type de fondation 121
XII.3.2. Etude de la semelle 121
XII.3.3. Etude des pieux 125

CHAPITRE XIII :ETUDE DE LA CULEE

XIII.1. INTRODUCTION : 130
XIII.2. CHOIX DE LA MORPHOLOGIE : 130
XIII.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE : 131
XIII.4. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE : 132
XIII.4.1. Détermination du coefficient de poussée K_{ad} : 132
XIII.4.2. Calcul des sollicitations : 132
XIII.4.3. Combinaison des actions sur la culée : 134
XIII.5. Étude et ferraillage des éléments de la culée : 135
XIII.5.1. Mur frontal: 135
XIII.5.2. Mur garde grève : 138
XIII.5.3. Dalle de transition : 140
XIII.5.4. Mur en retour : 142
XIII.6. LES FONDATIONS DE LA CULEE : 144
XIII.6.1. Etude de la semelle : 144
XIII.6.2. Etude des pieux : 144
XIII.6.3. Ferraillage : 147

LISTE DES FIGURES

Figure I-1:Vue en long d'un pont 4
Figure I-2:les éléments d'un pont 5
Figure I-3:Pont a poutres 7
Figure I-4: Ponts en arc 7
Figure I-5 : Ponts suspendu 8
Figure I-6 : Pont à haubans 8
Figure I-7 : haubans en harpe 9

Figure II-1:Localisation du viaduc. 10
Figure II-2:Image satellite de la zone d'étude. 11
Figure II-3:Tracé en plan. 11
Figure II-4:Profil en long. 12
Figure II-5:Profil en travers. 12

Figure III-1:Vue en 3D d'un pont à poutre. 17
Figure III-2:Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise) 21
Figure III-3:Entraxe des poutres. 23
Figure III-4:vue d'un pont voussoir 26

Figure IV-1:Limitation des contraintes des sections en B.P. 40

Figure V-1:Largeur rouable. 45
Figure V-2:Largeur chargeable. 45
Figure V-3:Disposition du système Bc 48
Figure V-4:Disposition du système Bt 49
Figure V-5: Disposition du convoi Mc120 50
Figure V-6 : Convoi type D240 51

Figure VI-1:charges permanentes 52
Figure VI-2:charge A(l) 52
Figure VI-3: moment maximal du a la charge Bc 54
Figure VI-4: effort tranchant maximal du a la charge B 54
Figure VI-5: moment maximal du a la charge Bc 55
Figure VI-6:effort tranchant maximal du a la charge Bt 56
Figure VI-7:moment maximal du a la charge mc 120 57
Figure VI-8:effort tranchant maximal du a la charge Mc120 57
Figure VI-9:calcul du moment fléchissent du a la charge D240 58
Figure VI-10:effort tranchant maximal du a la charge D240 58

Figure VII-1:disposition des poutres 60
Figure VII-2: la poutre équivalente. 62
Figure VII-3:Lignes d'influences des poutres 66
Figure VII-4:Vue en plan du tablier 69
Figure VII-5:Vue en 3d du tablier 70
Figure VII-6:Charges permanentes du tablier 70
Figure VII-7: Surcharges A(l) 1 voies chargé 70
Figure VII-8:Surcharges A(l) 2 voies chargé 70
Figure VII-9:Surcharges A(l) 3 voies chargé 71
Figure VII-10:Surcharge BC 1 voie chargé 71

Figure VII-11:Surcharge BC 2 voies chargé……...71
Figure VII-12:Surcharge BC 3 voies chargé 71
Figure VII-13:Surcharge Bt 1 voie chargé……...71
Figure VII-14:Surcharge Bt 2 voies chargé……72
Figure VII-15:Surcharge MC 120…….....72
Figure VII-16:Surcharge D 240……...72
Figure VII-17:: Moment fléchissant max à l'ELS sous la combinaison (G+D240+0.6T+0.5Δθ) 73
Figure VII-18:effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison (G+ D240 +0.6T+0.5Δθ): 73
Figure VII-19:Moment fléchissant max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ).74
Figure VII-20:efforts tranchants max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ) ... 74

Figure VIII-1:Précontrainte Par pré tension 77
Figure VIII-2:Précontrainte par post-tension 77
Figure VIII-3 :Vérification des contraintes. 79
Figure VIII-4:Disposition des ancrages dans la section d'about. 82
Figure VIII-5:Disposition des ancrages dans la section médiane à mi-travée..... 82
Figure VIII-6:Vue en plan des câbles. (Format A3 voir Annexe)..... 83
Figure VIII-7:Ferraillage de la poutre 94

Figure IX-1 :Flèche max de la poutre due au poids propre. 95
Figure IX-2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 95
Figure IX-3.Flèche max de la poutre à l'ELS. 96
Figure IX-4 :Modélisation de l'hourdis sur robot. 97
Figure IX-5: Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS. 97
Figure IX-6:Moment Max- Dalle à l'ELS..... 98
Figure IX-7:Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU. 98
Figure IX-8:Moment Max- Dalle à l'ELU. 99
Figure IX-9 : ferraillage de l'hourdis 100

Figure X-1:Appareil d'appuis en élastomère fretté. 101
Figure X-2:ferraillage de dé d'appui 107
Figure X-3: vue en 3D du joint type JPE5 108
Figure X-4:les éléments du joint de chaussé JPE5..... 108

Figure XI-1:Séisme de Northridge (USA, 1994) 109
Figure XI-2:Séisme de Chi-Chi (Taiwan, 1999) 109
Figure XI-3:section de la pile..... 110
Figure XI-4:Spectre de réponse horizontale..... 112
Figure XI-5:modèle de la structure 113
Figure XI-6: déformation de la structure sous séisme longitudinale..... 114
Figure XI-7:déformation de la structure sous séisme transversale..... 114
Figure XI-8:déplacement maximale sous combinaison Ex+0.3Ey 115
Figure XI-9:déplacement maximale sous combinaison Ey+0.3Ex ……115

Figure XII-1:Dimensions de la pile la plus haute..... 116
Figure XII-2:abaques de WALTHER 120
Figure XII-3: ferraillage de la pile 121
Figure XII-4:Vue en 3D de la semelle 122
Figure XII-5:Ferraillage de la semelle 126
Figure XII-6:vue en plan des pieux..... 127
Figure XII-7:ferraillage du pieu 129

Figure XIII-1:Dimensions des éléments de la culée..... 131
Figure XIII-2:Vue de face de la culée. 131
Figure XIII-3:Impact de la charge Bc localisé derrière le mur garde grève. 139
Figure XIII-4:Ferraillage de la semelle. 148
Figure XIII-5: Ferraillage des pieux..... 149
Figure XIII-6:Ferraillage de la culée ……. …...150

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: Résultats des sondages carottés 13

Tableau III-1: Implantation des appuis de la 1re variante 18
Tableau III-2:Pré-dimensionnement des éléments de la variante 18
Tableau III-3:Implantation des appuis de la 2eme variante. 22
Tableau III-4:Pré-dimensionnement des éléments de la variante 2. 23
Tableau III-5: Implantation des appuis de la 3eme variante. 26
Tableau III-6 : dimensions transversales du voussoir 28
Tableau III-7:Récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson 29
Tableau III-8:Devis estimatif variante n°01 33
Tableau III-9 : Devis estimatif variante n°02 34
Tableau III-10:Devis estimatif variante n°03 ……..35

Tableau IV-1:contrainte limite de traction 41

Tableau V-1:Recapitulatif des charges permanantes 44
Tableau V-2:classe de pont. 45
Tableau V-3:Valeurs de $a1$en fonction du nombre des voies chargées. 46
Tableau V-4:Valeurs de $V0$ en fonction de la classe de pont. 46
Tableau V-5:Calcule des charges A(l). 47
Tableau V-6:Valeurs de coeifficient bc. 48
Tableau V-7:Calcul des coefficients de majoration dynamique des charges Bc 49
Tableau V-8:Valeurs de coefficient bt. 49
Tableau V-9:Calcul des coefficients de majoration dynamique des charges Bt 50
Tableau V-10:Calcul de coefficients de majoration dynamique de la charge mc120 51

Tableau VI-1:calcul des sollicitations des charges permanentes 52
Tableau VI-2 : calcul des sollicitations de la charge A(l) 53
Tableau VI-3: calcul du moment fléchissent du a la charge Bc 54
Tableau VI-4: calcul de l'effort tranchant de la charge Bc 55
Tableau VI-5:calcul du moment fléchissent du a la charge Bt 56
Tableau VI-6: calcul de l'effort tranchant de la charge Bt 56
Tableau VI-7:calcul du moment fléchissent du a la charge Mc120 57
Tableau VI-8: calcul de l'effort tranchant de la charge Mc120 58

Tableau VII-1: Valeurs de Coefficient $K0$ pour $\theta = 0.6$ et $\alpha = 0$ 63
Tableau VII-2: Valeurs de Coefficient K0 pour Θ=0.65 et α=0 63
Tableau VII-3: Valeurs de Coefficient K0 pour Θ=0.62 et α=0 64
Tableau VII-4: Valeurs de Coefficient K1 pour Θ=0.6 et α=1 64
Tableau VII-5: Valeurs de Coefficient K1 pour Θ=0.65et α=1 64
Tableau VII-6: Valeurs de Coefficient K1 pour Θ=0.62 et α=1 65
Tableau VII-7:Valeurs de Coefficient K1 pour Θ=0.626 et α=0.203 65
Tableau VII-8:coefficients de répartition Kα des poutres 66
Tableau VII-9:Valeurs des moments dans les poutres pour les différentes charges 67
Tableau VII-10:Valeurs du moment sous les combinaisons de l'ELS 68
Tableau VII-11: Valeurs des moments sous les combinaisons de l'ELU 68
Tableau VII-12:Combinaisons des charges. 72

Tableau VIII-1:Les dimensions de la précontrainte 77

Tableau VIII-2:Les caractéristiques du béton. 78
Tableau VIII-3:Vérification des contraintes. 81
Tableau VIII-4/Positions des câbles sur différentes sections 82
Tableau VIII-5:Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage. 83
Tableau VIII-6:Caractéristiques nettes de la poutre. 84
Tableau VIII-7:Résultats de perte par frottement. 85
Tableau VIII-8:Résultats de perte par recul d'ancrage 85
Tableau VIII-9:Résultats de perte par déformation instantanée du béton. 86
Tableau VIII-10:Résultats de perte par fluage. 87
Tableau VIII-11:Résultats des pertes par relaxation 87
Tableau VIII-12:Résultats des pertes totales. 87
Tableau VIII-13:Caractéristiques nettes des sections 88
Tableau VIII-14: Limitation des contraintes 88
Tableau VIII-15:Les caractéristiques de chaque phase de vérification. 89
Tableau VIII-16:Vérification des contraintes normales en phase 1 et 2. 89
Tableau VIII-17:Vérification des contraintes normales en phase 3 et 4. 90
Tableau VIII-18:Calcul de l'angle βu. 92

Tableau X-1:Dimensions de l'appareil d'appui. 102

Tableau XI-1:masse des piles 111
Tableau XI-2:participation modales 113

Tableau XII-1: hauteurs des piles. 116
Tableau XII-2: Evaluation des efforts des piles à l'ELS 117
Tableau XII-3:Evaluation des efforts des piles à l'ELU 117
Tableau XII-4: Evaluation des efforts des piles à l'ELA 118
Tableau XII-5:récapitulatif des efforts appliquer à la pile 5 119
Tableau XII-6: Evaluation des efforts agissant sur la semelle à l'ELS 123
Tableau XII-7:Evaluation des efforts agissant sur la semelle à l'ELU 123
Tableau XII-8:Evaluation des efforts agissant sur la semelle à l'ELA 124
Tableau XII-9:calcule de ferraillage de la semelle 125
Tableau XII-10:Vérification des pieux 127
Tableau XII-11:les valeurs de $X\theta p$; $X\theta M$ (tableau de WERNER.) 128
Tableau XII-12:Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu……129

Tableau XIII-1:Coefficient de poussé. 132
Tableau XIII-2:Étude de la stabilité 132
Tableau XIII-3:. Efforts dus au tablier. 133
Tableau XIII-4:Évaluation des charges sismiques 133
Tableau XIII-5:Évaluation des charges sismiques dues à la poussée dynamique. 134
Tableau XIII-6:Combinaisons à l'ELU. 134
Tableau XIII-7:Combinaisons à l'ELS 134
Tableau XIII-8:Combinaisons à l'ELA. 135
Tableau XIII-9:Évaluation des efforts dus au poids propre. 135
Tableau XIII-10:Efforts dus au tablier. 136
Tableau XIII-11:Evaluation des charges sismiques 136
Tableau XIII-12:Combinaisons à l'ELU. 137
Tableau XIII-13:Combinaisons à l'ELS. 137
Tableau XIII-14:Valeurs de MP/k. 139
Tableau XIII-15:Évaluation des efforts. 141
Tableau XIII-16:Moment xx à l'ELS. 142

Tableau XIII-17:Moment yy à l'ELS. 142
Tableau XIII-18:Vue en plan des pieux 145
Tableau XIII-19:Vérification des pieux. 145
Tableau XIII-20:Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. 147
Tableau XIII-21:Calcul du ferraillage de la semelle. 147

Introduction générale

‘La croissance économique d’un pays passe par le développement de ses routes et ses moyens de transport’. En partent de cette idée on arrive à la grande importance des infrastructures routières pour dire qu'un pays est développé.

Au cours de ces deux dernières décennies, l’Algérie a vu un développement considérable dans le secteur des travaux publics Outre l’achèvement et la livraison totale des tronçons de l’autoroute Est-Ouest, le programme de la politique gouvernementale dans le domaine des travaux publics (2015) prévu est constitué d’autres projets (pénétrantes) assurant les liaisons avec l’autoroute Est-Ouest.

L’un de ce projet est la pénétrante qui relie le port de Djen-djen dans la wilaya de Jijel à l’autoroute Est-Ouest au niveau d’El Eulma sur 110 km ,qui est un projet stratégique permettant de désenclaver plusieurs localités des wilayas de Jijel, Mila et Sétif, et dynamiser l'activité économique du port de Djen-djen.

La réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-djen à El Eulma nécessite la réalisation de plusieurs ouvrages d’art (Viaducs et tunnels) avec des nouvelles techniques et méthodes de réalisation, le présent mémoire représente la conception et l’étude de l’un de ces ouvrages qui est le viaduc 64.5 situe du PK 64+200 au PK 64+522 avec un de longueur de 322m.

Notre projet de fin d’études est principalement divisé en treize (13) chapitres comme suit:

- **Le chapitre I :** représente des généralités sur les ponts ses constituants et ses **types.**
- **Le chapitre II :** est consacré à la présentation de l'ouvrage, tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception
- **Le chapitre III :** on propose trois variantes, avec leurs pré dimensionnement et vérification après on fait le choix de la variante le plus avantageuse.
- **Le chapitre IV :** traite les caractéristiques du tablier et les matériaux utilisés.
- **Le chapitre V :** défini les différentes charges et surcharges appliquées sur l’ouvrage
- **Le chapitre VI Et VII :** traitent la répartition des efforts longitudinaux et transversaux par un calcul analytique et numérique.
- **Chapitre VIII, IX et X :** sont consacré à l’étude de la précontrainte, l’hourdie et les équipements du tablier respectivement
- **Le Chapitre XI :** est consacré à l’étude dynamique.

- **Le Chapitre XII :** contient le dimensionnement de la pile ainsi que le calcul des différentes sollicitations agissantes sur cette dernière sous les charges. Un calcul du ferraillage de tous les éléments constructifs de la pile a été effectué, avec une présentation de tous les schémas de ferraillage.
- **Le Chapitre XIII :** présente le dimensionnement de la culée ainsi que le calcul des sollicitations agissantes sur cette dernière sous les déférentes charges appliquées et aussi le calcul du ferraillage de tous les éléments constructifs de la culée avec une présentation de tous les schémas de ferraillage.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS

I.1. INTRODUCTION :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Le terme travaux publics s'applique, par opposition aux travaux privés, aux infrastructures publiques. Les travaux publics comprennent différents types de travaux :

- VRD (voiries et réseaux divers) : enrobé, pose de bordures, assainissement, pose de gaine téléphonique, électricité...
- Ouvrages d'art, dit génie civil : réalisation de ponts, écluses, stations d'épuration...
- Voie ferrée : création et entretien des voies....

Certains bâtiments de très grande taille sont considérés comme des ouvrages de travaux publics (aéroports, centrales nucléaires, ouvrages militaires, stades...).

I.2. NOTION D'OUVRAGE D'ART :

Un ouvrage d'art est une construction nécessaire à l'établissement et à l'exploitation d'une voie de communication.

De tels ouvrages sont qualifiés « 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.

I.3. FONCTION D'UN OUVRAGE D'ART :

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

- un ouvrage d'art routier supporte une route,
- un ouvrage d'art autoroutier supporte une autoroute, qu'il s'agisse de la voie principale ou d'une bretelle de raccordement à l'autoroute,
- un ouvrage d'art ferroviaire supporte une voie ferrée.

Les voies navigables, canalisations d'eau (aqueducs) ou d'autres fluides ne donnent pas lieu à la définition d'une typologie spécifique à ces voies.

I.4. DEFINITION ET TERMINOLOGIE D'UN PONT :

I.4.1. Définition :

Un pont est un ouvrage en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

- **Différentes parties d'un pont :**

Un pont est constitué d'un tablier qui repose à ses extrémités sur des appuis les culées et éventuellement sur des appuis intermédiaires les piles. Les piles et culées reposent sur des fondations.

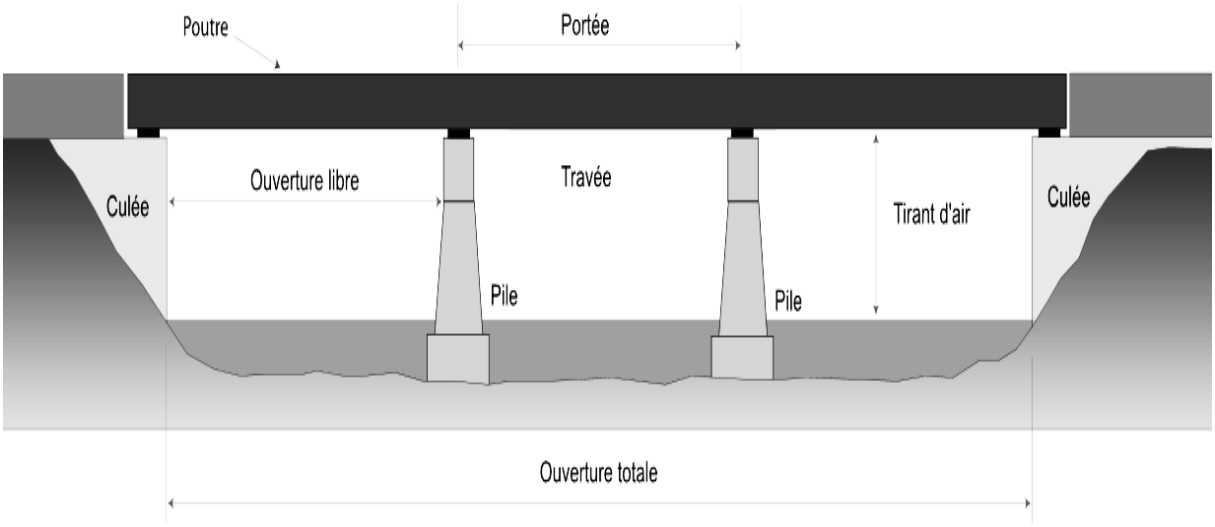


Figure I-1:Vue en long d'un pont

I.4.2. Terminologie :

Tablier : C'est la plate-forme horizontale qui porte la chaussée ou la voie ferrée, et l'ensemble des équipements du pont. Il en existe plusieurs types.

Appuis : Ce sont les éléments verticaux portant le tablier. Leur rôle est de transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations les différentes charges venant du tablier. Les appuis intermédiaires sont appelés piles et les appuis extrêmes sont les culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais d'accès.

Fondations : Elles assurent la liaison entre les appuis et le sol. Elles peuvent être superficielles (semelles isolées ou filantes), semi-profondes (puits massifs en béton) ou profondes (pieux, micropieux).

Voie portée : Partie de la voie de circulation située au-dessus de l'obstacle qui est portée sur le pont.

Dalle de transition : Assure la continuité de la voie de communication.

Travée : Partie comprise entre deux appuis.

Équipements des ponts : Dispositifs destinés à assurer la sécurité et le confort des usagers ou la pérennité de l'ouvrage :

- Les appareils d'appuis.
- Les joints de chaussées.
- Les revêtements des tabliers : Les chapes d'étanchéité, la couche de roulement.

- Les dispositifs de sécurité : Les trottoirs, les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières, barrières, séparateurs).
- Les dispositifs d'évacuations des eaux.
- Les corniches.

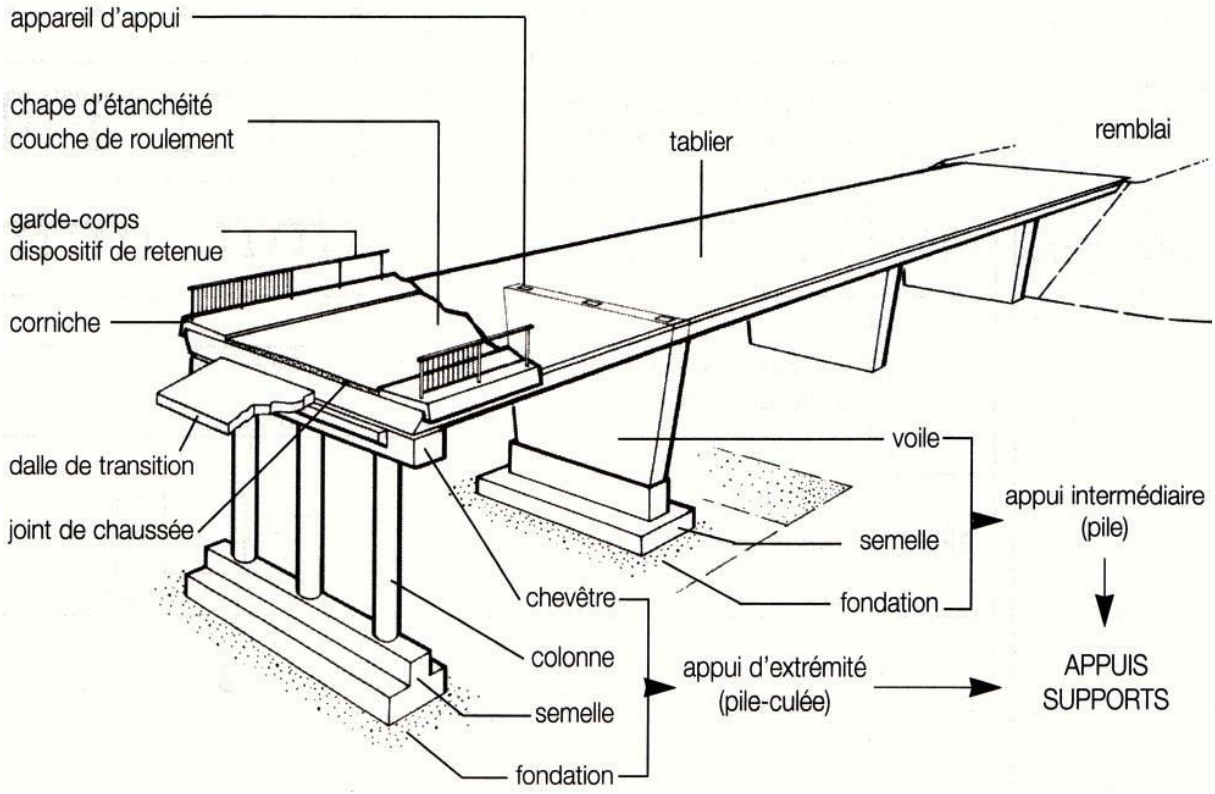


Figure I-2:les éléments d'un pont

I.4.3. Notion de travée :

La travée d'un pont est la partie comprise entre deux piles ou entre une pile et une culée. Cette notion ne concerne que les ponts à poutres, suspendus ou haubanés. Pour les ponts en arc ou ponts voûtés en maçonnerie, on parlera plutôt d'arches.

- **Typologie suivant la position :**

On distingue la typologie suivante.

- Travée centrale, pour la partie de pont centrale quand il y a un nombre pair de piles ;
- Travée de rive, pour la partie de pont comprise entre une pile et une culée ;
- Travée intermédiaire, pour une travée située entre les travées de rives.
- Travée principale, pour la travée de plus grande longueur (ou portée), qui n'est pas obligatoirement la travée centrale.

- **Typologie suivant les matériaux :**

Les travées sont franchies ou constituées par :

- des tabliers en bois ou métalliques ou en béton armé ou en béton précontraint, formés d'une dalle ou d'une poutraison (ensemble de poutres droites).
- des voûtes en maçonnerie (massives, en pierre, ou en béton armé ou non, ou mixte pierre et béton).
- des arcs (séparés métalliques ou en béton armé au-dessous du tablier portant la voie).
- des poutres à béquilles en béton armé.

- **Typologie suivant le fonctionnement mécanique :**

Concernant les ponts à poutres, la notion de travée conduit à différencier deux types de tabliers :

- les ponts à travées indépendantes, dont chaque travée porte sur les piles par l'intermédiaire d'appuis indépendants et qui présentent donc un joint de dilatation à l'interface de deux travées.
- les ponts à poutres continues, où il n'y a pas de séparation entre les travées

I.5. CLASSIFICATION DES PONTS :

Il n'existe pas de typologie idéale. On pourrait la dresser en fonction des matériaux utilisés pour le tablier ou selon l'usage prévu pour le pont (viaduc routier, pont ferroviaire,...). Mais la plus sûre, la plus technique aussi, tient compte des réactions produites par l'ouvrage sur ses appuis.

On distingue ainsi :

- **les ponts à poutres**
- **les ponts en arc**
- **les ponts suspendus**
- **les ponts à haubans**

I.5.1. Ponts à poutres :

Il en existe de nombreux modèles. Les matériaux utilisés sont le bois, l'acier ou le béton armé, car ils résistent bien à la flexion, contrairement à la pierre. Le plus simple de ces ponts se compose d'une seule travée, appelée poutre.
Lorsque la distance du franchissement augmente, il y a lieu de recourir à des appuis intermédiaires : le tablier peut alors être constitué de travées juxtaposées.

Sur les ponts à poutres ne sont pratiquement exercées que des forces verticales (↓) : poids de la superstructure, charges liées au trafic et actions des appuis. Les forces horizontales, créées par le freinage des véhicules ou par les effets du vent sont nettement moins importantes.

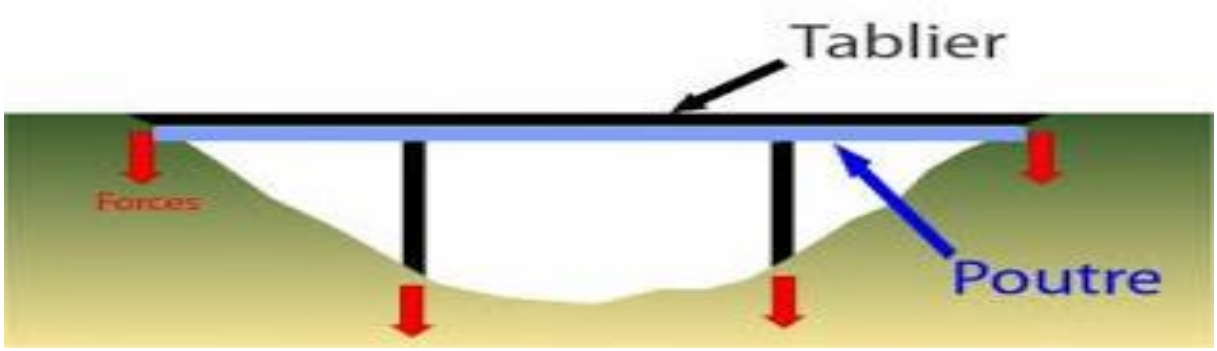


Figure I-3:Pont a poutres

I.5.2. Ponts en arc :

Lorsque la brèche à franchir est large et profonde, la technique de la poutre est insuffisante, c'est pourquoi il faut recourir à la voûte ou arc. En pierre, comme les vieux ponts romains, en acier ou en béton armé, comme nos ponts modernes, ils ne sont en tout cas jamais en bois, matériau trop fragile.

Un arc fonctionne mécaniquement, comme le montre la figure ci-contre, en reportant les charges par "poussée" aux fondations.

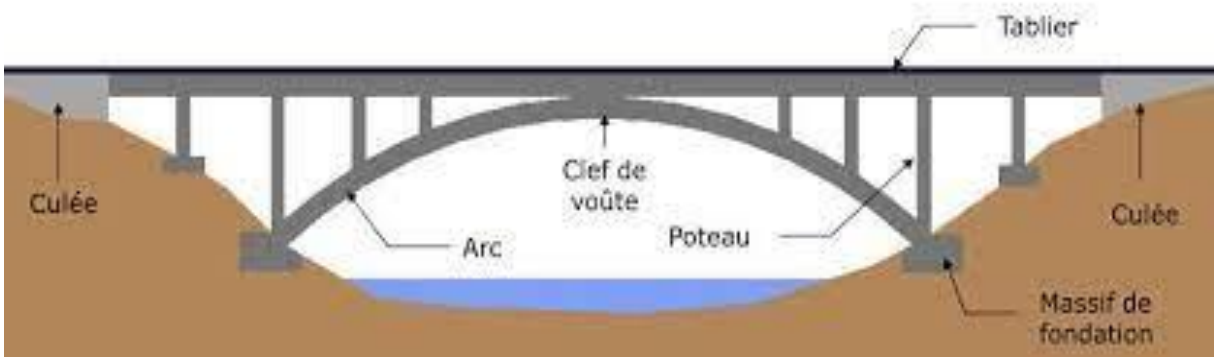


Figure I-4: Ponts en arc

On distingue les ponts en arc encastré et ceux en arc articulé. Les premiers ont cette particularité d'exercer sur leurs culées des réactions qui tendent à les écarter (→)

Les seconds présentent soit deux articulations (forme générale des grands ponts métalliques ou en béton armé), soit trois articulations.

Dans le cas des ponts en arc, il y a également lieu de différencier ceux qui ont un tablier supérieur, l'arc supportant la voie proprement dite, de ceux qui ont, un tablier inférieur en descendant le tablier jusqu'au niveau des culées ; la route ou la voie ferrée passe alors complètement sous l'arc auquel elle est suspendue au moyen de câbles d'acier ou de tirants métalliques. D'autres encore ont un tablier intermédiaire, situé dans la hauteur de l'arc.

I.5.3. Ponts suspendus :

Si l'obstacle à franchir excède les 500 mètres, on peut avoir recours à une suspension du tablier par des câbles en acier à haute résistance, tendus d'une rive à l'autre en prenant appui sur deux pylônes, comme les cordes d'un violon passant sur un chevalet.

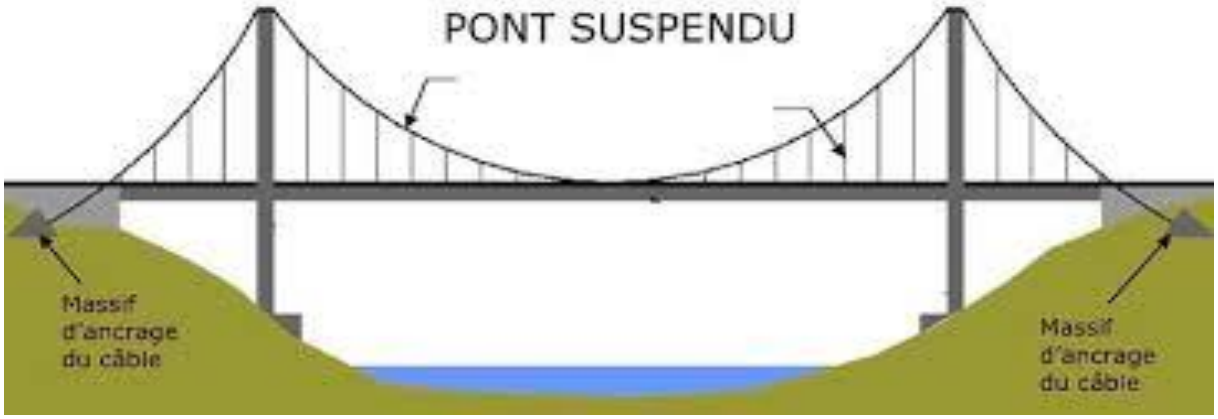


Figure I-5 : Ponts suspendu

Ces câbles sont accrochés à de puissants et profonds massifs d'ancrage fixés dans le sol, de part et d'autre des culées. Ces massifs doivent contrebalancer les efforts de traction des câbles.

Le tablier est relié aux deux grands câbles porteurs, dits «paraboliques», par des câbles rectilignes ou barres métalliques appelés suspentes.

I.5.4. Ponts à haubans :

Quand le tablier est supporté en plusieurs points de la travée par des câbles d'acier dont l'autre extrémité est raccrochée à un pylône, il s'agit d'un pont à haubans.

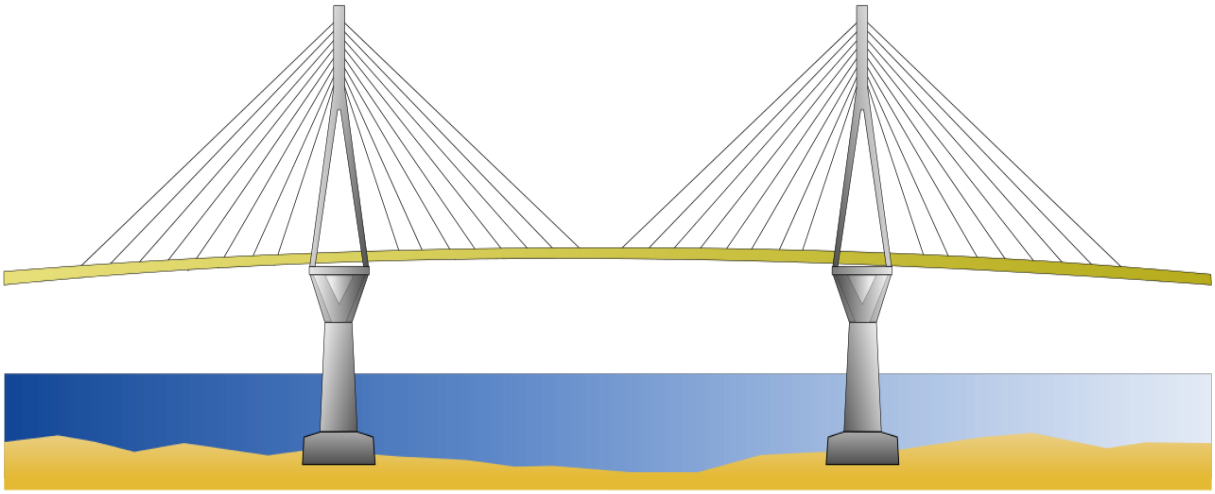


Figure I-6 : Pont à haubans

Lorsque les haubans sont parallèles entre eux, la configuration est dite en harpe (ci- contre). Les forces exercées sur chaque hauban sont de même intensité.

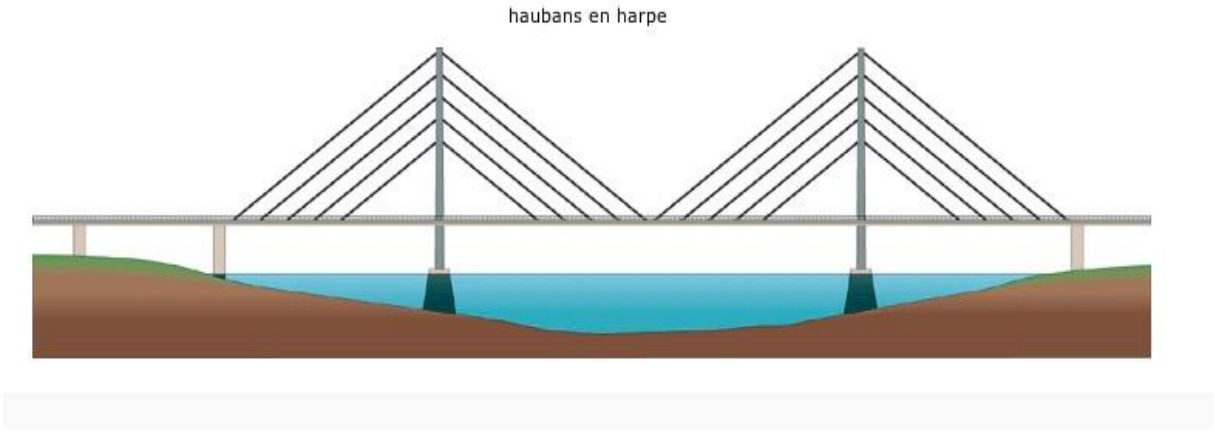


Figure I-7 : haubans en harpe

Lorsqu'on veut allonger la portée de tels ponts, il est préférable d'utiliser une configuration de haubans rayonnant en éventail ou en semi-éventail. Les forces de compression dans le tablier sont alors inférieures parce que les haubans sont moins inclinés.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION :

En travaux publics, il faut toujours commencer par la collection des informations sur le site du pont à étudier. Ce chapitre a pour but de présenter le projet et ses données naturelles et fonctionnelles.

II.2. BUT DE L'ETUDE :

L'objectif de ce mémoire consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art qui fait partie du projet autoroutier de la pénétrante relaie le port de Djen Djen à l'Autoroute Est-Ouest sur 110km. La conception consiste à la proposition de trois variantes, et après une analyse multicritère, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour un dimensionnement plus détaillé.

II.3. PRESENTATION DU PROJET :

II.3.1. Situation du projet :

L'ouvrage est Situé entre le PK64+200 et le PK64+522 d'une longueur de 322 m.

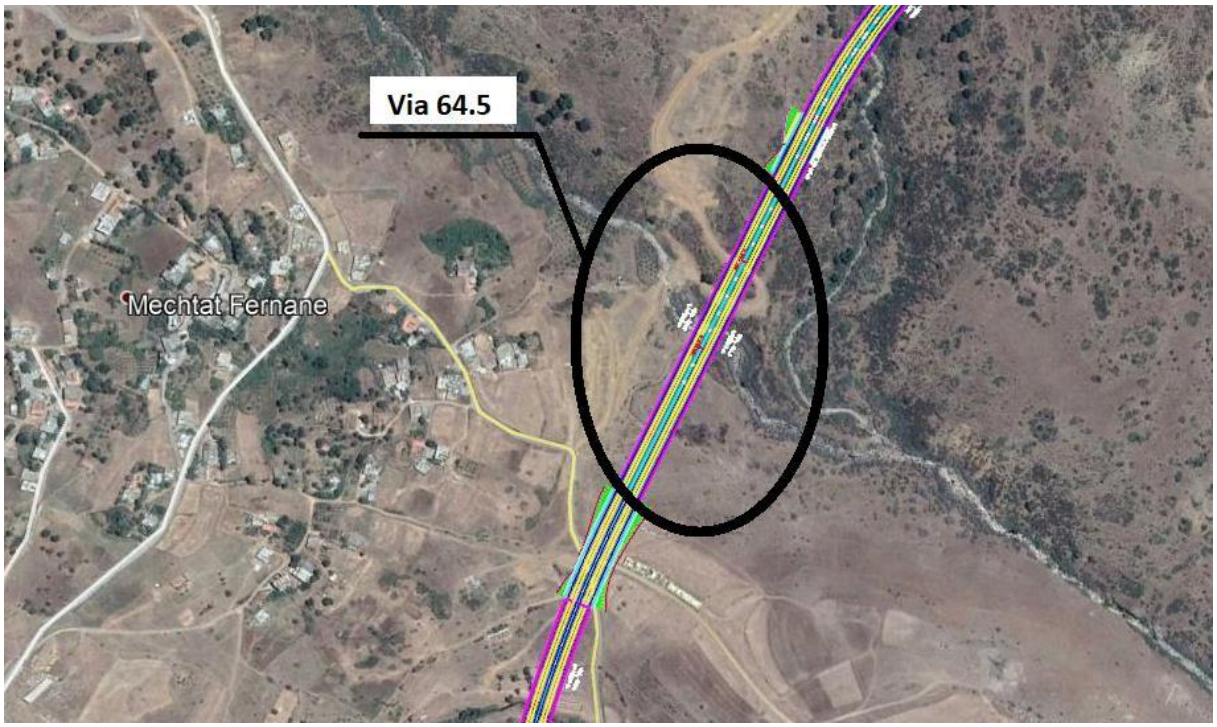


Figure II-1:Localisation du viaduc.

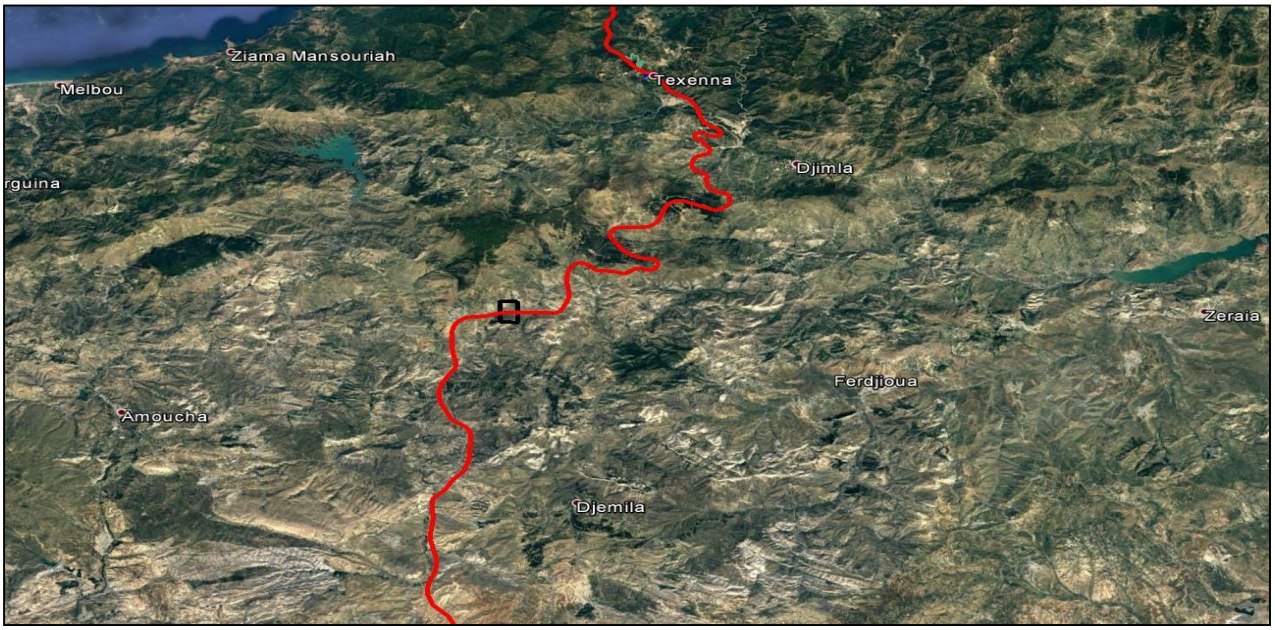


Figure II-2:Image satellite de la zone d'étude.

II.4. LES DONNEES DU PROJET :

II.4.1. Les données fonctionnelles :

II.4.1.1 Tracé en plan :

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

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

•Du début au fin de projet : Une droite L = 322m

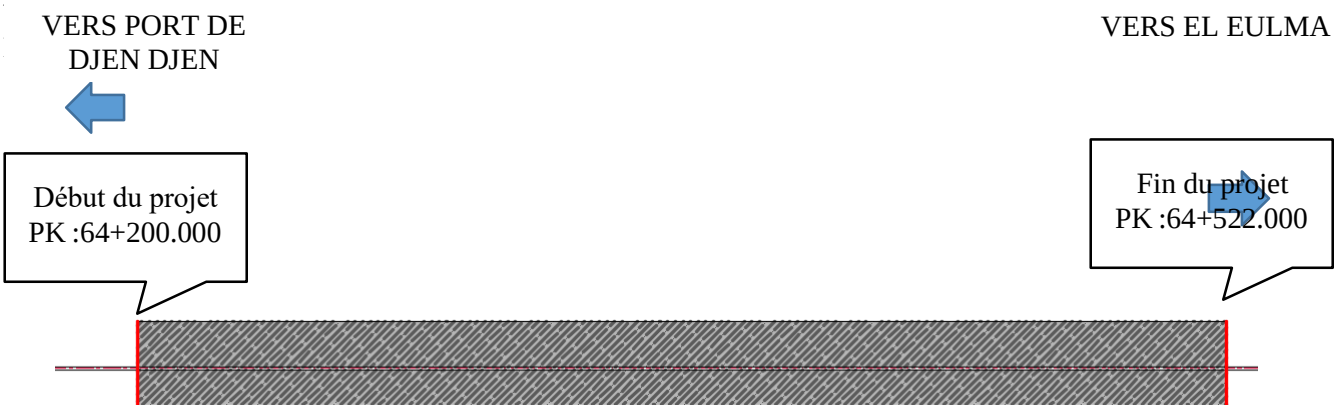


Figure II-3:Tracé en plan.

II.4.1.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en

plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. La hauteur des piles est comprise entre de 8.22 m à 24.8 m et les culées présentent des hauteurs de 8.11 m et 9.18 m.

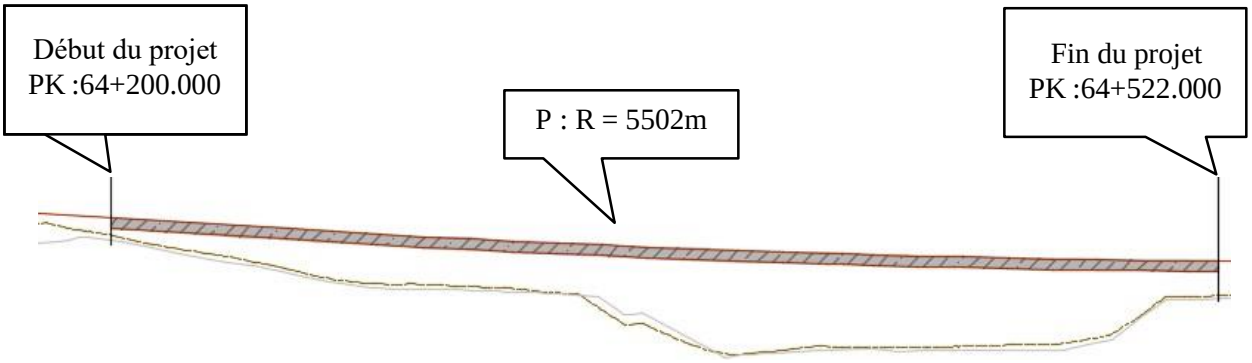


Figure II-4:Profil en long.

II.4.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie, le nombre de voies portées par l'ouvrage, ainsi que les équipements utilisés, ces derniers sont présentés sur une coupe transversale de l'ouvrage en question.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur rouable : 12 m par sens
- Largeur des trottoirs : à : 0.75m et 0.5m
- Bande d'arrêt d'urgence : 1m
- Dévers : 2,5%.
- Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 27,5 m, soit 13,25 par sens.

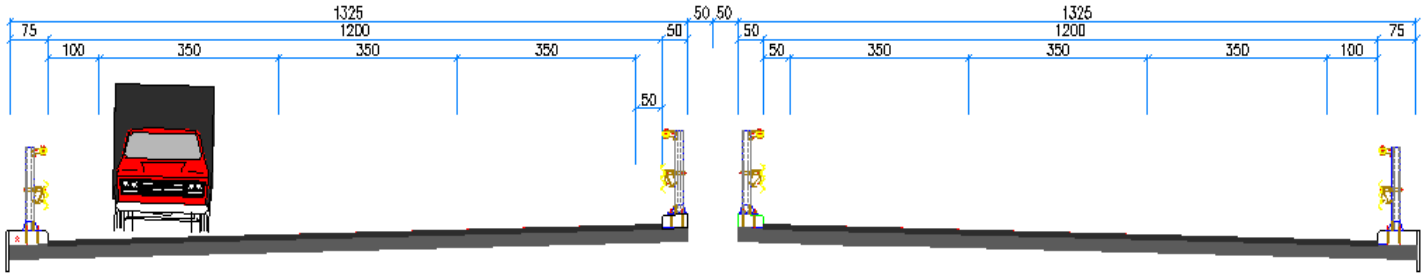


Figure II-5:Profil en travers.

II.4.2. Les données naturelles :

II.4.2.1 Géotechnique :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraine les meilleures conditions

de stabilité et de rigidité, le type d'ouvrage correspondant et la nature des fondations à envisager au niveau des appuis, en plus elle nous permet de choisir son meilleur emplacement pour avoir le bon comportement mécanique de l'ouvrage. Ces données sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel.

Les sondages carottés SC1 SC2, SC3, SC4 et SC5, SC6 sont respectivement achevés sur le site d'examen en ordre kilométrique.

Figure II-6:Résultats des sondages carottés

Sondage	PK	Profondeur (m)	Nature
SC1	64+271	0-6	Argile (Colluvion) partiellement gravelée, à plasticité moyenne, de couleur marron/marron clair
		6-24.5	Argile Sablonneux(Colluvion) contenant des fragments de roche de Grès très faible/faible, en taille de bloc, de couleur marron clair/gris clair
		24.5-35	Argilite, frais/peu décomposée, de résistance faible/moyenne, de couleur gris clair/gris
SC2	64+307	0-24	Argile Sablonneux (Colluvion) contenant des fragments de roche de Grès très faible/faible, en taille de bloc, de couleur marron clair/gris clair
		24-36	Argilite, frais/peu décomposée, de résistance faible/moyenne, de couleur gris clair/gris
SC3	64+343	0-28.8	Argile Sablonneux (Colluvion) contenant des fragments de roche de Grès très faible/faible, en taille de bloc, de couleur marron clair/gris clair
		28.8-38	Argilite, frais/peu décomposée, de résistance faible/moyenne, de couleur gris clair/gris

SC4	64+379	0-22.6	Argile Sablonneux (Colluvion) contenant des fragments de roche de Grès très faible/faible, en taille de bloc, de couleur marron clair/gris clair
		22.6-35	Argilite, frais/peu décomposée, de résistance faible/moyenne, de couleur gris clair/gris
SC5	64+415	0-16.2	Argilite frais/peu décomposée, de résistance faible/moyenne, de couleur gris/gris clair
		16.2-30	Argilite, frais/peu décomposée, de résistance faible/moyenne, de couleur gris clair/gris
SC6	64+451	0-2	Argile gravelé en taille petite/moyenne, mi- rond/mi-angulaire, de couleur marron foncé
		2-12.1	Colluvion formée de fragments de roche de Grès très/faible, en taille de bloc dans une matrice d'argile sablonneux, de couleur marron jaunâ tre
		12.1-31	Argilite fraiche/peu décomposée, de résistance faible/moyenne, de couleur gris clair/gris est observée

- **Classification des sites selon RPOA :**

Selon RPOA, et selon les valeurs du module de déformation E et la pression limite PL (voir l'annexe): le site support du projet est classé dans la catégorie S2 (site ferme).

II.4.2.2 Données climatiques :

Les effets de température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

Dans La zone d'el Eulma la température moyenne annuelle est de 14.0 °C. Sur l'année, la

précipitation moyenne est de 552 mm.

II.4.3. Données sismologiques :

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établi un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevé

Notre projet se trouve entièrement dans la wilaya de Sétif, correspondant à la zone IIa (activité sismique moyenne).

Le coefficient d'accélération sismique adopté sera donc : a = 0.20g.

CHAPITRE III: CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous avons fait une recherche d'une conception optimale en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite par une analyse multicritère, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites d'emploi et leurs coûts. Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs avantages, leurs inconvénients et leur mode de construction qui dispose du matériel spécifique.

III.2.1. Les Paramètres Intervenants Dans Le Choix Du Type D'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- La hauteur du tirant d'air à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.3. PRESENTATION DES VARIANTES :

III.3.1. Variante N°1 : Pont À Poutres « Précontraintes Par Post-Tension » :

III.3.1.1 Présentation générale de la variante:

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte, soit par pré-tension ou par post-tension. Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis. Cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mis en place spécifiquement adaptés.

Les deux types de tabliers pour cette famille (pont à poutres précontraintes préfabriquées)

- Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (par post-tension).
- Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type PRAD (par adhérence).

Ces deux types de tabliers présentent de nombreux points communs. Ils diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte. La précontrainte par adhérence est préfabriquée sur des bancs en usine. Alors que la post-tension permet d'une préfabrication sur le site.



Figure III-1:Vue en 3D d'un pont à poutre.

III.3.1.2 Avantages et inconvénients:

- **Avantage :**

  - Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes.
  - Le recours à la préfabrication a également une incidence sur les délais d'exécution de l'ouvrage
  - Le fonctionnement isostatique de ce type de structure le rend insensible aux tassements différentiels des appuis.
  - La matière est bien utilisée car le béton est toujours comprimé.
  - Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers de BA.
  - La possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport aux ouvrages en béton armé.
  - La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
  - Le pont à poutres en B.P ne nécessité pas beaucoup d'entretien.

- **Inconvénients :**

  - Poids propre très élevée.
  - L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
  - La nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
  - La nécessité d'une largeur de sommier d'appui importante qui peut nuire à l'aspect esthétique de l'ouvrage.

III.3.1.3 Implantation des appuis :

On opte d'implanter les appuis à intervalles réguliers de façon à projeter un ouvrage à travées égales. Le pont que nous avons proposé est de longueur totale de 321 mètres linéaires, donc on prend 08 travées isostatiques de même longueur (40.20 mètres linéaires). Il est composé de 2 culées et 7 piles intermédiaires.

Tableau III-1: Implantation des appuis de la 1re variante

PILE/CULÉE	PK
C1	65+200.000
P1	65+239.60
P2	65+279.80
P3	65+320
P4	65+360.2
P5	65+400.4
P6	65+440.6
P7	65+480.8
C2	65+521

III.3.1.4 Pré-dimensionnement de la variante

Tableau III-2:Pré-dimensionnement des éléments de la variante

ELEMENT	RATIO USUEL	RESULTATS
entraxe des poutres	λ varie de l'ordre 1.5 m à 2,5 m	λ =1.72 m
Nombre des poutres	$\mathbf{N = \frac{La}{\lambda} + 1}$ (La : entraxe entre les poutres de l'extrémité) La=13.25-2×0.60=12.05m	N = 8 poutres
Elancement du tablier ht	$\mathbf{L/20 \leq ht \leq L/16}$ Avec ht = h poutre + h dalle	ht =2.25 m
Epaisseur de l'âme en travée	$\boldsymbol{Ea \geq 14 + \emptyset}$ ∅: le diamètre de la gaine deprécontrainte	Ea =25 cm
Epaisseur de l'âme auxabouts d'appuis	les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant	b0= 60 cm
Largeur de talon	La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m	Lt =0.6m

Epaisseur de talon	Généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m	et =20 cm
Largeur de la table de compression	$0.6h \leq b \leq 0.8h$	b=1.20 m
Epaisseur de la table decompression	L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm.	ec =10cm
Epaisseur de la dalle	Justification au poinçonnement par charge concentré)	ed= 25 cm
Largeur de la dalle	Égal à la largeur de la chaussée rouable plus les trottoirs	Ld = 13.25 m

- **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45° \leq \alpha \leq 60°$

Gousset du talon : α =45 et e1= 17.5cm

Gousset de la table de compression : $\alpha 1$ =6° et e1= 3.8cm $\alpha 2$ =45° et e2= 10cm

III.3.2. VARIANTE N°2 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE) :

III.3.2.1 Présentation générale de la variante :

Dans les ponts métalliques, le tablier est formé par un hourdis et des poutres métalliques, par contre dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques, dans les deux cas, la dalle est connectée à la semelle supérieure des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

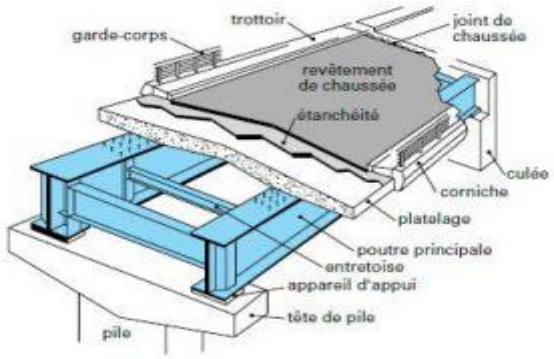


Figure III-2:Coupe schématique d'un tablier mixte (bipoutre a entretoise)

III.3.2.2 Avantages et inconvénients :

- **Avantages :**
  - Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
  - Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
  - Simplicité d'usinage des poutres.
  - Légèreté par rapport au tablier en béton, ce qui équilibre la portance du sol.
  - L'excellent rapport poids performance du matériau acier.
- **Inconvénients :**
  - Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.
  - Risque de voilement, déversement des poutres.
  - Nécessite de visites périodiques et entretien courant.
  - Sensibilité au gradient thermique.
  - Matériaux très chers.
  - Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).

III.3.2.3 Implantation des appuis

Les ouvrages mixtes présentent une très grande souplesse vis-à-vis de la distribution des

travées. Pour un ouvrage de grande longueur franchissant une brèche naturelle sans contrainte particulière, le rapport entre portée des travées de rive et portée des travées courantes peut atteindre 0.6 dans le cas d'un biais.

Le Pont mixte que nous avons proposé est de longueur totale de 322 mètres linéaires, donc on prend 5 travées. Il est composé de :

- 2 travées de rives : 47 m chacune.
- 3 travées principales : 76 m chacune.

Tableau III-3:Implantation des appuis de la 2eme variante.

PILE/CULÉE	PK
C1	65+200
P1	65+247
P2	65+323
P3	65+399
P4	65+475
C2	65+522

III.3.2.4 Pré-dimensionnement de la variante :

➢ **Pré-dimensionnement de la poutre :**

- **L'élancement :**

Sur pile : L/35 ≤ H ≤ L/28 ;

- **Les semelles :**

Les semelles sont constituées d'un plat en tôle de largeur constante ou variable et dont l'épaisseur peut aller jusqu'à 120 ou 150mm.

On à la largeur b_{sup} de la semelle supérieure varie de 400 à 1 000 mm tandis que la largeur b_{inf} de la semelle inférieure varie de 500 à 1 200 mm

- **L'âme :**

On a les conditions suivantes :

$t_w \geq 0{,}005\ H_w$

$t_w \geq 12\ mm$

- **Entraxe des poutres :**

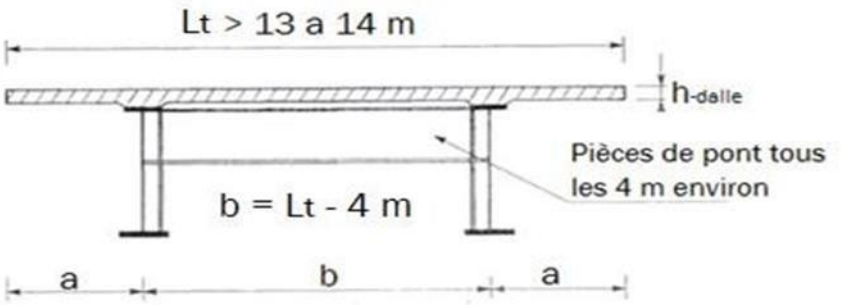


Figure III-3:Entraxe des poutres.

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-4:Pré-dimensionnement des éléments de la variante 2.

ELEMENT		RATIO USUEL	VALEUR RETENUE
Hauteur de poutre sur pile		L/35 ≤ H ≤ L/28	H = 2.71m
Hauteur de poutre sur culée		L/40 ≤ H ≤ L/30	H = 2.71m
Entraxe des poutres		environ LT-4	b = 9m
Largeur des semelles	inf. sur pile	Les conditions d'usinageet dévoilement local conduisent en général à 400mm≤B≤1300mm	Binf = 1000mm
	inf sur culée		Binf = 1000mm
	sup sur pile		Bsup = 800mm
	sup sur culée		Bsup = 800mm
Épaisseur des semelles	semelle supérieure	L'épaisseur minimale ≈ 25 mm	ESsup = 40mm
	semelle inférieure	L'éépaisseur maximale ≈ 150 mm	ESinf = 50mm
Épaisseur de l'âme		$e_a \geq 12$ mm pour les âmes	Ea = 30mm

		raidies longitudinalementdes poutres principales.	
Epaisseur de la dalle		entre 30 et 34 cm	d = 34cm
Entretoise	Espacement	/	e = 7m
	Âme	/	Ea = 10mm
	Hauteur	$L_T/50 \leq He \leq L_T/10$	H = 600mm
	Semelles	/	Largeur Bs = 200mm Epaisseur Es = 20mm

III.3.3. Variante N°3 : Pont à Voussoirs Précontraints :

III.3.3.1 Présentation générale de la variante :

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs.

Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent. La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. Ce procédé permet de franchir de grandes portées.

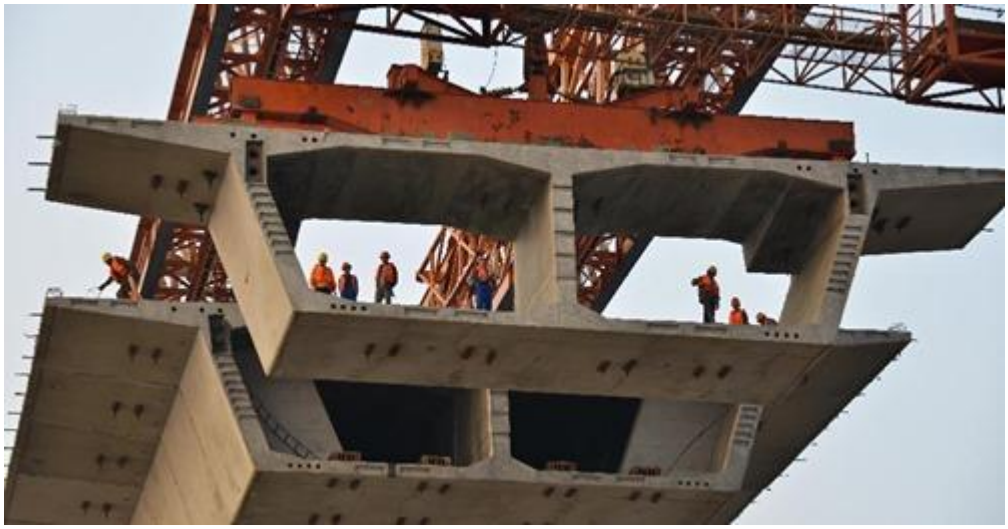


Figure III-4:vue d'un pont voussoir

III.3.3.2 Avantages et inconvénients :

- **Avantages :**

  - Cette technique peut réaliser des ouvrages sans contact avec le sol (pas de cintre, d'échafaudage ou d'étaiement en contact avec le sol). Elle est particulièrement adaptée pour le franchissement de rivières, de fleuves et de vallées profondes.
  - Voussoirs courts d'où bon amortissement du matériel (ééquipages mobiles).
  - Permet une gamme de portées très vaste (de 50 m environ jusqu'à 300 m).
  - Accepte des géométries très variées (hauteur, axe en plan, profil en long).

- **Inconvénients :**

  - Conduit à des ouvrages lourds (plus lourds que les ouvrages mixtes).
  - La répartition du poids propre entraine des ouvrages épais sur appuis.
  - Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

III.3.3.3 Implantation des appuis :

- L principale=100 m - L rive=61 m

Tableau III-5: Implantation des appuis de la 3eme variante.

PILE/CULÉE	PK
C1	65+200
P1	65+261
P2	65+361
P3	65+461
C2	65+522

- **Elancement et forme de l'intrados :**

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre 1/20 à 1/25 de la portée maximale.

- **Découpage en voussoirs :**

  - **Voussoirs courants :**

On prend 5 m

  - **Voussoirs sur piles :**

On prend 8m

  - **Voussoirs de clavage :**

On prend 2m

- **Nombre des voussoirs**

On utilisant les découpages précèdent on trouve 61 voussoirs.

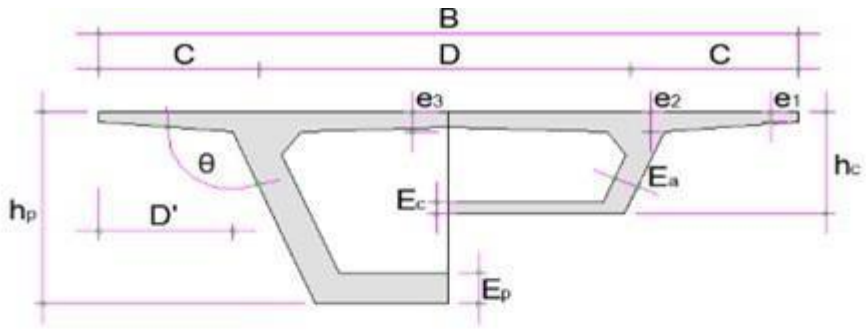
- Voussoir Sur la Pile (V.S.P) : 03.
- Voussoir Sur la clef (V.S.C) : 04.
- Voussoir courant (V.C) : 54

- **Conditions d'appui :**

La majorité des ponts construits par encorbellements successifs reposent sur des appuis simples en service alors que pendant la construction, ils sont encastrés sur piles grâce aux dispositifs de stabilité des fléaux. Les appuis définitifs sont dans la plupart des cas des appareils d'appui à pot d'élastomère

III.3.3.4 Pré-dimensionnement d'une section transversale :

Le pré-dimensionnement du caisson est fait par les documents SETRA et livre conception des ponts.



B : largeur totale du tablier ;
H_p : hauteur du voussoir sur pile ;
H_c : hauteur du voussoir de clef ;
E_a : épaisseur de l'âme sur pile ;
E_p : épaisseur du hourdi inférieur sur pile ;
E_c : épaisseur du hourdi inférieur en clef ;
e_1, e_2, e_3 : épaisseurs du hourdi supérieur aux sections considérées (voir schéma) ;
θ : inclinaison de l'âme.

Figure III-5: dimensions transversales du voussoir

- **Largeur du tablier B :**

La largeur totale du tablier est fixée par le profil en travers de la voie portée.
B=13.25 m

- **Largeur D/C :**

Les distances D et C dépendent de la largeur totale du tablier, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson (C = B/4). C = 3.31m D = 6.625m.

- **Epaisseur des âmes E_a :**

Les âmes du caisson sont inclinées avec un angle de 10%, cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$E_a = 26 + \frac{L}{5} = 46cm$

- **L'épaisseur de l'hourdis inferieur :**

Au voisinage des piles, l'épaisseur est prise égale à 2,5 fois l'épaisseur minimale Ec pour les tabliers de hauteur variable.

$Ec \geq max\{18\,;\ 3 \times \emptyset\,;\ Ea/3\}\ cm$

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. La loi de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale est parabolique :

$E(x) = Ep - 2 \times (Ep - Ec) \times (x/l) + (Ep - Ec) \times (x/l)^2$

Avec :

- Ep : épaisseur de l'hourdis inférieur du premier voussoir.
- Ec : épaisseur de l'hourdis inférieur du dernier voussoir.

- **L'épaisseur de l'hourdis supérieur :**

L'hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées.

$e_1 \geq 20\ ou\ 25\ cm$ ➔ $e_1 = 30\ cm$

$\frac{D'}{5} \geq e_2 \geq \frac{D'}{7}\ cm$ Avec : $D' = C - \frac{Ea}{2} = 3.08$

➔ $e_2 = 46\text{cm}$

$e3 \geq \frac{D}{25}$ ➔ $e_3 = 30cm$

III.3.4. Goussets :

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle a compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage.

Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et l'hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure

- **Récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson :**

Tableau III-6:Récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson

Élément		Valeur Retenue
Hauteur de voussoir sur pile		6.2 m
Hauteur de voussoir sur clé		3 m
Epaisseur hourdis supérieur	épaisseur en extrémité e1	30 cm
	épaisseur a l'enracinement	46 cm
	épaisseur à mi portée	30 cm

Epaisseur des âmes	46 cm
Hourdis inferieur	Sur pile hp = 75 cm
	Sur clé hc = 30 cm
Le découpage des voussoirs	Voussoirs Sur pile : 8m
	Voussoirs courants : 5m

III.4. ANALYSE MULTICRITERE :

III.7.1. Introduction :

L'analyse multicritères est une méthode de comparaison des variantes différentes pour un projet donné. Les résultats sont présentés sous forme du tableau montré au-dessous

III.4.1. Critères de comparaison :

Tableau III.7. : Analyse multicritère.

Les critères de choix Les variantes	Economie	Réalisation	Esthétique
Pont à poutres « précontrainte par post-tension »	-Poids propre relativement important qui impose l'utilisation desfondations profondes.	-Rapidité et simplicité de mise en œuvre. ↓ Respect des délais de réalisation	La situation du viaduc est à l'extérieur de la zone urbaine, de ce fait, le critère esthétique n'est pas vraiment important dans le choix du type d'ouvrage.
Pont mixte (bipoutre métallique)	-Risques decorrosion del'acier. -Matériaux trèschers.	- Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).	
Pont à Voussoirs Précontraint	-Conduit à des ouvrages très lourds.	-Coffrage spécial (équipement mobile) -Les délais de réalisation sont importants vis-à-vis des autres variantes.	

III.4.2. DEVIS ESTIMATIFS DES VARIANTES :

Tableau III-7:Devis estimatif variante n°01

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°01 : Pont à poutres précontrainte par post-tension					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2592.00	55000.00	142560000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7776.00	1200.00	9331200.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	216.00	16000.00	3456000.00
1.4	Recepage des pieux	U	216.00	60000.00	12960000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1520000.00	1520000.00
TOTAL (Poste 1)					**169 827 200.00 DA**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	2476.00	1000.00	2476000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	6694.00	16000.00	107104000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	4557.00	16000.00	72912000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	1004.00	16000.00	16064000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	6683.00	18000.00	120294000.00
TOTAL (Poste 2)					**318 850 000.00 DA**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1571.00	160000.00	251360000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	1337.00	160000.00	213920000.00
3.3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	218.00	550000.00	119900000.00
TOTAL (Poste 3)					**585 180 000.00 DA**
TOTAL HORS TAXES				**1073 857200.0 DA**	
T V A 19 %				**204 032 868.00 DA**	
TOTAL EN TTC				**1 277 890 068.00 DA**	
Un milliard deux cents soixante-dix-sept millions huit cents quatre-vingt-dix mille soixante Dinars Algériens					

Tableau III-8 : Devis estimatif variante n°02

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°02 : Pont mixte (bipoutre métallique)					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 160.00	55000.00	118800000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 480.00	1200.00	7776000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	144.00	16000.00	2304000.00
1.4	Recepage des pieux	U	144.00	60000.00	8640000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1520000.00	1520000.00
TOTAL (Poste 1)					**139 040 000.00 DA**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	1 560.00	1000.00	1560000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	4 210.00	16000.00	67360000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	2 809.00	16000.00	44944000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	1 226.00	16000.00	19616000.00
2.6	Béton RN 35 pour la dalle	M3	2 734.00	18000.00	49212000.00
TOTAL (Poste 2)					**182 692 000.00 DA**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1070.00	160000.00	171200000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	550.00	160000.00	88000000.00
3.3	acier charpente métallique pour tablier	T	1671.00	700000.00	1169700000.00
TOTAL (Poste 3)					**1 428 900 000.00 DA**
TOTAL HORS TAXES			**1 750 632 000.00 DA**		
T V A 19 %			**332 620 080.00 DA**		
TOTAL EN TTC			**2 083 252 080.00 DA**		
Deux milliards quatre-vingt-trois millions deux cent cinquante-deux mille quatre-vingt Dinars Algériens					

Tableau III-9:Devis estimatif variante n°03

DEVIS ESTIMATIF/SENS VARIANTE N°03 : Pont à Voussoirs de Précontraint					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantités**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 400.00	55000.00	132 000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7 200.00	1200.00	8 640 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	120.00	16000.00	1 920 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	120.00	60000.00	7 200 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1520000.00	1 520 000.00
TOTAL (Poste 1)					**151 280 000.00 DA**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	1 370.00	1000.00	1 370 000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	3 705.00	16000.00	59 280 000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	2 290.00	16000.00	36 640 000.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	1 571.00	16000.00	25 136 000.00
2.6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	7 625.00	40000.00	305 000 000.00
TOTAL (Poste 2)					**427 426 000.00 DA**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	990.00	160000.00	158 400 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	1 530.00	160000.00	244 800 000.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	382.00	600000.00	229 200 000.00
TOTAL (Poste 3)					**632 400 000.00 DA**
TOTAL HORS TAXES				**1 211 106 000.00 DA**	
T V A 19 %				**230 110 140.00 DA**	
TOTAL EN TTC				**1 441 216 140.00 DA**	
Un milliard quatre cent quarante et un millions deux cent seize mille cent quarante Dinars Algériens					

III.5. Conclusion :

Après l'analyse et la comparaison des trois variantes selon les critères de choix cités tableau si -dessus, on a choisi la variante **Pont à poutres « précontrainte par post-tension »** puisqu'elle répond bien mieux aux critères de choix. Ajouter à cela qu'elle est compatible aux conditions naturelles imposées par notre site.

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DU TABLIER ET DES MATERIAUX

IV.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre a pour but de définir des différents matériaux de construction de l'ouvrage, les règlements et les logiciels utilisés.

IV.2. Les REGLEMENTS :

- **Les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR) :**

Ce présent règlement définit des actions 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.

- **Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008) :**

Ce 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.

- **Béton armé aux états limites (BAEL) :**

Les présentes règles de calcul, dites règles BAEL 91, sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m de béton mise en œuvre.

- **Béton précontraint aux états limites (BPEL) :**

Les présentes règles de calcul, sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

- **Service (Guide) d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA) :**

Le SETRA, Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (anciennement Service d'études technique, des routes et autoroutes) est un service technique français à compétence nationale du ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie dont la tutelle est exercée par la Direction générale des infrastructures, des transports et de la mer (DGITM). Il intervient dans les domaines de la route, des ouvrages d'art et plus largement des transports en France.

IV.3. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

IV.3.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Le béton utilisé à la précontrainte diffère de celui utilisé au béton armé seulement qu'il soit utilisé sous des contraintes de compression plus élevées.

Tel que :

- **Dosage :**

Le béton est dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA 325.

- **Densité :**

La masse volumique du béton armé : $\gamma = 25\ KN/m3$.

IV.3.1.1 La résistance à la compression :

C'est la résistance caractéristique à la compression après 28 jours, notée : $\boldsymbol{fc_{28}}$.

On a : $fc_{28} = \begin{cases} 35\ MPa & \text{pour le béton du tablier} \\ 27\ MPa & \text{pour le béton d'appuis et les fondations} \end{cases}$

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression sera :

$$fcj = \begin{cases} \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} fc28 & Pour\ fc28 \leq 40\text{MPa} \\ \frac{j}{1{,}40+0{,}95j} fc28 & Pour\ fc28 > 40MPa \end{cases}$$

IV.3.1.2 La résistance à la traction :

Elle se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction, notée : $\boldsymbol{ftj}$

Tel que :

$$ftj = 0{,}6 + 0{,}06\ fcj$$

$$ftj = \begin{cases} 2.7MPa & \text{pour le béton du tablier} \\ 2{,}22\ MPa & \text{pour le béton d'appuis et les fondations} \end{cases}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $fcj \leq 60\ MPa$.

IV.3.2. Contraintes admissibles de compression du béton :

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

Avec :

- **A l'ELU :**

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Et :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1{,}5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1{,}15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

- **A l'ELS :**

On utilise la formule suivante :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0{,}5 \times f_{c28} & \text{(en service)} \\ 0{,}6 \times f_{c28} & \text{(en construction)} \end{cases}$$

IV.3.2.1 Déformation longitudinale du béton :

➢ **Module de déformation instantanée du béton** (courte durée < 24h) **:**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{fcj}$$

Pour le béton du tablier :

$$E_{ij} = 35982\ MPa.$$

Pour le béton des piles et fondation :

$$E_{ij} = 33000\ MPa$$

➢ **Module de déformation différée** (longue durée >24h) :

$$E_{vj} = {E_{ij}}/{3} = 3700 \times \sqrt[3]{fcj}$$

Pour le béton du tablier :

$$E_{vj} = 12103\ MPa.$$

Pour le béton des piles et fondation

$$E_{vj} = 11100\ MPa$$

IV.3.2.2 Module de Déformation transversale :

$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)}$ avec : ν : Coefficient de poisson

Pour les calculs de béton précontraint on prend :

- $\nu = 0$, Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré E.L.U).
- $\nu = 0{,}2$, Pour le calcul des déformations (béton non fissuré E.L.S).

IV.3.3. Les aciers :

IV.3.3.1 Les aciers actifs :

Ce sont les aciers qui maintiennent la précontrainte sur le béton. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P0 = (0{,}8 fprg\ ;\ 0{,}9\ fpeg)$$

Avec :

$fprg$: Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

$fpeg$: Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte

Les armatures de précontraintes ont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus)
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer,

éventuellement à l'eau séléniteuse.

- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

- **Les torons utilisés dans ce projet sont 13T15S**

Les caractéristiques de ces torons de précontrainte sont :

- Résistance ultime : fprg = 1770 MPa
- Limite élastique : fpeg = 1593 MPa.
- Module d'élasticité : Ep = 190 000 MPa.
- Section droite d'un toron : Ap = 150 mm2.
- Section d'un câble : Ap = 1950 mm2.
- Diamètre du gain : Φ = 80 mm.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho_{1000} = 2.5\%$.
- Coefficient de recul d'encrage : g = 2 mm.

Justification de la précontrainte :
Classe II, tel que :

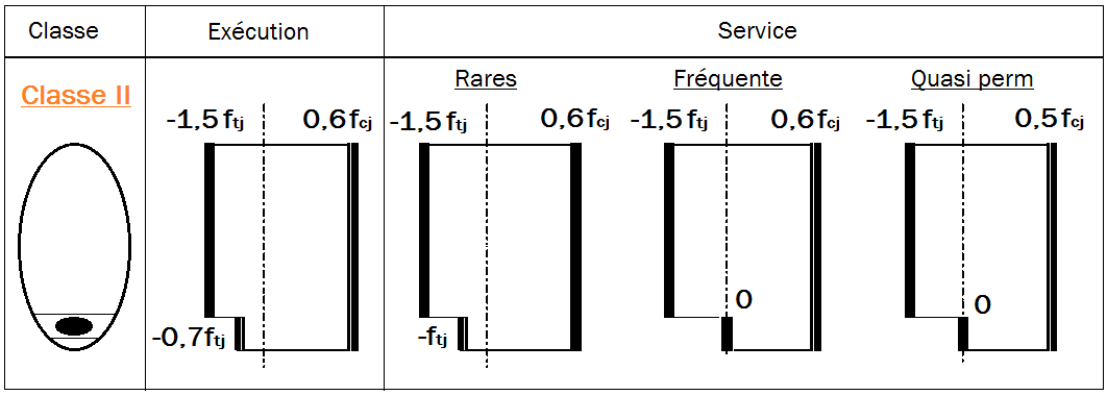


Figure IV-1:Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.3.4. Les aciers passifs :

Ils sont tendus que sous des sollicitations extérieures. Tel que :

Limite d'élasticité : Les aciers utilisés sont courants à haute adhérence de béton armé, de classe FeE500A tel que : $fe = 500\ MPa$.

Module de Young : Le module d'élasticité longitudinale "E_P" des aciers de précontrainte est pris égal à :

- **200 000 *MPa*** pour les barres.
- **190 000 *MPa*** pour les torons.

- **Contrainte limite de traction :**

Tableau IV-1:contrainte limite de traction

Fissuration	Contrainte limite de traction		Résultat (MPa)
peu nuisible	$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$	$S.durable\ et\ tarnsitoire$ $\gamma s = 1.15$	$\sigma s = 434.78$
		$S.accidentelle$ $\gamma s = 1$	$\sigma s = 500$
préjudiciable	$\sigma s = max\left(0{,}5fe\ ;\ 110\sqrt{n \times ftj}\right) ; n = 1.6$		$\sigma s = 250$
très préjudiciable	$\sigma s = max\left(0{,}4fe\ ;\ 88\sqrt{n \times ftj}\right) ;\ n = 1.6$		$\sigma s = 200$

IV.4. LOGICIELS DE CALCUL :

On a utilisé les logiciels suivants :

- Robot 2019 : Pour la modélisation et le calcul des efforts.
- AutoCAD 2016 : Pour les différents dessins.
- Robot Expert 2010 : Pour calculer le ferraillage.

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, car il à une fonction porteuse, les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

V.2. LES CHARGES PERMANANTES CP

V.2.1. Poids de la poutre

Notre poutre est à section variable, c'est-à-dire la poutre présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme cet élargissement et destiné a porté d'une part l'effort tranchant maximal sur les appuis et d'une autre part pour s'assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte

$$P_P = \rho \times \sum(\mathrm{Li} \times \mathrm{Si})$$

$$P_P = \rho \times [(\mathrm{L}_{about} \times S_{about}) + (\mathrm{L}_{variable} \times S_{variable}) + (\mathrm{L}_{médaine} \times S_{médaine})]$$

Avec :

- Li: Longueur de la section (m).
- ρ: Poids volumique du matériau (KN/m^3).
- Si: Air de la section (m^4).
- $P_P = 2 \times 25 \times (1.33 \times 1 + 1.06 \times 2 + 0.82 \times 17)$
- $P_P = 869.5$ KN

Le poids de la poutre par mètre linéaire :

$\mathrm{P_{Pl}} = \frac{869.5}{40} = 21.73$ KN/m

V.2.2. Poids des entretoises :

$$P_C = \mathrm{Se} \times \rho \times \mathrm{ee}$$

Avec :

- Se : section de l'entretoise
- ρ : masse volumique du béton.
- ee : épaisseur de l'entretoise

On a 7 entretoise du coté et d'autre

Alors : $P_C = 7 \times 2 \times 1.56 \times 25 \times 0.3$

$P_C = 163.8$ KN

V.2.3. Poids de la dalle :

$$P_D = \rho \times \mathrm{e} \times \mathrm{l} \times \mathrm{L}$$

$P_D = 25 \times 0.25 \times 13.25 \times 40 = 3312.5$ KN

Le poids de la dalle par mètre linéaire : $P_{Dl} = \frac{3312.5}{40} = 82.81$ KN/m

V.3. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANANTES CCP

V.3.1. Le revêtement :

$P_r = \rho_r \times l_r \times e_r$

Avec :

- ρ_r : masse volumique du revêtement (KN/m3).
- l_r : Langueur du revêtement (m).
- e_r : Épaisseur du revêtement (m).

$P_r = 24 \times 40 \times 12 \times 0.08$

$P_r = 921.6$ KN

V.3.2. Les trottoirs :

- **Trottoir gauche : l = 0.75m**

$$P_{Tg} = \rho \times l \times L \times h_T$$

Avec :

- ρ: masse volumique du béton.
- l : largeur du trottoir
- L : longueur du trottoir
- h_T : hauteur du trottoir

$P_{Tg} = 25 \times 0.75 \times 40 \times 0.30$

$P_{Tg} = 225$ KN

- **Trottoir droit : l = 0.5m**

$$P_{Td} = \rho \times l \times L \times h_T$$

$P_{Td} = 25 \times 0.5 \times 40 \times 0.30$

$P_{Td} = 150$ KN

$P_T = P_{Tg} + P_{Td} = 225 + 150$

$P_T = 375$ KN

V.3.3. La corniche :

$$P_{cor} = S_{cor} \times \rho \times L_{cor}$$

Avec :

- S_{cor} : Section de la corniche (m^2).
- ρ : masse volumique du béton.
- L_{cor} : Langueur de la corniche

$P_{cor} = 0.05 \times 25 \times 40$

$P_{cor} = 50$ KN

V.3.4. Les garde-corps :

$P_{Gc} = 1$ KN/m

On a 2 gardes corps : Donc :

$P_{Gc} = 2 \times 1 \times 40 = 80$ KN

Alors la somme complément des charges permanentes CCP :

$$\boldsymbol{CCP = P_r + P_T + P_C + P_{Gc}}$$

$CCP = 921.6 + 375 + 50 + 80$

$CCP = 1426.6$ KN

Tableau V-1:Recapitulatif des charges permanantes

	Eléments	Poids linéaire [KN/m]	Poids [KN]
CP	Poutre	21.73	869.5
	Entretoises		163.8
	Dalle	82.81	3312.5
CCP	Revêtement	23.04	921.6
	Les trottoirs	9.37	375
	corniche	1.25	50
	Les garde-corps	2	80
Poids totale du tablier		296.5	11858.9

V.4. LES SURCHARGES :

V.4.1. Caractéristiques du pont :

L'évaluation des surcharges est faite selon le RCPR « REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES»

- **Largeur rouable :**
  La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

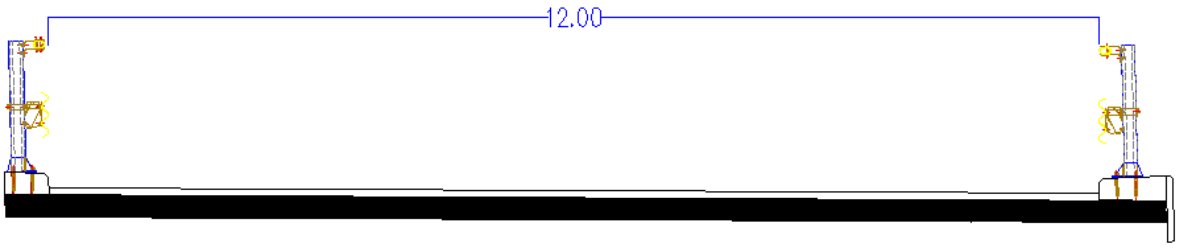


Figure V-1:Largeur rouable.

➢ **Largeur chargeable :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable. En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue.

Donc Lc = Lr-1= 12-1= 11

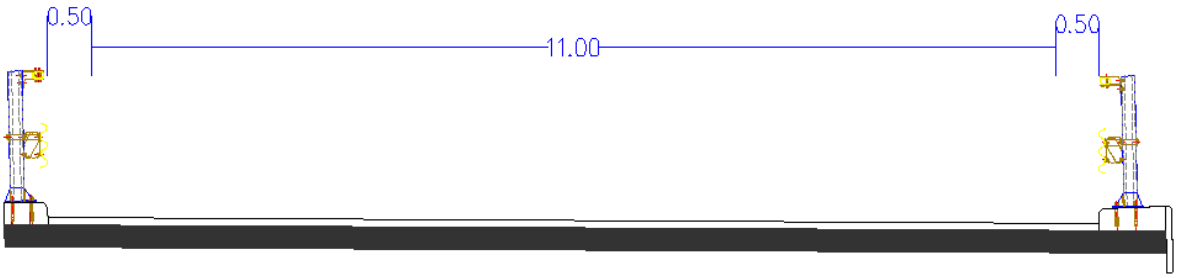


Figure V-2:Largeur chargeable.

➢ **Nombre de voies :**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$N = \frac{Lc}{3}$ $N = \frac{11}{3} = 3.66$

Alors : $N = 3\ voies$

➢ **Classe de pont :**

Tableau V-2:classe de pont.

Classe du pont	Description
1ère classe	Lr ≥ 7m
2ème Classe	5,50 m < Lr < 7m
3ème Classe	Lr ≤ 5,50 m

Pour notre pont Lr = 12 m ➔ 1er classe

Type des surcharges :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (Bc, Bt).
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.

V.4.2. Système de charge A(L) :

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

$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L+12}$ Avec L : la longueur chargeable (L= 40 m)

$A(l) = 2.3 + \frac{360}{40+12} = 9.22 KN/m^2$

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge A(l) est multipliée par le coefficient a_1 dans le tableau suivant

Tableau V-3:Valeurs de $a_1$en fonction du nombre des voies chargées.

	Le coefficient a1 nombre de voie		
Classe	1	2	3
Première classe	1	1	0,9
Deuxième classe	1	0,9	-
Troisième classe	0,9	0,8	-

$$A(l) = \max\begin{cases} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.02 \times 1 \end{cases}$$

La valeur A(l) obtenu est ensuite multiplier par un coefficient a_2 tel que $a_2 = \frac{V_0}{V}$

Avec :

V : La largeur d'une voie.

V_0 : est en fonction de la classe du pont.

$V = \frac{Lc}{n} = \frac{11}{3} = 3.66$

Tableau V-4:Valeurs de V_0 en fonction de la classe de pont.

Classe	V_0
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

Alors : $a_2 = \frac{3.5}{3.66} = 0.96$

Le calcul de la charge A(l) en fonction des voies chargée est donné dans le tableau :

Tableau V-5:Calcule des charges A(l).

N des voies	$L\ (m)$	$A(l)$ (KN/m^2)	a_1	a_2	$A(l)a_1a_2$ (KN/m^2)	$Lv\ (m)$	$A(l)$ (kN/ml)
1	40	9.22	1	0.95	8.80	3,66	32.28
2	40	9.22	1	0,95	8.80	7,33	64,56
3	40	9.22	0,9	0,95	7.92	11	87,13

V.4.3. Système de charge B :

Le système de charge B représente tous catégories de camion ; il comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandem

V.4.3.1 Coefficient de majoration dynamique :

Selon le règlement RCPR les les systèmes de charges B et M sont frappé par un coefficient δ appelé 'coefficient de majoration dynamique', qui pris en considération l'effet dynamique de ses charges .la formule de δ est la suivante :

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

- L : La longueur de l'élément (m).
- G : Le poids propre de l'élément (KN).
- S : La valeur maximal de la charge considérée (KN).

V.4.3.2 Système Bc :

Un camion de type Bc comporte trois essieux, sa charge totale est 300 KN

- **Disposition dans le sens transversal :**

Le nombre maximale de files que l'on peut disposer est égale au nombre de voies de circulation, (dans notre cas c'est 3).

- **Disposition dans le sens longitudinal :**

Le nombre de camions est limité à deux.

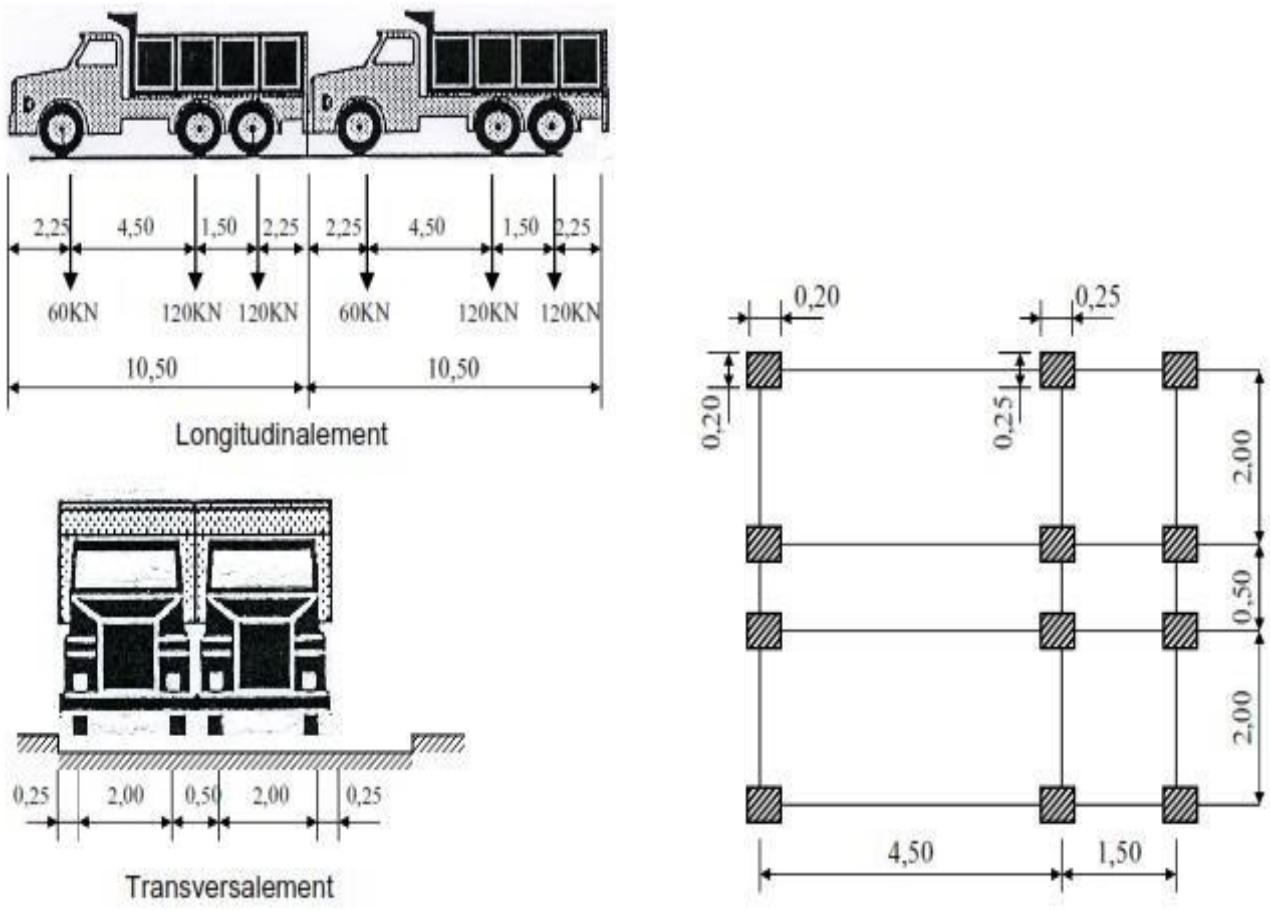


Figure V-3:Disposition du système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau :

Tableau V-6:Valeurs de coefficient bc.

	nombre de voies				
Classe	1	2	3	4	≥5
Première classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième classe	1.00	1.00	-	-	-
Troisième classe	1.00	0.80	-	-	-

- **Résultat de calcule de Bc :**

Tableau V-7:Calcul des coefficients de majoration dynamique des charges Bc

Nombre des voies	Bc $(KN)]$	bc	$S = Bc \times bc\ (KN)$	$L\ (m)$	G $(KN)]$	δ
1	600	1,2	720	40	11858.9	1,053
2	1200	1,1	1320			1,061
3	1800	0,95	1710			1,065

V.4.3.3 Système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques de 320 KN comme charge totale

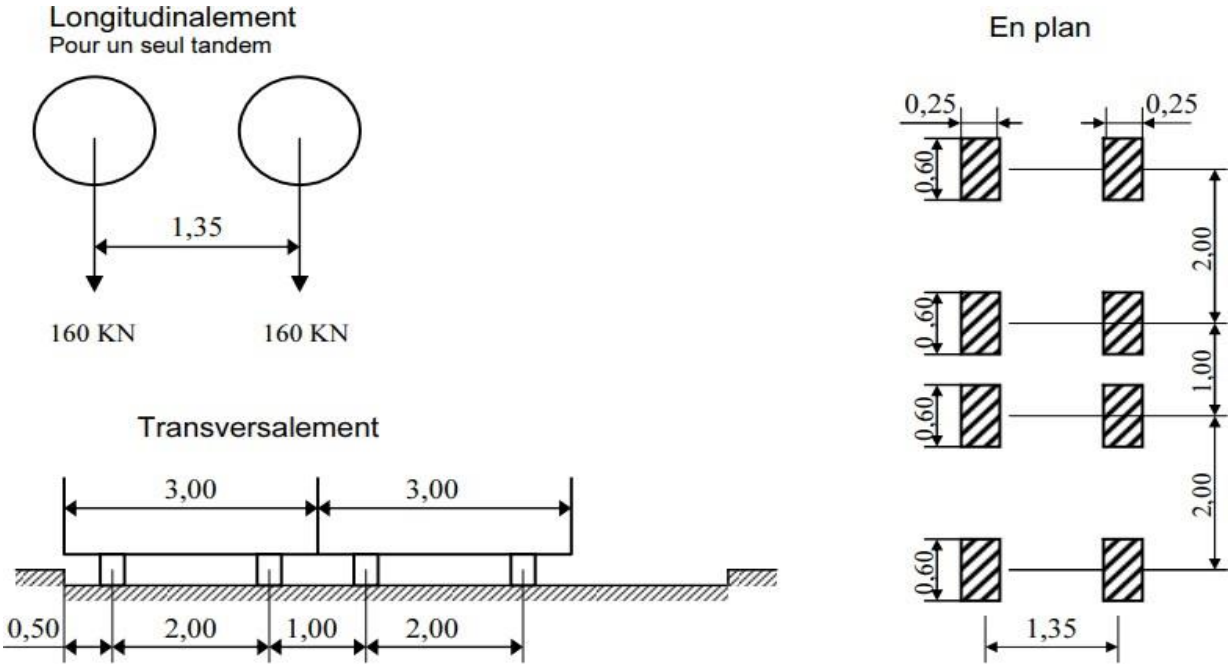


Figure V-4:Disposition du système Bt

En fonction de la classe Les valeurs des charges du système Bt sont multipliées par un coefficient bt donné dans le tableau suivant :

Tableau V-8:Valeurs de coefficient bt.

.

Classe	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

- **Résultat de calcule de Bt :**

Tableau V-9:Calcul des coefficients de majoration dynamique des charges Bt

N° des voies	Bt (kN)	bt	$S = Bt\ x\ bt$ (kN)	L (m)	G (kN)	δ
1	320	1,2	384	40	11858.9	1,049
2 – 3 - 4	640	1,2	768	40		1,054

V.4.4. Charge militaire système Mc120 :

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles sa charge totales est de 1100 KN

- **Dans le sens transversal :** un seul convoi.
- **Dans le sens longitudinal** : le nombre de chars n'est pas limité mais on doit limiter l'espacement entre deux convois environ 36.6 m.

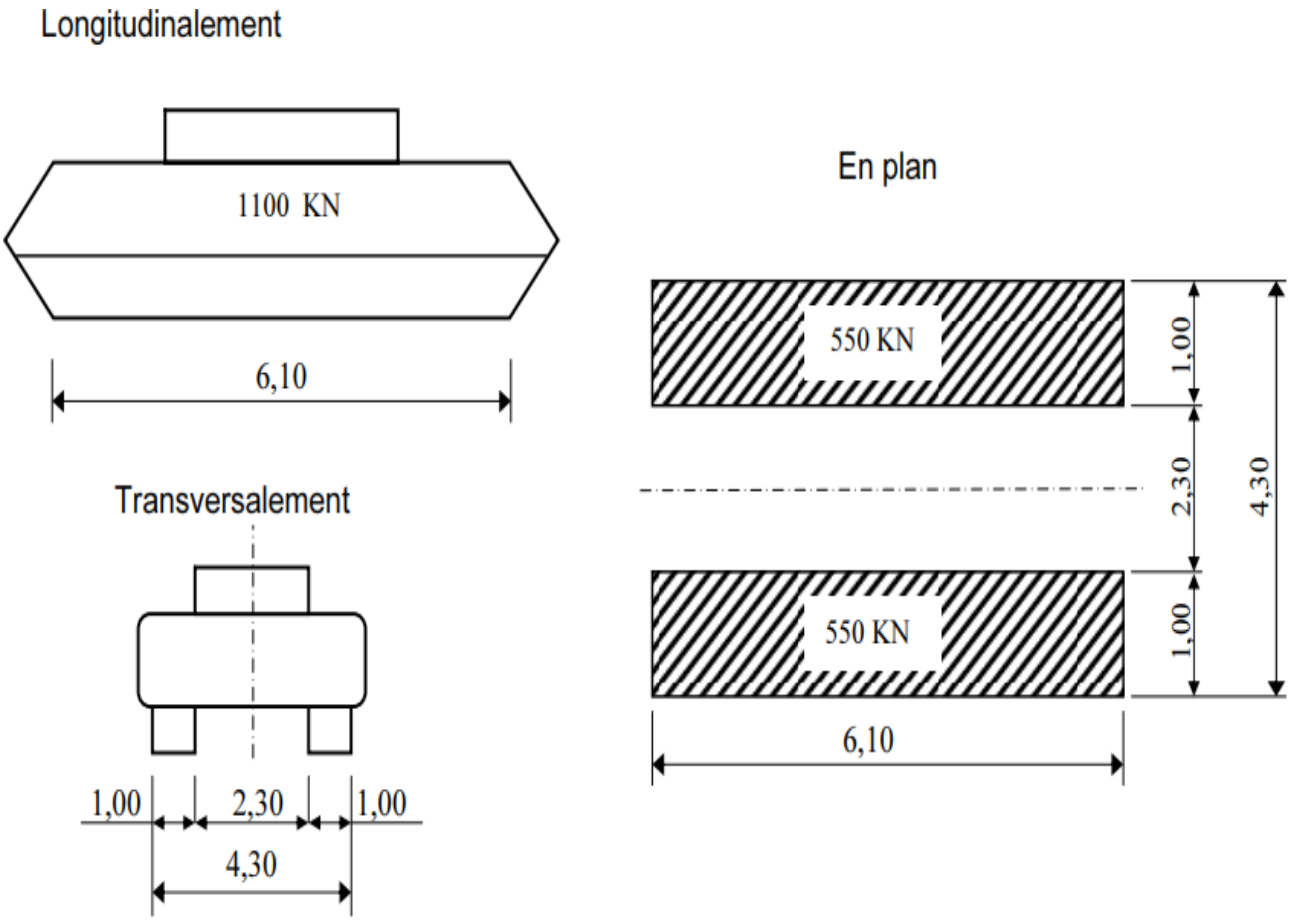


Figure V-5: Disposition du convoi Mc120

- **Calcule de δ pour Mc 120 :**

Tableau V-10:Calcul de coefficients de majoration dynamique de la charge mc120

N° des voies	S	L [m]	G [kN]	δ
1	1100	40	11858.9	1,058

V.4.5. Convoi exceptionnel type D240 :

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

Ce poids est repartie sur la chaussée sur un rectangle uniformément chargé (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas frappé d'un coefficient de majoration dynamique

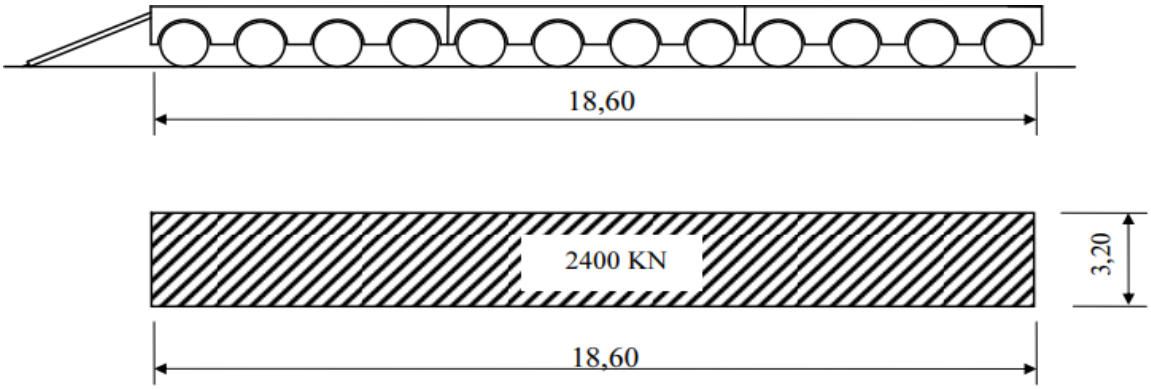


Figure V-6 : Convoi type D240

CHAPITRE VI : LES EFFORTS LONGITUDINAUX

VI.1. POIDS PROPRE :

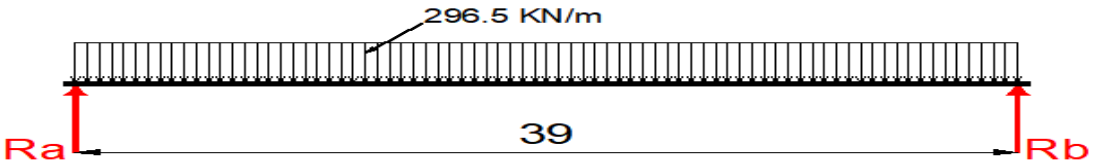


Figure VI-1:charges permanentes

Réaction RA et Rb: $RA = RB = \frac{G \times L}{2}$

- **Calcul du moment fléchissant M :** $\mathbf{M = Ra.x - \frac{G.x^2}{2}}$

à (x = 0.5L) : $M = \frac{G.L^2}{8}$

- **Calcul de l'effort tranchant :** $\mathbf{T = Ra - G.x}$

à (x = 0) : $T = \frac{G \times L}{2}$

Tableau VI-1:calcul des sollicitations des charges permanentes

section	R (KN)	T (KN)	M (KN)
x = 0	5781.75	5 781.75	0
x = 0.5 L	\	0	56 372.06

VI.2. CHARGE AL :

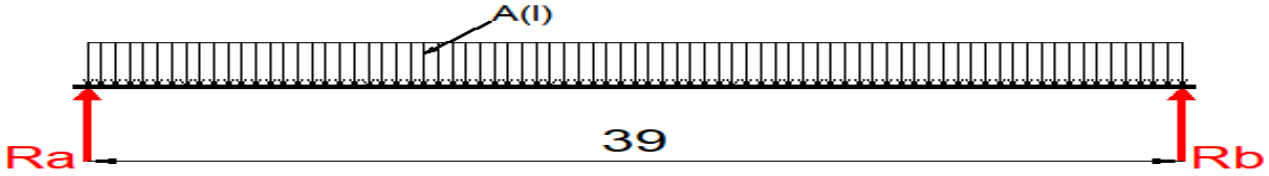


Figure VI-2:charge A(l)

Réaction RA et RB: $RA = RB = \frac{A(l) \times L}{2}$

- **Calcul du moment fléchissant M :** $M = Ra.x - \frac{A(l).x^2}{2}$

à (x = 0.5L) : $M = \frac{A(l) .L^2}{8}$

- **Calcul de l'effort tranchant :** $\mathbf{T = Ra - A(l).x}$

à (x = 0) : $T = \frac{A(l) \times L}{2}$

Tableau VI-2 : calcul des sollicitations de la charge A(l)

	section	R (KN)	T (KN)	M (KN)
A(l) 1 voies chargé A(l) =32.28	x = 0	629.46	629.46	0
	x = 0.5 L	\	0	6 137.235
A(l) 2 voies chargé A(l) =64,56	x = 0	1 258.92	1 258.92	0
	x = 0.5 L	\	0	12 274.47
A(l) 3 voies chargé A(l) =87,13	x = 0	1 699.035	1 699.035	0
	x = 0.5 L	\	0	16 565.59

VI.3. CHARGE BC :

- **Théorème de barrée :**

. Le moment fléchissant du au charge mobile au droit de la charge Pi c'est le maximum Lorsque cette charge Pi et la résultant R de tous les charges Sont symétrique par rapport à l'axe de la poutre

$$\sum(Pi.xi) = Xr \times R$$

$$\sum(Pi.xi) = P \times 4.5 + P \times 6 + \frac{P}{2} \times 10.5 + P \times 15 + P \times 16.5$$

$$R = \Sigma Pi = 5P = 600 \text{ KN}$$

$$Xr = 9.45\,m \quad \rightarrow \quad 2\delta = 9.45 - 6 = 3.45\,m \quad \rightarrow \quad \delta = 1.725\,m$$

- **Calcul du moment fléchissant maximal:**

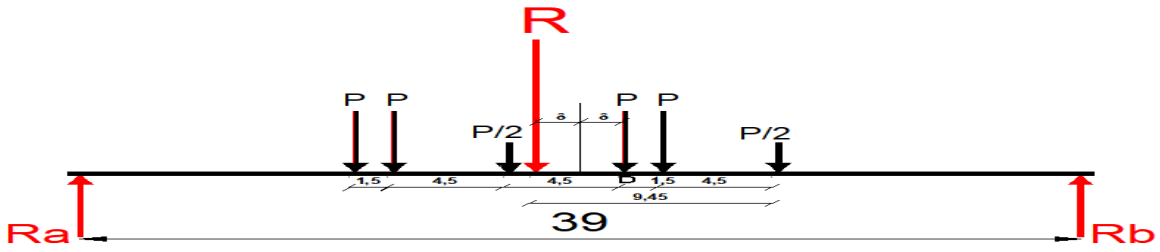


Figure VI-3: moment maximal du a la charge Bc

➢ **Calcule des réactions**

$$RA + RB = 600 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0 \quad \rightarrow \quad 39 \times RA = 21.225 \times R$$

$$\mathbf{R_A = 326.5\ KN} \qquad \mathbf{R_B = 273.5\ KN}$$

$$M_D = 21.225 \times RA - 10.5 \times P - 9 \times P - 4.5 \times \frac{P}{2} \quad \rightarrow \quad M_D = 4319.96 \text{ KN.m}$$

$$Mmax = M_D \times bc \times \delta bc$$

Tableau VI-3: calcul du moment fléchissent du a la charge Bc

Voie chargée	P (KN)	M_D $(KN.m)$	bc	δbc	$Mmax$ $(KN.m)$
1	120	4319.96	1.2	1,053	5458.7
2	240	8635.68	1.1	1,061	10078.7
3	360	12953.52	0.95	1,065	13105.72

- **Calcul de l'effort tranchant :**

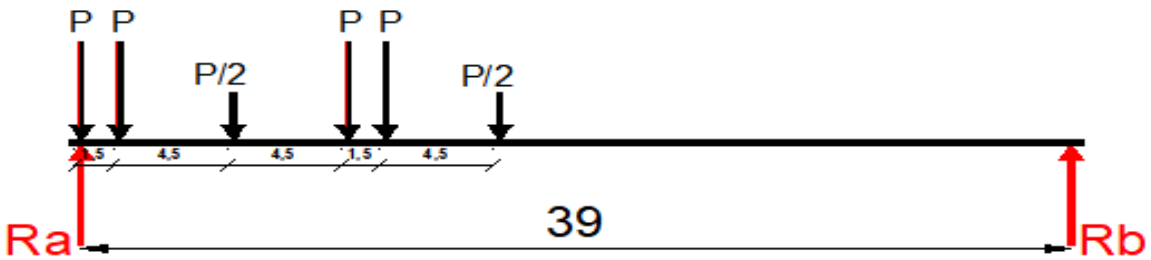


Figure VI-4: effort tranchant maximal du a la charge B

➢ **Calculs des réactions :**

$RA + RB = 600\ KN$

$\Sigma M/A = 0 \rightarrow \quad 39 \times RB = 1.5 \times P + 6 \times \frac{P}{2} + 10.5 \times P + 12 \times P + 16.5 \times \frac{P}{2}$

$R_B = 108.5$ KN **$R_A = 491.5$ KN**

à (x = 0) : $T_0 = \boldsymbol{RA} = \boldsymbol{491.5\ KN}$

$Tmax = T_0 \times bc \times \delta bc$

Tableau VI-4: calcul de l'effort tranchant de la charge Bc

Voie chargée	P (KN)	$T0$ $(KN.m)$	bc	δbc	$Tmax$ $(KN.m)$
1	120	491.5	1.2	1,053	621.06
2	240	983	1.1	1,061	1147.26
3	360	1474.5	0.95	1,065	1491.83

VI.4. CHARGE BT :

- **Calcul du moment fléchissant maximal:**

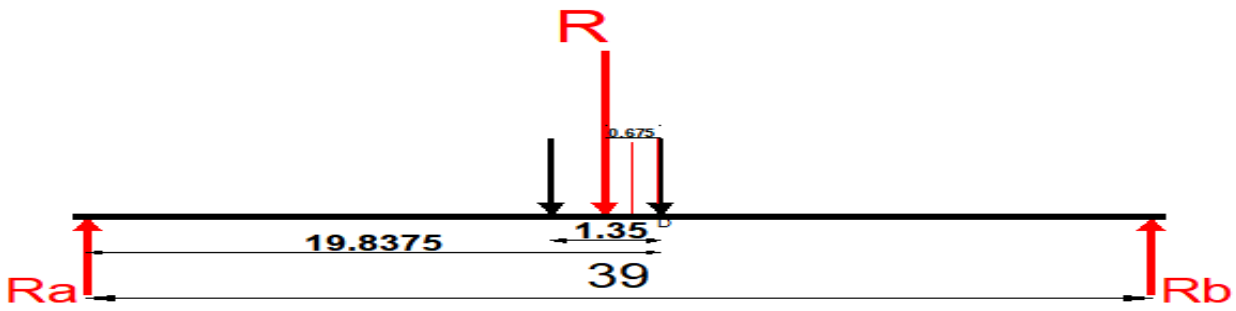


Figure VI-5: moment maximal du a la charge Bc

$Pi.xi = Xr \times R$

$Pi.xi = P \times 1.35$

$R = \Sigma Pi = 2P = 320$

$Xr = Pi.xi / R$

$Xr = 0.675m \rightarrow 2\delta = 0.675 \rightarrow \delta = 0.3375\ m$

➢ **Calcule des réactions :**

$RA + RB = 320$ KN

$\Sigma M_B = 0 \rightarrow 39 \times RA = 19.8375 \times R$

$R_A = 162.8$ KN **$R_B = 157.2$ KN**

$M_D = 19.8375 \times \text{RA} - 1.35 \times \text{P} \quad \rightarrow \quad M_D = 3013.54\ KN.m$

$Mmax = M_D \times bc \times \delta bc$

Tableau VI-5:calcul du moment fléchissent du a la charge Bt

Voie chargée	P (KN)	M_D $(KN.m)$	bt	δbt	$Mmax$ $(KN.m)$
1	160	3013.54	1.2	1,053	3807.9
2-3-4	320	6027.09	1.2	1,061	7673.69

- **Calcul de l'effort tranchant :**

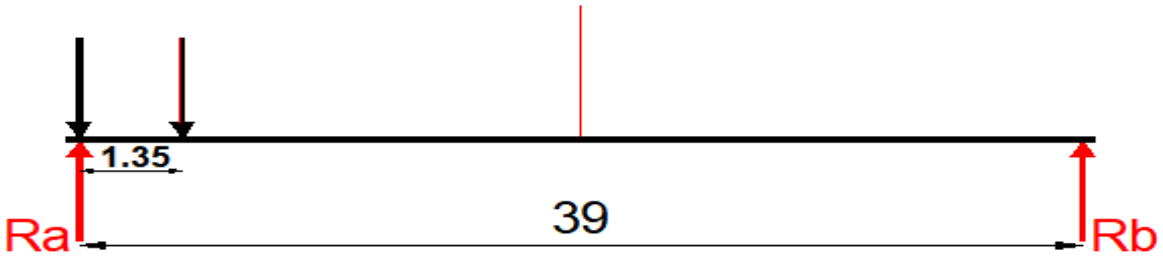


Figure VI-6:effort tranchant maximal du a la charge Bt

➢ **Calcule des réactions :**

$RA + RB = 320\ KN$

$\Sigma M/A = 0 \quad \rightarrow \quad 39 \times \text{RB} = 1.35 \times \text{P}$

RB = 5.5 KN **RA = 314.5 KN**

à (x = 0) : $\boldsymbol{T_0 = RA = 314.5\ KN}$

$Tmax = T_0 \times bc \times \delta bc$

Tableau VI-6: calcul de l'effort tranchant de la charge Bt

Voie chargée	P (KN)	$T0$ $(KN.m)$	bt	δbt	$Tmax$ $(KN.m)$
1	160	314.5	1.2	1,053	397.4
2-3-4	320	629	1.2	1,061	10078.7

VI.5. CHARGE MC120:

- **Calcul du moment fléchissant maximal:**

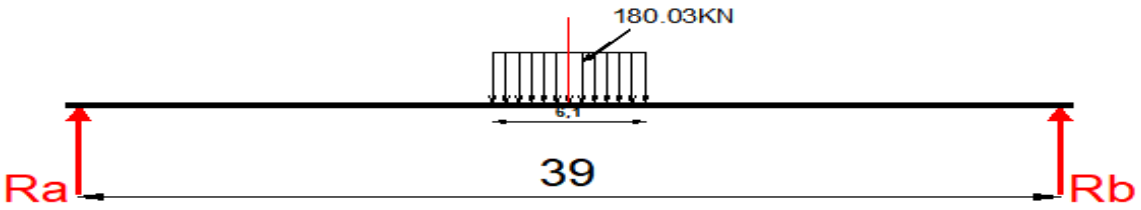


Figure VI-7:moment maximal du a la charge mc 120

➢ **Calculs des réactions :**

$R_A + R_B = 1100\ KN$

$\Sigma M_B = 0 \rightarrow 39 \times RA = 19.5 \times 1100$

RA = 550 KN **RB = 550 KN**

$M_D = 19.5 \times RA - 180.03 \times 3.05 \times 1.525 \rightarrow M_D = 9887.63\ KN.m$

$Mmax = M_D \times M_{C120}$

Tableau VI-7:calcul du moment fléchissent du a la charge Mc120

Voie chargée	P (KN)	M_D $(KN.m)$	$\delta MC120$	$Mmax$ $(KN.m)$
1	1100	9887.63	1.058	10461.11

- **Calcul de l'effort tranchant :**

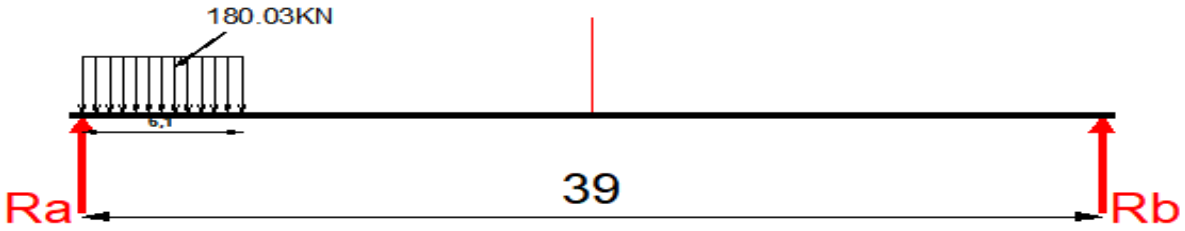


Figure VI-8:effort tranchant maximal du a la charge Mc120

➢ **Calculs des réactions :**

$RA + RB = 1100\ KN$

$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 39 \times RB = 1100 \times 3.05$

$\boldsymbol{RB = 86\ KN}$ $\boldsymbol{RA = 1014\ KN}$

à (x = 0) : $\mathbf{T_0 = RA = 1014\ KN}$

$Tmax = T_0 \times \delta M_{C120}$

Tableau VI-8: calcul de l'effort tranchant de la charge Mc120

Voie chargée	P(KN)	$T0\ (KN.m)$	δM_{C120}	$Tmax$ $(KN.m)$
1	1100	1014	1.058	1072.81

VI.6. CHARGE D240:

- **Calcul du moment fléchissant maximal:**

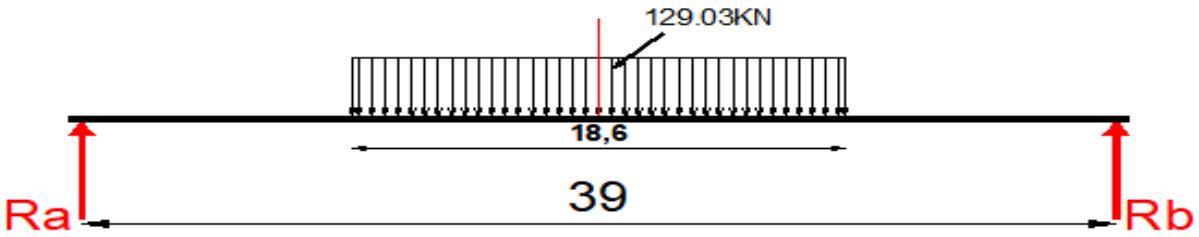


Figure VI-9:calcul du moment fléchissent du a la charge D240

➢ **Calculs des réactions :**

$R_A + R_B = 2400KN$

$\Sigma M_B = 0 \rightarrow 39 \times RA = 19.5 \times 18.6 \times 129.03$

R_A = 1200 KN **R_B = 1200 KN**

$M_D = 19.5 \times RA - 129.03 \times 9.3 \times 4.65 \rightarrow M_D = 17820.09$ KN. m

- **Calcul de l'effort tranchant :**

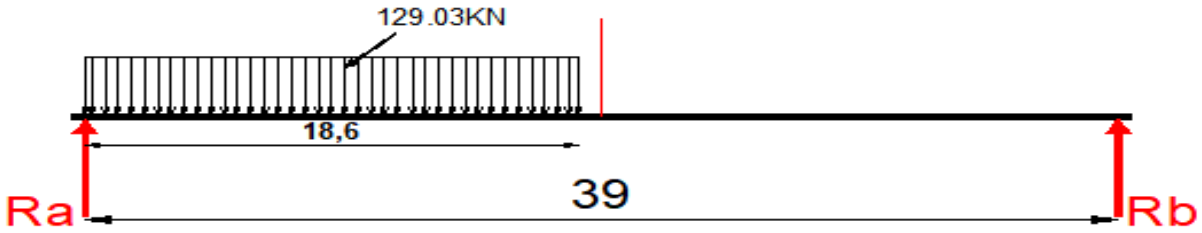


Figure VI-10:effort tranchant maximal du a la charge D240

➢ **Calculs des réactions :**

$R_A + R_B = 2400KN$

$\Sigma M_{/A} = 0 \rightarrow 39 \times RB = 18.6 \times 129.03 \times 9.3$

R_B = 572.3KN **R_A = 1827.7 KN**

à (x = 0) : **$T_0 = R_A$ = 1827.7 KN**

CHAPITRE VII : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.1. INTRODUCTION :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela nous utiliserons la méthode de Guyon-Massonnet.

Cette dernière est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux des poutres, largement employée pour le calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour les dalles isotropes. Elle a été ensuite étendue au cas des dalles orthotropes.

Elle consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante. Ensuite de déterminer le coefficient de repartions transversal Kα dépend essentiellement du paramètre de torsion α, et d'entretoisement θ. Pour chaque effort on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charge et on retient la poutre la plus sollicitée.

VII.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL :

La largeur active

b = demi-largeur de l'ouvrage

l : largeur de rive $= 0.605m$

n : nombre de poutres $= 7$

b_0 : entraxe des poutres $= 1.72m$

n : nombres des poutres $= 8$

$$2b = (n-1) \times b0 + 2 \times l = 7 \times 1.72 + 2 \times 0.605 = 13.25\,m$$

$$b = 6.625\text{m}$$

VII.2.1.1. La position des poutres

$$\text{Pi} = \frac{0.86 + (\text{i}-1)\text{b0}}{\text{b}} \times \text{b}$$

$$\text{P1} = \frac{0.86 + (1-1) \times 1.72}{6.625} \times \text{b} = 0.129\ \text{b}$$

$$\text{P2} = \frac{0.86 + (2-1) \times 1.72}{6.625} \times \text{b} = 0.389\ \text{b}$$

$$\text{P3} = \frac{0.86 + (3-1) \times 1.72}{6.625} \times \text{b} = 0.649\ \text{b}$$

$$\text{P4} = \frac{0.86 + (4-1) \times 1.72}{6.625} \times \text{b} = 0.908\ \text{b}$$

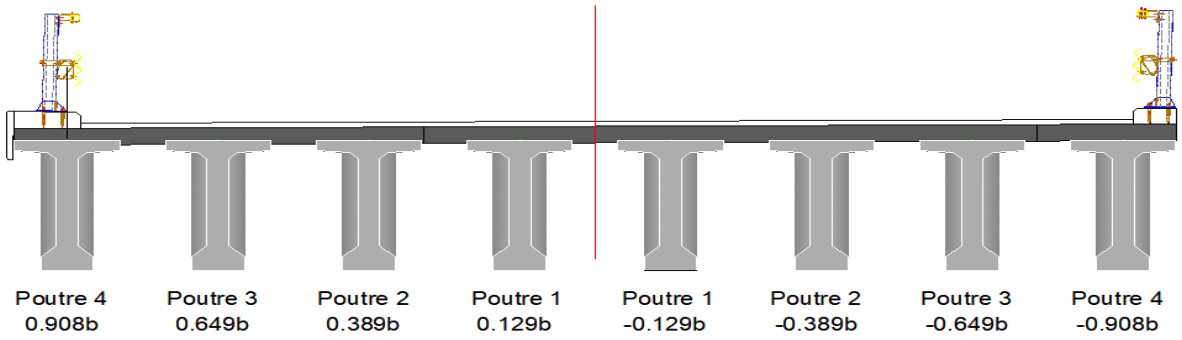


Figure VII-1:disposition des poutres

VII.2.1.2. Calcul des paramètres α et θ :

- **Paramètre d'entretoisement θ :**

$$\boldsymbol{\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}}$$

Avec :

- ρ_P : la rigidité flexionnelle des poutres.
- ρ_E : la rigidité flexionnelle de la dalle.
- l : la portée de la poutre.

- **La rigidité flexionnelle des poutres :**

$$\rho_P = \frac{I_p \times E}{b_0}$$

Avec :

$$I_p = I_0 + \frac{8(I_m - I_0)}{3\pi}$$

- I_0 : le moment d'inertie de la section d'about ➔ $I_0 = 49320000\ cm^4$
- I_m: le moment d'inertie de la section à médiane ➔ $I_m = 39910000\ cm^4$

$I_p = I_0 + \frac{8(I_m - I_0)}{3\pi}$ ➔ $I_p = 41332544\ cm^4$

$\rho_P = \frac{I_p \times E}{b_0}$ ➔ $\rho_P = 240305.5\ E$

- **La rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$\rho_E = \frac{I_E \times E}{b}$$

Avec:

$$I_E = I_D = \frac{b \times {h_0}^3}{12}$$

- I_D : Moment d'inertie de La dalle.
- $b = 1m$
- h_0: Épaisseur de la dalle

$I_D = \frac{100 \times 25^3}{12}$ ➔ $I_D = 130208.33\ cm^4$

$\rho_E = \frac{I_E \times E}{b}$ ➔ $\rho_E = 1302.08E$

Alors :

$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$ ➔ $\boldsymbol{\theta = 0.626}$

➢ **Paramètre de torsion α :**

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_P \times \rho_E}}}$$

Avec :

- γ_p : Rigidité torsionnelle de la poutre
- γ_E : Rigidité torsionnelle de la dalle

- **Calcule de la rigidité torsionnelle de la poutre**

$$\gamma_p = \frac{c_p}{b_0}$$

$$c_p = \frac{G}{3}\left(\sum b_i \times hi^3 + \frac{b_0 \times {h_0}^3}{2}\right)$$

Avec :

- b_0: entraxe des poutres
- h_0:hauteur de la dalle

➢ **La section équivalente :**

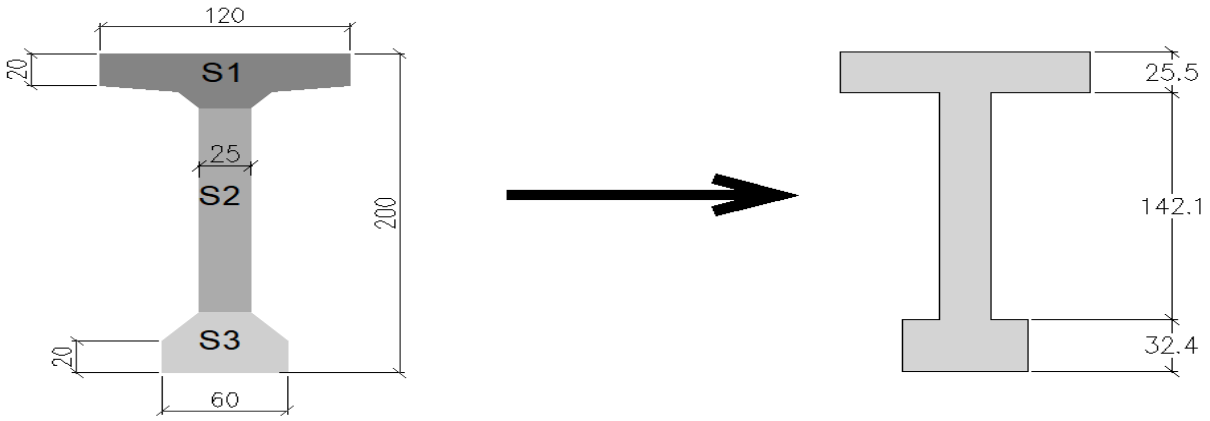


Figure VII-2: la poutre équivalente.

S1= 3059 cm^2 h1=S1/120 ➔ h1= 25.4
S3= 1944 cm^2 h3=S2/60 ➔ h3=32.4
h2=200- h1- h2 ➔ h2=142.1

On a: $G = \frac{E}{2(1+v)}$ avec : $v = 0.2$ ➔ $G = 0.416E$

$$c_p = \frac{0.416E}{3}\left[(120 \times 25.4^3) + (60 \times 32.4^3) + (142.1 \times 25^3) + \left(\frac{172 \times 25^3}{2}\right)\right]$$

$$c_p = 1052860.1\ E$$

$\gamma_p = \frac{c_p}{b_0}$ ➔ $\gamma_p = 6121.28\ E$

- **Calcule Rigidité torsionnelle de la dalle**

$$\gamma_p = \frac{c_E}{b}$$

Avec : $b = 1m$

$c_E = 2GI_D$ ➔ $c_E = 2 \times 0.416E \times 130208.33 = 108333\ E$

$\gamma_E = \frac{c_E}{b}$ ➔ $\gamma_E = 1083.33\ E$

Alors :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_P + \rho_E}} \rightarrow \alpha = \frac{6121.28\ E + 1083.33\ E}{2 \times \sqrt{240305.5.E + 1302.08E}}$$

$$\boldsymbol{\alpha = 0.203}$$

VII.3. LA REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT :

VII.3.1. Evaluation des coefficients de répartition :

Le coefficient de répartition du moment fléchissant $\boldsymbol{k\alpha}$ dépend des paramètres $\boldsymbol{\alpha}$ et $\boldsymbol{\theta}$ et des excentricités des poutres et des charges.

Les valeurs de $\boldsymbol{K}$ pour dans le cas de $\boldsymbol{\theta}$ entre (0 et 2), sont consignée dans les tableaux de **MASSONET**.

Pour un calcule rigoureux de K dans le cas α (0< α <1) on utilisera les formules d'interpolation de SATTLER.

Si $0 \leq \theta \leq 0{,}1$: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05}$

Si $0{,}1 \leq \theta \leq 1$: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{\beta}$ avec $\beta = 1 - e^{\frac{0.065-\theta}{0.665}}$

Si $1 \leq \theta \leq 2$: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.5}$

Pour trouver les valeurs K_0et K_1 qui correspond $\boldsymbol{\theta = 0.626}$ on doit faire une interpolation entre $\boldsymbol{\theta = 0.65}$ et $\boldsymbol{\theta = 0.6}$ sur la base des tableaux suivants

- **pour les valeurs $K0$:**

Tableau VII-1: Valeurs de Coefficient $K0$ pour $\theta = 0.6$ et $\alpha = 0$

$\theta = 0.60$	$K0$								
e \ Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.3347	0.6968	1.0447	1.3316	1.4594	1.3316	1.0447	0.6968	0.3347
$b/4$	-0.1808	0.2154	0.6119	0.9977	1.3316	1.5237	1.4853	1.3177	1.1155
$b/2$	-0.5241	-0.1615	0.2117	0.6119	1.0447	1.4853	1.8575	2.0778	2.2358
$3b/4$	-0.7808	-0.4806	-0.1615	0.2154	0.6968	1.3177	2.0778	2.9106	3.7122
b	-1.0112	-0.7808	-0.5241	-0.1808	0.3347	1.1155	2.2358	3.7122	5.448

Tableau VII-2: Valeurs de Coefficient K0 pour Θ=0.65 et α=0

$\theta = 0.65$	$K0$								
e \ Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1776	0.6223	1.0524	1.4121	1.5752	1.4121	1.0524	0.6223	0.1776
$b/4$	-0.2731	0.1624	0.6014	1.0347	1.4121	1.6143	1.518	1.2565	0.952
$b/2$	-0.5207	-0.169	0.1974	0.6014	1.0524	1.518	1.8946	2.0666	2.1547
$3b/4$	-0.6691	-0.4303	-0.169	0.1624	0.6223	1.2565	2.0666	2.9669	3.8208
b	-0.7883	-0.6691	-0.5207	-0.2731	0.1776	0.952	2.1547	3.8208	5.8338

On a :

$$K_0(\theta = 0.626) = K_0(\theta = 0.6) + (0.626 - 0.6) \times \frac{K_0(\theta = 0.65) - K_0(\theta = 0.6)}{0.65 - 0.6}$$

Apres l'interpolation on obtient :

Tableau VII-3: Valeurs de Coefficient K0 pour Θ=0.62 et α=0

$\theta = 0.626$	K0								
Y / e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0.2530	0.6581	1.0487	1.3735	1.5196	1.3735	1.0487	0.6581	0.2530
$b/4$	-0.2288	0.1878	0.6064	1.0169	1.3735	1.5708	1.5023	1.2859	1.0305
$b/2$	-0.5223	-0.1654	0.2043	0.6064	1.0487	1.5023	1.8768	2.0720	2.1936
$3b/4$	-0.7227	-0.4544	-0.1654	0.1878	0.6581	1.2859	2.0720	2.9399	3.7687
b	-0.8953	-0.7227	-0.5223	-0.2288	0.2530	1.0305	2.1936	3.7687	5.6486

- **pour les valeurs $K1$** :

Tableau VII-4: Valeurs de Coefficient K1 pour Θ=0.6 et α=1

$\theta = 0.60$	$K1$								
Y / e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0.7878	0.8839	0.9996	1.1215	1.1878	1.1215	0.9996	0.8839	0.7878
$b/4$	0.5792	0.6761	0.7992	0.9545	1.1215	1.2361	1.2207	1.151	1.0792
$b/2$	0.4349	0.5243	0.641	0.7992	0.9996	1.2207	1.3994	1.4582	1.4686
$3b/4$	0.3362	0.4171	0.5243	0.6761	0.8839	1.151	1.4582	1.7518	1.9607
b	0.2627	0.3362	0.4349	0.5792	0.7878	1.0792	1.4686	1.9607	2.5312

Tableau VII-5: Valeurs de Coefficient K1 pour Θ=0.65et α=1

$\theta = 0.65$	$K1$								
Y / e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0.7485	0.8588	0.9965	1.1468	1.231	1.1468	0.9965	0.8588	0.7485
$b/4$	0.5289	0.633	0.7702	0.9493	1.1468	1.2818	1.2516	1.1561	1.0648
$b/2$	0.3823	0.4734	0.5966	0.7702	0.9965	1.2516	1.4559	1.5073	1.5005
$3b/4$	0.286	0.3648	0.4734	0.633	0.8588	1.1561	1.5073	1.8418	2.0659
b	0.2171	0.286	0.3823	0.5289	0.7485	1.0648	1.5005	2.0659	2.7342

$$K_1(\theta = 0.626) = K_1(\theta = 0.6) + (0.626 - 0.6) \times \frac{K_1(\theta = 0.65) - K_1(\theta = 0.6)}{0.65 - 0.6}$$

Apres l'interpolation on obtient :

Tableau VII-6: Valeurs de Coefficient K1 pour Θ=0.62 et α=1

$\theta = 0.626$	$K1$								
e \ Y	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0.7674	0.8708	0.9980	1.1347	1.2103	1.1347	0.9980	0.8708	0.7674
$b/4$	0.5530	0.6537	0.7841	0.9518	1.1347	1.2599	1.2368	1.1537	1.0717
$b/2$	0.4075	0.4978	0.6179	0.7841	0.9980	1.2368	1.4288	1.4837	1.4852
$3b/4$	0.3101	0.3899	0.4978	0.6537	0.8708	1.1537	1.4837	1.7986	2.0154
b	0.2390	0.3101	0.4075	0.5530	0.7674	1.0717	1.4852	2.0154	2.6368

- **K_α pour $\alpha = 0.203$:**

On a: 0,1≤ 0.626 ≤ 1 ➔ $\beta = 1 - e^{\frac{0.065-0.626}{0.665}} = 0.57$

$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$ ➔ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.203^{0.57}$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.4$$

Tableau VII-7:Valeurs de Coefficient K1 pour Θ=0.626 et α=0.203

$\theta = 0.626$	$K_{\alpha=0.203}$								
e \ Y	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0.4588	0.7432	1.0284	1.2779	1.3959	1.2779	1.0284	0.7432	0.4588
$b/4$	0.0839	0.3742	0.6775	0.9909	1.2779	1.4464	1.3961	1.2330	1.0470
$b/2$	-0.1504	0.0999	0.3697	0.6775	1.0284	1.3961	1.6976	1.8367	1.9103
$3b/4$	-0.3096	-0.1167	0.0999	0.3742	0.7432	1.2330	1.8367	2.4834	3.0674
b	-0.4416	-0.3096	-0.1504	0.0839	0.4588	1.0470	1.9103	3.0674	4.4439

En interpolant les valeurs de Kα on obtient les coefficients de répartition pour chacune de nos poutres :

Tableau VII-8:coefficients de répartition Kα des poutres

$\boldsymbol{\theta} = 0.626$	$K_{\alpha=0.203}$								
Y / e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Poutre1 $0.86m$	0.2638	0.5513	0.8459	1.1287	1.3345	1.3656	1.2196	0.9979	0.7646
Poutre2 $2.58m$	-0.0473	0.2206	0.5052	0.8154	1.1382	1.4182	1.5649	1.5711	1.5304
Poutre3 $4.3m$	-0.2459	-0.0301	0.2078	0.4955	0.8573	1.2982	1.7810	2.2247	2.6045
Poutre4 $6.02m$	-0.3927	-0.2382	-0.0578	0.1913	0.5640	1.1158	1.8830	2.8513	3.9346

VII.3.2. Construction des lignes d'influence.

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition. L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de **Kα** pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

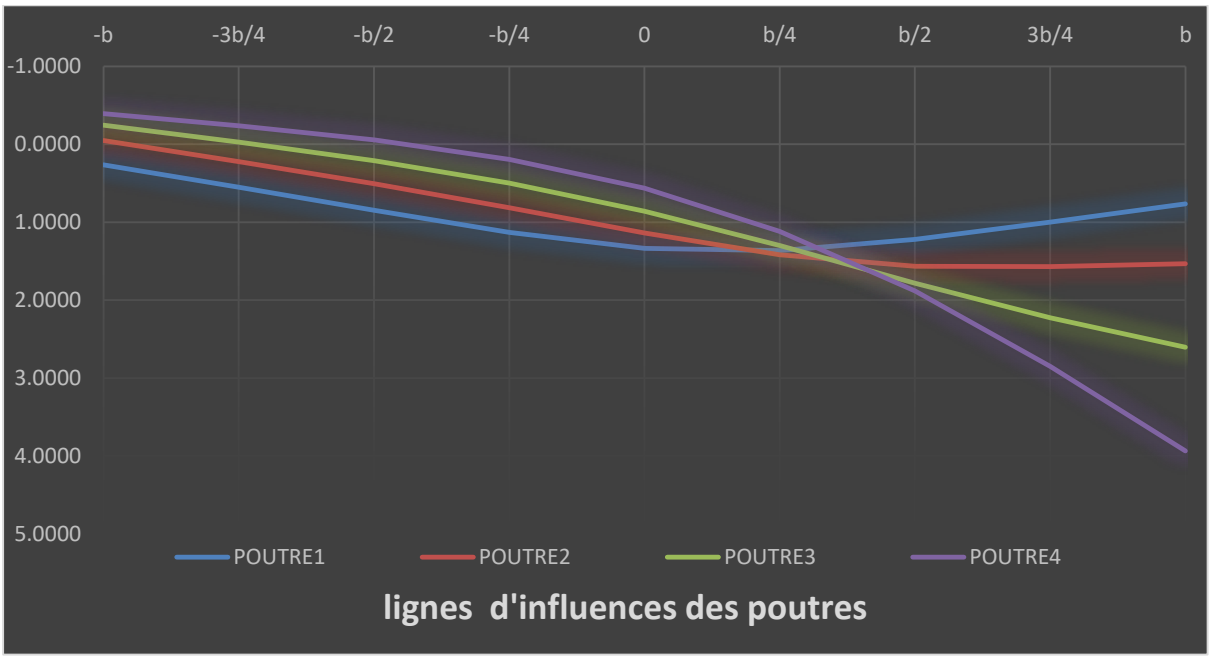


Figure VII-3:Lignes d'influences des poutres.

VII.3.3. Calcul de coefficient $K_{\alpha\ moy}$:

- **Pour les surcharges concentrées :**

$$K_{\alpha\ moy} = \frac{\sum K_{\alpha}}{n}$$

Avec :

n: le nombre des charges

- **Pour les surcharges uniformément réparties:**

$$\mathbf{K_{\alpha\ moy}} = \frac{\boldsymbol{S}}{\boldsymbol{l}}$$

Avec :

- $\boldsymbol{S}$: Surface de la ligne d'influence surchargée
- $\boldsymbol{l}$: Largeur chargée

La surface de la ligne d'influence surchargée est calculée à l'aide du logiciel **AUTOCAD.** Après la détermination de $K_{\alpha moy}$ on passe à calculer les moments fléchissent réels dans chaque poutre par la formule suivante :

$$M_P = K_{\alpha moy} \times M_0$$

Les résultats de calcule sont montres montré dans les tableaux suivants

Tableau VII-9:Valeurs des moments dans les poutres pour les différentes charges

Surcharge		$Mmax$ (KNm)	M_0	Poutre 1		Poutre 2	
				$K_{\alpha moy}$	M_P	$K_{\alpha moy}$	M_P
Charge permanentes		56 372.06	7203,84	1	7203,84	1	7203,84
A(L)	**1 voie**	6137.23	767.15	0.793	608.924	0.472	362.449
	2 voies	12274.47	1534.30	1.044	1602.724	0.813	1247.506
	3 voies	16565.59	2070.69	1.003	2078.229	1.058	2191.157
BC	**1 voie**	5458.7	682.33	0.696	475.385	0.370	252.567
	2 voies	10078.7	1259.83	0.901	1135.334	0.594	748.469
	3 voies	13105.72	1638.21	1.043	1709.641	0.883	1447.063
BT	**1 voie**	3807.9	475.98	0.741	352.826	0.411	196.059
	2 voies	7673.69	959.21	0.981	941.562	0.691	663.223
MC120		10461.11	1307.63	0.513	671.342	0.536	701.940
D240		17820.09	2227.51	1.062	2366.731	1.437	3202.047

Surcharge		$Mmax\ (KNm)$	M_0	Poutre 3		Poutre 4	
				$K_{\alpha moy}$	M_P	$K_{\alpha moy}$	M_P
Charge permanentes		56 372.06	7203,84	1	7203,84	1	7203,84
A(L)	1 voie	6137.23	767.15	0.159	122.640	0.097	74.41
	2 voies	12274.47	1534.30	0.535	822.364	0.292	448.031
	3 voies	16565.59	2070.69	0.991	2053.681	0.928	1923
BC	1 voie	5458.7	682.33	0.059	40.326	0.141	96.244
	2 voies	10078.7	1259.83	0.291	367.463	0.245	308.65
	3 voies	13105.72	1638.21	0.559	916.882	0.323	529.41
BT	1 voie	3807.9	475.98	0.099	47.289	0.117	55.68
	2 voies	7673.69	959.21	0.383	367.762	0.126	120.83
MC120		10461.11	1307.63	0.222	291.015	0.113	147.76
D240		17820.09	2227.51	0.470	1048.671	0.180	402.83

- **Valeurs des moments fléchissent sous combinaison d'action :**

  - **Combinaison ELS :**

Tableau VII-10:Valeurs du moment sous les combinaisons de l'ELS

Combinaisons	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
G+1,2A(l)	9540.38	9675.89	9510.92	9354.10
G+1,2Bc	9098.07	8782.98	8146.76	7681.80
G+1,2Bt	8176.36	7842.37	7487.82	7191.51
G+Mc120	7717.85	7748.44	7337.52	7351.68
G+D240	9413.23	10248.55	8095.17	7449.33

  - **Combinaison ELU :**

Tableau VII-11: Valeurs des moments sous les combinaisons de l'ELU

Combinaisons	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
1,35G+1,6A(l)	12837.95	13018.63	12798.67	12589.58
1,35G+1,6Bc	12248.21	11828.08	10979.79	10359.85
1,35G+1,6Bt	11019.28	10573.94	10101.20	9706.12
1,35G+1,35Mc120	10419.09	10460.40	9905.65	9924.66
1,35G+1,35D240	12707.87	13835.54	10928.49	10056.60

VII.4. MODELISATION DU TABLIER

Dans le but de comparer et s'assurer des résultats obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet on a opté a modélisé notre ouvrage à l'aide d'un logiciel de calcul automatique « Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2019 » .Cette modélisation vise à développer un modèle qui puisse décrire Il se rapproche plus ou moins du fonctionnement de la structure dans différentes conditions

VII.4.1. LES ETAPES DE LA MODELISATION

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec 08 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 8 poutres).

- La modélisation de l'ouvrage passe par les étapes suivantes :
  - La déclaration des lignes de constructions.
  - La déclaration des nœuds.
  - Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
  - Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
  - Définition et affectation des différentes sections.
  - Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
  - Définition des différentes combinaisons de charges.
  - Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
  - Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
  - L'exploitation des résultats obtenus.

- **La modélisation du tablier et des appuis:**

Le tablier a été modélisé comme étant un grillage de huit (08) éléments 'barres' d'une dimension l=40 m espacés de

e =1.72m.Les poutres sont à section variable, alors on affecte trois sections à chaque barre (Section d'about, Variable et Médiane)

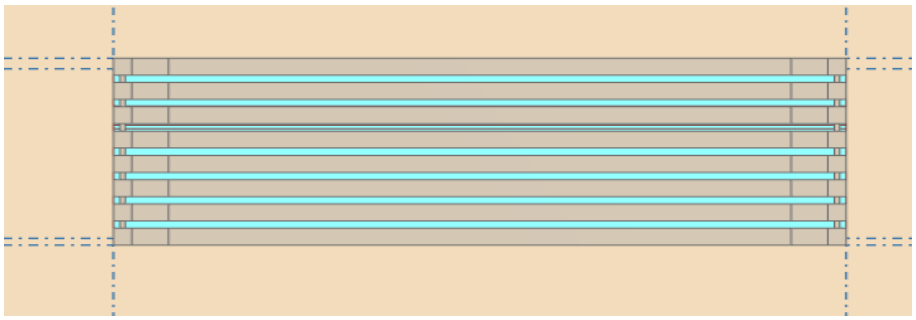


Figure VII-4:Vue en plan du tablier

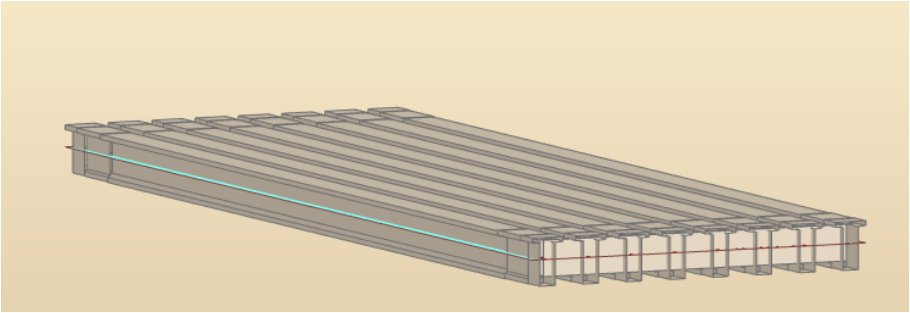


Figure VII-5:Vue en 3d du tablier

- **Affectation des charges permanentes :**

le poids propre des éléments (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel et les compléments des charges permanentes (garde-corps, corniche, revêtement .trottoirs) sont affectées.

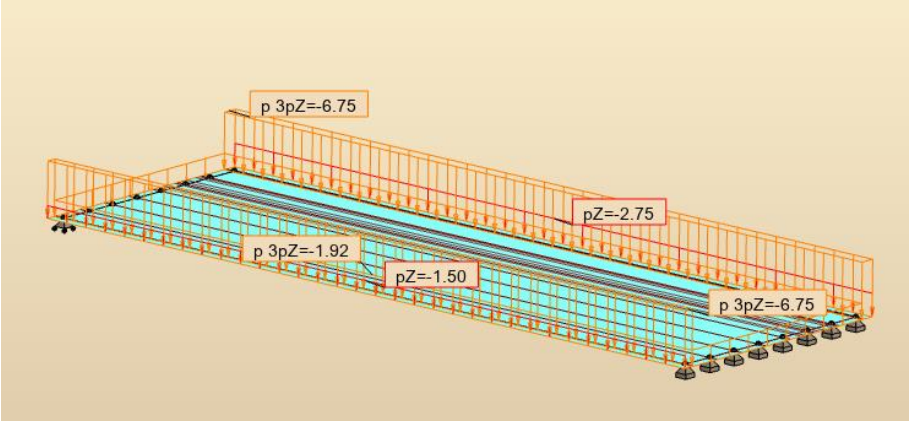


Figure VII-6:Charges permanentes du tablier

- **Affectation des charges et surcharges**

Surcharge A(L) :

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur 1voies,2 voies,3 voies .

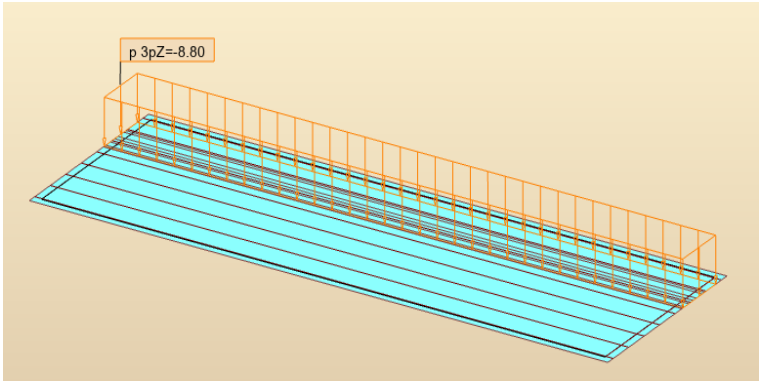


Figure VII-7: Surcharges A(l) 1 voies chargé

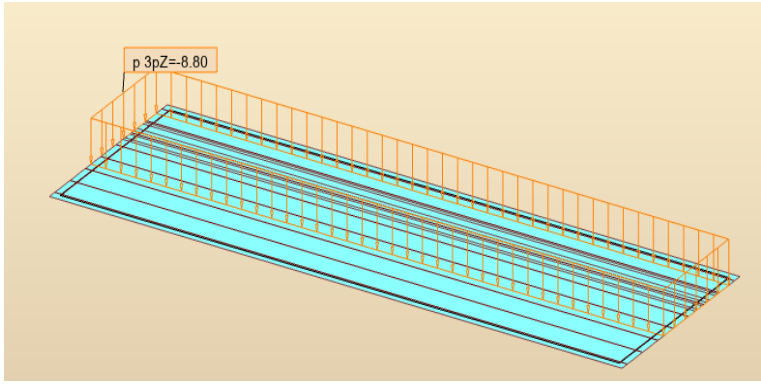


Figure VII-8:Surcharges A(l) 2 voies chargé

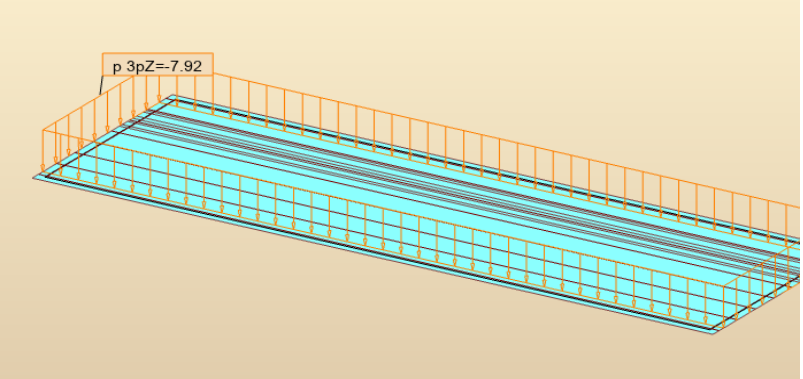


Figure VII-9:Surcharges A(l) 3 voies chargé

- **Les surcharges mobiles :**

Les surcharges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées sur ses lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie selon RCPR.

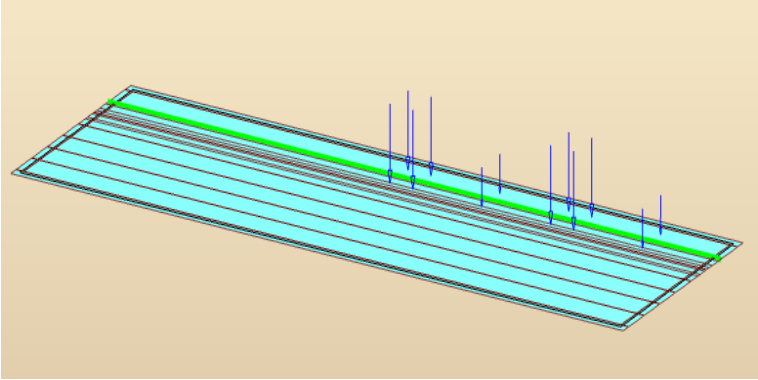


Figure VII-10:Surcharge BC 1 voie chargé

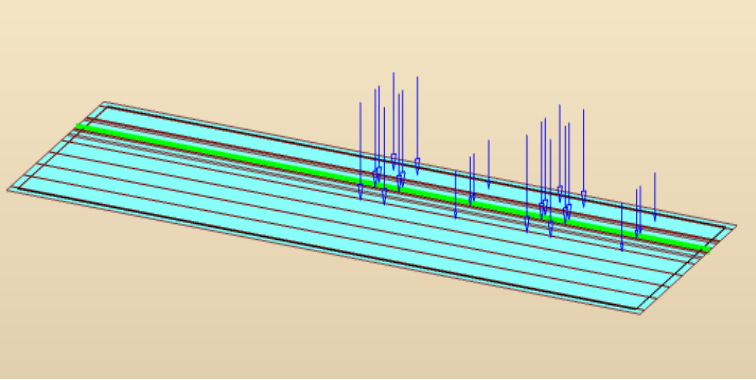


Figure VII-11:Surcharge BC 2 voies chargé

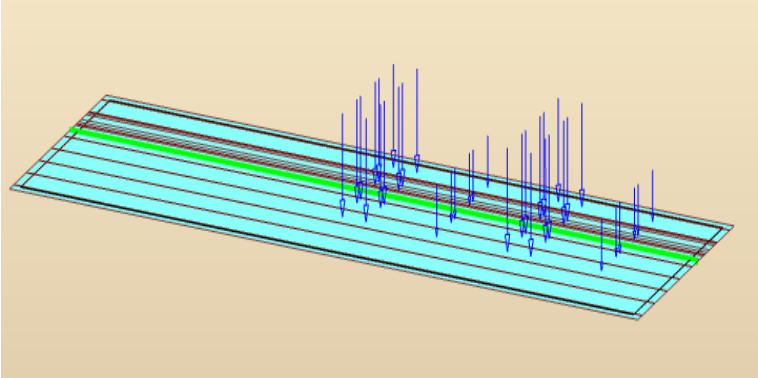


Figure VII-12:Surcharge BC 3 voies chargé

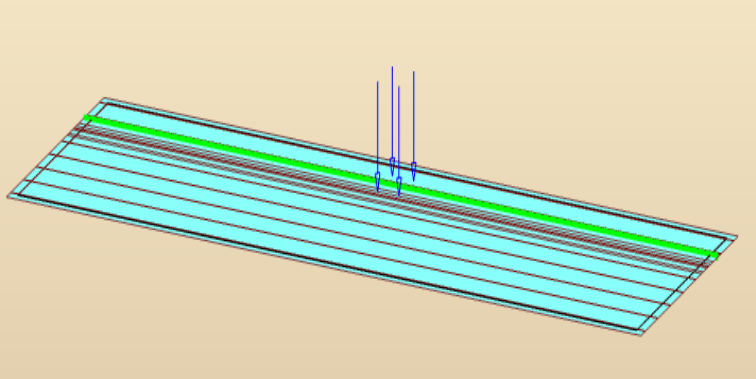


Figure VII-13:Surcharge Bt 1 voie chargé

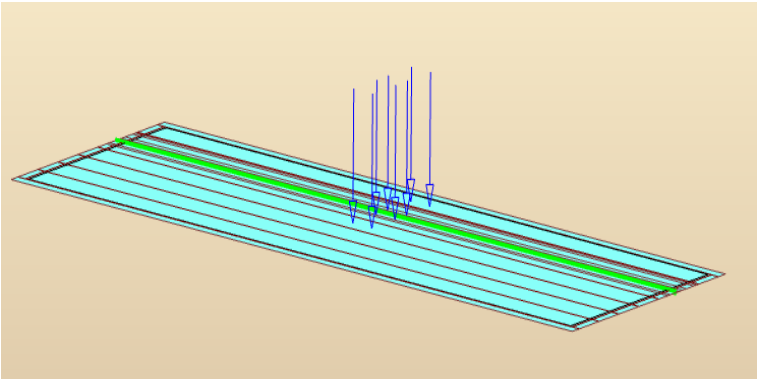


Figure VII-14:Surcharge Bt 2 voies chargé

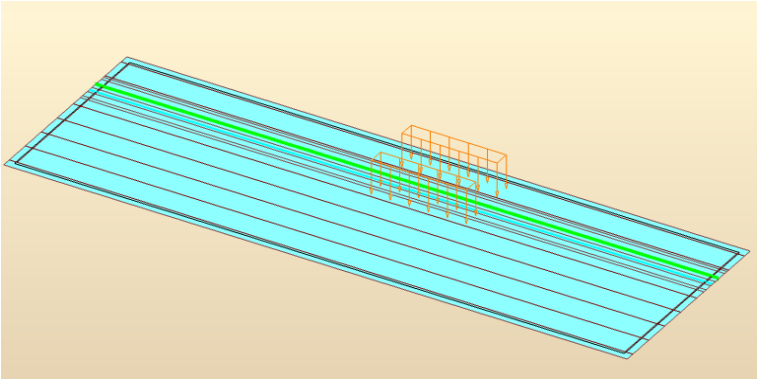


Figure VII-15:Surcharge MC 120

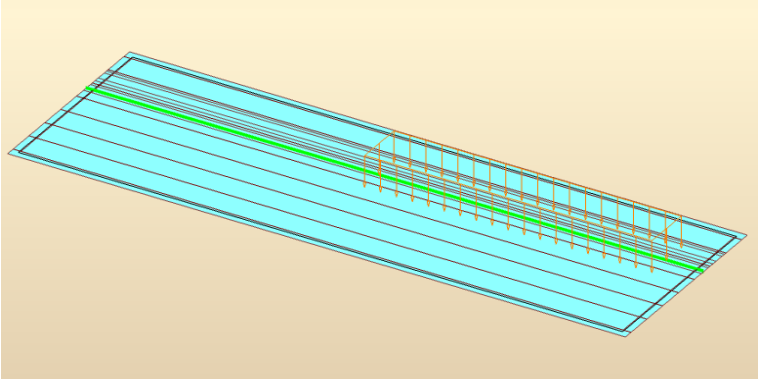


Figure VII-16:Surcharge D 240

VII.4.2. LES COMBINAISONS DE CHARGES :

Tableau VII-12:Combinaisons des charges.

ELS	ELU
G + 1.2A(L)1 + 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.6 (AL)1 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + 1.2A(L)2+ 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.6 (AL)2 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + 1.2A(L)3 + 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.6 (AL)3 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.6 BC1 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.6 BC2 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + 1.2BC3 + 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.6 BC3 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + 1.2BT1+ 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.6 BT1 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.6 BT2 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + Mc120 + 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75ΔΘ
G + D240 + 0.6T + 0.5ΔΘ	1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75ΔΘ

VII.4.3. Résultat de calcule :

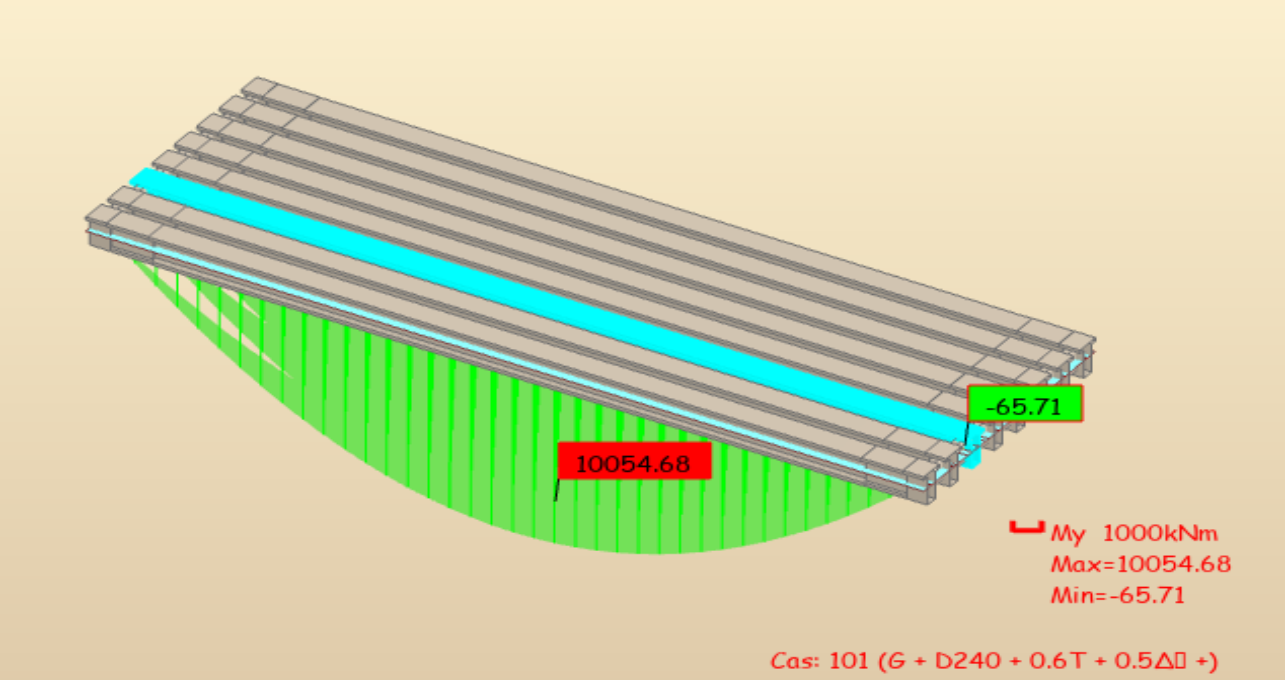


Figure VII-17:: Moment fléchissant max à l'ELS sous la combinaison (G+D240+0.6T+0.5Δθ)

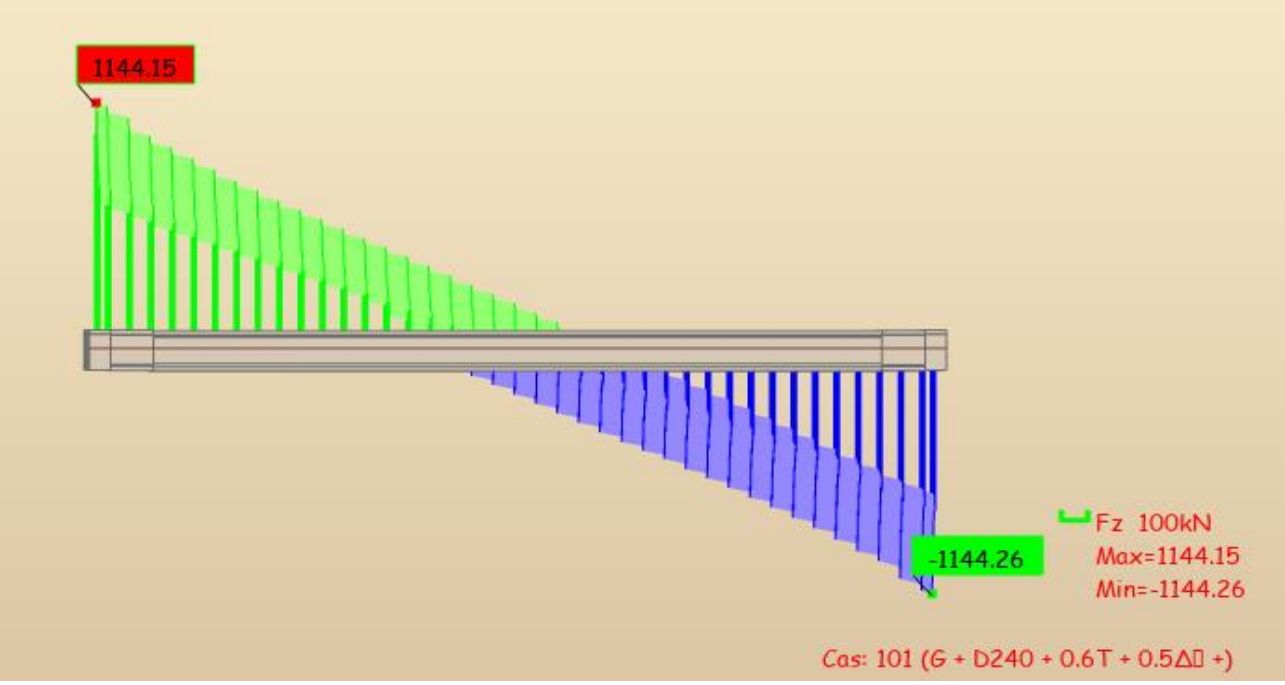


Figure VII-18:effort tranchant max a l'ELS sous la combinaison (G+ D240 +0.6T+0.5Δθ):

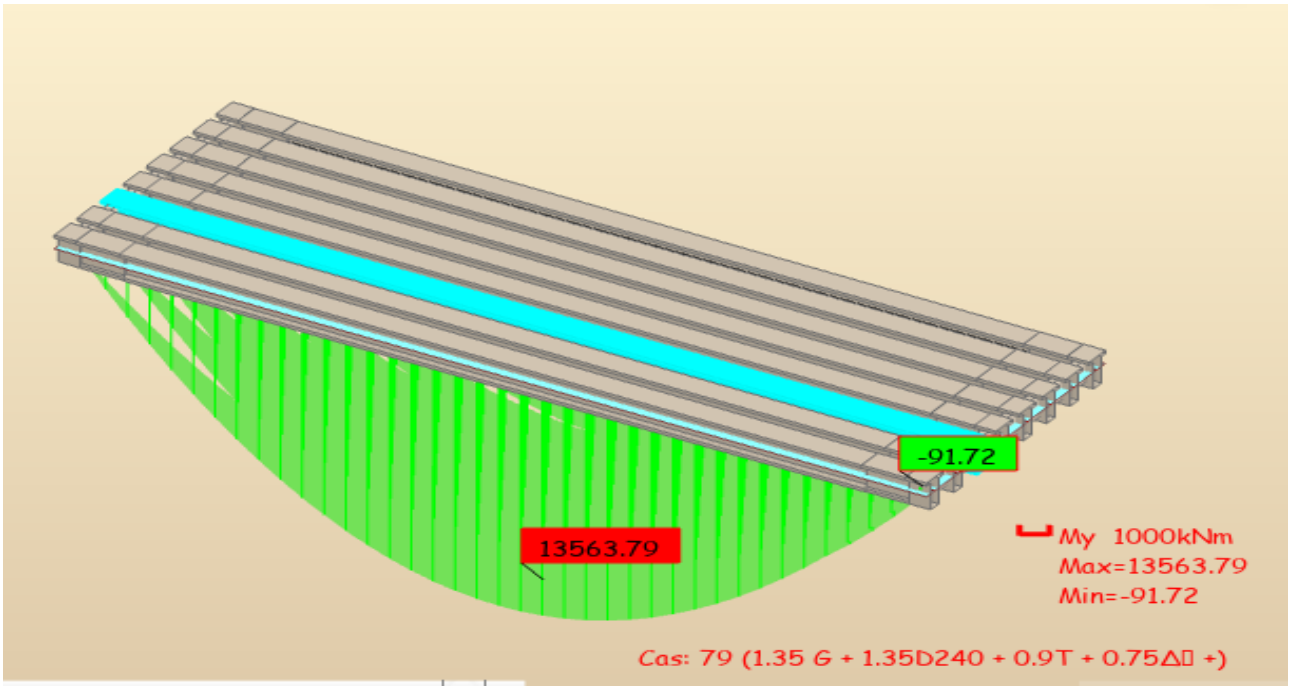


Figure VII-19:Moment fléchissant max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ).

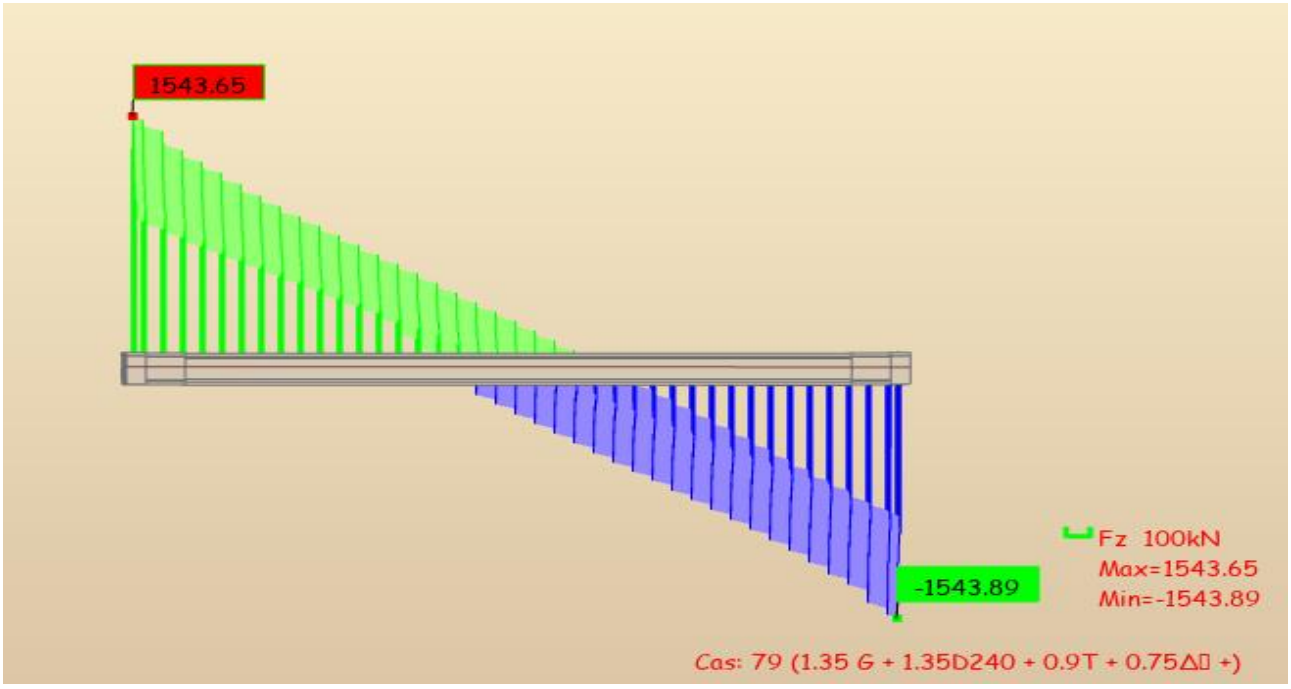


Figure VII-20:efforts tranchants max à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ)

A partir des résultats obtenus à partir du logiciel, on constate que la poutre 3 est la plus sollicitée dans notre pont.

VII.1. COMPARISON DES RESULTAS :

- **à l'ELS sous la combinaison (G+D240) :**

$$\frac{M_{GM}-M_{robot}}{M_{robot}} = \frac{10248.55-10054.68}{10054.68} = 0.0192 = 1.92\%$$

- **à l'ELU sous la combinaison (G+D240) :**

$$\frac{M_{GM}-M_{robot}}{M_{robot}} = \frac{13835.54-13563.79}{13563.79} = 0.020 = 2\%$$

CONCLUSION :

En comparant Les résultats obtenues par la méthode de Guyon Massonnet le calcule numérique (logiciel robot) en remarque que la différence entre les deux méthodes ne dépasse pas 10%. Donc le calcule analytique est fiable

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1. Introduction :

Le béton est un matériau résistant à la compression mais fragile à la flexion. C'est pour améliorer la résistance à la flexion qu'il a été imaginé d'y incorporer des armatures en acier.

Le béton précontraint va encore plus loin dans ce domaine : il permet au béton de ne travaille qu'en compression. L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Les forces de flexion ne viendront alors qu'en réduction de la force de la précontrainte initiale. Le béton est alors employé au mieux de ses possibilités.

Le principe de la précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones prévue à être tendues dans les éléments structuraux de l'ouvrage (la poutre) avant leur mise en service, et ce à l'aide de l'application des pré-tension .

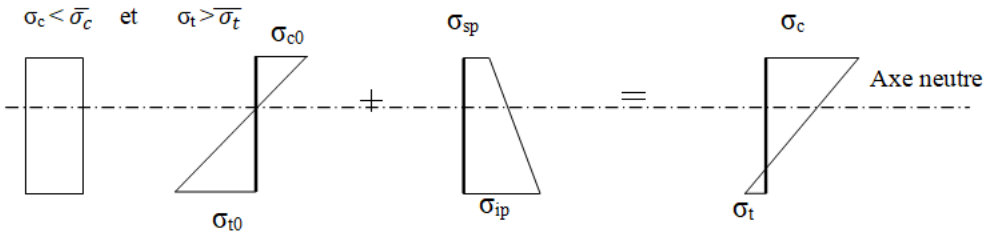


Figure VIII-1:contrainte causé par l'effet de la précontrainte

Modes de précontrainte :

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets.

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

- La précontrainte par pré-tension .
- La précontrainte par post-tension.

- **Précontrainte Par pré tension :**

La précontrainte par pré tension est réalisée par des armatures tendues sur un banc de traction avant le bétonnage. Ce procédé commence par mettre en tension les aciers de la précontrainte à l'aide des vérins prenant appuis sur des culées. Quand l'allongement requis est atteint, les aciers sont bloqués à l'aide des systèmes d'ancrage. Ensuite le béton est coulé en contact direct avec les aciers de précontrainte dans des coffrages ou moules entourant ces aciers. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, on procède au transfert de la précontrainte par mettre les aciers en liberté de leurs ancrages. Et comme ces armatures ne sont pas libres de reprendre ses longueurs initiales, l'effort se reporte par adhérence au béton et la pièce se trouve précontrainte.

La précontrainte par pré tension est surtout utilisée pour la fabrication des séries de pièce

identiques en usine, et par fois sur le site même du chantier.

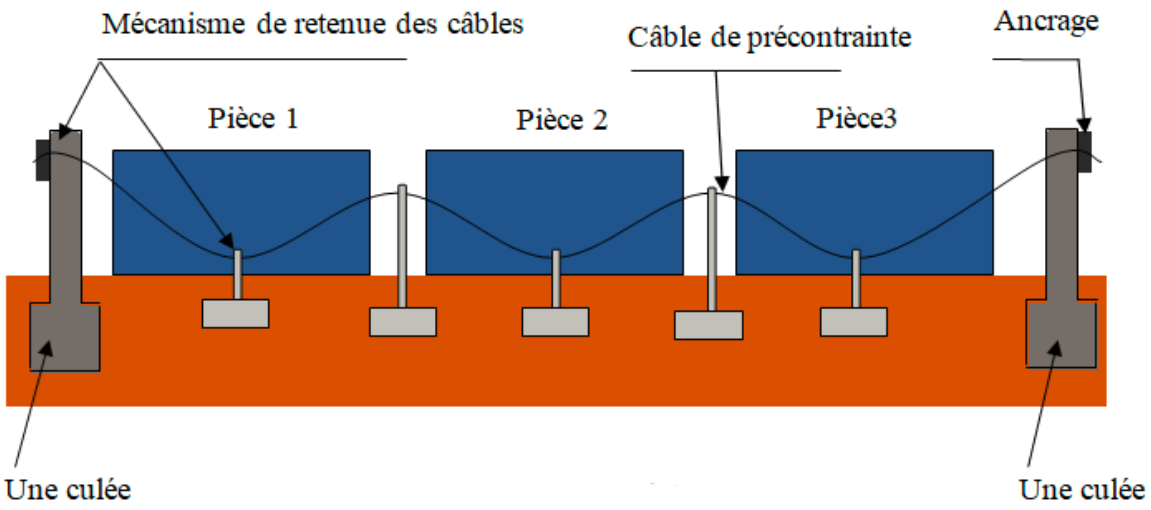


Figure VIII-2:Précontrainte Par pré tension

- **Précontrainte par post-tension :**

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide des vérins prenant appuis sur la pièce à précontrainte. Pour permettre le mouvement relatif de câble, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Une fois les aciers tendus et ancrées, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de ciment. L'injection se fait de façon que tous les vides à l'intérieure de la gaine soient remplis. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion, produit leur adhérence au béton et améliore la résistance de la pièce à la fissuration.

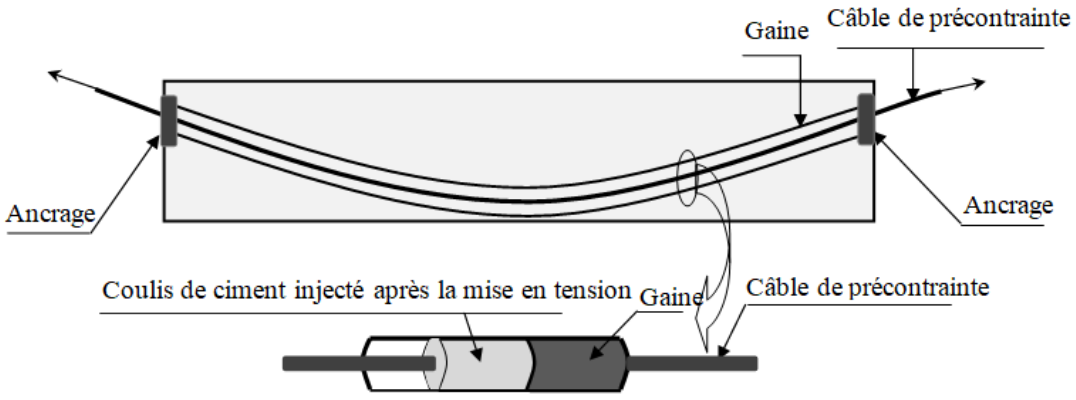


Figure VIII-3:Précontrainte par post-tension

VIII.2. Dimensionnement de la précontrainte :

Tableau VIII-1:Les dimensions de la précontrainte

	About		Médiane	
	Poutre seule	**Poutre+ dalle**	**Poutre seule**	**Poutre+ dalle**
B (m^2)	**1,33**	**1,67**	**0,82**	**1,17**
υ' (m)	**1,09**	**1,30**	**1,13**	**1,42**
υ (m)	**0,91**	**0,96**	**0,87**	**0,83**
I_G (m^4)	**0,49**	**0,78**	**0,40**	**0,63**
i^2 (m^2)	**0,37**	**0,46**	**0,49**	**0,54**
ρ	**0,37**	**0,37**	**0,49**	**0,46**

Avec :

- B : l'aire de la section.
- Ω : périmètre de la section.
- υ' et υ : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité. ($\upsilon' + \upsilon = h$).
- I_G : le moment d'inertie.
- ρ : le rendement géométrique ; $\rho = I/(B \times \upsilon' \times \upsilon)$

Tableau VIII-2:Les caractéristiques du béton.

Caractéristiques du béton		
f_{csup}	**35**	MPa
f_{cinf}	**27**	MPa
f_{t28}	2,7	MPa
σ_{bc}	21	MPa
σ_{bt}	-4,05	MPa

On prend les torons de type : T15S, tel que :

- Fprg : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte =1770 MPa.
- Fpeg : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte =1593 MPa.
- Section nominale T15S=150 mm2.
- Ap : Aire d'une section d'armature de précontrainte =1680 mm2 (13T15S).
- Diamètre de gaine pour 13T15S : Φg=80mm
- Moment sous le poids propre d'une poutre seule : Mgp = 3.93 MN.m.

- Moment maximum (sous la combinaison (G+D240)) : MMAX=10.05 MN.m.
- Moment minimum (sous le poids propre du tablier) : MMIN=7.00 MN.m.
- L'effort tranchant maximum : VMAX = 1.11 MN.
- L'effort tranchant minimum : VMIN = 0.76 MN.

VIII.2.1. Étude de la précontrainte :

VIII.2.1.1 Valeur minimale de la précontrainte :

$$Pmin = max\{PI ; PII\}$$

Tel que :

- $\boldsymbol{PI = \frac{B\times V\times V'}{I\times(V+V')} \times (Mmax - Mmin) = \frac{1.17\times0.83\times1.42}{0.63\times(0.83+1.42)} \times (10.05 - 7.00) = 2.98MN}$
- $\boldsymbol{PII = \frac{Mmax}{\frac{I}{B\times V'}+V'-d'} = \frac{10.05}{\frac{0.63}{1.17\times1.42}+1.42-0.23} = 6.39MN.}$

$d' = 0.1 \times Hauteur\ (p + d)$

Alors $Pmin = 6.39MN$.

VIII.2.1.2 Détermination du nombre des câbles :

P0 : effort de précontrainte limite qu'un câble 1T15S peut créer

P0 = min {0.8*Fprg*Ap ; 0.9*Fpeg*Ap} = min {0.8*1770*0.00168 ; 0.9*1593*0.00168}

P0 = 2.90MN.

D'où, $n \geq \frac{Pmin}{P0} = \frac{6.39}{2.90} = 2.94$

Alors n= 3 câbles de 13T15S.

VIII.2.1.3 Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes se fait en classe II, selon quatre phases.

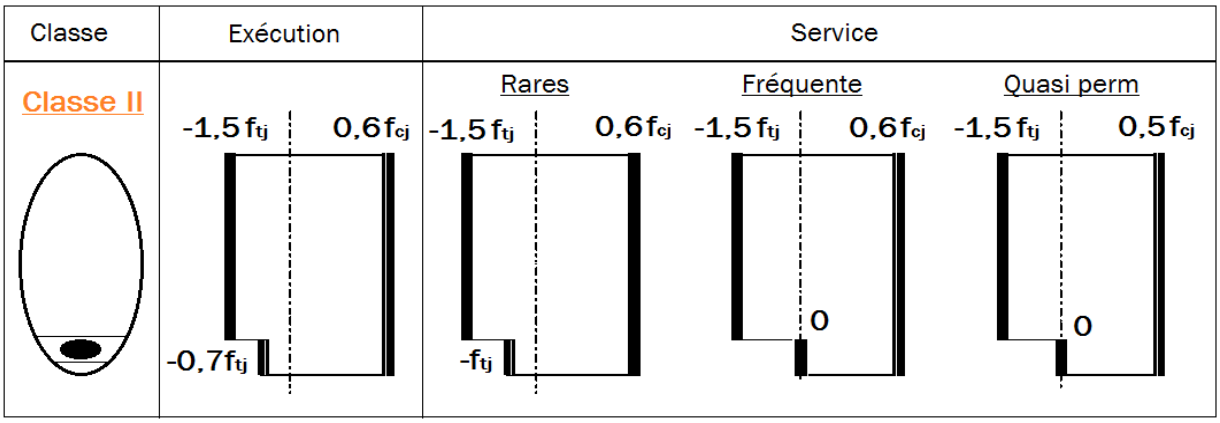


Figure VIII-4 : Vérification des contraintes.

En service (combinaisons rares) :

$\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{Cj} = \sigma_{bc}$ fibre supérieure.

$\sigma_{bt2} = -f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{Cj} = \sigma_{bc}$ fibre inférieure.

En réalisation :

$\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{Cj} = \sigma_{bc}$ fibre supérieure.

$\sigma_{bt2} = -0.7f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{Cj} = \sigma_{bc}$ fibre inférieure.

Avec :

$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$ et $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$

Le calcul numérique est fait à l'aide de L'Excel d'où,

- **Première phase (Après 7 jours) :**

$$F_{c7} = 23.18\ MPa$$
$$F_{t7} = 1.99\ MPa$$
$$\sigma_{bt1} = -2.99\ MPa$$
$$\sigma_{bt2} = -1.39\ MPa$$
$$\sigma_{bc} = 13.91\ MPa$$
$$\Delta P = 10\%$$

- **Deuxième phase (Après 28jours) :**

$$F_{c28} = 35$$
$$F_{t28} = 2.7$$
$$\sigma_{bt1} = -4.05$$
$$\sigma_{bt2} = -1.89$$
$$\sigma_{bc} = 21$$
$$\Delta P = 10\%$$

- **Troisième phase (Après le coulage de la dalle) :**

$$F_{c28} = 35$$
$$F_{t28} = 2.7$$
$$\sigma_{bt1} = -4.05$$
$$\sigma_{bt2} = -1.89$$
$$\sigma_{bc} = 21$$
$$\Delta P = 15\%$$

- **Quatrième phase (En service) :**

$$F_{c28} = 35$$
$$F_{t28} = 2.7$$

$$\sigma_{bt1} = -4.05$$
$$\sigma_{bt2} = -2.7$$
$$\sigma_{bc} = 21$$
$$\Delta P = 25\%$$

Tableau VIII-3:Vérification des contraintes.

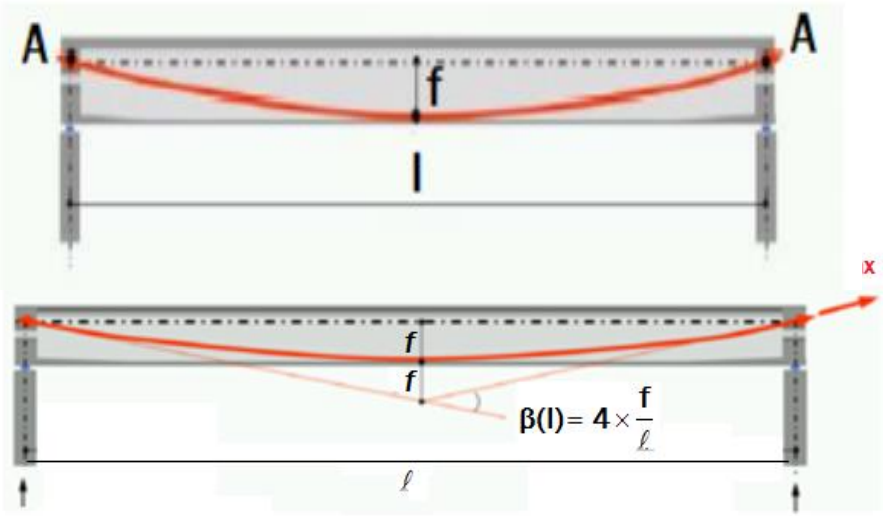
Phase	e_0	M	P	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)	
Phase 1	0,91	3,93	3,93	5,57	3,71	C.V
Phase 2	0,91	3,93	7,83	2,61	18,57	C.V
Phase 3	1,19	5,87	7,40	2,42	13,04	C.V
Phase 4	1,19	10,05	6,53	7,70	0,48	C.V

VIII.2.2. Tracé et dispositions constructives :

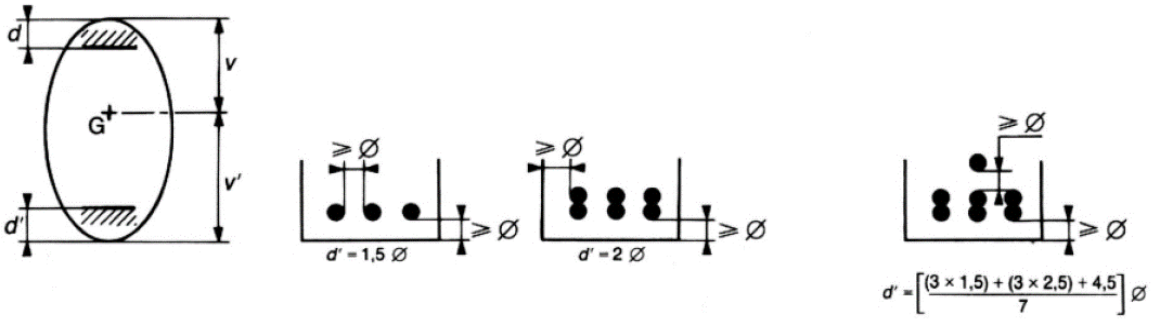
La géométrie des câbles est essentiellement parabolique avec une partie rectiligne de 1m

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$



La disposition des gaines doit respecter les normes suivantes :



ϕ = 8 mm (diamètre de la gaine).

VIII.2.2.1 Disposition finale des câbles :

Tableau VIII-4/Positions des câbles sur différentes sections

	Yi (m)	
	X = 0	X = L/2
C1	0,69	0,12
C2	1,03	0,2
C3	1,37	0,36

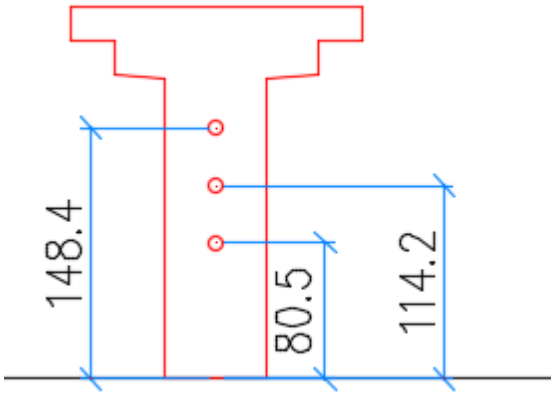


Figure VIII-5:Disposition des ancrages dans la section d'about.

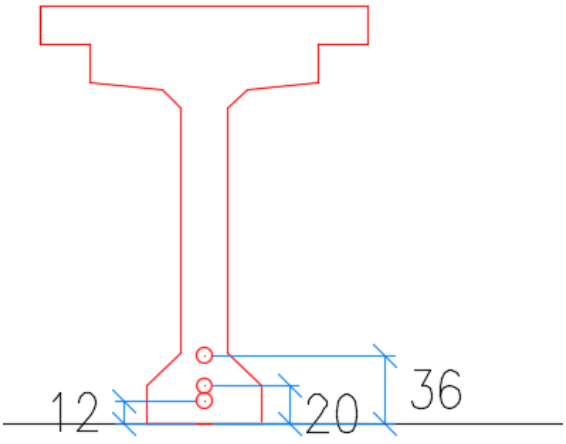


Figure VIII-6:Disposition des ancrages dans la section médiane à mi-travée.

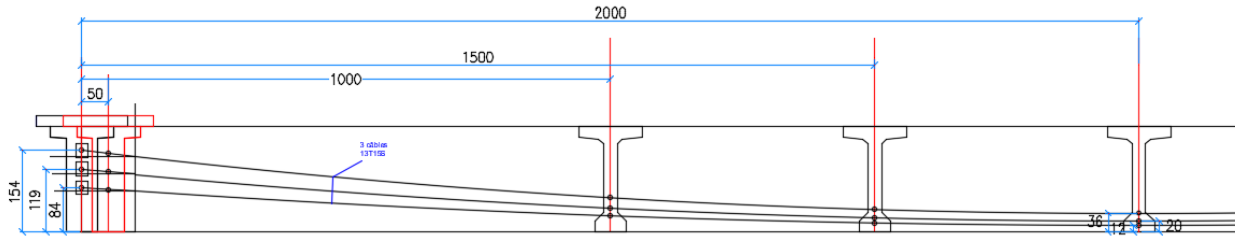


Figure VIII-7:Vue en plan des câbles. (Format A3 voir Annexe)

VIII.2.3. Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage (x=0) est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m à partir de son ancrage et peut être déterminé par la formule suivante :

$$\sin^{-1}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \sin^{-1}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

- V_M : Effort tranchant en charge sous combinaison (G+D240) ;
- V_m : Effort tranchant à vide sous combinaison (G) ;
- $\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\bar{V} = \bar{\tau} \times bn \times 0.8 \times h$
- $\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite en ELS : $\bar{\tau} = \sqrt{0.4ft * (ftj + \frac{2\sigma x}{3})}$
- σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre normale : $\sigma_x = \frac{P}{Bn}$
- $B_{n(P+D)}$: Surface nette de la section about + dalle : $B_{n(P+D)} = B_{(P+D)} - n \times (\frac{\pi \emptyset^2}{4})$
- b_n : Largeur net de la section d'about : $b_n = b_{about} - (n \times \emptyset)$
- n : Nombre de gaine par lit.
- $\emptyset$: Diamètre de la gaine.

Tableau VIII-5:Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

b_n	0,52	m
$B_{n(P+D)}$	1,66	m2
P	6,53	MN
σ_x	3,94	MPa
$\bar{\tau}$	2,68	MPa
$\bar{V}$	2,51	MPa

Alors l'angle de relevage est :

$$-12.31° \leq \alpha \leq 29.98°$$

Les angles de relevage pour chaque câble :

Nombre de câble	C1	C2	C3
Angle de relevage α	4,02	5,53	6,59

VIII.2.4. Calcul des caractéristiques nettes de la poutre :

Tableau VIII-6:Caractéristiques nettes de la poutre.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			$f\ (m)$	R (m)	β(l) rad
			x=0	x=1	x=20			
C1	38	4,02	0,84	0,77	0,12	0,65	277,81	0,068
C2	38	5,53	1,19	1,09	0,2	0,89	202,09	0,094
C3	38	6,59	1,54	1,42	0,36	1,06	169,57	0,112

VIII.3. Pertes de précontrainte :

Introduction :

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte :
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

VIII.3.1. Pertes instantanées :

VIII.3.1.1 Pertes par frottement :

C'est la perte de tension causée par le frottement du câble dans la gaine lors de la mise en tension. Cette perte est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]})$$

Avec:

- σ_{P0} : Contrainte de tension à l'origine = 1488 MPa.
- x : la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

- β : la déviation angulaire totale du câble en radians sur la distance x.

avec : $\beta = 4 \times \frac{f'}{I2}$

- f': la flèche maximale (mesurée à mi- longueur).

- I : la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

- f : le coefficient de frottement en courbe (rad^{-1}). Tel que : $f = 0.18\, rad^{-1}$.

- φ : le coefficient de perte de tension par unité de longueur m^{-1}. Tel que : $\varphi = 0.002\, m^{-1}$

Tableau VIII-7:Résultats de perte par frottement.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	20	0,068	0,052	75,84	81,69	5,49%
C2	20	0,094	0,057	82,34		
C3	20	0,112	0,060	86,89		

VIII.3.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :

C'est la perte provoquée par un recul nécessaire pour le blocage définitif de l'ancrage après la mise en tension des câbles de précontrainte. Cette perte est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k(d - x)$$

Avec :

$k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

- d : Langueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage. Tel que : $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{P0} \times k}}$

- Ep : Module de déformation longitudinale de l'acier.

- g : Intensité du recul d'ancrage.

Tableau VIII-8:Résultats de perte par recul d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)
C1	20	0,0025	17,99
C2	20	0,0027	17,24
C3	20	0,0029	16,77

$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	**$\Delta\sigma_{p(0)}$**	
0	**133,22**	**(MPa)**
0	**138,97**	**(MPa)**
0	**142,87**	**(MPa)**

VIII.3.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton :

A chaque mise en tension d'un câble dans une poutre, il en résulte un raccourcissement du béton, ce qui fait une chute de tension dans les câbles tendus précédemment. Cette perte est donnée par les formules suivantes :

$\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{E_P}{E_{ij}}\sigma_{bi}$ et $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_g \times e}{I_G}$

Tel que :

- E_{ij}: module de déformation longitudinale instantané du béton.
- σ_{bi} : désignant la variation de contrainte agissant dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.
- M_g: moment max de la poutre seule.
- B : surface de la poutre seule.

Tableau VIII-9:Résultats de perte par déformation instantanée du béton.

M_g	3,93 MN
E_{ij}	35981,73 MPa
e	0,91 m
B	0,82 m^2
I_G	0,40 m^4
n_{cable}	3 câbles
σ_{bi}	18.02 MPa
σ_e	47.58 MPa
σ_e %	3.20%

VIII.3.2. Pertes différées :

VIII.3.2.1 Pertes par retrait du béton :

Cette perte vient essentiellement par l'évaporation de l'eau en excès. Elle est donnée par la formule suivante :

$\Delta\sigma_r = \mathcal{E}_r \times E_p$

- $\mathcal{E}_r$: retrait final pris égal à 2×10^{-4} pour la zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie.
- E_p: module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p == 190\,000$ MPa).

D'où :

$\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4} \times 190000 = 38\,MPa$

$\Delta\sigma r = 2.55\,\%$

VIII.3.2.2 Pertes par fluage :

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps. Il implique une perte de tension dans l´armature active. Cette perte est donnée par les formules suivantes :

$$\Delta\sigma_r = 2.5\sigma_0(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_g \times e}{I_G}$$

Tableau VIII-10:Résultats de perte par fluage.

Mp (MN.m)	7
I_G (m^4)	0.6269
B (m^2)	1.1662
e (m)	1.19
P (MN)	6,53
σ_b (MPa)	7.08
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	93,42
$\Delta\sigma_{fl}$ ()%	6,28 %

VIII.3.2.3 Pertes par relaxation :

La relaxation est le relâchement de tension dans les armatures de précontrainte à longueur constante. Cette perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_P = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_P}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

Avec :

- ρ_{1000} : Relaxation garantie à 1000 heures. Avec : $\rho_{1000} = 2.5\%$
- μ_0: Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Tableau VIII-11:Résultats des pertes par relaxation

$\Delta\sigma_P$	68,82 (MPa)
$\Delta\sigma_P(\%)$	4,62 %

Au final, on trouve les pertes totales et leurs pourcentages données par la formule suivante :

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

Avec :

Tableau VIII-12:Résultats des pertes totales.

	MPa	**%**
$\Delta\sigma_{Inst}$	129,26	8,69
$\Delta\sigma_{Diff}$	188,76	12,69
$\Delta\sigma\infty$	318,03	21,37

On remarque que le pourcentage des pertes à long terme (21.37%) ne dépasse pas celui des pertes estimées (25%).

VIII.4. Vérification des contraintes :

Nous allons vérifier si toutes les contraintes respectent les limites réglementaires fixées par les lois

- **Les caractéristiques des sections :**

Tableau VIII-13:Caractéristiques nettes des sections.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
$B_{nette}(m^2)$	1,31	1,67	0,807	1,151	0,807	1,151	0,807	1,151
v_n (m)	0,913	0,955	0,854	0,819	0,850	0,817	0,850	0,816
v'_n (m)	1,087	1,295	1,146	1,431	1,150	1,433	1,150	1,434
I_{nG} (m^4)	0,775	0,493	0,392	0,613	0,388	0,607	0,386	0,605
ρ (%)	58,76	23,84	49,61	45,42	49,17	45,06	48,97	44,92

- **Les contraintes admissibles**

Tableau VIII-14: Limitation des contraintes

J ≥ 28 jours	$\overline{\sigma}_{bc}$	21 MPa	Exécution/ Q. Rares/ Q. Fréquentes
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4.05 MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.89 MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2.7 MPa	Q. Rares
J = 7 jours	$\overline{\sigma}_{bc}$	13.91 MPa	Exécution/ Q. Rares/ Q. Fréquentes
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-2.99 MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.39 MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.99 MPa	Q. Rares

VIII.4.1. Justifications de la poutre à l'ELS :

L'effort de précontrainte P est représenté par 2 valeurs caractéristiques P1 et P2 qui sont données par les formules suivantes :

$P1 = 1{,}02\,P0 - 0{,}8\,\Delta P \quad ; \quad P2 = 0{,}98\,P0 - 1{,}2\,\Delta P$

Avec :

$P0 = 2.90\,MN.$

Tableau VIII-15:Les caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,34	4,29	4,04	1,14	0,47	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,69	8,27	7,62	1,14	0,47	0,28	0,23
Phase 3	3	100	11,86	8,05	7,29	1,14	0,47	0,28	0,23
Phase 4	3	100	20,97	7,39	6,30	1,14	0,47	0,28	0,23

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
x=0.5	0,81	114	1,48	**1,14**
x=L/4	0,30	0,45	0,65	**0,47**
x=3L/8	0,16	0,26	0,43	**0,28**
x=L/2	0,12	0,20	0,36	**0,23**

VIII.4.2. Justification des contraintes normales :

On va utiliser les formules suivantes

$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$ $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$

Tel que :

- P : Effort de précontrainte ;
- Bn : Surface nette de la section considérée ;
- In : Inertie nette de la section considérée ;
- e_0: Excentricité du câble de précontraint moyen ;
- M : Moment extérieur ;
- V et V' : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Tableau VIII-16:Vérification des contraintes normales en phase 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,06	0,68	0,87	0,92	-0,06	0,68	0,87	0,92
MEls		0	2,90	3,67	3,93	0	2,90	3,67	3,93
P1 (MN)		4,29	4,29	4,29	4,29	8,27	8,27	8,27	8,27
P2 (MN)		4,04	4,04	4,04	4,04	7,62	7,62	7,62	7,62
σp	σsup	0,00	6,31	8,03	8,65	0,00	6,31	8,03	8,65

(MPa)	σinf	0,00	-8,46	-8,56	-11,70	0,00	-8,46	-10,87	-11,95
σP1 (MPa)	σsup	3,51	-1,03	-2,83	-3,40	6,78	-2,00	-5,46	-6,56
	σinf	2,89	13,82	16,33	17,10	5,57	26,67	31,51	32,75
σP2 (MPa)	σsup	3,31	-0,97	-2,67	-3,20	6,25	-1,84	-5,03	-6,04
	σinf	2,72	13,02	15,38	16,11	5,13	24,57	29,04	30,40
σMax (MPa)	σsup	3,51	5,28	5,20	5,25	6,78	4,32	2,57	2,09
	σinf	2,89	5,36	7,77	5,40	5,57	18,21	20,65	20,80
σMin (MPa)	σsup	3,31	5,34	5,37	5,45	6,25	4,47	3,00	2,60
	σinf	2,72	4,56	6,82	4,41	5,13	16,11	18,17	18,70

.

Tableau VIII-17:Vérification des contraintes normales en phase 3 et 4.

		Phase 3				**Phase 4**			
		x=0,5	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**	**x=0,5**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
e (m)		0,15	0,96	1,15	1,21	0,15	0,96	1,15	1,21
MEls		0	4,32	5,48	5,87	0	7,76	9,85	10,05
P1 (MN)		8,05	8,05	8,05	8,05	7,39	7,39	7,39	7,39
P2 (MN)		7,29	7,29	7,29	7,29	6,30	6,30	6,30	6,30
σp (MPa)	σsup	0,00	5,78	7,37	7,92	0,00	10,37	13,25	13,55
	σinf	0,00	-10,10	-12,94	-13,91	0,00	-18,12	-23,25	-23,82
σP1 (MPa)	σsup	2,45	-3,38	-5,46	-6,12	2,25	-3,11	-5,01	-5,61
	σinf	8,02	25,12	28,85	30,04	7,36	23,06	26,48	27,57
σP2 (MPa)	σsup	2,22	-0,16	-1,20	-5,54	5,39	-0,30	-2,27	-4,78
	σinf	7,26	22,75	26,13	27,20	6,27	19,65	22,57	23,49
σMax (MPa)	σsup	2,45	2,40	1,91	1,80	2,25	7,27	8,24	7,94
	σinf	8,02	15,03	15,92	16,13	7,36	4,94	3,23	3,75
σMin (MPa)	σsup	2,22	5,62	6,17	2,38	5,39	10,08	10,98	8,77
	σinf	7,26	12,65	13,19	13,29	6,27	1,53	-0,68	-0,33

On constate que les remarques normales sont justifiées.

VIII.4.3. Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets de l'effort tranchant et du moment fléchissant et de l'effort normal ne mettent pas la sécurité de l'ouvrage en danger, pour cela on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}^2$$

$$\tau^2 \leq 2\,\frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times \left[0.6 f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}^2$$

Si $\sigma_x < 0{,}4 \times f_{cj}$ on a $\overline{\tau_2} < \overline{\tau_1}$

Donc on vérifie seulement : $\tau < \overline{\tau_1}$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle, tel que :

$\tau = \frac{V_{red} - S_n(y)}{I_n . b_n}$ avec : $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha$

		Pcos α	Psin α
P1	2,28	2,28	0,16
P2	2,28	2,27	0,22
P3	2,28	2,27	0,26
	Somme	**6,81**	**0,64**

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité, tel que :

$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$ avec : $P = \sum_{i=1}^{4} P_i \cos \alpha_i$

Bn	1,67 m^2
σ_x	4,07 MPa
$\overline{\tau_1}$	2,42 MPa
Vser	1,114 MPa
Vred	0,47 MPa
Sn	0,60 m^3
In	0,49 m^4
b_n	0.52 m
τ	1,10 MPa

On a $= 0.69\ MPa < \overline{\tau_1} = 2.47\ MPa$, donc les conditions tangentielles et normales sont vérifiées.

VIII.4.4. Justification de la poutre à l'ELU :

Ces justifications comportent 2 vérifications qui sont de la résistance des armatures transversales et des bielles comprimées.

- **La première étape** est de déterminer l'angle βu que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, qui est donné par la formule suivante :

$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$ avec : $\beta_u \geq 30°$

Tel que :

σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma x = P/Bn$

τ_u **:** Contrainte tangentielle ultime $\tau_u = \frac{V_{ured} - S_n(y)}{I_n . b_n}$

Tableau VIII-18:Calcul de l'angle βu.

Vult	1,54 MPa
Vred	0,90 MPa
Sn	0,60 m^3
In	0,49 m^4
bn	0,52 m
Bn	1,67 m^2
σ_x	4,07 MPa
τ_u	2,10 MPa
βu	22,95°

On a $15.54° \leq 30°$,d'où : condition vérifiée.
On prend : βu = 30°

- **La deuxième étape** est de déterminer la section des armatures transversale At, qui est donnée par la formule suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times \tan \beta_u$$

Tel que :

- $\boldsymbol{A_t}$: Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
- S_t: Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- b_n : Largeur nette de la section d'appui.

τ_u	2,10 MPa
f_e	500 MPa
f_{t28}	2,70 MPa
b_n	0,52 m
γ_S	1,15

$\frac{A_t}{S_t} \geq 8{,}27\text{cm}$.
On fait un espacement St = 20cm, donc : $A_t = 8{,}27 * {,}20 = 1{,}65cm2$

Alors on prend 2 cadres de **HA12** avec un espacement de 20cm

- **Les armatures longitudinales de peau :**

$\boldsymbol{As}$ = **3*** Périmètre = 3 × 6.62 = 19.86 cm^2

Alors on utilise : **24 HA12.**

- **Les armatures de la zone tendue :**

$$A_s = \frac{B_t}{1000} \times \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

Tel que :

- B_t : aire de la section du béton en traction ;
- σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;
- N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

B_t	0,0478 m^2
σ_{Bt}	0,33 MPa
σ_{NBt}	0,165 MPa
N_{Bt}	0,00789 MN
A_s	3,97 cm^2

Alors, on utilise : **4HA12.**

VIII.4.5. Justification du béton :

Cette justification doit vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u \leq \frac{f_{C28}}{6}$$

Tel que :

τu	2,10 MPa
$\boldsymbol{f_{c28}}$	35 MPa

D'où,

2,10 $MPa \leq \frac{35}{6} = 5.83\ MPa$ => Condition vérifiée.

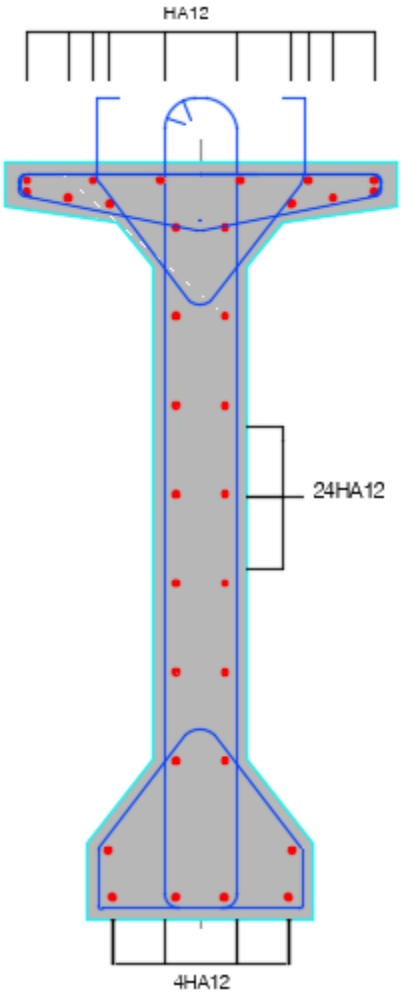


Figure VIII-8:Ferraillage de la poutre

CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS

ET ETUDE DE L'HOURDI

IX.1. CALCUL DES DEFORMATIONS :

IX.1.1. Introduction :

La fonction principale de la dalle d'un pont à poutre est de transmettre les charges appliquées sur le pont, vers les poutres en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau.

Flèches et contre flèches :

La flèche due au poids propre est déterminée à partir du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019**. Les flèches sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre flèche).

IX.1.2. Flèches due au poids propre :

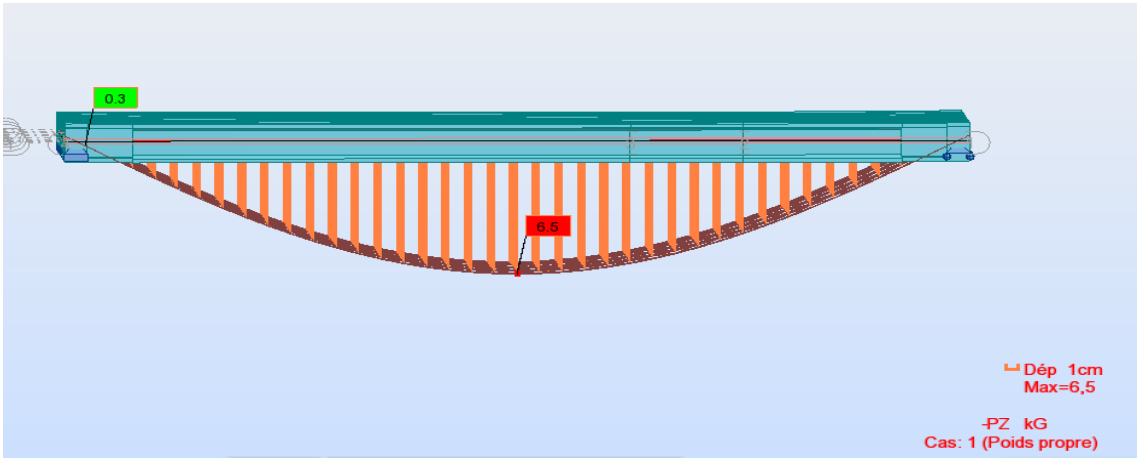


Figure IX-1 : Flèche max de la poutre due au poids propre.

On remarque que la flèche maximale de la poutre due au poids propre vaut 6,5 cm

$$f_G = 6{,}5 \text{ cm}$$

IX.1.3. Contre flèche de précontrainte :

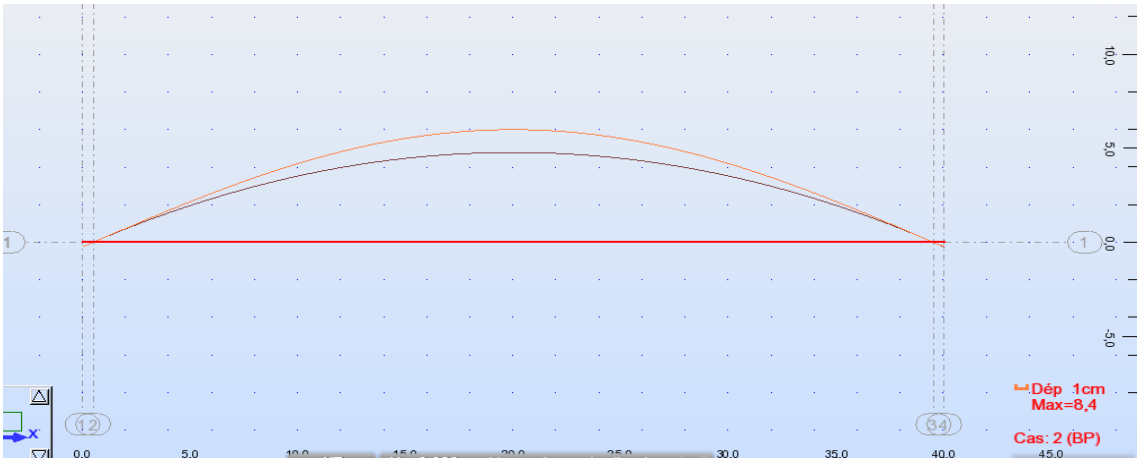


Figure IX-2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

avec :

$P_{câble\ moyen} = 8{,}27\ MPa$

$e_0 = -6\ cm$

$e_1 = 92\ cm$

On remarque que la contre flèche maximale de précontrainte vaut 8,4 cm

$$f_p = 8{,}4\ cm$$

IX.1.4. Flèche de construction :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_C = \frac{3}{4} \times (f_p - f_G)$$

Tel que : $f_C = \frac{3}{4} \times (8{,}4 - 6{,}5) = 1{,}42\ cm$

D'où, $f_C = 1{,}42\ cm$

IX.1.5. Flèche maximale à l'ELS :

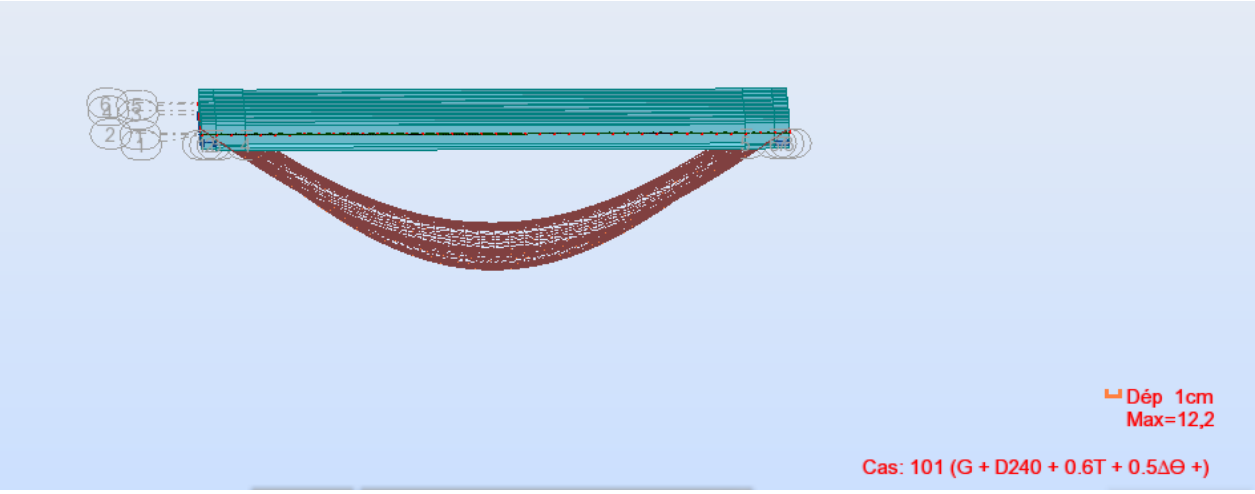


Figure IX-3.Flèche max de la poutre à l'ELS.

On remarque que la flèche maximale à l'ELS vaut 12,2 cm

$$f_{ELS} = 12.2\ cm$$

IX.1.6. Flèche totale :

$$f = f_{ELS} + f_p + f_c$$

$$f = 12{,}2 - 8{,}4 + 1{,}42 = 5{,}22\ cm$$

IX.1.7. Flèche admissible :

Elle est donnée par la formule suivante :

$\boldsymbol{f_{adm} = L/500}$

D'où, $f_{adm} = 8\ cm$

On a: $= \mathbf{5,22\ cm} < \boldsymbol{fadm} = \mathbf{8\ cm}$,

Alors la condition est vérifiée.

IX.2. Étude de l'hourdis :

IX.2.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à couvrir le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.

Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

- **Géométrie de l'hourdis :**

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

L'épaisseur : 25 cm.

Largeur : 13.25 m.

Longueur : 40m.

IX.2.2. Étude de la flexion transversale :

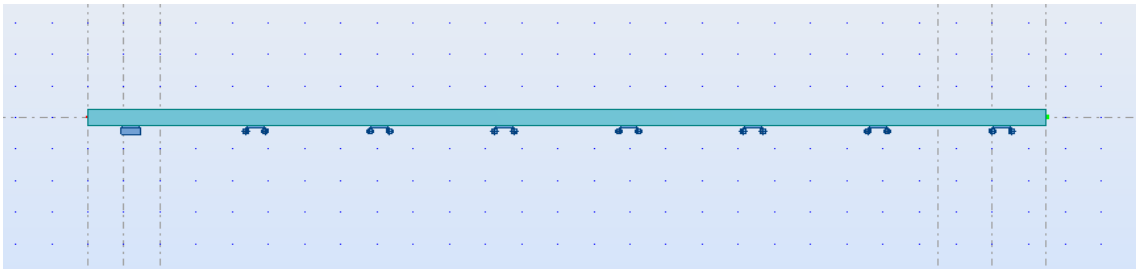


Figure IX-4 : Modélisation de l'hourdis sur robot.

A l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019, on a obtenu des résultats sous forme des diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants sous des combinaisons les plus défavorables à l'ELS et à l'ELU.

- **Les efforts maximums de la dalle à l'ELS et à l'ELU :**
  - **A l'ELS :**

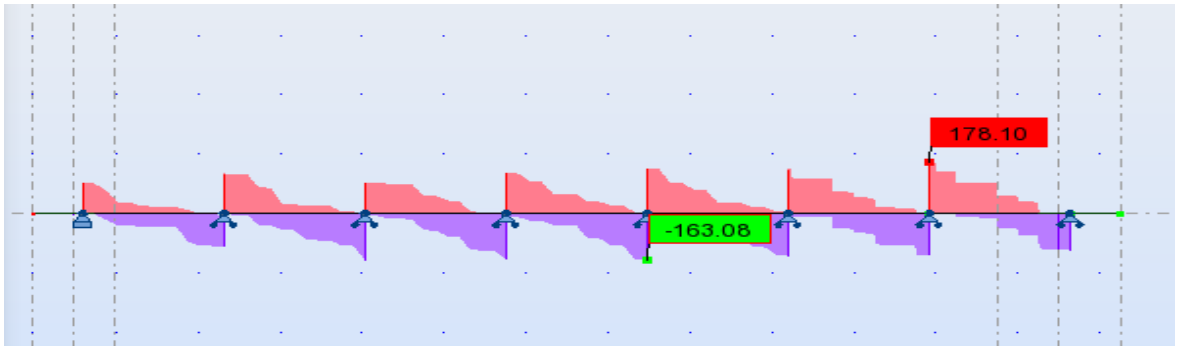


Figure IX-5: Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS.

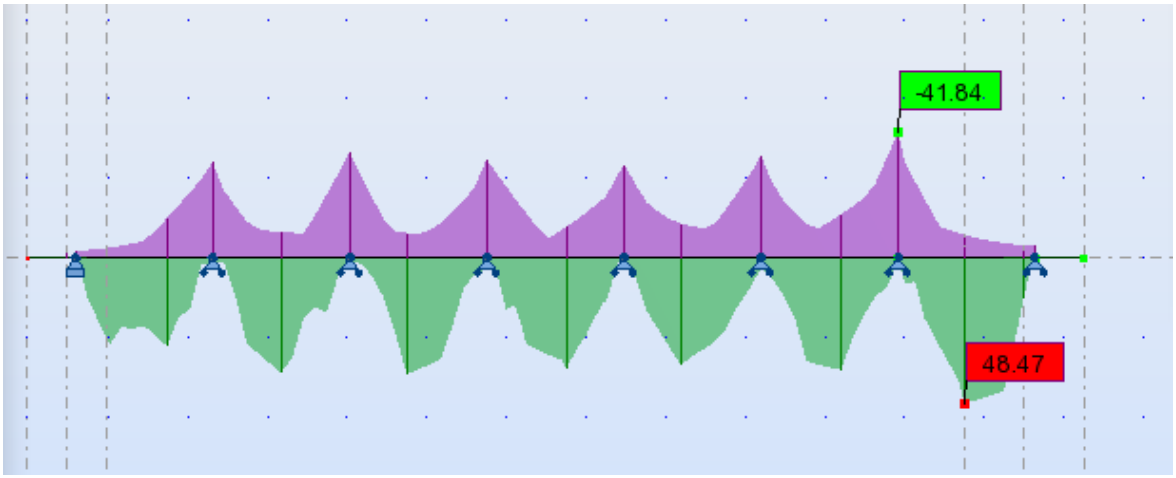


Figure IX-6:Moment Max- Dalle à l'ELS

On a obtenu les résultats suivants :
Fibre supérieure : M_{ELS} = 34.01 KNm.
Fibre inférieure : M_{ELS} = 44.21 KNm.

- **A l'ELU :**

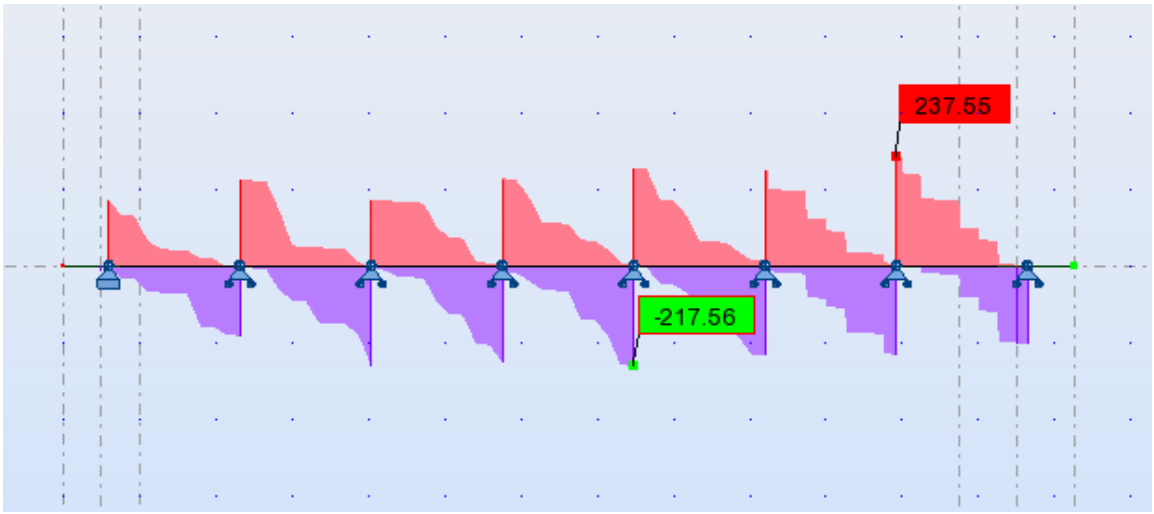


Figure IX-7:Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU.

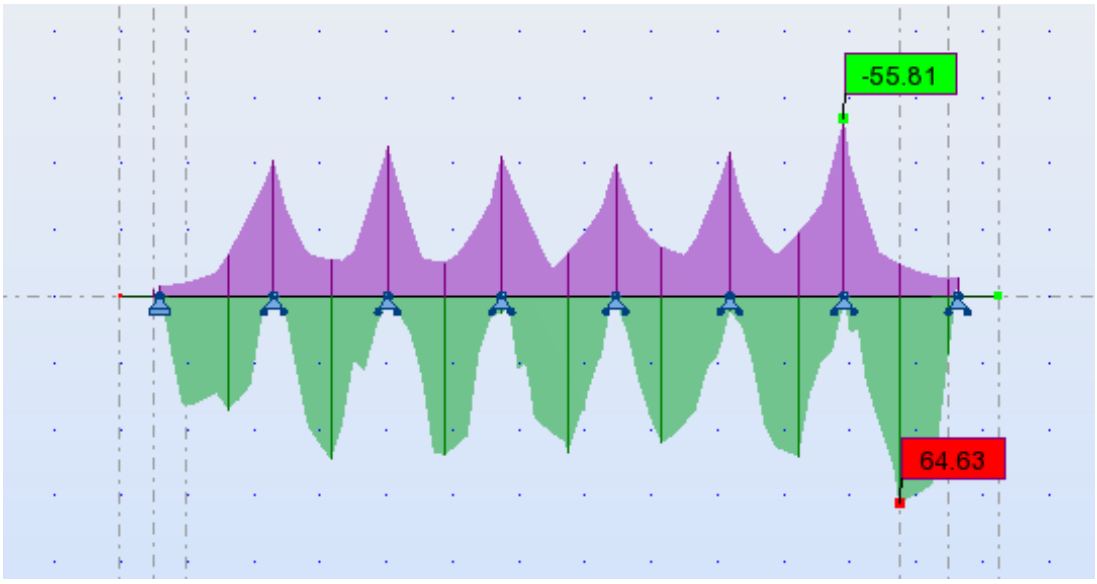


Figure IX-8:Moment Max- Dalle à l'ELU.

On a obtenu les résultats suivants :
Section supérieur : M_{ELU} = 55.81 KNm.
Section inférieur : M_{ELU} = 63.19 KNm.

IX.2.3. Ferraillage :

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010, la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferraillée en flexion simple. Les résultats sont présentés comme suite :

- **La nappe supérieure :**

  - **Les armatures transversales :**

Le moment maximal est négatif : Msup = -55.81 KN.m
Par robot expert : on a trouvé que : As ≥ 6.7 cm2 → 5HA14 → As=7.7 cm2 ;
Avec un espacement de 20 cm et enrobage = 5cm.

  - **Les armatures longitudinales de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.
Donc on aura 2.23 cm^2, alors : 3HA10 ; avec un espacement de 20 cm et enrobage =5cm.

- **La nappe inférieure :**

  - L**es armatures transversales :**

Le moment maximal est positif : Minf = 63.19 KN.m
Par robot expert : on a trouvé que : As ≥ 7.6 cm2 → 5HA14 → As = 7.70 cm2 ;
Avec un espacement de 20 cm et enrobage =5cm.

➢ **Les armatures longitudinales de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As.
Donc on aura 2.56 cm2, alors : 4HA10 ; avec un espacement de 20 cm et enrobage =5 cm

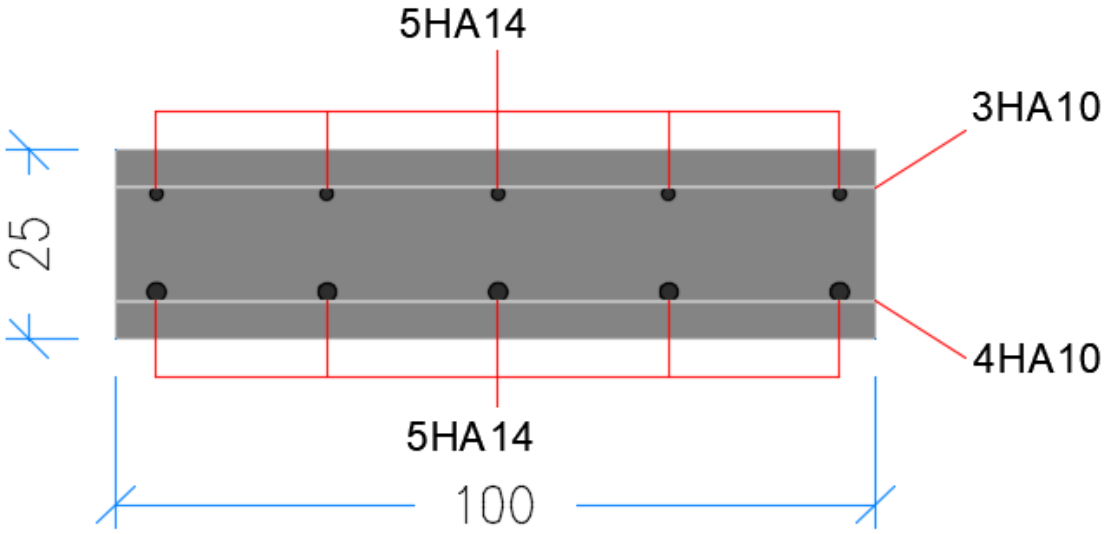


Figure IX-9 : ferraillage de l'hourdis

CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENT

X.1. LES APPAREILS D'APPUIS :

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, ces derniers ont le rôle de la transmission des efforts verticaux vers l'infrastructure et de permettre les déplacements et les rotations.

Dans notre cas, nous avons choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté, ils sont constitués de bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhérisation) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

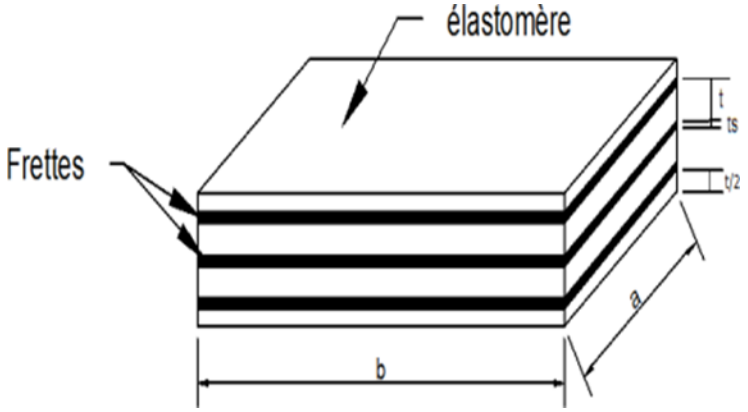


Figure X-1:Appareil d'appuis en élastomère fretté.

X.1.1. Dimensionnement des appareils d'appui :

X.1.2. Aire de l'appareil d'appui:

La contrainte de compression de l'appareil d'appui doit vérifier la condition suivante :

$\sigma_{m=}\frac{N_{max}}{a\times b} \leq 20\ MPa$ Avec :

N_{max} : La réaction max a L'ELU

$N_{max} = 1.785\ MN$

a, b : les 2coté de la appareil d'appuis

$a \times b \geq \frac{N_{max}}{20}$ ➔ $a \times b \geq 89250\ mm^2$

D'après le document SETRA on prend :

$a = 400\ mm$

$b = 400\ mm$

X.1.3. Épaisseur de l'appareil d'appui:

- **Epaisseur de l'élastomère**

Condition de non flambement :

$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ ➔ $40mm \leq T \leq 80\ mm$

- **Epaisseur frettes métallique :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$ts \geq \frac{a}{\beta} + \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$ ……. (1)

$ts \geq 2mm$ ……. (2)

Avec :

$\sigma_e = 235$ Kg/mm^2 $\beta = \frac{ab}{2G(a+b)}$ $G = 0.9MPa$

$\sigma_{m=} \frac{1.785}{0.4 \times 0.4} = 11.16\ MPa$

$\beta = 11.11$

$ts \geq \frac{400}{11.11} \times \frac{11.16}{235}$ ➔ $ts \geq 1.71\ mm$

On prend : $ts = 3mm$

Le tableau suivant résume les caractéristiques de l'appareil d'appuis :

Tableau X-1:Dimensions de l'appareil d'appui.

Elément	formule	Résultat	
Epaisseur d'une feuille d'élastomère ti	d'après le document SETRA	$10\ mm$	Nbr d'élément à prendre=4
Epaisseur de frettes métalliques ts	$ts \geq 1.71mm$	$3\ mm$	Nbr d'élément à prendre= 5
Enrobage extérieure Ee	$\frac{ti}{2}$	$5\ mm$	
Enrobage de chant Ec		$4\ mm$	
Epaisseur élastomère Tq	$Tq = 2 \times Ee + 4 \times ti$	$50\ mm$	
Epaisseur totale de l'appareil d'appuis Tb	$Tb = 2 \times Ee + 4 \times ti + 5 \times ts$	$65\ mm$	

X.2. ÉVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX

$$H = \frac{\Delta L_x\ G\ a\ b}{Tq}$$

Avec :

- ΔL_x : déformation due à la force considérée
- G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, $G = 0.9\ MPa$
- $a\ b$: dimensions de l'appareil d'appuis

- Tq : épaisseur totale d'élastomère.

- **Action due au retrait :**

$H_r = \frac{\Delta L_r \; G \; a \; b}{Tq}$ $\Delta L_r = \varepsilon_r \times l_0$ avec : $\begin{cases} \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \\ l_0 = 39/2 = 19.5 \end{cases}$

$\Delta L_r = 0.0039$ m $H_r = \frac{0.0039 \times 0.9 \times 0.4 \times 0.4}{0.050}$

$H_r = 89.856$ KN

- **Action due au fluage :**

$H_f = \frac{\Delta L_f \; G \; a \; b}{Tq}$ $\Delta L_f = \varepsilon_f \times l_0$ avec : $\varepsilon_r = 3.5 \times 10^{-4}$

$\Delta L_f = 0.0068$ m $H_f = \frac{0.0068 \times 0.9 \times 0.4 \times 0.4}{0.050}$

$H_f = 157.248$ KN

On a: $H_{r+f} = H_r + H_f$

$$\boldsymbol{H_{r+f} = 247.104 \text{ KN}}$$

- **Action due à la variation de la température :**

$H_T = \frac{\Delta L_T \; G \; a \; b}{Tq}$ $\Delta L_T = \Delta_T \times l_0 \times \alpha$ avec : $\begin{cases} \alpha = 9.9 \times 10^{-6} \\ \Delta_T = 35℃ \end{cases}$

$\Delta L_T = 0.0068$ m $H_T = \frac{0.0068 \times 0.9 \times 0.4 \times 0.4}{0.050}$

$$\boldsymbol{H_T = 155.68 \text{ KN}}$$

X.3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS :

X.3.1. Résistance à la compression :

$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \; MPa$

$\sigma_m = \frac{1.785}{0.4 \times 0.4} = 11.16 \; MPa$

$11.16 \; MPa \leq 20 \; MPa$ ➔ Condition vérifié

X.3.2. Sécurité au flambement :

La condition à vérifier : $\boldsymbol{\gamma_s . P_U \leq P_C}$

avec :

γ_s : Coefficient partiel de sécurité $\gamma_s = 3$

$P_U = N_{max} = 1.785\ MPa$

- $P_C = \frac{4GBS^2 d}{h}$ Avec :
- B : L'aire nominale de l'appui
- h : La hauteur totale de l'appareil d'appui
- d : La somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc.
- $S = \frac{ab}{2t(a+b)}$ (t : épaisseur d'une feuille d'élastomère)

Alors :

$S = \frac{0.4\times0.4}{2\times0.010\times(0.4+0.4)}$ ➔ $S = 10$

$P_C = \frac{4\times1.2\times(0.4\times0.4)\times10^2\times0.013}{0.065}$ ➔ $P_C = 15.36$ MN

$\gamma_s . P_U = 1.785 \times 3 = 5.36$

$5.36\ MN \leq 15.36$ MN ➔ **Condition vérifié**

X.3.2.1 Limitation de la distorsion :

La condition à vérifier : $\boldsymbol{\delta = \tan(\gamma) \leq \delta_C}$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_C = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) & si\ P \leq 0.25 \\ \delta_C = 1.4(1 - 2P) & si\ P \geq 0.25 \end{cases}$$

$P = \frac{P_U}{P_C} = \frac{1.785}{15.36} = 0.116 \leq 0.25$ ➔ $\delta_C = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$

Avec : $\delta_0 = \frac{c}{T}$

- c : petit côté de l'appui = 0.4m
- T_q : épaisseur totale d'élastomère = 50 mm

$\delta_0 = \frac{0.4}{0.05} = 8 \geq 2$ on prend $\delta_0 = 2$

$\delta_C = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.116)$

$\delta_C = 1.39$

A partir du robot (sous combinaison G+E+D+0.4T) : $d = 0.053\ m$

$\boldsymbol{\delta = \frac{d}{T} = \frac{0.053}{0.050}} = 1.06 \leq 1.39$ ➔ **Condition vérifié**

X.3.3. Condition de Non glissement

La condition à vérifier : $\boldsymbol{H \leq f . N}$

Avec :

- N : L'effort de compression verticale.
- f : Coefficient de frottement. $f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m}$
- H : L'effort horizontal.

• **Pour la pile :**

- $N = 0.74\ MN$
- $H = H_{s\,max} + F_{fl+r} + 0.4\ F_{tem}$

Avec : $H_{s\,max}$: effort sismique pour 1 appareils d'appuis sur pile (obtenu avec robot)

$F_{fl+r} = \frac{\boldsymbol{H_{r+f}}}{n_{app\ appuis}}$ $F_{tem} = \frac{\boldsymbol{H_T}}{n_{app\ appuis}}$

$\boldsymbol{H_{r+f}}$ et $\boldsymbol{H_T}$ sont calculé dans X.2

$F_{fl+r} = \frac{247.104 \times 10^{-3}}{16} = 0.015$ MN $F_{tem} = \frac{155.86 \times 10^{-3}}{16} = 0.010\ MN$

$H = 0.279 + 0.015 + 0.4 \times 0.010$

$$H = 0.30\ MN$$

- $\sigma_m = \frac{0.74}{0.4 \times 0.4} = 2.97\ Mpa$
- $f = 0.10 + \frac{0.6}{4.63}$

$f = 0.23$

On a : $0.31 \geq f.N = 0.17$ ➔ **Condition non vérifié**

• **Pour la culée:**

- $N = 0.74\ MN$
- $H = H_{s\,max} + F_{fl+r} + 0.4\ F_{tem}$

$H = 0.187 + 0.015 + 0.4 \times 0.010$

$$H = 0.21 MN$$

- $\sigma_m = \frac{0.74}{0.4 \times 0.4} = 4.63\ Mpa$
- $f = 0.10 + \frac{0.6}{4.63}$

$f = 0.23$

On a : $0.24 \geq f.N = 0.17$ ➔ **Condition non vérifié**

➔Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée.

X.4. DES D'APPUIS:

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

X.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

$A = a + 100 = 500$

$B = b + 100 = 500$

$H_{dé} \geq \frac{2\times A\times B}{2\times(A+B)}$ $\quad H_{dé} \geq \frac{2\times500\times500}{2\times(500+500)} = 250\ mm$

On prend $H_{dé} = 300\ mm$

X.4.2. Ferraillage du dé d'appuis

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **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.

$A_c = \frac{0.25\times N}{\sigma_s}$

Avec :

- N: Réaction maximale $= 1.785$ MN
- σ_s: Contrainte limite des armatures d'acier. $\sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78\ MPa$

$A_c = \frac{0.25\times1.785}{434.78}$ $\quad A_c = 10.26\ cm^2$

➔ On prend 10 HA 12

- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales placée sous le chaînage devra reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descend de charge, dans le but d'empêcher la propagation des fissures.

$A_h = \frac{0.125\times N}{\sigma_s}$ $\quad A_h = 5.13\ cm^2$

➔ On prend 7 HA 10

- **Frette supérieure :**

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

$A_S = \frac{0.04\times N}{\sigma_s}$ $\quad A_h = 1.64\ cm^2$

➔ On prend 4 HA 10

- **Frette inferieure :**

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

$A_i = \frac{0.1\times N}{\sigma_s}$ $\quad A_i = 4.11\ cm^2$

➔ On prend 4 HA 12

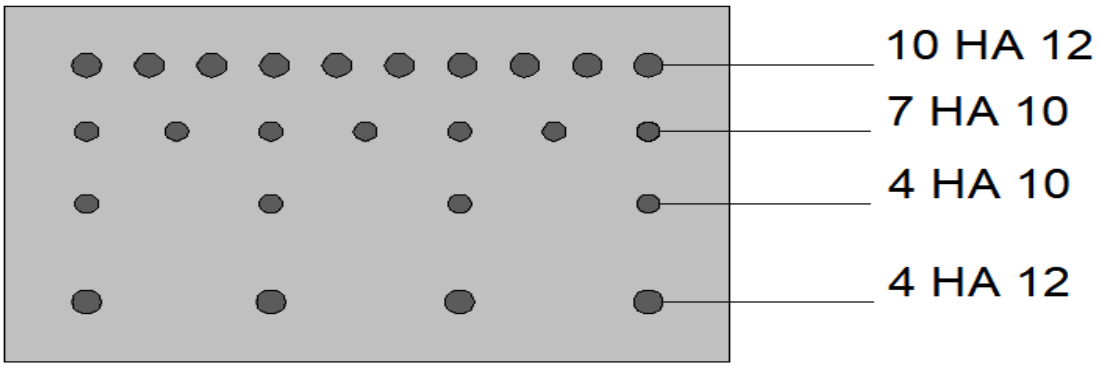


Figure X-2:ferraillage de dé d'appui

X.5. JOINTS DE CHAUSSE :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments de l'ouvrage d'une part, et d'autre part pour rendre le tablier librement dilatable face aux déformations dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformation d'exploitation.

- **Les types de joint de chaussée :**

Pour choisir le type de joint de chaussée on utilise une classification basé sur la notion de dureté. On trouve trois types qui sont :

- Les joints lourds : plus de 3 000 véhicules lourds par jour.
- Les joints semi lourd : pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules lourds par jour.
- Les joints légers : pour un trafic inférieur à1000 véhicules lourds par jour.

X.5.1. Dimensionnement :

$$W = W_D + 0.3\,W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec:

- W: Souffle total du joint.
- W_D : Souffle des déformations différées (fluage retrait).
- W_T : Souffle thermique.
- W_S : Souffle sismique.
- Les soufflesW$_T$, W_D sont déjà calculés lors du calcul des efforts horizontaux

$W_T = \Delta L_T = 0.0068$ m $\qquad W_D = \Delta L_{r+f} = 0.0107$ m

W_S a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_S = 0.068$m).

$$W = 0.0107 + 0.3 \times 0.0068 + \frac{0.068}{3}$$

$$W = 0.035\text{m}$$

X.5.2. Type de joint

Selon le souffle calculé, on choisit le type de joint de chaussée qui permette ce dernier.

En utilisons le catalogue de joints de chaussée Freyssinet : pour un souffle de 35 mm nous avons choisi un **joint de chaussé type JPE5** qui permet un mouvement de 50 mm .

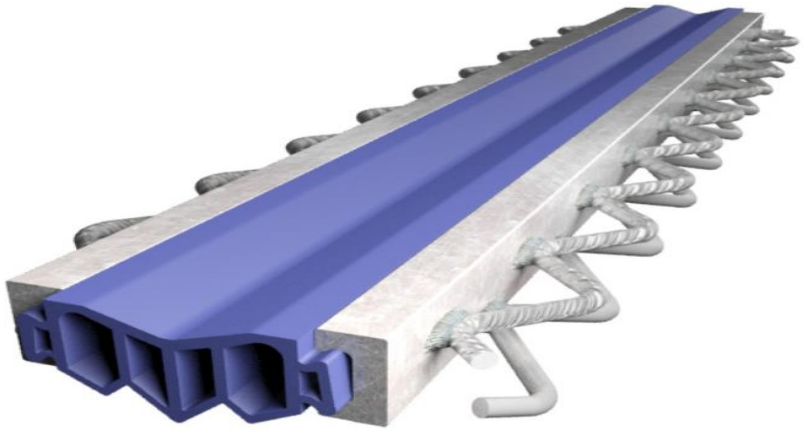


Figure X-3: vue en 3D du joint type JPE5

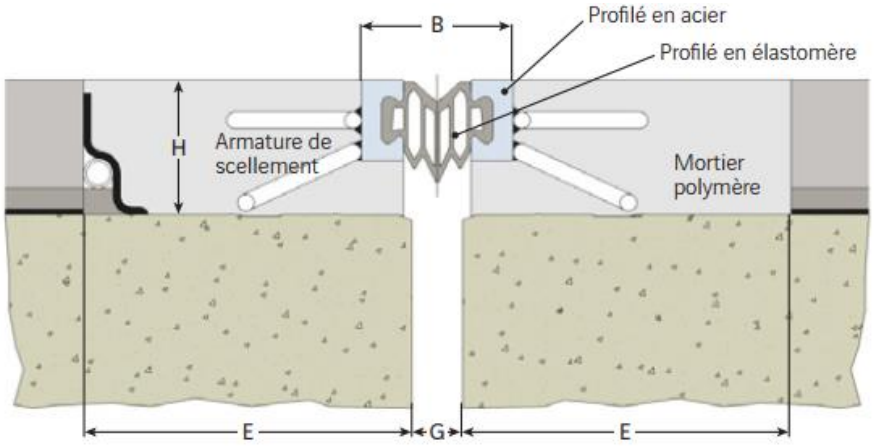


Figure X-4:les éléments du joint de chaussé JPE5

CHAPITRE XI : ETUDE DYNAMIQUE

XI.1. INTRODUCTION :

L'action sismique est un mouvement vibratoire du sol avec de grandes amplitudes pour des durées très courtes. Ce mouvement vibratoire engendre des sollicitations horizontales (cisaillement, flexion des éléments dans les deux directions et torsion), comme il engendre des sollicitations verticales (traction et compression).

Le but des calculs sismiques est de déterminer la réponse des structures aux mouvements du sol.

Voici quelque dommage cause par les séismes



Figure XI-1:Séisme de Northridge (USA, 1994)



Figure XI-2:Séisme de Chi-Chi (Taiwan, 1999)

XI.2. ANALYSES SISMIQUES DU PONT

XI.2.1. Donnés sismiques de l'ouvrage

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :
Notre pont est de 2eme groupe (ponts important),

- Zone sismique zone IIa.
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).

L'accélération de zone A = 0.20.

XI.2.2. Méthode de calcul :

XI.2.2.1 La méthode monomodale spectrale

Cette méthode nécessite la vérification de quelques conditions pour qu'on puisse l'appliquer :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

On commence par calculer la masse des piles :

➢ **Pour les voiles :**

Les voiles ont une section rectangulaire creuse (caisson) sur toute la hauteur et qui sont pleines au niveau de la base.

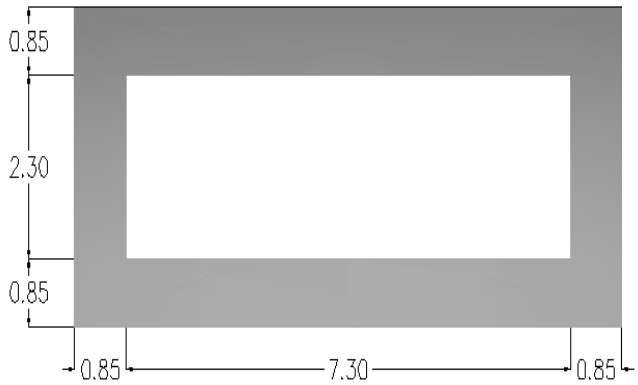


Figure XI-3:section de la pile

$$M_{Voile} = H \times S \times \rho$$

Avec :

- H : Hauteur du voile
- ρ : Densité du béton
- S : Section du voile

$$S_{caisson} = (9 \times 4) - (7.3 \times 2.3) = 19.21\ m^2$$

$$S_{pleine} = (9 \times 4) = 36\ m^2$$

Tableau XI-1:masse des piles

Piles	H(m)		S (m^2)	M voile (kN)
P1	H caisson	7.42	19.21	4283.45
	H plein	0.8	36	
P2	H caisson	10.47	19.21	6108.21
	H plein	1.2	36	
P3	H caisson	9.68	19.21	5728.82
	H plein	1.2	36	
P4	H caisson	21.77	19.21	12705.04
	H plein	2.5	36	
P5	H caisson	22.3	19.21	12959.57
	H plein	2.5	36	
P6	H caisson	20.53	19.21	11929.53
	H plein	2.3	36	
P7	H caisson	19.82	19.21	11498.55
	H plein	2.2	36	

Avec :

$$M_{Voile} = \left[(H\ caisson \times S_{caisson}) + (H_{plein} \times S_{pleine}) \right] \times 25$$

- **La masse totale des voiles :**

$$M_{Voiles} = \sum_{i=1}^{i=7} \boldsymbol{M_{Voile}} \quad \rightarrow \quad M_{Voiles} = 65213.19\ \text{KN}$$

➢ **Pour les chevêtres :**

$$M_{\text{chevêtre}} = S \times l \times \rho \quad \rightarrow \quad M_{\text{chevêtre}} = (4 \times 1.7) \times 13.25 \times 25$$

$$M_{\text{chevêtre}} = 2252.5\ \text{KN}$$

Dans notre pont on a 07 chevêtres : $M_{\text{chevêtres}} = 2252.5 \times 7 = 15767.5\ \text{KN}$

$$M_{piles} = M_{Voiles} + M_{chevêtres} = 65213.19 + 15767.5$$

$$\boldsymbol{M_{\text{piles}} = 80\,980.69\ \text{KN}}$$

➢ **Masse du tablier**

La masse du tablier est calculé du chapitre 5 :

$M_{\text{tablier}} = 296.5\ \text{KN/m}$ ➔ $M_{\text{tablier}} = 95295\ \text{KN}$

$$\boldsymbol{0.43 M_{\text{tablier}} = 40976.89\ \text{KN}}$$

On remarque que :

$\boldsymbol{M_{\text{piles}} \geq 0.43 M_{\text{tablier}}$ ➔ **Condition non vérifié**

➔ Alors on utilise méthode du spectre de réponse

XI.2.2.2 Méthode du spectre de réponse :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels

Sur la base RPOA et en utilisons le logiciel **ROBOT 2019**, nous avons modélisé notre pont pour afin de pouvoir évaluer les efforts sismiques.

- **Spectre de réponse horizontale**

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré dans la figure :

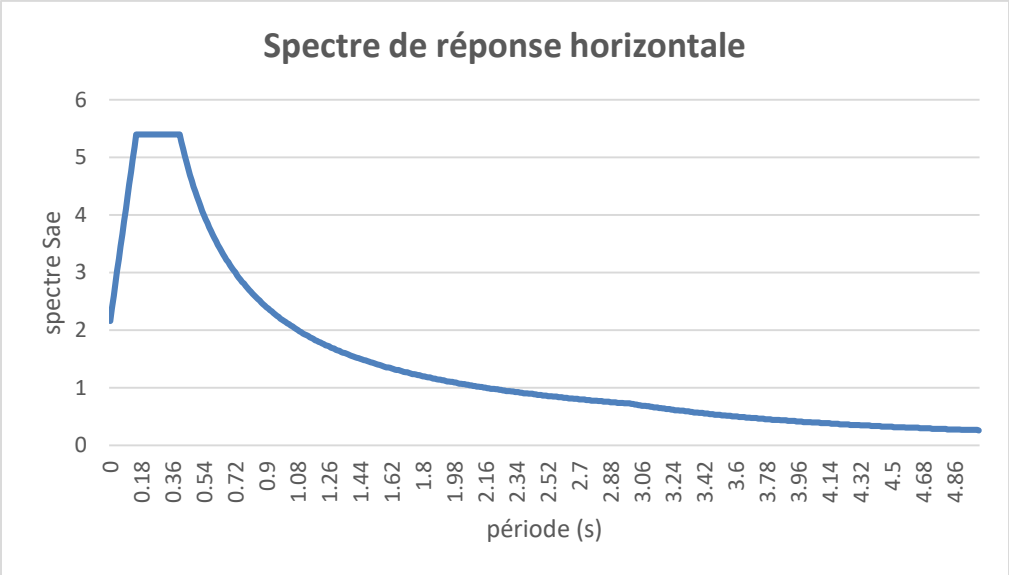


Figure XI-4:Spectre de réponse horizontale

- **Spectre de réponse vertical :**

« Pour les zones de forte sismicité (zones IIb et III), les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme ». RPOA 2008 5.4

Donc pour un pont situé dans une zone sismique IIa (le cas de notre pont) on néglige la composante verticale du séisme.

➔ On n'a pas besoin d'un spectre de réponse verticale.

1.1.1.1.1. Modèle de calcule :

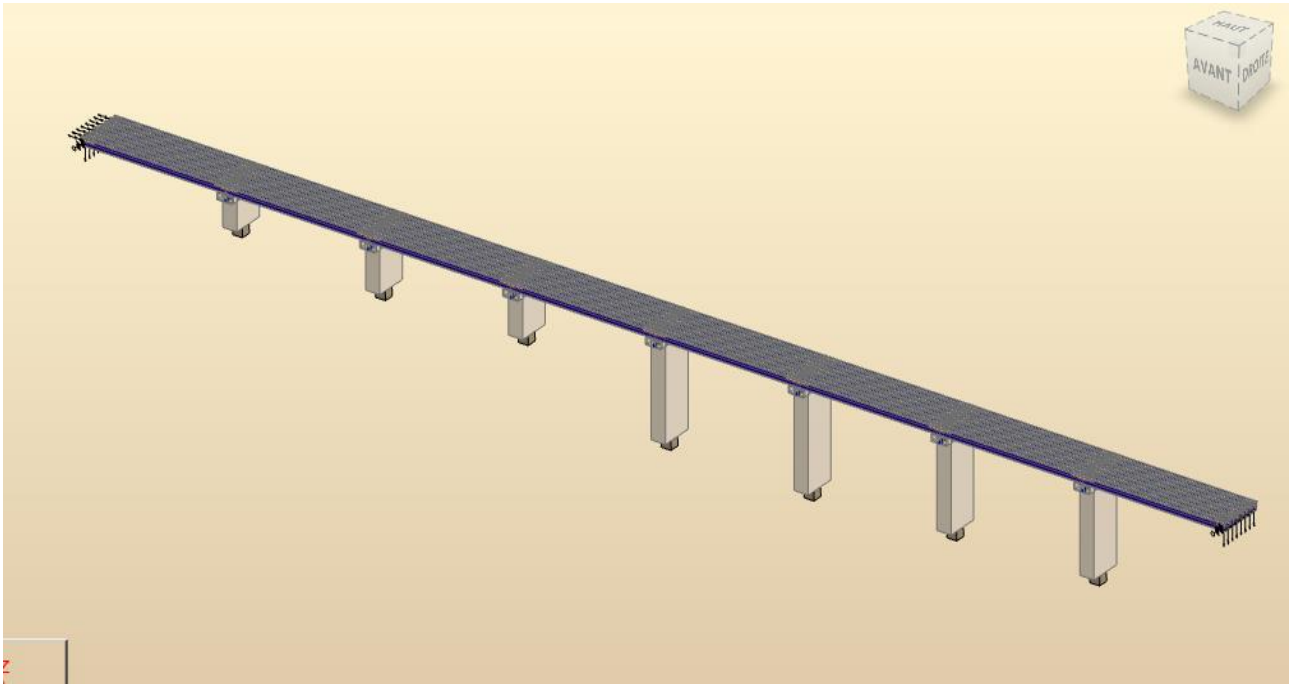


Figure XI-5:modèle de la structure

1.1.1.1.2. Analyse modale et résultats de calcul

Tableau XI-2:participation modales

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.02	0.98	39.67	0
2	1.06	0.94	1.72	0
3	1.06	0.94	0.08	8.04
4	1.08	0.92	0	32.01
5	1.08	0.92	10.86	0.09
6	7.42	0	7.42	0

XI.2.2.3. Séisme longitudinale :

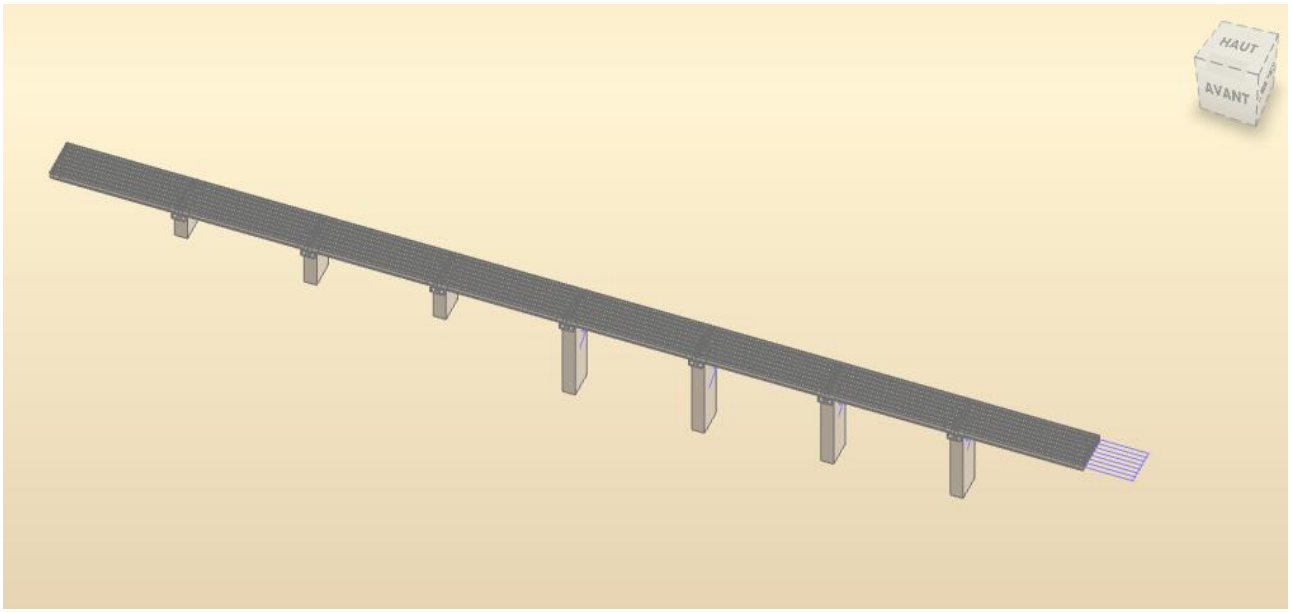


Figure XI-6: déformation de la structure sous séisme longitudinale

XI.2.2.4. Séisme transversale :

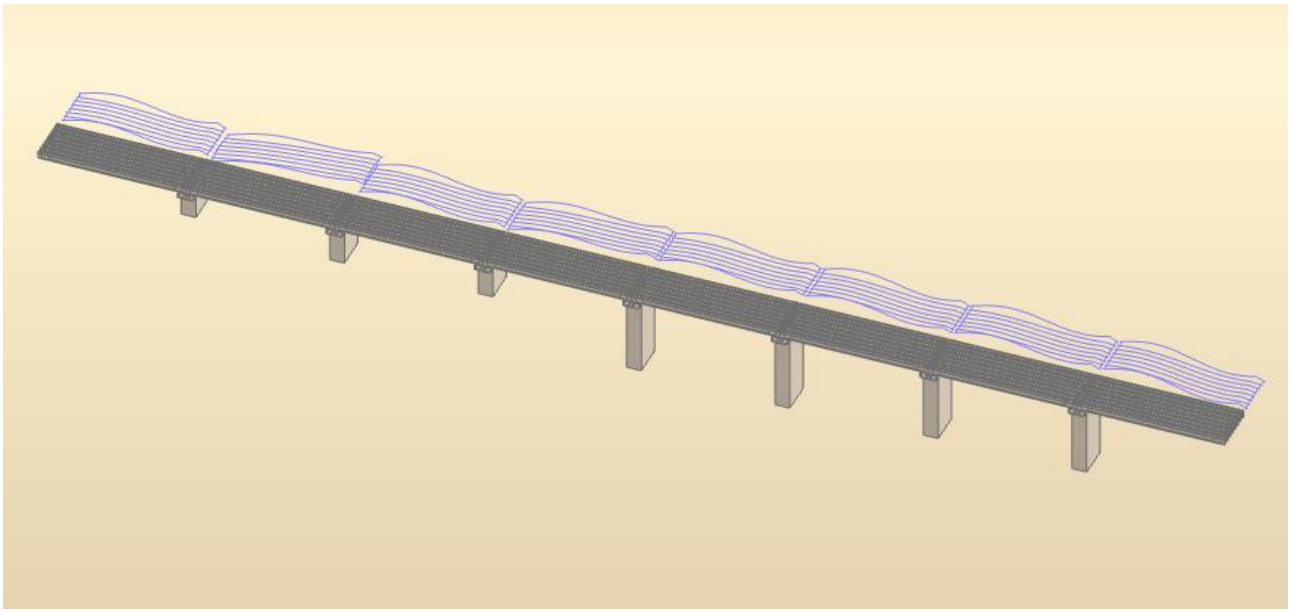


Figure XI-7:déformation de la structure sous séisme transversale

1.1.1.1.3. Combinaison des actions:

Selon la RPOA la combinaison a considéré pour le calcul des efforts sismique sont les suivant :

$$E1 = EX + 0.3\,EY \qquad E2 = EY + 0.3\,EX$$

Les résultats obtenus sont les suivants :

- **Séisme longitudinale :**

Le déplacement longitudinale maximale= 6.8 cm

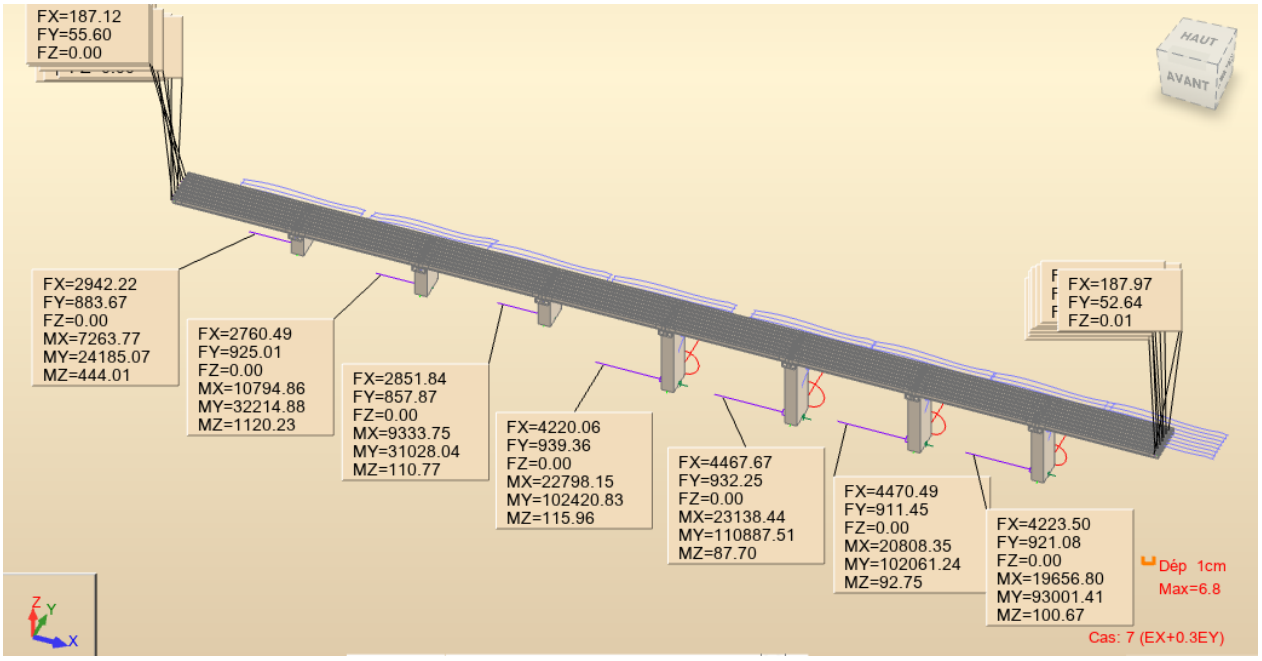


Figure XI-8:déplacement maximale sous combinaison Ex+0.3Ey

- **Séisme transversale :**

Le déplacement transversale maximale= 6.4 cm

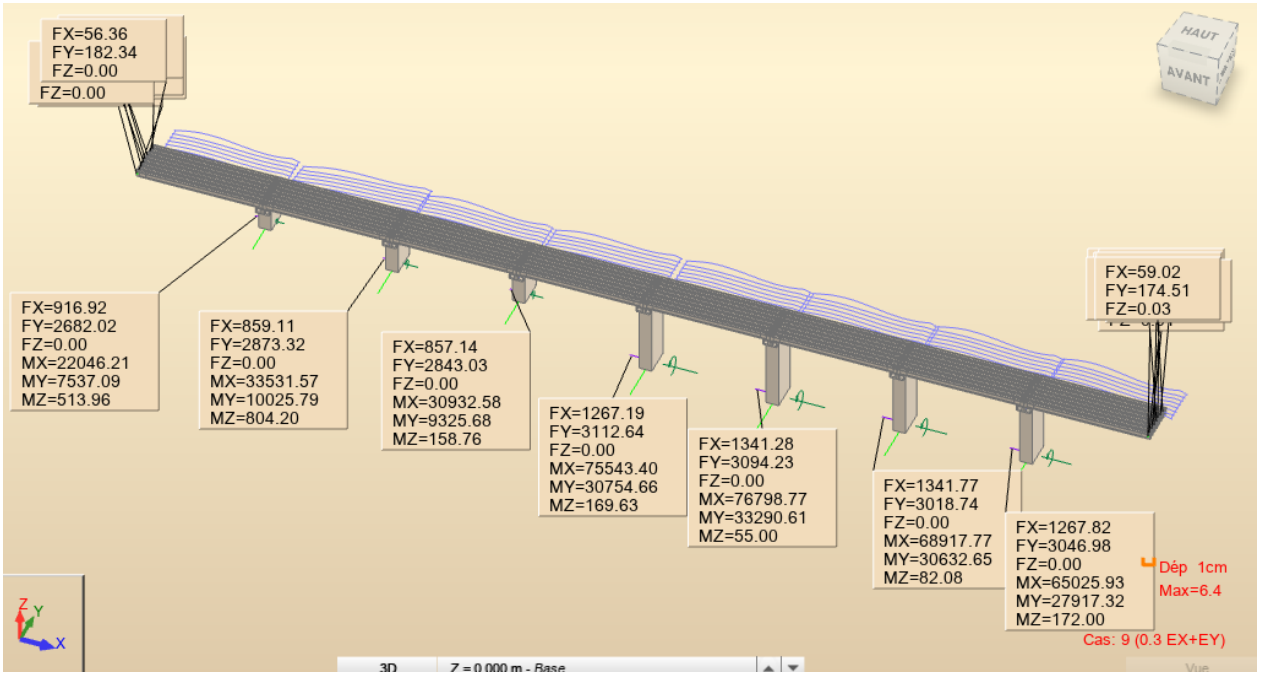


Figure XI-9:déplacement maximale sous combinaison Ey+0.3Ex

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

XII.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble, la détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

XII.2. ETUDE DE LA PILE :

Les piles de ponts sont les appuis intermédiaires sur lesquelles repose le tablier leurs rôle est d'assurer la liaison entre le tablier et les fondations du pont, elles transmettent les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient aussi dans un rôle très important est de reprendre les efforts sismiques qui sollicitent la structure.

XII.2.1. Conception des piles :

Pour note cas nous avons décidé de faire des piles caisson (section rectangulaires creuses) sur toute la hauteur et qui sont pleines sur la tête et au niveau de la base.

Tableau XII-1: hauteurs des piles.

Pile	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Hauteur(m)	9.92	13.37	12.58	25.97	26.5	24.53	23.72

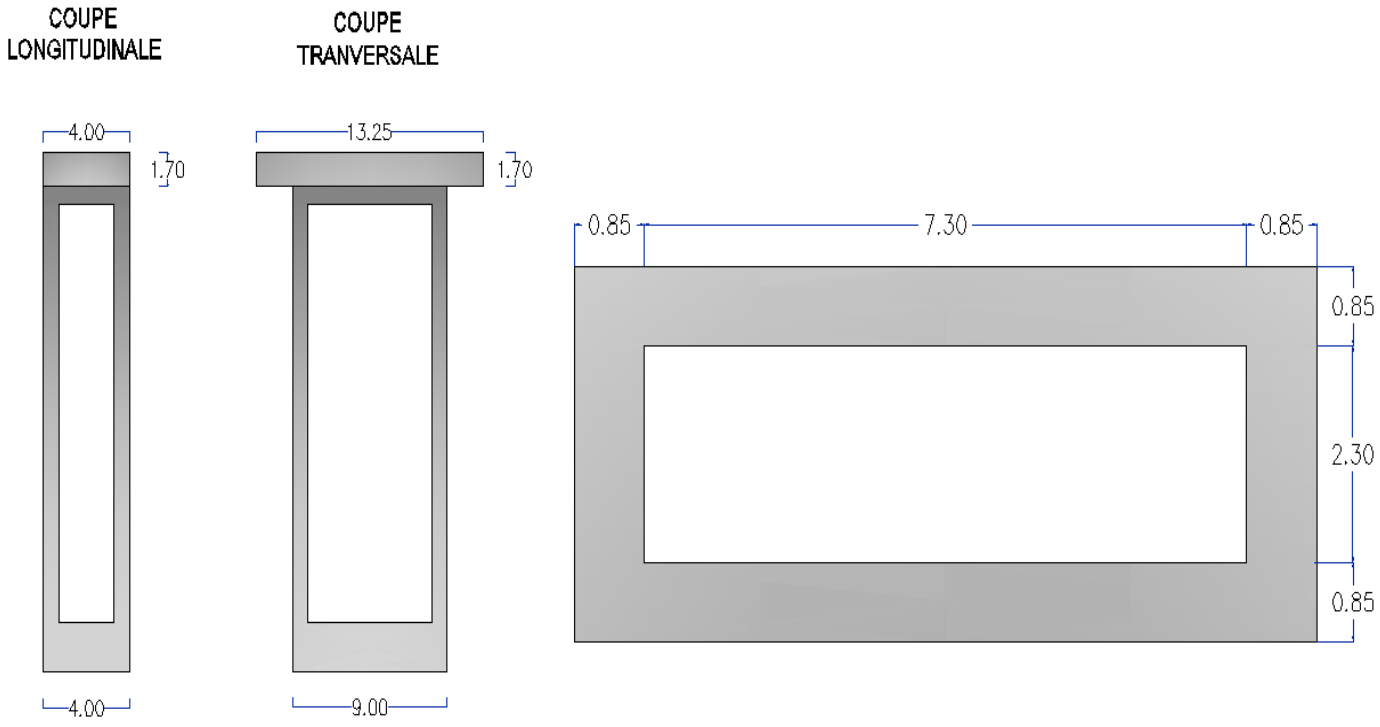


Figure XII-1:Dimensions de la pile la plus haute.

XII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Le calcul des efforts agissant sur la pile est fait selon les combinaisons mentionné dans le chapitre VII. Dans Les tableaux suivants on s'intéresse aux sollicitations les plus défavorables à l'E.L.S, l'E.L.U et l'E.L.A.

Tableau XII-2: Evaluation des efforts des piles à l'ELS

	Combinaison ELS : G+1.2BC3V+0.6T+0.5Δ+RETRAIT +FLUAGE				
Efforts / Appuis	FZ (KN)	FX (KN)	FY(KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
C1	872.68	119.64	12.66	/	/
P1	23612.44	1164.01	110.55	10483.05	4729.04
P2	25268.54	1065.24	110.70	13330.4	4808.76
P3	24883.53	1126.84	86.25	13145.52	4749.26
P4	31317.03	1032.51	86.29	25708.09	5906.70
P5	31584.15	1033.01	86.25	26260.79	5971.06
P6	30628.13	1042.58	86.49	24491.34	5799.71
P7	30209.18	1047.62	87.10	23786.73	21453.80
C2	1483.39	161.86	7.76	/	/

Tableau XII-3:Evaluation des efforts des piles à l'ELU

	Combinaison ELU : 1.35G+1.6BC3V+0.9T+0.75Δ+RETRAIT +FLUAGE				
Efforts / Appuis	FZ (KN)	FX(KN)	FY (KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
C1	1114.01	156.45	17.19	/	/
P1	31844.72	1553.32	147.87	13988.70	6320.88
P2	34080.44	1418.78	148.06	17755.85	6417.92
P3	33560.79	1502.45	115.00	17527.28	6343.96
P4	42245.96	1376.76	115.06	34279.34	7887.28
P5	42606.54	1378.73	115.02	35048.73	7973.77
P6	41315.89	1388.71	115.31	32623.30	7744.71
P7	40750.32	1396.99	116.15	31719.09	29008.47
C2	2045.41	218.71	9.86	/	/

Tableau XII-4: Evaluation des efforts des piles à l'ELA

	Combinaison ELA : G+E+0.4T+RETRAIT +FLUAGE				
Efforts / Appuis	FZ (KN)	FX (KN)	FY (KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
C1	475.44	205.19	51.64		
P1	18366.70	2932.84	881.32	24108.28	7934.75
P2	20023.03	2770.73	927.38	32334.47	11422.08
P3	19643.64	2851.89	857.85	31028.57	9988.99
P4	26074.65	4219.61	939.38	102409.68	23455.56
P5	26338.93	4459.39	932.04	110682.31	23802.19
P6	25382.62	4478.88	911.39	102252.74	21465.64
P7	24963.54	4222.92	921.60	93006.83	33133.45
C2	988.45	169.33	47.08		

XII.2.3. Ferraillage de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour le calculé les ferraillages des piles nous avons pris les efforts appliqué à la pile 5 de hauteur H = 26.50 m qui est la plus élancée.

XII.2.3.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :

L'élancement λ doit§ être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

Avec :

- l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $lf = 2 \times l_0$
- i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$ $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$

S : la section transversale de la pile

$I_x = 168.43\ m^4$ $I_y = 40.59\ m^4$ $S = 19.21\ m^2$

Alors : $i_x = \sqrt{\frac{168.43}{19.21}} = 2.96\ m$ $i_y = \sqrt{\frac{40.59}{19.21}} = 1.45\ m$

$l_f = 2 \times 26.5 = 53$ m

$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{53}{2.96} = 17.9 \leq 70$ ➔ Pas de risque de flambement autour de x-x

$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{53}{1.45} = 36.55 \leq 70$ ➔ Pas de risque de flambement autour de y-y

XII.2.3.2 Calcul du ferraillage :

Le tableau suivant résume les efforts appliqué à la **pile 5** à l'E .L.S, l'E.L.U et l'E.L.A

Tableau XII-5:récapitulatif des efforts appliquer à la pile 5

Efforts / Combinaisons	FZ (KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
ELS	31584.15	26260.79	5971.06
ELU	42606.54	35048.73	7973.77
ELA	26338.93	110682.31	23802.19

1.1.1.1.1. Ferraillage longitudinales :

L'orientation de la section est faite de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

Avec :

- t_y , t_x : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.
- h, b : sont les grandes dimensions de la section.

$\frac{0.85}{9} \leq \frac{0.85}{4}$ $0.094 \leq 0.021$

➔ Condition d'orientation vérifiée.

- **Calcul des efforts intérieurs relatifs :**

$$m_x = \frac{M_x}{\mathrm{b}\times h^2 \times f_{C28}} = \frac{23802}{4\times 9^2 \times 27\times 10^3} = 0.0027$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times \mathrm{h} \times f_{C28}} = \frac{110682.31}{4^2 \times 9 \times 27\times 10^3} = 0.028$$

$$n = \frac{N}{\mathrm{b}\times \mathrm{h} \times f_{C28}} = \frac{26338.93}{4\times 9\times 27 \times 10^3} = 0.027$$

On tir les valeurs de ω d'après les abaques de WALTHER :

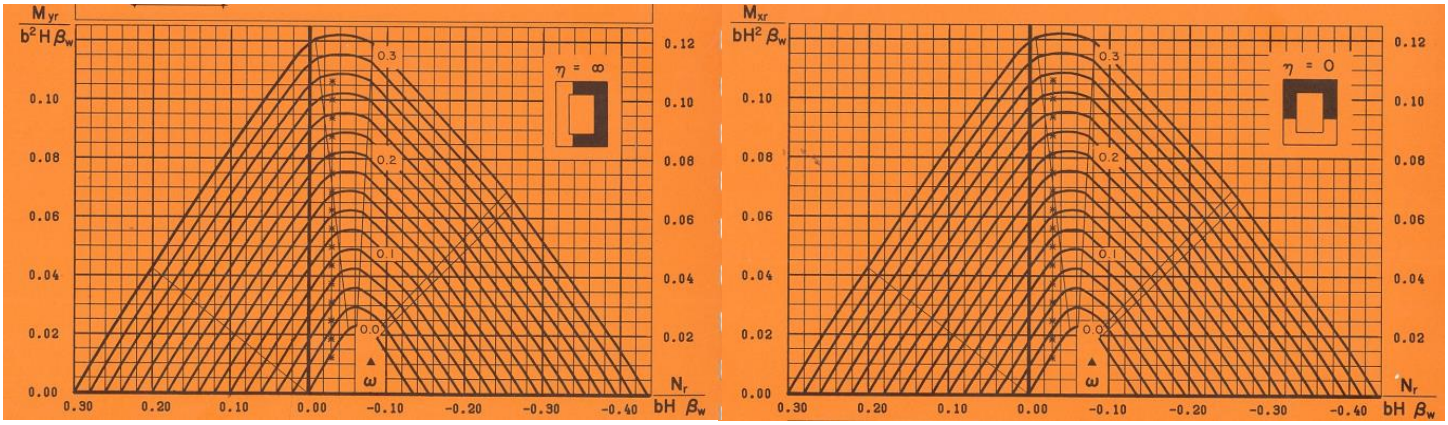


Figure XII-2:abaques de WALTHER

➢ **Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0.09$)**

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{C28}}{\sigma_s} = \frac{0.09 \times 4 \times 9 \times 27 \times 10^4}{500} = 1750\ cm^2$$

$A_S = 0.15\ F_a = 262.5\ cm^2$ (coté de b)

$A_S = 0.35\ F_a = 612.5\ cm^2$ (coté de h)

➢ **Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0.02$)**

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{C28}}{\sigma_s} = \frac{0.02 \times 4 \times 9 \times 27 \times 10^4}{500} = 388.8\ cm^2$$

$A_S = 0.15\ F_a = 58.32\ cm^2$ (coté de b)

$A_S = 0.35\ F_a = 136.08\ cm^2$ (coté de h)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$f_{tj} = 2.22\ MPa$; $f_e = 500 MPa$; $d = 0.9 \times 9 = 8.1\ m$

$$A_{Smin} \geq 0.23 \times 8.1 \times 4 \times \frac{2.22}{500} \times 10^4 = 367.6\ cm^2$$

➔ **Condition vérifiée.**

- **Choix des armatures :**

Coté b :

$A_S = 262.5\ cm^2$ on prend 34 HA 32

Coté h :

$A_S = 612.5\ cm^2$ on prend 78 HA 32

1.1.1.1.2. Ferraillage transversal

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l, doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}$$

Avec :

S_t: l'espacement des armatures transversales en mm

$S_t = \min\{ 24\ \Phi_t\ ; 8\ \Phi_l\ ; 0.25\ d\ \}$

$S_t = \min\{24 \times 16\ ;\ 8 \times\ 32\ ; 0.25 \times\ 8100\ \}$

$S_t = 250$ mm $\qquad\qquad$ $S_t = 25$ cm

d : hauteur utile ;

Φ_t**:** diamètre des armatures transversales on prend (HA 16) ;

Φ_l**:** diamètre des armatures longitudinales ;**:** la section totale des armatures longitudinales ;

$f_{el}; f_{et}$ **:** caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

Coté b :

$A_t = \frac{262.5 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{250}{100}$ $\qquad$ $A_t = 41.01 cm^2$

Coté h :

$A_t = \frac{612.5 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{250}{100}$ $\qquad$ $A_t = 95.7 cm^2$

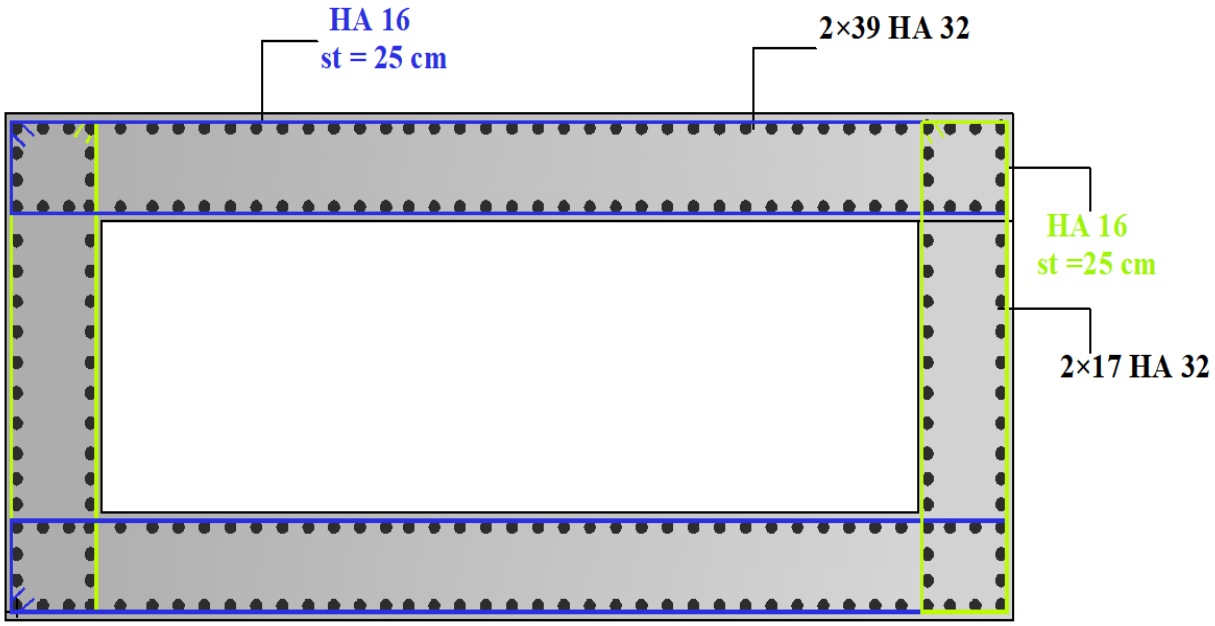


Figure XII-3: ferraillage de la pile

XII.3. LES FONDATIONS DE LA PILE

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage au sol afin d'assurer la stabilité de l'ensemble.

XII.3.1. Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est une fondation de type semelle + pieux de l2 m de profondeur et un diamètre $\varphi = 1.2\ m$

XII.3.2. Etude de la semelle

Dimensions de la semelle :

la largeur :

$B = (N - 1) \times \mathrm{L} \times 2\Phi$

$B = (3 - 1) \times 3.6 \times 2 \times 1.2$ $\quad \boldsymbol{B = 9.6\ m}$

Avec :

N : nombre des files des pieux.

L : la distance entre deux files $= 3\Phi = 3.6\ m$

La longueur :

$L_S = (N - 1) \times \mathrm{L} \times 2\Phi$

$L_S = (4 - 1) \times 3.6 \times 2 \times 1.2$ $\quad \boldsymbol{B = 13.2\ m}$

La hauteur :

On prend : $\quad \boldsymbol{H = 2\ m}$

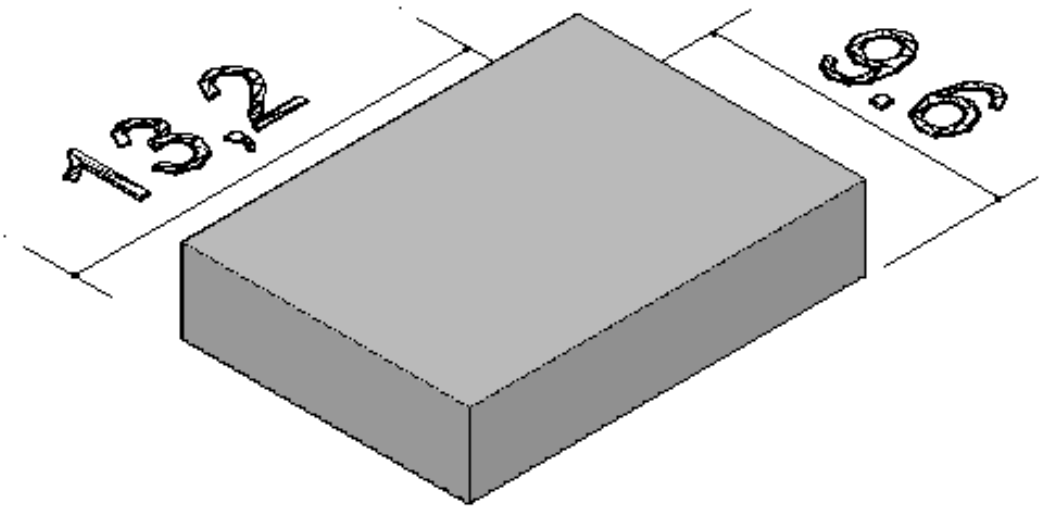


Figure XII-4:Vue en 3D de la semelle

XII.3.2.1 Calcul des sollicitations sur la semelle

Tableau XII-6: Evaluation des efforts agissant sur la semelle à l'ELS

	Combinaison ELS : G+1.2BC3V+0.6T+0.5Δ+RETRAIT +FLUAGE				
Efforts / Appuis	FZ (KN)	FX (KN)	FY(KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
C1	872.24	119. 65	12.66	/	/
P1	32316,08	1163,97	110,55	13736,97	5041,27
P2	33972,17	1065.02	110,70	16299,83	5042,47
P3	33587,17	1127,21	86,25	16290,01	4990,31
P4	40020,66	1031,72	86,29	28540,29	6146,69
P5	40287,78	1032,18	86,24	29089,81	6211,43
P6	39331,77	1041,98	86,49	27359,09	6041,16
P7	38912,82	1046,95	87,12	26671,20	14391,79
C2	1483.39	161.97	7.76	/	/

Tableau XII-7:Evaluation des efforts agissant sur la semelle à l'ELU

	Combinaison ELU : 1.35G+1.6BC3V+0.9T+0.75Δ+RETRAIT +FLUAGE				
Efforts / Appuis	FZ (KN)	FX (KN)	FY (KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
C1	1113.42	156,48	17,19	/	/
P1	43594,63	1553,26	147,86	18330,30	6738,53
P2	45830,35	1418,48	148,06	21710,76	6728,24
P3	45310,70	1502,94	115,00	21719,92	6665,36
P4	53995,87	1375,71	115,06	38055,84	8207,25
P5	54356,44	1377,63	115,01	38824,55	8294,33
P6	53065,80	1387,92	115,32	36443,15	8066,63
P7	52500,23	1396,10	116,18	35565,51	29303,92
C2	2045.41	218,85	9,86	/	/

Tableau XII-8:Evaluation des efforts agissant sur la semelle à l'ELA

Efforts / Appuis	Combinaison ELA : G+E+0.4T+RETRAIT +FLUAGE				
	FZ (KN)	FX (KN)	FY (KN)	MY (KN.m)	MX (KN.m)
C1	475.44	205.18	51.63	/	/
P1	27237.10	2932.77	881.38	32318.42	10415.62
P2	28893.43	2771.55	927.93	40102.30	14011.81
P3	28514.04	2848.62	860.28	38967.42	12409.28
P4	34945.05	4211.40	942.41	113900.44	26122.81
P5	35209.33	4456.04	932.84	122988.84	26418.24
P6	34253.02	4475.59	915.40	114609.77	24098.25
P7	33833.94	4214.43	921.65	104544.50	35705.22
C2	988.45	169.20	46.99	/	/

XII.3.2.2 Ferraillage :

On utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

$h = H - d'$ $(d' = 0.1)$

$h = 1.9$

L : entraxe entre les pieux. $= 3.6\ m$

b : épaisseur de la pile $= 0.85\ m$

$1.9 \geq \frac{3.6}{2} - \frac{0.85}{4} = 1.59$ ➔**Condition vérifié**

$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right) = 50.1°$ ➔**Condition vérifié**

D'après document "**SETRA**" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par La formule suivante :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

N_{max} est calculé dans la partie des pieux

$$\overline{\sigma_a} = \begin{cases} 333.33\ MPa\ (ELS) \\ 434.78\ MPa\ (ELU) \\ 500\ MPa\ (ELA) \end{cases}$$

Tableau XII-9:calcule de ferraillage de la semelle

état	N_{max}	**Application numérique**	$As(cm^2)$
ELU	5877,77	$A_S = \left[\frac{5877,77}{434.78\times10^3} \times \frac{\frac{3.6}{2}-\frac{0.85}{4}}{1.9}\right]\times10^4$	112.20
ELS	4367,73	$A_S = \left[\frac{4367,73}{333.33\times10^3} \times \frac{\frac{3.6}{2}-\frac{0.85}{4}}{1.9}\right]\times10^4$	108.75
ELA	7204,55	$A_S = \left[\frac{7204,55}{500\times10^3} \times \frac{\frac{3.6}{2}-\frac{0.85}{4}}{1.9}\right]\times10^4$	119.59

Tel que N_{max} est calculé dans la partie des pieux

On prend $As = 119.59\ cm^2$(cas le plus défavorable)

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{pieux}$$

$$L = 1.9 + 1.2 = 3.1$$

Alors on a :

- **Armatures transversales inférieure :**

$$A_{S1} = \frac{A_S}{3.9} = \frac{119.59}{3.1} = 38.58 cm^2/ml$$

On prend 5 HA 32 /ml avec un espacement de 20 cm

- **Armatures transversales supérieure :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{3} = \frac{38.58}{3} = 12.86\ cm^2/ml$$

On prend 5 HA 20/ml avec un espacement de 20 cm

- **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{2} = \frac{38.58}{2} = 19.29\ cm^2/ml$$

On prend 5 HA 25/ml avec un espacement de 20 cm

- **Armatures longitudinales supérieure :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{4} = \frac{38.58}{4} = 9.65\ cm^2/ml$$

On prend 5 HA 16 /ml avec un espacement de 20 cm

- **Armatures latérales :**

$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{10} = \frac{38.58}{10} = 3.85\ cm^2/ml$

On prend 5 HA 10 /ml avec un espacement de 20 cm

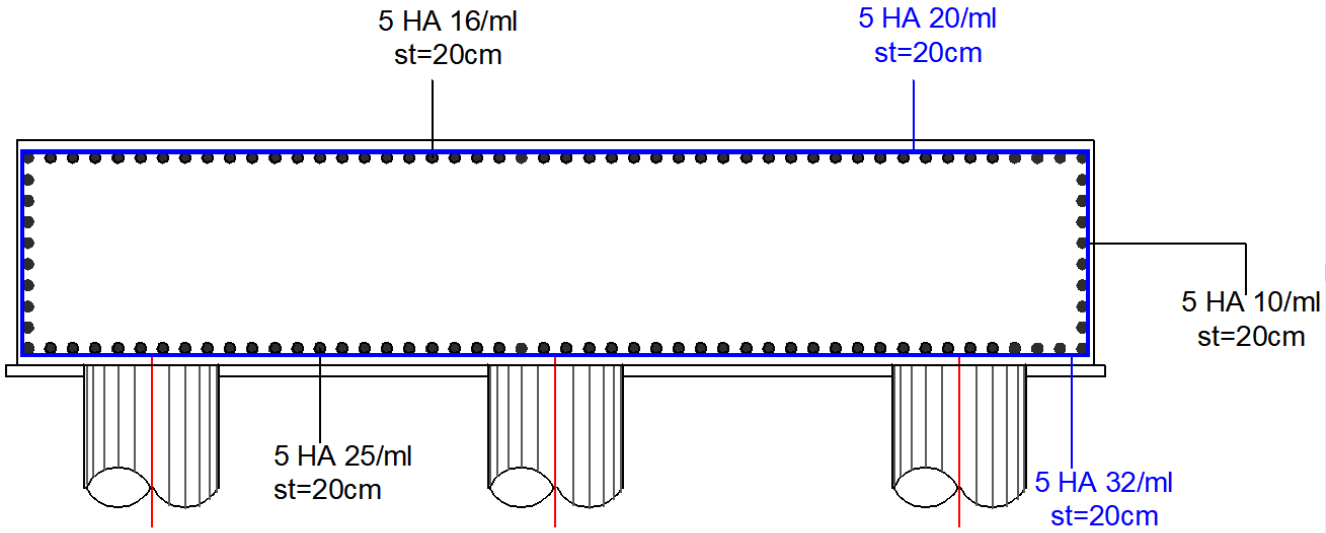


Figure XII-5:Ferraillage de la semelle

XII.3.3. Etude des pieux

XII.3.3.1 Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante à la pointe d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_P : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

D'après le rapport géotechnique on a : $Q_P = 5190\ KN$

$$n_p = \frac{40287.78}{5190} = 7.76$$

On prend : $\boldsymbol{n_p = 12\ pieux}$

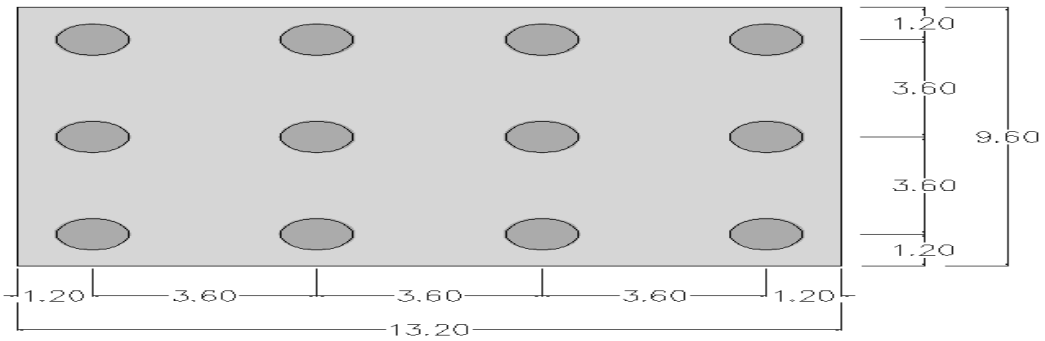


Figure XII-6:vue en plan des pieux

XII.3.3.2 Effort revenant à chaque pieu

$$N_{max} = \frac{N}{n_p} + \frac{M_X Y}{\sum Y^2} + \frac{M_Y X}{\sum X^2}$$

$$N_{min} = \frac{N}{n_p} - \frac{M_X Y}{\sum Y^2} - \frac{M_Y X}{\sum X^2}$$

Avec

- N : effort normal ;
- M_X, M_Y: moments dans les sens x,y ;

$X = Y = 3.6\ m$: la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau XII-10:Vérification des pieux

ELU		**ELS**		**ELA**	
$Q_{P\,ELU} = 6610\ KN$		$Q_{P\,ELS} = 5190\ KN$		$Q_{P\,ELA} = 7710\ KN$	
N_{max}	5877,77	N_{max}	4367,73	N_{max}	7204,55
N_{min}	3181,63	N_{min}	2347,25	N_{min}	1336,33
$N_{max} < Q_{P\,ELU}$ Pas de poinçonnement		$N_{max} < Q_{P\,ELS}$ Pas de poinçonnement		$N_{max} < Q_{P\,ELA}$ Pas de poinçonnement	
$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement		$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement		$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement	

XII.3.3.3 Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI\frac{d^4y}{d^4y} + C_U by = 0$$

- Avec :
- b : Diamètre du pieu.
- C_U : Module de réaction du sol.
- y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

Avec :

α : Longueur élastique du pieu

- **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\boldsymbol{\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}}}$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

- I : moment d'inertie de la section du pieu=0.101m^4
- $C_U = 30 \text{ MN}/m^3$
- $b = 1{,}20$ m
- L = 12 m

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{30\times1.2}{4\times33000\times1.01}}$$

$\lambda = 0.228$ $\lambda L = 2.735$

D'où, en tire les valeurs de (X_θ^P ; X_θ^M) à partir du tableau WERNER.

Tableau XII-11:les valeurs de X_θ^p ; X_θ^M (tableau de WERNER.)

$\boldsymbol{\lambda L}$	**1**	**1.5**	**2**	**3**	**4**	**6**
$\boldsymbol{X_\theta^P}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\boldsymbol{X_\theta^M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Après interpolation on obtient :

$$\lambda L = 2.735 \begin{cases} X_\theta^P = 1.21 \\ X_\theta^M = 1.52 \end{cases}$$

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{X_\theta^P}{X_\theta^M} \times \frac{\overline{p}}{\lambda}$$

Tableau XII-12:Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

état	H_{max}	$\overline{p}$	$\overline{M}$	N
ELU	1377.63	86.02	401.78	3181.63
ELS	1032.18	114.80	301.03	2347.25
ELA	4456.04	371.34	1299.57	1336,33

XII.3.3.4 Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

- **Section d'acier**

Avec Robot expert on obtient **As = 113,10** cm²
Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²) avec un espacement de St =14 cm.

- **Cerces transversales**

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 15 cm en zone critique et 30 cm en zone courante.

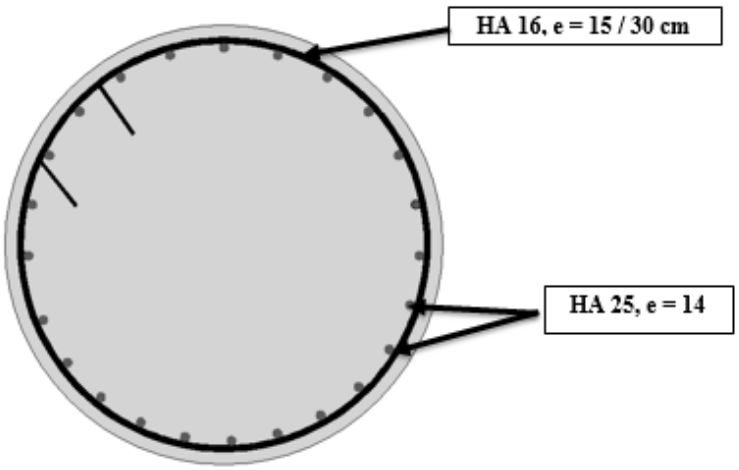


Figure XII-7:ferraillage du pieu

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

XIII.1. INTRODUCTION :

Les culées sont les appuis extrêmes qui permettent de connaître la longueur totale de la brèche à franchir. Ils assurent une liaison entre le pont et les remblais, c'est la chose qui les rend particulièrement sensibles à une mauvaise conception. Ainsi, on s'oriente toujours vers une conception raisonnablement surabondante et des formes aussi simples que possible. Cette conception doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage.
- Les problèmes d'implantation au sol, et le biais.
- Le type du tablier à supporter.
- Le niveau de fondation.
- L'éventualité des tassements.
- La nécessité de pouvoir visiter et éventuellement remplacer les appareils d'appui.

XIII.2. CHOIX DE LA MORPHOLOGIE :

Dans notre cas, et compte tenu des conditions du site, on adopte une culée remblayée. Une culée remblayée est constituée d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé, qui sont :

- **Un mur frontal** qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.
- **Deux murs en retour**, qui a pour but d'assurer le soutènement du remblai mais latéralement.
- **Un mur garde grève** qui doit remplir les taches suivantes :
  - Résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition.
  - Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.
- **Un corbeau arrière :** pour assure l'appui de la dalle de transition.
- **La dalle de transition** est destinée à diminuer les effets des dénivellations qui se produisent entre la chaussée et l'ouvrage résultant un compactage sans doute imparfait du remblai proche de parois**.**

Sa longueur est comprise entre 3 m et 6 m, et elle est donnée par la formule suivante :
$\mathbf{L} = \mathbf{min}\{\mathbf{6m}; \mathbf{max}(\mathbf{3m}; \mathbf{0}; \mathbf{6h})\}$. avec h : hauteur du remblai.

XIII.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

Figure XIII-1:Dimensions des éléments de la culée

Elements de la culée	Rôle	Dimension (m)
Mur de garde grève	Séparation physique du remblai de l'ouvrage	h = 2.48 e = max (0.30 m, h/8) = 0.35 L = 13.25
Corbeau	Appuis de la dalle de transition.	L = 11.85
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	h = 6.78 e = 1,55 L = 13.25
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e = 0.6
Dale de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide.	4 × 11.75 × 0.3
La semelle	Support du poids propre de la culée et la charge venante du tablier.	e = 2 l = 9.60 L = 13.50

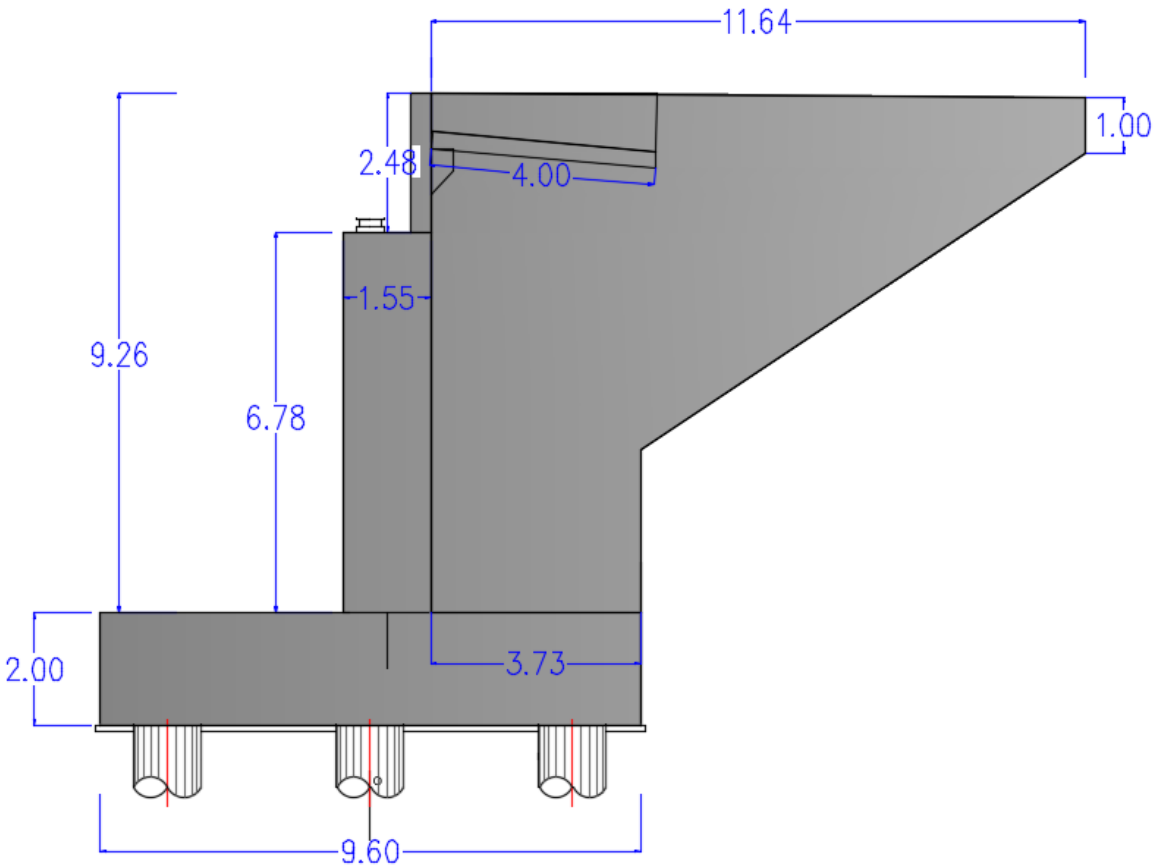


Figure XIII-2:Vue de face de la culée.

XIII.4. ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE :

XIII.4.1. Détermination du coefficient de poussée K_{ad} :

Pour calculer la poussée dynamique des terres on doit utiliser la méthode de Mononbé-Okabé comme elle se présente par les formules suivantes :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm k_v)H^2 k_{ad}$$

Tel que : $K_V = 0{,}3 * K_H$

Sachant que dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée Kad est donné par la formule suivante :

$$Kad = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2\theta\left(1 + \sqrt{\frac{sin\varphi * sin(\varphi - \theta - \beta)}{cos\theta * cos\beta}}\right)}$$

Tel que :

- H : la hauteur du mur ;
- ϒ : le poids des terres ;
- φ= 30° angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
- β = angle de talus avec l'horizontal, avec θ = arc tg $(\frac{KH}{1 \pm KV})$

$KH = a = 0.25$: le coefficient d'accélération de zone (voir Tableau 3.1. RPOA)

$KV = 0.3 \times KH = 0.75$

Tableau XIII-1:Coefficient de poussé.

Designation		K_H	K_V	θ	K_{ad}
Condition normale	1er Cas	0	0	0	0.33
Conditions sismiques	2e cas	0.25	0.075	13.09	0.54
	3e Cas	0.25	-0.075	15.12	0.50

XIII.4.2. Calcul des sollicitations :

Les efforts et les moments agissants sur la culée sont présentés dans le tableau suivant, sachant que :

$\gamma_{béton}$ = 25 KN/m^3 et $\gamma_{remblais}$ = 18 KN/m^3.

XIII.4.2.1 Les charges statiques de la culée:

Tableau XIII-2:Étude de la stabilité

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	6480,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	4491,75	/	0,30	5,39	1347,53	/
DDT	176,25	/	3,08	10,24	542,85	/
Mur en R	1892,97	/	5,17	7,67	9786,64	/

Corbeau	71,10	/	1,25	9,95	88,88	/
MGG	287,59	/	0,90	10,02	258,83	/
Poids des Terres Amot	6306,30	/	2,94	6,77	18508,99	/
Poussée des terres	/	4462,23	/	-3,75	/	-16748,22
Poussée Sur 10kN/m²	/	440,32	/	-5,63	/	-2479,01

Tableau XIII-3:. Efforts dus au tablier.

Rg	5930,70	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1742,58	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1492,39	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1087,75	/	0,00	/	0,00	/
RD240	1858,46	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	123,55	/	8,78	/	1084,79
HT°	/	77,84	/	8,78	/	683,42
Frein Al	/	25,00	/	8,78	/	219,50
Frein Bc	/	150,00	/	8,78	/	1317,00

XIII.4.2.2 Les charges sismiques de la culée :

Tableau XIII-4:Évaluation des charges sismiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	486,00	1620,00	0,00	1,00	0,00	1620,00
Mur F	336,88	1122,94	0,30	5,39	101,06	6052,63
DDT	13,22	44,06	3,08	10,24	40,71	451,06
Mur en R	141,97	473,24	5,17	7,67	734,00	3629,15
Corbeau	5,33	17,78	1,25	9,95	6,67	176,87
MGG	21,57	71,90	0,90	10,02	19,41	720,62
Poids des terres Amont	472,97	1576,57	2,94	6,77	1388,17	10673,41
Somme	1477,95	4926,49	/	/	2290,03	23323,74

D'où :

	N1 (kN)	V1 (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Total	1477,95	4926,49	2290,03	23323,74

- **Évaluation des charges Sismiques dû à la poussée dynamique :**

Tableau XIII-5:Évaluation des charges sismiques dû à la poussée dynamique.

	N2 (kN)	V2 (kN)	Mh (Kn.m)
Pad Max	0,00	5828,43	19428,11
Pad Min	0,00	5376,88	17922,94

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	0,00	10754,92	42751,85
CAS 2	0,00	10303,37	41246,68
CAS 3	1477,95	0,00	2290,03

XIII.4.3. Combinaison des actions sur la culée :

- **Combinaison à l'ELU :**

Tableau XIII-6:Combinaisons à l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	34609,49	6260,85	-20530,56	41220,51	20689,95
1.35G+0.9T+1.6Q	34609,49	6965,37	-24496,99	41220,51	16723,52
1.35G+0.9T+1.6A(l)	37397,62	6300,85	-20179,36	41220,51	21041,15
1.35G+0.9T+1.6Bc	36997,31	6500,85	-18423,36	41220,51	22797,15
1.35G+0.9T+1.35Mc120	36077,95	6260,85	-20530,56	41220,51	20689,95
1.35G+0.9T+1.35D240	37118,41	6260,85	-20530,56	41220,51	20689,95

- **Combinaison à l'ELS :**

Tableau XIII-7:Combinaisons à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	25636,66	4632,48	-17732,40	30533,71	12801,31
G+0.6T+1.2Q	25636,66	5160,87	-20707,22	30533,71	9826,49
G+0.6T+1.2A(l)	27727,75	4662,48	-17469,00	30533,71	13064,71
G+0.6T+1.2Bc	27427,52	4812,481	-16152,00	30533,71	14381,71

G+0.6T+Mc120	26724,40	4632,48	-17732,40	30533,71	12801,31
G+0.6T+D240	27495,12	4632,48	-17732,40	30533,71	12801,31

- **Combinaison à l'ELA :**

Tableau XIII-8:Combinaisons à l'ELA.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	26080,04	-10723,34	-12510,01
P min - H - 0,3V	25193,27	-10277,11	-12459,49
P max + V - 0,3H	27114,60	-3108,72	20655,23
P min - V - 0,3H	24158,71	-2974,85	16502,53

XIII.5. Étude et ferraillage des éléments de la culée :

XIII.5.1. Mur frontal:

XIII.5.1.1 Determination des efforts:

- **Les charges statiques du mur frontal :**

Tableau XIII-9:Évaluation des efforts dus au poids propre.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	4491,75	/	0	3,39	0	/
DDT	176,25	/	2,78	8,24	490,01	/
Mur en R	0	/	4,87	5,67	0	/
Corbeau	71,10	/	0,95	7,95	67,72	/
MGG	287,59	/	0,60	8,02	172,47	/
Poids des terres amot	369,01	/	2,91	8,81	1073,23	/
Poussée des terres	/	9144,98	/	3,09	0	-28227,51
Poussée Sur 10kN/m²	/	362,11	/	4,63	/	1676,58

Tableau XIII-10:Efforts dus au tablier.

Rg	5930,70	/	0,30	/	1779,21	/
R(Al)	1742,58	/	0,30	/	522,77	/
Rbc	1492,39	/	0,30	/	447,72	/
RMc120	1087,75	/	0,30	/	326,32	/
RD240	1858,46	/	0,30	/	557,54	/
RST	0,00	/	0,30	/	0,00	/
Hf+r	/	123,55	/	6,78	/	837,68
HT°	/	77,84	/	6,78	/	527,74
Frein Al	/	25,00	/	6,78	/	169,50
Frein Bc	/	150,00	/	6,78	/	1017,00

- **Les charges sismiques du mur frontal :**

Tableau XIII-11:Evaluation des charges sismiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	6480	/	0	1	0	/
Mur F	4491,75	/	0,3	5,39	1347,53	/
DDT	176,25	/	3,08	10,24	542,85	/
Mur en R	1892,97	/	5,17	7,67	9786,64	/
Corbeau	71,10	/	1,25	9,95	88,88	/
MGG	287,59	/	0,9	10,02	258,83	/
Poids des Terres Amot	6306,30	/	2,935	6,77	18508,99	/
Somme	19705,96	/	/	/	30533,71	0
Rg	5930,70	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	348,52	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	298,48	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	217,55	/	0,00	/	0,00	/
RD240	371,69	/	0,00	/	0,00	/

Hf+r	/	123,55	/	8,78	/	1084,79
HT°	/	31,14	/	8,78	/	273,37
Frein Al	/	5,00	/	8,78	/	43,90
Frein Bc	/	30,00	/	8,78	/	263,40

XIII.5.1.2 Combinaisons des actions sur le mur frontal :

- **Combinaisons à l'ELU :**

Tableau XIII-12:Combinaisons à l'ELU.

	N (KN)	**H (KN)**	**MH (KN.m)**	**MV (KN.m)**	**ΔM (KN.m)**
1.35G+0.9T	15290,64	12582,57	-36501,30	4836,56	-31664,74
1.35G+0.9T+1.6Q	15290,64	13161,95	-33818,77	4836,56	-28982,21
1.35G+0.9T+1.6A(l)	18078,77	12622,57	-36230,10	5673,00	-30557,10
1.35G+0.9T+1.6Bc	17678,46	12822,57	-34874,10	5552,91	-29321,19
1.35G+0.9T+1.35Mc120	16759,10	12582,57	-36501,30	5277,10	-31224,20
1.35G+0.9T+1.35D240	17799,56	12582,57	-36501,30	5589,24	-30912,06

- **Combinaisons à l'ELS :**

Tableau XIII-13:Combinaisons à l'ELS.

	N (KN)	**H (KN)**	**MH (KN.m)**	**MV (KN.m)**	**ΔM (KN.m)**
G+0.6T	11326,40	9315,24	-27073,18	3582,64	-23490,55
G+0.6T+1.2Q	11326,40	9749,77	-25061,29	3582,64	-21478,65
G+0.6T+1.2A(l)	13417,50	9345,24	-26869,78	4209,97	-22659,82
G+0.6T+1.2Bc	13117,26	9495,236	-25852,78	4119,90	-21732,89
G+0.6T+Mc120	12414,15	9315,24	-27073,18	3908,96	-23164,22
G+0.6T+D240	13184,86	9315,24	-27073,18	4140,18	-22933,01

XIII.5.1.3 Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion déviée composée utilisant les sollicitations les plus défavorables, il est effectué avec ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire 100*155 cm2..

- **Armatures verticales :**

As = **23,20 cm²** donc on utilise : **5HA25** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **. Armatures de construction :**

As_1 = As/3 = **7,73 cm²** donc on utilise : **5HA14** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures transversales :**

As_2 = As/4 = **5,80 cm²** donc on utilise : **5HA12** avec un espacement **St = 20 cm.**

XIII.5.2. Mur garde grève :

Dans le calcul qui suit, le mur garde grève est supposé encastré à la base.

XIII.5.2.1 Determination des efforts :

- **Poussée des terres :**

Le moment à l'encastrement est donné par la formule suivante : **Mp = (1/3)*P*h ,**
Avec : $P = (1/2)*K_a*\gamma*H^2*L$
Tel que :

- Ka : Coefficient de poussée des terres **(Ka = 0.33).**
- γ_r : Poids volumique du remblai **(γ_r = 18 KN/m³).**
- h : Hauteur du mur garde grève **(h = 2.48 m).**
- L : longueur du remblai **(on fait le calcul par 1 ml).**

Alors :

P	18,27	KN/ml
MP	15,10	KN.m/ml
MP_ultime	20,39	KN.m
MP service	15,10	KN.m

- **Moment dû à la force de freinage du camion Bc :**

Il est donné par la formule suivante :

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

Tel que :

- μ : Coefficient de pondération (μ = 1.2 à l'ELS et μ = 1.6 à l'ELU) ;

- P : chargement due à Bc (P = 60 KN) ;
- h : Hauteur du mur (h = 2.48 m).

Alors :

MF_ultime	**91,39**	KN.m
MF_service	**68,55**	KN.m

- **Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :**

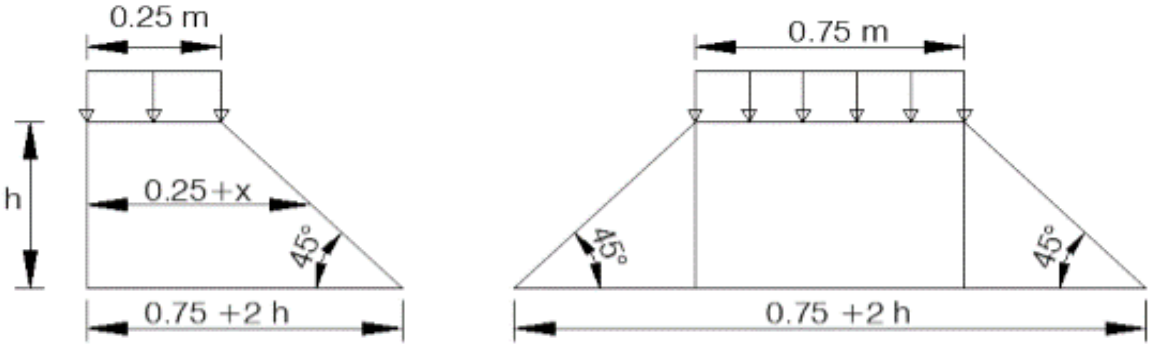


Figure XIII-3:Impact de la charge Bc localisé derrière le mur garde grève.

Le moment est donné par la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0{,}75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0{,}25+x)}dx \quad , \text{avec: } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

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

Tel que : d = 1,07 ; ka = 0,33 ; bc = 1,2

Alors :

K_{ELU}	**0,68**
K_{ELS}	**0,51**

Le tableau ci-dessous est extrait du document technique SETRA Piles et Palées PP73 (page 394) qui montre plusieurs valeurs de Mp/k en fonction des valeurs de la hauteur.

Tableau XIII-14:Valeurs de MP/k.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
MP/k (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Par interpolation, on trouve :

h_1 =	2	Mp/k =	7,45
h =	**2,48**	Mp/k =	**8,52**
h_2 =	2,5	Mp/k =	8,56

Alors : M_P/k = 8,52 KN.m

D'où,

MPc_ultime	$K_{ELS}*M_P/k$ = 57,73	KN.m
MPc_service	$K_{ELS}*M_P/k$ = 43,30	KN.m

XIII.5.2.2 Combinations d'action :

Le moment total à l'encastrement est donné par les formules suivantes :

M_{ELU}	$1.35*M_G + 1.6*M_Q$ = 169,51	KN.m
M_{ELS}	$M_G+1.2*M_Q$ = 126,94	KN.m

XIII.5.2.3 Ferraillage :

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire 100*35 cm^2. :

- **Armatures verticales :**

As = **19,20 cm^2** donc on utilise : **5HA25** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures de construction :**

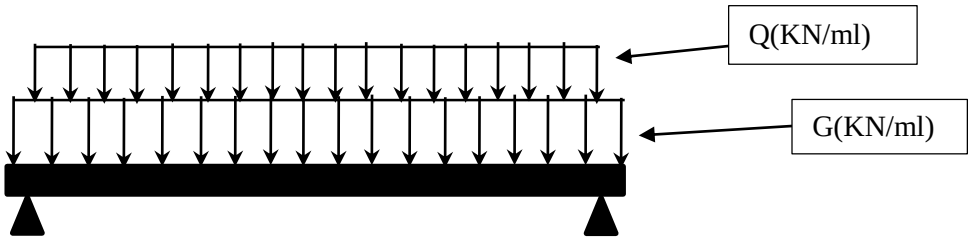
As_1 = As/3 = **6,40 cm^2** donc on utilise : **5HA14** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures transversales :**

As_2 = As/4 = **4,80 cm^2** donc on utilise : **5HA12** avec un espacement **St = 20 cm.**

XIII.5.3. Dalle de transition :

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.



XIII.5.3.1 Evaluation des efforts :

Remblai	γ = 18 KN/m^3
	h = 0,86 m
Poids propre	$\rho_{béton}$ = 25 KN/m^3
	e = 0,30 m
Revêtement	ρ_{bb} = 24 KN/m^3
	e = 0,08 m
Surcharges	Q = 10 KN/m^2

Tableau XIII-15:Évaluation des efforts.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	15,48	30,96	30,96
Surcharges	10	20	20

XIII.5.3.2 Combinations d'actions :

M_{ELU}	**1.35*M_G + 1.6*M_Q = 99,23**	kN.m/ml
M_{ELS}	**M_G+1.2*M_Q = 73,80**	kN.m/ml
T_{ELU}	**1.35*T_G + 1.6*T_Q = 99,23**	KN/ml
T_{ELS}	**T_G+1.2*T_Q = 73,80**	KN/ml

XIII.5.3.3 Ferraillage :

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire 100*30 cm^2.

- **Armatures verticales :**

As = **13,30 cm^2** donc on utilise : **5HA20** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures de construction :**

$As_1 = As/3 =$ **4,43 cm²** donc on utilise : **5HA14** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures transversales :**

$As_2 = As/4 =$ **3,33 cm²** donc on utilise : **5HA12** avec un espacement **St = 20 cm.**

XIII.5.4. Mur en retour :

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés.

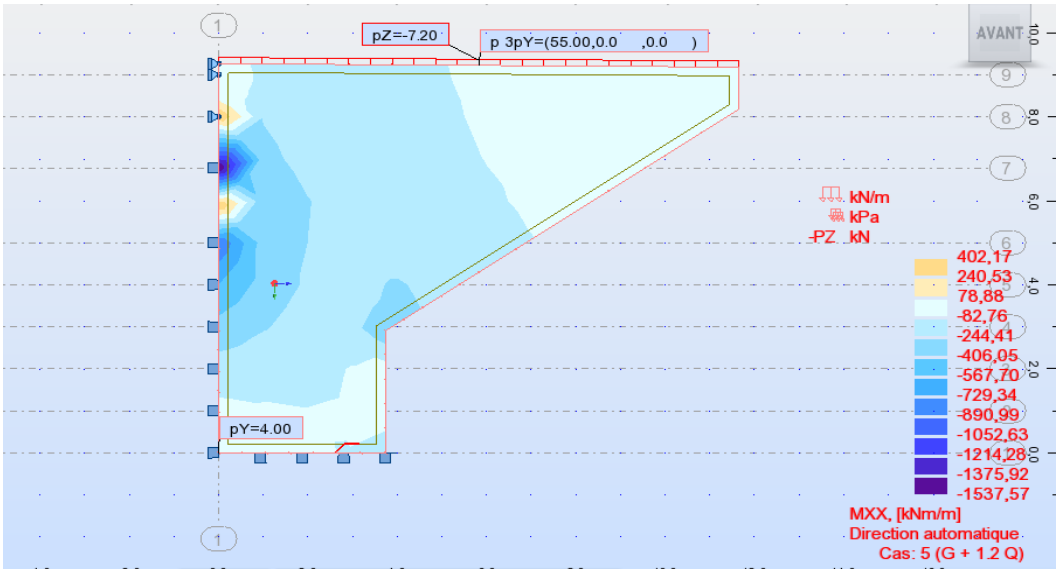


Tableau XIII-16:Moment xx à l'ELS.

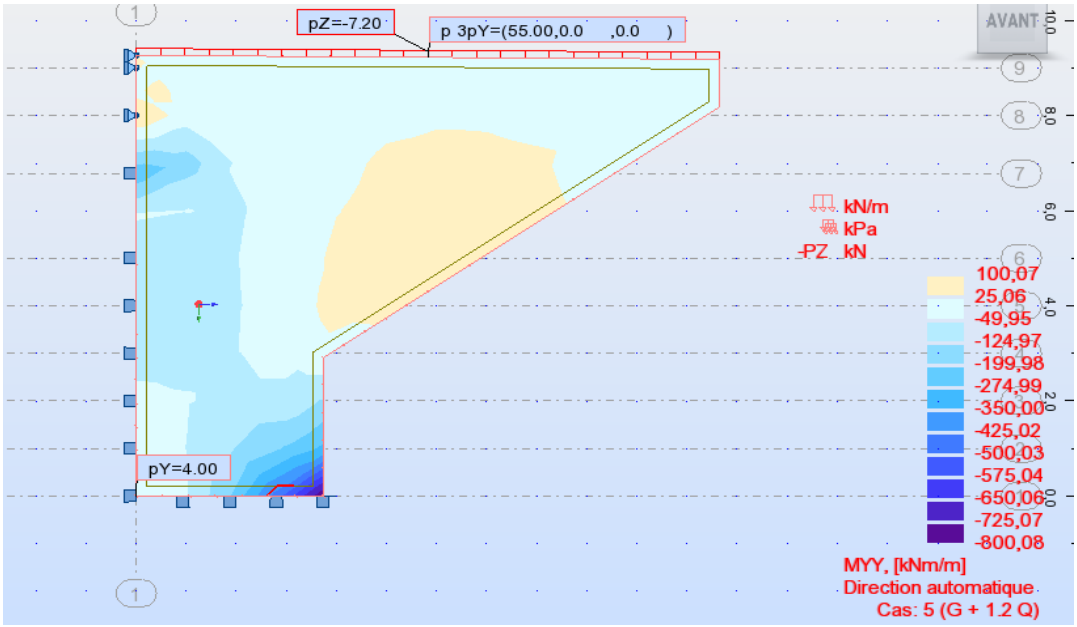


Tableau XIII-17:Moment yy à l'ELS.

XIII.5.4.1 Les sollicitations agissantes sur le mur en retour

- **A l'ELS :**

Mxx = 729, 34 KN.m/ml
Myy = 425, 02 KN.m/ml

XIII.5.4.2 Ferraillage :

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire 100*60 cm^2.

- **Armatures verticales :**

As = **62,10 cm^2** donc on utilise : **5HA40** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures de construction :**

As_1 = As/3 = **4,43 cm^2** donc on utilise : **5HA25** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures transversales :**

As = **35 cm^2** donc on utilise : **5HA32** avec un espacement **St = 20 cm.**

XIII.6. LES FONDATIONS DE LA CULEE :

- **Choix du type de fondation :**

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est une fondation de type semelle + pieux de l2 m de profondeur et un diamètre $\varphi = 1.2\ m$

XIII.6.1. Etude de la semelle :

Dimensions de la semelle :

la largeur :

$B = (N-1) \times \mathrm{L} + 2\Phi$

$B = (3-1) \times 3.6 + 2 \times 1.2$ $\quad \boldsymbol{B = 9.6\ m}$

Avec :

N : nombre des files des pieux.

L : la distance entre deux files

La longueur :

$L_S = (N-1) \times \mathrm{L} + 2\Phi$

$L_S = (4-1) \times 3.7 + 2 \times 1.2$ $\quad \boldsymbol{B = 13.5\ m}$

La hauteur :

On prend $\quad \boldsymbol{H = 2\ m}$

XIII.6.2. Etude des pieux :

- **Nombre des pieux:**

Il est donné par la formule suivante :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

- Avec :

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_P : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

D'après le rapport géotechnique on a : $Q_P = 4230\ KN$

On prend : $Nmax = 30286{,}15\ kN$

D'où :

$$n_p = \frac{30286{,}15}{4230} = 7{,}15$$

On prend : $\quad \boldsymbol{n_p = 12\ pieux}$

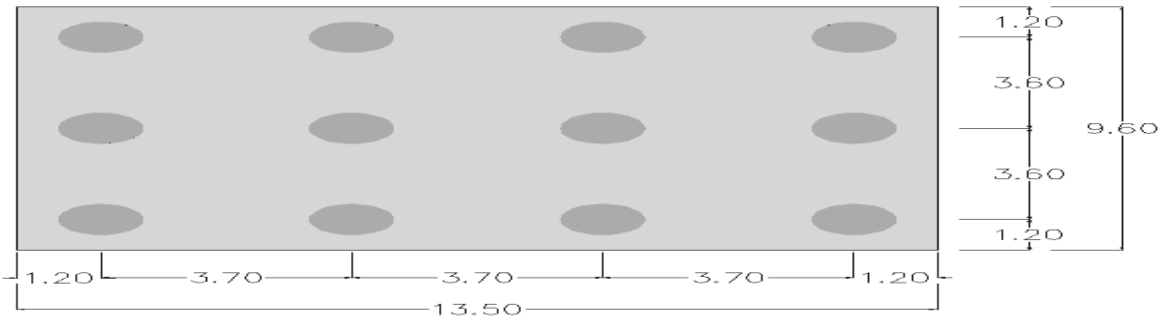


Tableau XIII-18:Vue en plan des pieux

- **Effort revenant à chaque pieu**

$$N_{max} = \frac{N}{n_p} + \frac{M_X Y}{\sum Y^2} + \frac{M_Y X}{\sum X^2}$$

$$N_{min} = \frac{N}{n_p} - \frac{M_X Y}{\sum Y^2} - \frac{M_Y X}{\sum X^2}$$

Avec

- N : effort normal.
- M_X, M_Y: moments dans les sens x,y .
- $X = Y = 3.6\,m$: la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau XIII-19:Vérification des pieux.

ELU		**ELS**		**ELA**	
$Q_{P\,ELU} = 5620\,KN$		$Q_{P\,ELS} = 4230\,KN$		$Q_{P\,ELA} = 6550\,KN$	
N_{max}	3874,68	N_{max}	2784,99	N_{max}	2976,75
N_{min}	2165,72	N_{min}	1691,90	N_{min}	1440,22
$N_{max} < Q_{P\,ELU}$ Pas de poinçonnement		$N_{max} < Q_{P\,ELS}$ Pas de poinçonnement		$N_{max} < Q_{P\,ELA}$ Pas de poinçonnement	
$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement		$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement		$N_{min} > 0$ Pas de soulèvement	

- **Action sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI\frac{d^4y}{d^4y} + C_U by = 0$$

Avec :

- b : Diamètre du pieu.
- C_U : Module de réaction du sol.
- y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

Avec :

α : Longueur élastique du pieu

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER $\boldsymbol{\lambda}$:

$$\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{\boldsymbol{C_U b}}{\boldsymbol{4EI}}}$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

- I : moment d'inertie de la section du pieu=0.101m^4
- $C_U = 30 \text{ MN}/m^3$
- $b = 1{,}20$ m
- L = 12 m

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{30\times1.2}{4\times33000\times1.01}}$

$\lambda = 0.228$ $\lambda L = 2.735$

D'où, on tire les valeurs de (X_θ^P ; X_θ^M) à partir du tableau WERNER.

Après interpolation on obtient :

$$\lambda L = 2.735 \begin{cases} X_\theta^P = 1.21 \\ X_\theta^M = 1.52 \end{cases}$$

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{\boldsymbol{M}} = -\frac{\boldsymbol{X_\theta^P}}{\boldsymbol{X_\theta^M}} \times \frac{\overline{\boldsymbol{p}}}{\boldsymbol{\lambda}}$$

Tableau XIII-20:Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

état	H_{max}	$\overline{p}$	$\overline{M}$	N
ELU	7461,67	621,80	2170,98	2165,72
ELS	5881,90	490,15	1711,33	1691,90
ELA	11356,10	946,34	3304,10	1440,22

XIII.6.3. Ferraillage:

XIII.6.3.1 Ferraillage de la semelle:

On utilise la méthode des bielles, on trouve :

$1.9 \geq \frac{3.6}{2} - \frac{2}{4} = 1.3$ ➔**Condition vérifié**

$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right) = 55.6°$ ➔**Condition vérifié**

D'après le document "**SETRA**" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la
formule suivante :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h}$$

N_{max} est calculé dans la partie des pieux

$$\overline{\sigma_a} = \begin{cases} 333.33\ MPa\ (ELS) \\ 434.78\ MPa\ (ELU) \\ 500\ MPa\ (ELA) \end{cases}$$

Tableau XIII-21:Calcul du ferraillage de la semelle.

état	$N_{max}(KN)$	Application numérique	$As(cm^2)$
ELU	3874,68	$A_S = \left[\frac{3874,68}{434.78\times10^3} \times \frac{\frac{3.6}{2}-\frac{2}{4}}{1.9}\right]\times10^4$	60.97
ELS	2784,99	$A_S = \left[\frac{2784,99}{333.33\times10^3} \times \frac{\frac{3.6}{2}-\frac{2}{4}}{1.9}\right]\times10^4$	56.81
ELA	2976,75	$A_S = \left[\frac{2976,75}{500\times10^3} \times \frac{\frac{3.6}{2}-\frac{2}{4}}{1.9}\right]\times10^4$	40.48

On prend As $= 60.97\ cm^2$ (cas le plus défavorable)

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{pieux}$$
$$L = 1.9 + 1.2 = 3.1$$

Alors on a :

- **Armatures transversales inférieure :**

$A_{S1} = \frac{A_S}{3.9} = \frac{60.97}{3.1} = 19.66 cm^2/ml$

On prend 5 HA25 /ml avec un espacement de 20 cm

- **Armatures transversales supérieure :**

$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{3} = 6.55\ cm^2/ml$, donc on utilise : **5HA16 /ml** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures longitudinales inférieures :**

$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{2} = 9.83\ cm^2/ml$, donc on utilise : **5HA20 /ml** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures longitudinales supérieure :**

$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{4} = 4.91\ cm^2/ml$, donc on utilise : **5HA14 /ml** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures latérales :**

$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{10} = 1.96\ cm^2/ml$, donc on utilise : **5HA10/ml** avec un espacement **St = 20 cm.**

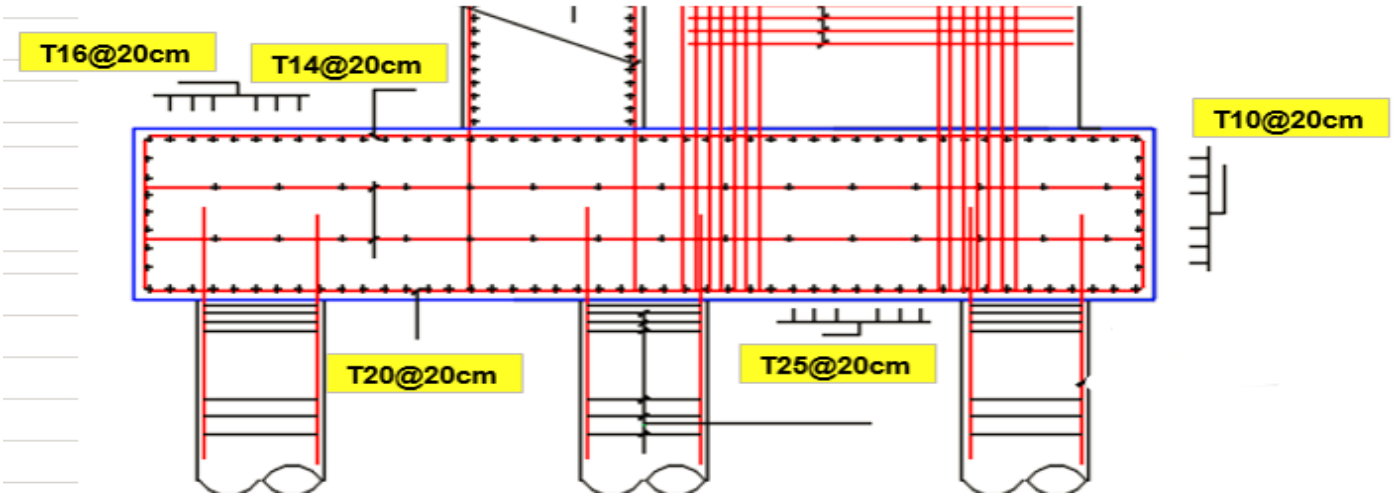


Figure XIII-4:Ferraillage de la semelle.

XIII.6.3.2 Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion déviée composée.

- **Section d'acier**

Avec Robot expert, on obtient As **= 124.4** cm^2
Donc : on prend 26HA25 avec un espacement de St =14 cm.

- **Cerces transversales**

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 15 cm en zone critique et 30 cm en zone courante.

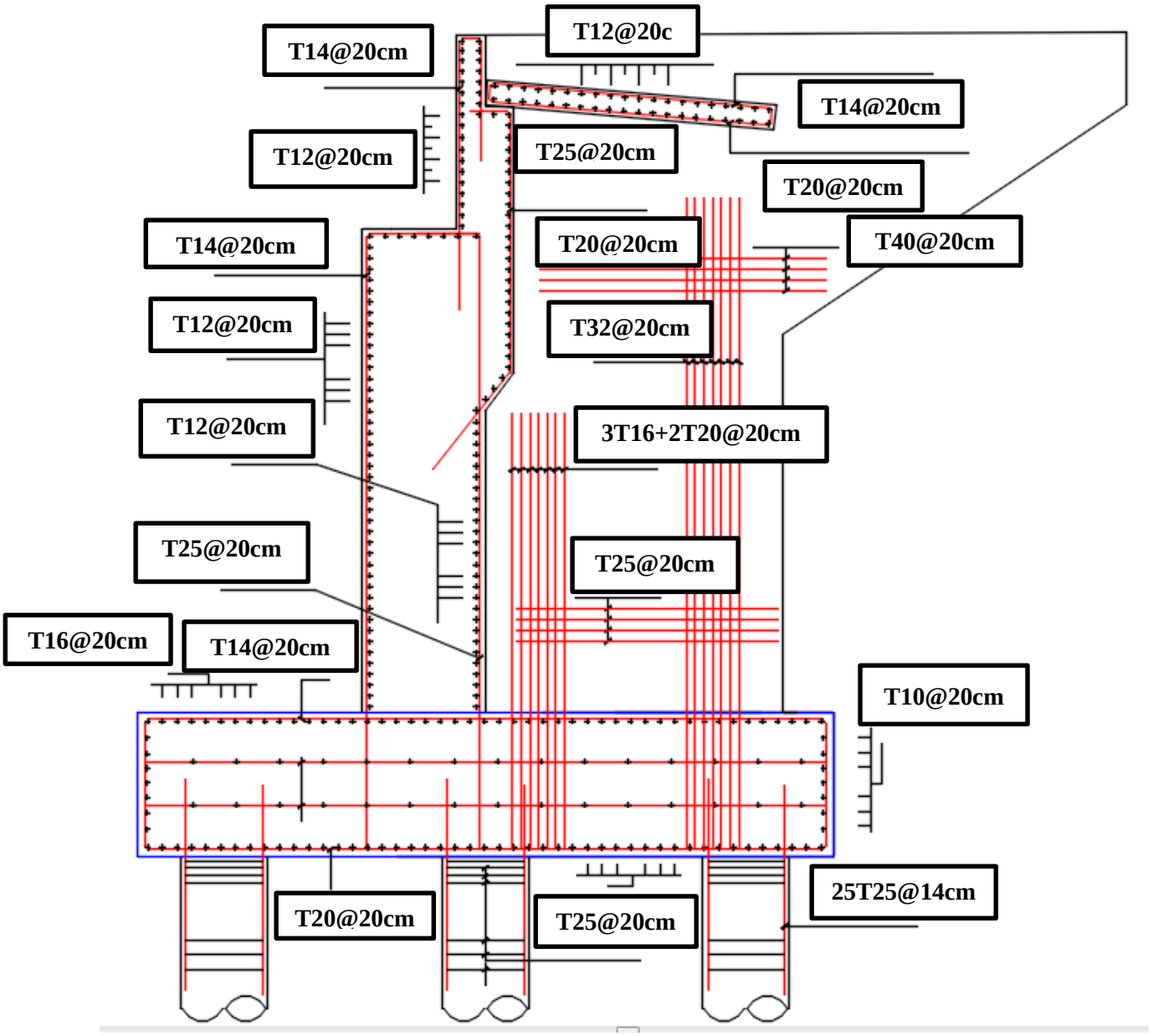


Figure XIII-5:Ferraillage de la culée

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Ensuite, la conception d'un projet nécessite la réflexion, le bon sens et une connaissance étendue sur les bases et les méthodes d'exécution de la modélisation et le dimensionnement nécessite des connaissances profondes et les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, la maîtrise de la réglementation régissante, et surtout l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et le plus important de choisir un bon encadrant.

Puis, le stage de fin d'étude nous a permis d'apprendre des nouveaux atouts qui ont enrichi nos connaissances dans ce domaine.

A la fin de ce mémoire, nous avons acquis une formation intéressante dans le domaine des ouvrages d'art, notamment les ponts à poutre et ça va nous aider à intégrer au monde professionnel avec un bagage important.

BIBLIOGRAPHIE

- *Document SETRA*, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)
- *Document SETRA*, Ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France), (septembre 2009)
- *Document SETRA*, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension» centre des techniques d'ouvrage d'arts.
- Cours Pont, *AMIEUR Mohammed* Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours de béton précontrainte. *AMIEUR Mohammed*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours de Béton Armé, *BENREDHOUANE Mustapha* Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours Calcul d'ouvrage, *BENREDHOUANE Mustapha*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008, Ministère des travaux publics Algérie.
- RCPR. Document technique réglementaire. Ministère des travaux publics. Avril 2009 .
- Règles BAEL91 révisé 99 : (Fascicule n° 62 (titre I, section I)).
- BPEL91 Révisé 99 (Le Fascicule 62 Titre II, section II).
- *Document SETRA*, Ponts courants en zone sismique**.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)

ANNEXES

ANNEXE A

A.1 Données géologiques :



Figure A-1: Carte géologique de la région Jijel-El Eulma

A.2 Données géotechniques :



Figure A-2:Investigations géotechniques au PK 65+415 – Caisse 01 : 0 à 5.5m



Figure A-3:Investigations géotechniques au PK 65+415 – Caisse 02: 5.5à 11.5m



Figure A-4:Investigations géotechniques au PK 65+415 – Caisse 03 : 11.5 à 17m



Figure A-5:Investigations géotechniques au PK 65+415 – Caisse 04: 17 à 21m



Figure A-6:Investigations géotechniques au PK 65+415 – Caisse 05: 21 à 25m



Figure A-7:Investigations géotechniques au PK 65+415 – Caisse 06: 25 à 29 m



Figure A-8; Investigations géotechniques au PK 65+415 – Caisse 07: 29 à 30m

Tableau A-1 : résultats des essais périmétriques

positon du Forage	Profondeur (m)	P_L (kg/cm^2)	E (kg/cm^2)
Pk 64+415	4,00	34,50	317
	6,00	27,00	241
	8,00	38,50	744
	10,00	30,50	432
	12,00	46,50	602
	14,00	42,00	362
	16,00	≥ 50	3272
	18,00	≥ 50	14821
	20,00	≥ 50	8277

A.3 Données sismiques :

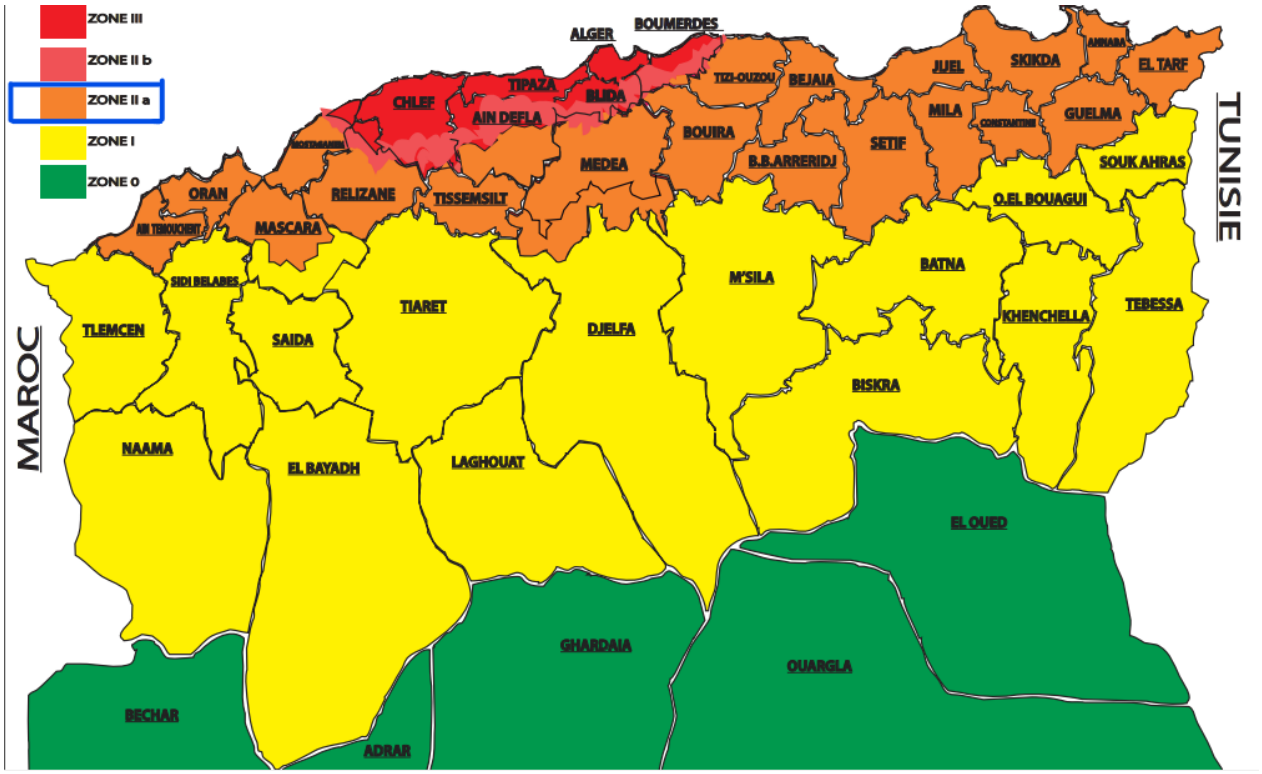


Figure A-9: zones sismiques de l'Algérie

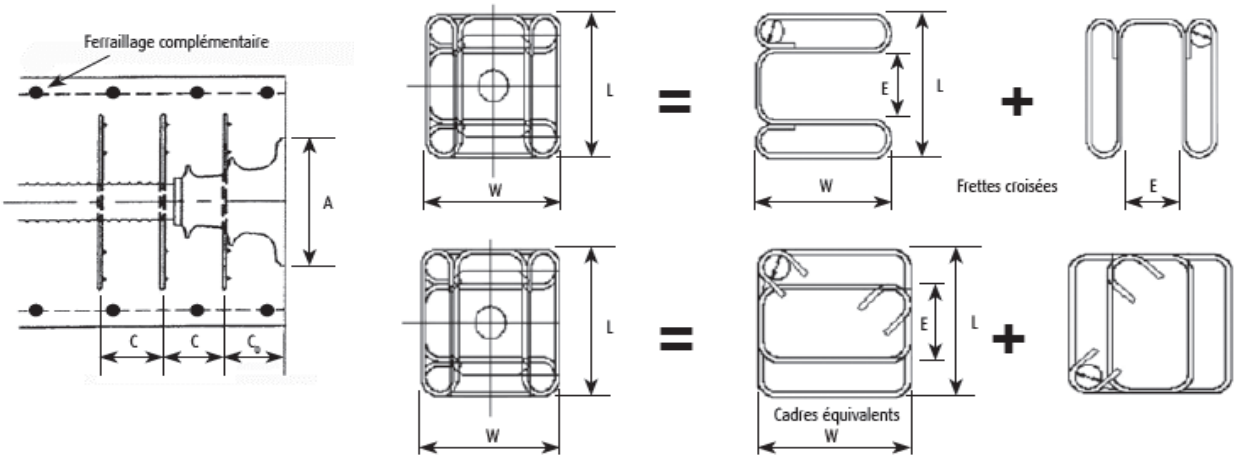
GROUPE DEPONT	ZONE SISMIQUE			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

ANNEXE B

Tableau des armatures de chaque type d'encrage :

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4

Détails des armatures :



ANNEXE C

Tableau C-1:participation modales

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
1	1.02	0.98	39.67	0	0	39.67	0	0	14561892	14561892	0
2	1.06	0.94	41.39	0	0	1.72	0	0	14561892	14561892	0
3	1.06	0.94	41.47	8.04	0	0.08	8.04	0	14561892	14561892	0
4	1.08	0.92	41.47	40.05	0	0	32.01	0	14561892	14561892	0
5	1.08	0.92	52.33	40.14	0	10.86	0.09	0	14561892	14561892	0
6	1.09	0.92	59.75	40.14	0	7.42	0	0	14561892	14561892	0
7	1.09	0.92	59.76	41.91	0	0	1.77	0	14561892	14561892	0
8	1.1	0.91	59.76	50.11	0	0	8.2	0	14561892	14561892	0
9	1.11	0.9	59.76	51.07	0	0	0.96	0	14561892	14561892	0
10	1.11	0.9	59.76	57.94	0	0	6.87	0	14561892	14561892	0
11	1.11	0.9	59.76	66.37	0	0	8.44	0	14561892	14561892	0
12	1.11	0.9	59.76	68.48	0	0	2.11	0	14561892	14561892	0
13	1.12	0.9	60.43	68.48	0	0.67	0	0	14561892	14561892	0
14	1.12	0.89	66.54	68.48	0	6.11	0	0	14561892	14561892	0
15	1.13	0.89	74.77	68.48	0	8.23	0	0	14561892	14561892	0
16	1.13	0.89	75.53	68.48	0	0.76	0	0	14561892	14561892	0
17	1.19	0.84	75.55	69.19	0	0.01	0.71	0	14561892	14561892	0
18	1.19	0.84	75.55	69.19	0	0	0	0	14561892	14561892	0
19	1.2	0.83	75.55	69.23	0	0	0.04	0	14561892	14561892	0
20	1.21	0.83	75.55	69.24	0	0	0.01	0	14561892	14561892	0
21	1.22	0.82	75.55	69.26	0	0	0.02	0	14561892	14561892	0
22	1.22	0.82	75.55	69.29	0	0	0.03	0	14561892	14561892	0
23	1.22	0.82	75.55	69.29	0	0	0	0	14561892	14561892	0
24	1.22	0.82	75.55	69.32	0	0	0.03	0	14561892	14561892	0
25	1.97	0.51	75.57	69.32	0	0.02	0	0	14561892	14561892	0
26	2	0.5	75.57	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
27	2	0.5	75.57	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
28	2	0.5	75.57	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
29	2.01	0.5	75.57	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
30	2.01	0.5	75.57	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
31	2.01	0.5	75.57	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
32	2.02	0.5	75.57	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
33	3.08	0.32	75.57	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
34	3.08	0.32	78.05	69.32	0	2.48	0	0	14561892	14561892	0
35	3.09	0.32	78.05	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
36	3.09	0.32	78.05	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
37	3.09	0.32	78.05	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0

38	3.09	0.32	78.05	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
39	3.09	0.32	78.05	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
40	3.09	0.32	78.22	69.32	0	0.17	0	0	14561892	14561892	0
41	3.1	0.32	78.22	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
42	3.19	0.31	82.45	69.32	0	4.23	0	0	14561892	14561892	0
43	3.51	0.28	86.05	69.32	0	3.6	0	0	14561892	14561892	0
44	3.72	0.27	90.11	69.32	0	4.06	0	0	14561892	14561892	0
45	3.85	0.26	90.11	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
46	3.85	0.26	90.11	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
47	3.85	0.26	90.11	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
48	3.85	0.26	90.11	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
49	3.85	0.26	90.11	69.32	0	0	0	0	14561892	14561892	0
50	3.85	0.26	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
51	3.85	0.26	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
52	3.9	0.26	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
53	4.01	0.25	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
54	4.02	0.25	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
55	4.02	0.25	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
56	4.02	0.25	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
57	4.02	0.25	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
58	4.02	0.25	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
59	4.02	0.25	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0
60	4.03	0.25	90.11	69.33	0	0	0	0	14561892	14561892	0

ANNEXE D

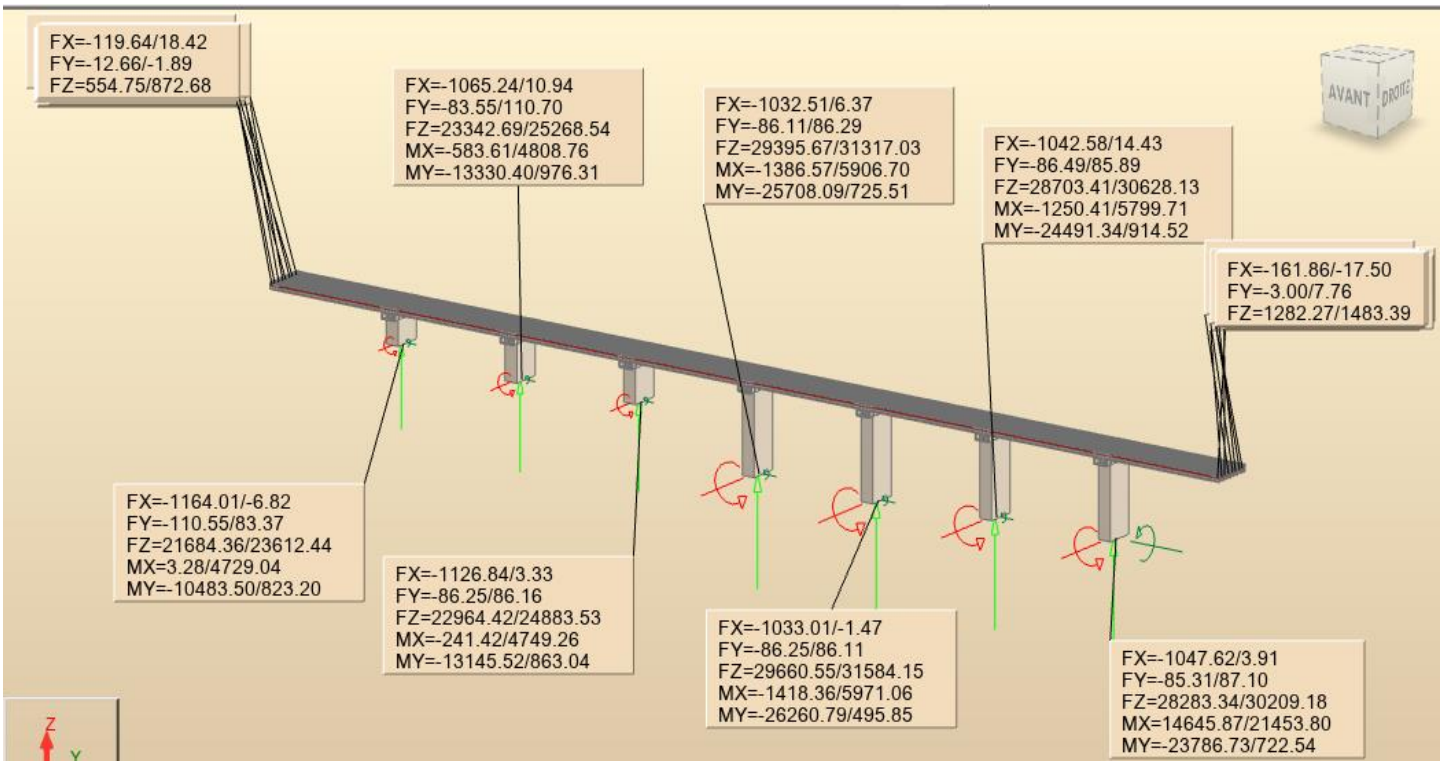


Figure D-1: sollicitations sur la pile sous la combinaison **: G+1.2 BC 3V+0.6T+0.5ΔΘ** +Retrait + Fluage

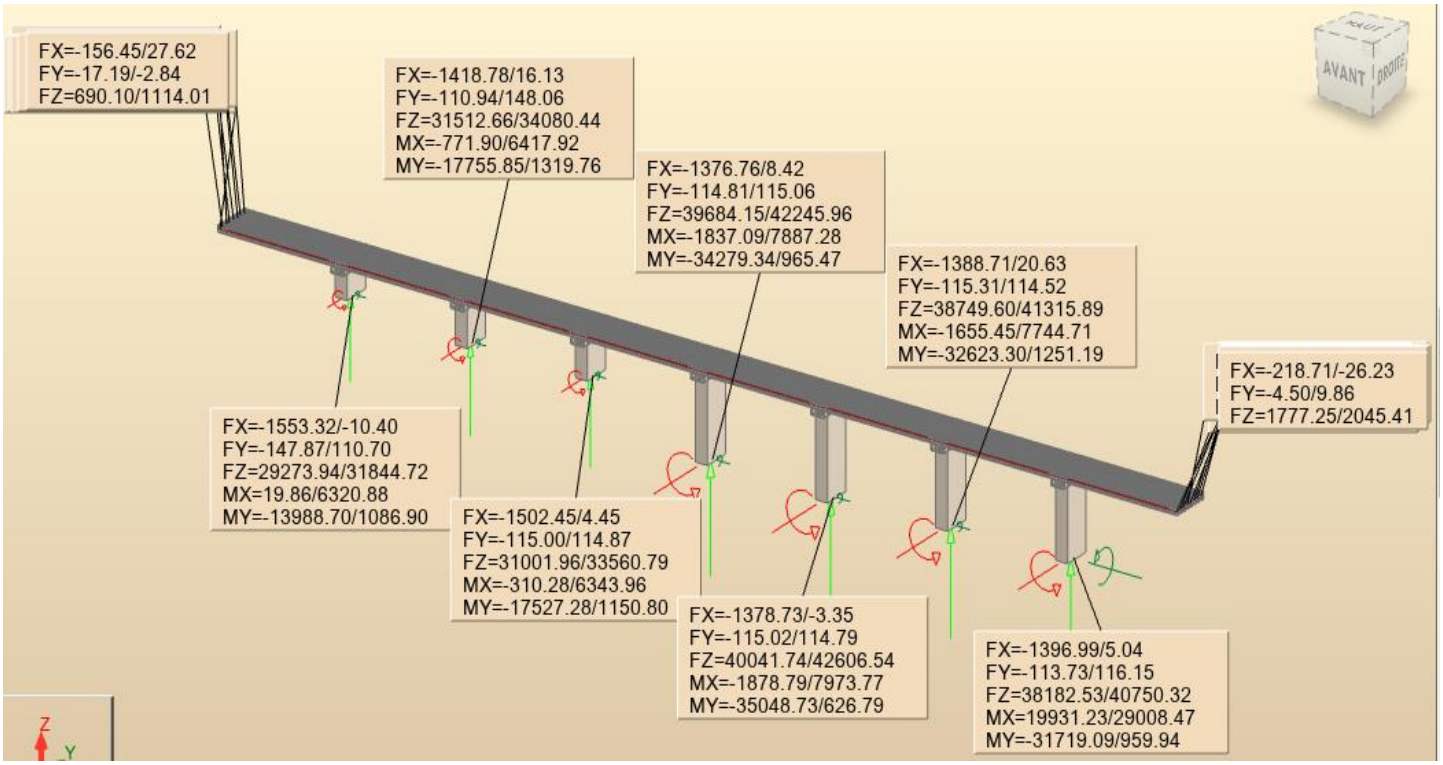


Figure D-2: sollicitations sur la pile sous la combinaison :.1.35 G+1.6 BC 3V+0.9T+0.75ΔΘ +Retrait + Fluage

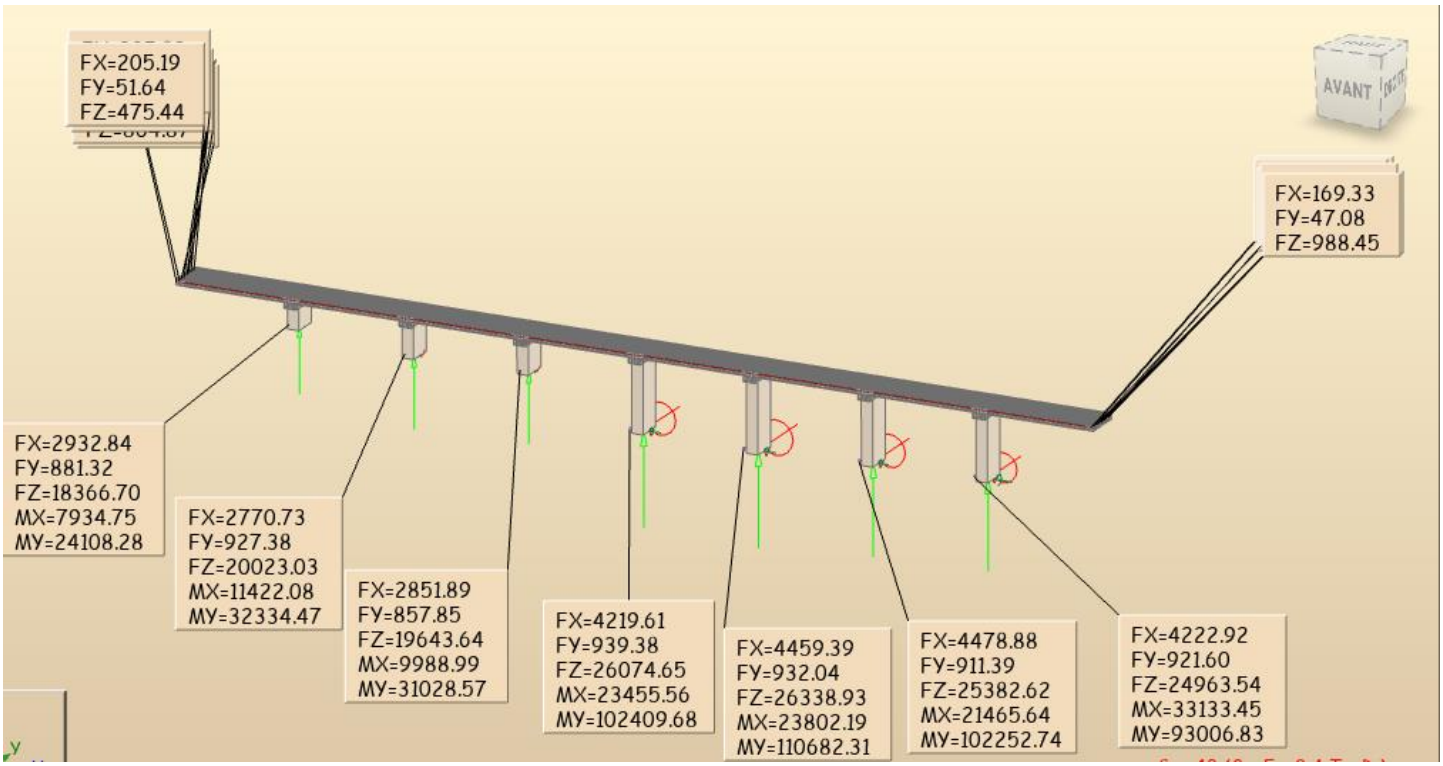


Figure D-3:sollicitations sur la pile sous la combinaison : G+EX+0.3EY+0.4T +Retrait + Fluage

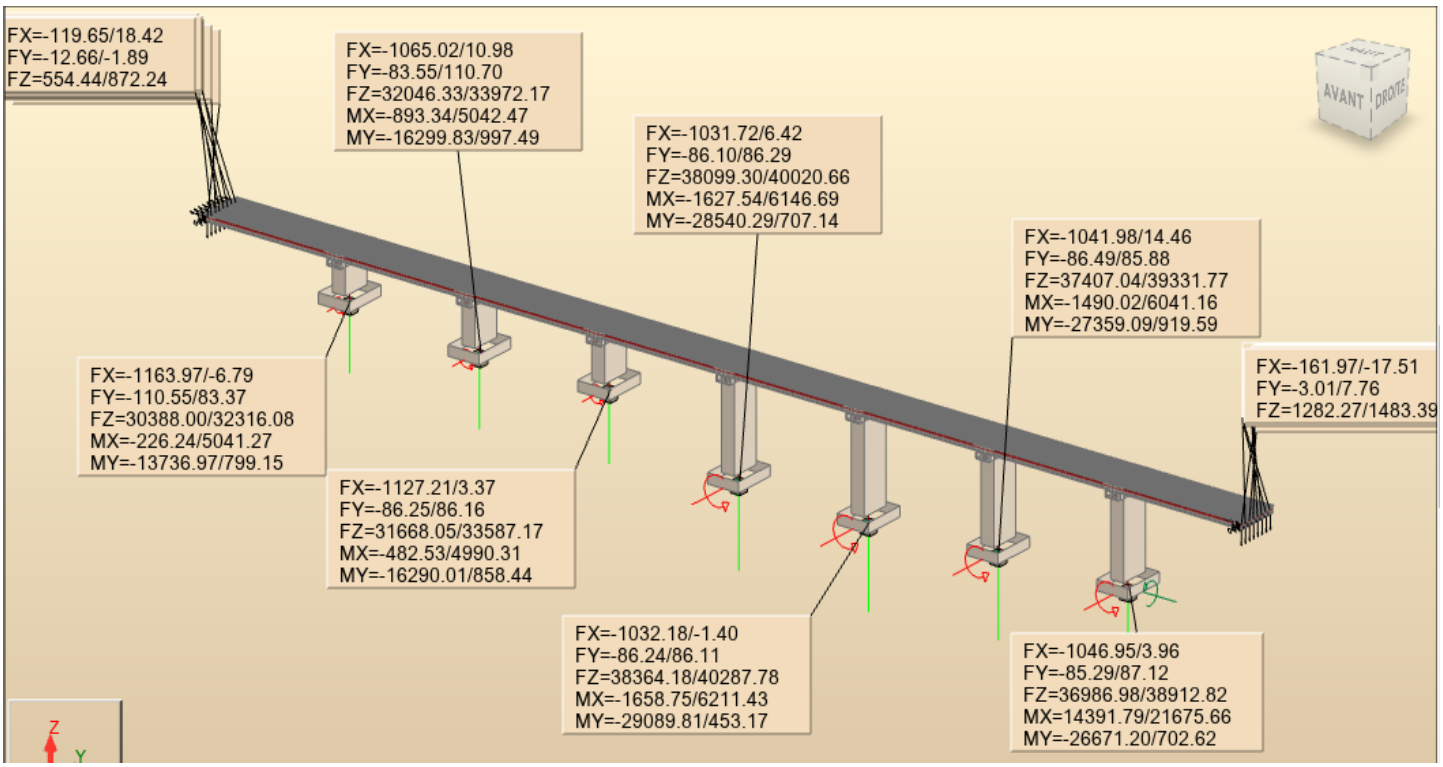


Figure D-4: sollicitations sur semelles sous la combinaison : G+1.2 BC 3V+0.6T+0.5ΔΘ +Retrait + Fluage

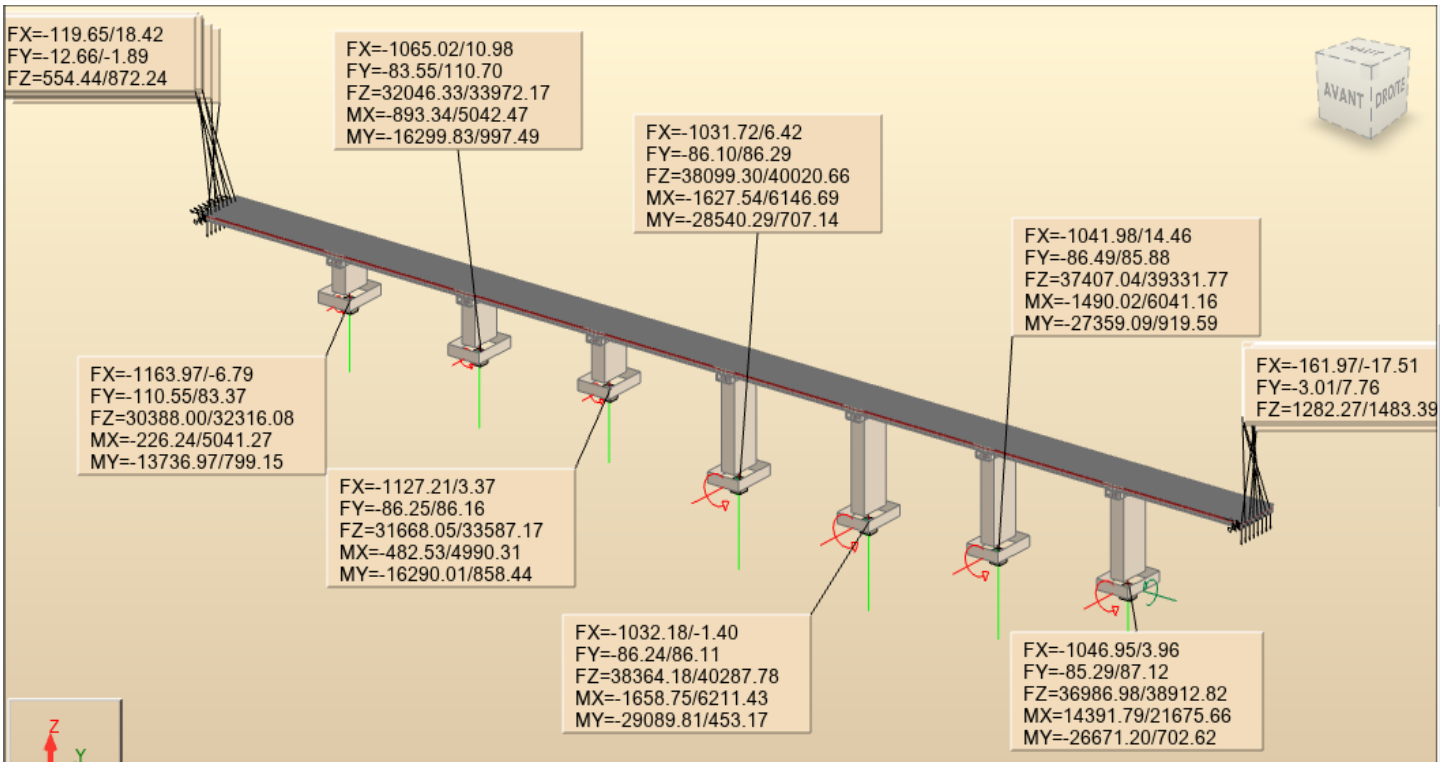


Figure D-5: sollicitations sur semelles sous la combinaison : 1.35 G+1.6 BC 3V+0.9T+0.75ΔΘ +Retrait + Fluage

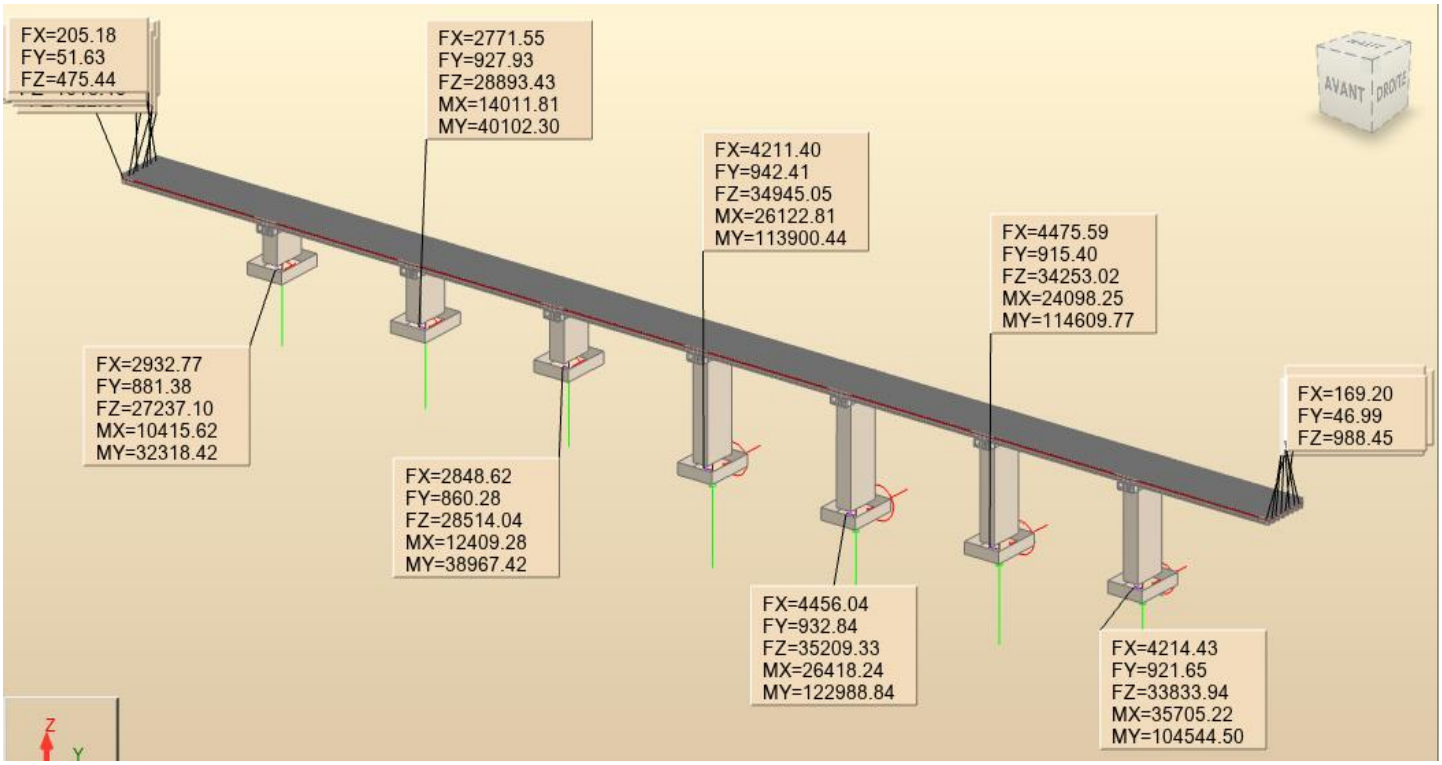


Figure D-6: sollicitations sismiques sur semelles sous la combinaison : G+EX+0.3EY+0.4T +Retrait + Fluage

ANNEXE E

Ferraillage de la dalle :
Nappe supérieure :

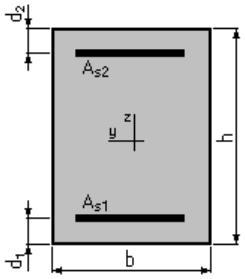
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



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

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	55,81	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 6,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,33 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 55,81 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1,8	(cm)
Bras de levier:	Z = 19,3	(cm)

Déformation du béton: ε_b = 1,00 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Nappe inférieure :

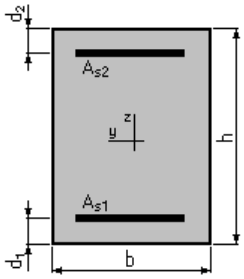
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



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

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	63,19	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,38 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 63,19 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 19,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,16	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

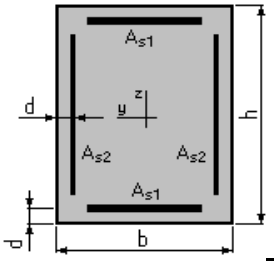
Ferraillage de la culée : Mur frontal
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 155,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	1323,39	2389,79	0,00
2.	ELS	936,92	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 23,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 31,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 775,0 (cm2)
théorique ρ = 0,30 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU **N = 1323,39 (kN)** **M_y = 2389,79 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 13,3 (cm)
Bras de levier: Z = 142,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,99 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 93,9 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS **N = 936,92 (kN)** **M_y = 0,00 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 36,30
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 70,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 8,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

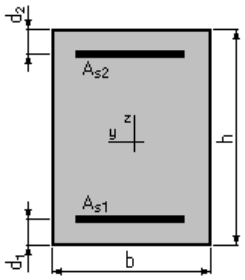
Ferraillage de la culée : Mur garde grève
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	169,51	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	126,94	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,2 (cm2)
théorique ρ = 0,64 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 169,51 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7,4 (cm)
Bras de levier: Z = 27,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,25 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 126,94 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)
Bras de levier: Z = 26,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

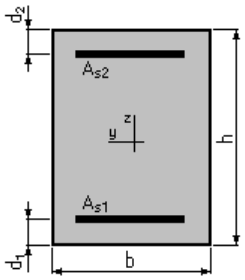
Ferraillage de la culée : Dalle de transition
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	99,23	0,00

Etat **L**imite de **S**ervice	73,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 13,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 2,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,53 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 99,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,33	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,55	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 73,80 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 8,2 (cm)
Bras de levier:	Z = 22,3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 8,1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de la culée : Mur en retour
Armatures verticales :

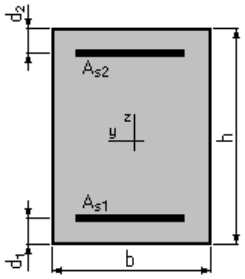
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	729,34	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 62,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,5 (cm2)		
théorique	ρ = 1,13 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 729,34 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 24,0 (cm)
Bras de levier: Z = 47,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Armatures transversales :

Calcul de Section en Flexion Simple

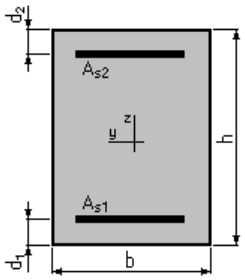
1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées

* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	425,02	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 35,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,64 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 425,02 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,4 (cm)
Bras de levier: Z = 48,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

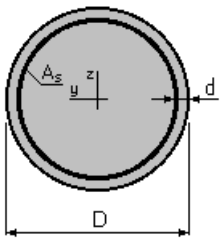
Ferraillage du pieu
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 25.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELA	1336.00	1299.57	0.00
2.	ELU	3181.63	401.78	0.00
3.	ELS	2347.25	301.03	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 1.00 (%)
minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 1336.00 (kN) M_y = 1299.57 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.81 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 44.7 (cm)
Bras de levier: Z = 93.7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 5.49 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU **N = 3181.63 (kN)** **M_y = 401.78 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4.79 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 113.6 (cm)
Bras de levier: Z = 64.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.03 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =6.8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELS **N = 2347.25 (kN)** **M_y = 301.03 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4.62
Position de l'axe neutre: y = 136.1 (cm)
Bras de levier: Z = 66.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 46.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)