

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Département matériaux et structure

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC
'V101.7' DU PK 101+740 AU PK 101+846
DE LA PENETRANTE DJENDJEN-EL
EULMA

Présenté par :

ABIZA MENAD
HAMIMID ANES

Encadré par :

Mme. OUARAB CHAHIRA
Mr. BENOUCHFON ABDELHAKIM

Promotion 2021/2022

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 tenons à remercier **Mme. OUARAB et Mr. BENOUCHFON**, nos encadreurs, qui nous ont accompagnés tout le long de cette expérience avec beaucoup de patience et de pédagogie.

Nous exprimons toute notre gratitude à **Mr. BABAKHOUYA** pour son aide crucial et ses conseils tout le long de notre travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement **Mr. MANSOURI**, et **Mr. MAMI** pour avoir répondu à nos questions.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils nous ont prodigué durant les cinq ans de notre formation

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.

Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui nous ont aidés de proche ou de loin.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu, qui m'ont guidé lors des moments difficiles et qui ont su m'aider durant toute ma vie parce que tout ça c'est grâce à eux après l'aide du dieu bien sûr, que ALLAH vous garde et vous protège.

A mon frère WAEL, mes sœurs et toute ma précieuse famille.... je trouve pas les mots de vous exprimer ma reconnaissance et votre cherté chez moi .

*A mon binôme et confrère : **ABIZA MENAD***

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, ma famille et mes amis pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude.

HAMIMID ANES

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu, qui m'ont guidé lors des moments difficiles et qui ont su m'aider durant toute ma vie parce que tout ça c'est grâce à eux après l'aide du dieu bien sûr, que ALLAH vous garde et vous protège.

À mes chers frères et sœurs pour leur appui et leur encouragement

*A mon binôme et confrère : **HAMIMID ANES***

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

ABIZA MENAD

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude du viaduc V101.7 situé entre le PK 101+740 et PK101+846 wilaya de Sétif, dans le cadre de la réalisation de la liaison Autoroutière reliant le Port Djendjen à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Nous avons commencé notre travail par une recherche bibliographique sur l'affouillement des piles de ponts.

Ensuite on a entamé notre objectif principal qui comprend le choix et le pré dimensionnement de la conception la plus adéquate, le calcul des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, l'hourdis et les équipements et nous avons fini par le dimensionnement de l'infrastructure.

Mots clés : Conception, viaduc, affouillement, précontrainte, hourdis, infrastructure.

Abstract

This work is part of the design and study of the B101.7 Bridge located between PK 101 + 740 and PK101 + 846 wilaya of Setif, as part of the construction of the motorway link connecting Port Djendjen to the motorway East-West at El Eulma.

We began our work with a bibliographic research on the scouring of bridge piers.

Then we started our main objective which includes the choice and the pre-sizing of the most adequate design, the calculation of the loads and overloads, the study of the prestressing, the slabs and the equipment and we ended up with the sizing of infrastructure.

Keywords : Design, Bridge, scour, prestressing, slabs, infrastructure.

ملخص

هذا العمل هو جزء من تصميم ودراسة الجسر V101.7 الواقع بين PK 101 + 740 و PK101 + 846، يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع انجاز الطريق السريع الذي يربط ولاية سطيف بميناء جينجن. بدأنا عملنا ببحث ببيولوجرافي حول تنظيف أرصفة الجسور بعدها تطرقنا الى هدفنا الرئيسي الذي يتضمن الاختيار والتحجيم المسبق للتصميم الأكثر ملاءمة، ثم انتقلنا الى دراسة مختلف عناصر الجسر و هي كما يلي: تقييم الحمولات - دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد - دراسة عناصر سطح الجسر وانتهى بنا المطاف بتحديد حجم البنية التحتية. الكلمات الرئيسية: التصميم، الجسر، التنظيف، الإجهاد المسبق، الألواح، البنية التحتية

LISTE DES ABREVIATIONS

RPOA : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

VIPP : viaduc à traveés indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

BAEL : Béton armé aux états limites.

BPEL : Béton précontraint aux états limites.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir courant.

f_e : La limite d'élasticité des aciers passifs.

HA : Aciers à haute adhérence. **12T15** : Douze torons de quinze fils. f_{prg} : Résistance de rupture garantie.

f_{peg} : Résistance limite élastique garantie.

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre inférieure de la section.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte de traction admissible

E : Module d'élasticité longitudinale.

$\Delta\sigma_{inst}$: La perte de tension instantanée.

$\Delta\sigma_{diff}$: La perte de tension différée.

F_L : Force sismique longitudinale.

F_T : Force sismique transversale.

H_T : Force induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force induit par les effets du retrait et du fluage.

K_h : Coefficient sismique horizontal.

K_v : Coefficient sismique vertical.

K_{ad} : Coefficient de poussée.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : AFFOUIEMENT DES PILES

Figure I.1. L'écoulement autour d'une pile cylindrique.....	3
Figure I.2. Les types d'affouillement sous les ponts.....	4
Figure I.3. La balance de LANE.....	5
Figure I.4. Les facteurs de forme	6
Figure I.5. La protection d'un appui par enrochement.....	6
Figure I.6. La protection d'un appui par une crèche.....	8
Figure I.7. La protection d'un appui par rideaux para-fouilles.....	8
Figure I.8. La protection par un radier général.....	8

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Figure II.1. La situation de l'ouvrage sur la pénétrante de 48Km.....	12
Figure II. 2 : Site de l'ouvrage.....	13
Figure II.3 : Trace en plan.....	14
Figure II. 4 : Profil en long de l'ouvrage.....	15
Figure II. 5 : profil en travers.....	15
Figure II. 6 : Location des sondages.....	16
Figure II. 7 : Carte de zone sismique de l'Algérie d'après RPOA.....	17

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	21
Figure III. 2 : Profile en long VARIANTE 01.....	21
Figure III. 3 : Vue en plan VARIANTE 01.....	21
Figure III. 4 : Dimensions des sections transversales VARIANTE 01.....	22
Figure III. 5 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 01.....	23
Figure III. 6 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 01.....	23
Figure III. 7 : Implantation des appuis VARIANTE 01.....	24

Figure III. 8 : Profil en long VARIANTE 02.....	25
Figure III. 9 : Vue en plan VARIANTE 02.....	25
Figure III. 10 : Dimensions du voussoir.....	26
Figure III. 11 : dimensions du caisson.....	27
Figure III. 12 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 02.....	27
Figure III. 13 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 02.....	28
Figure III. 14 : Morphologie générale d'un pont mixte.....	28
Figure III. 15: Profil en long VARIANTE 03.....	29
Figure III. 16 : Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise.....	29
Figure III. 17 : dimensions de la section transversale de la poutre.....	30
Figure III. 18 : Coupe transversale de la pièce du pont.....	31
Figure III. 19 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 03.....	32
Figure III. 20 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 03.....	31
Figure III. 21 : Vue en plan VARIANTE 03.....	33

CHAPITRE IV : CARECTERISTIQUES & HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV. 1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	38
Figure IV. 2 : Limitation des contraintes des sections en B.P.....	40

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES & SURCHARGE

Figure V. 1 : Demi-poutre.....	42
Figure V.2 : Détail de l'entretoise.....	43
Figure V. 3 : Système Bc.....	46
Figure V. 4 : Système Br.....	47
Figure V. 5: Système Bt.....	48
Figure V. 6: Convoi Mc120.....	49
Figure V. 7: Convoi type D240.....	49

CHAPITRE VI : EVALUATION EFFORTS LONGITUDINAUX

Figure VI. 1: Charge Q uniformément répartie.....	53
Figure VI. 2: Position de Bc à $x=0$	54
Figure VI. 3 : Disposition de système Bc.....	55
Figure VI. 4: Position de Bt à $x=0$	56
Figure VI. 5 : Position de Bt à $x=L/2$	56
Figure VI. 6 : position de Mc 120 à $x=0$	56
Figure VI. 7 : position de Mc 120 à $x=L/2$	57
Figure VI. 8: Position de D240 à $x=0$	57
Figure VI. 9 : Position de D240 à $x=L/2$	57

CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS

Figure VII. 1 : Schéma représente La section équivalente de la poutre.....	61
Figure VII. 2 : Position des poutres transversalement.....	65
Figure VII.3 : Les lignes d'influence du coefficient $K\alpha$	65
Figure VII.4 : Calcul de $K\alpha_{\text{moy}}$ pour la poutre 1.....	68
Figure VII.5 : Modèle du tablier en 3D.....	71
Figure VII.6 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240).....	72
Figure VII.7 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240).....	72
Figure VII.8 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison G + D240).....	73
Figure VII.9 : Effort tranchant maximum à l'ELS (Combinaison G + D240).....	73

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRANTE

Figure VIII. 1 : Rayon de courbure.....	79
Figure VIII. 2 : L'angle de déviation.....	80
Figure VIII. 3: Caractéristiques des plaques d'ancrages.....	80
Figure VIII. 4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	81
Figure VIII. 5 : Contraintes admissibles.....	88
Figure VIII. 6 : diagramme des contraintes à mi- travée.....	93
Figure VIII. 7 : Ferrailage de la poutre à mi- travée.....	93

Figure VIII. 8 : Flèche due au poids propre de la poutre.....	94
Figure VIII. 9 : La flèche due au poids du tablier G.....	94
Figure VIII. 10 : Contre flèche due à la précontrainte.....	95
Figure VIII. 11 : flèche max à l'ELS.....	95

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'OURDIS ET EQUIPEMENTS DE PONT

Figure IX .1 : Moment maximum à l'ELS.....	98
Figure IX. 2 : Moment maximum à l'ELU.....	99
Figure IX .3 : Ferrailage de la dalle (coupe transversales).....	100
Figure IX.4 : Les positions des vérins pour le vérinage du tablier.....	101
Figure IX.5 : Le poids du tablier revient aux entretoises.....	102
Figure IX.6 : Diagramme des moments à l'ELS.....	102
Figure IX.7 : Diagramme des moments à l'ELU.....	102
Figure IX.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	103
Figure IX.9 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.....	104
Figure IX.10 : géométrie d'un appareil d'appui.....	104
Figure IX.11 : Dimensions de d'appuis.....	108

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure XI. 1 : Ferrailage du pieu	24
Figure XI. 2 : Ferrailage de la semelle sous la pile.....	126
Figure XI. 3 : Ferrailage de fût.....	129
Figure XI. 4 : Modélisation du chevêtre.....	130
Figure XI. 5 : Moments max à l'ELU.....	130
Figure XI. 6 : Efforts tranchants max à l'ELU.....	130
Figure XI. 7 : Moments max à l'ELS.....	131
Figure XI.8 : Sollicitations plus défavorables sur fut.....	133
Figure XI. 9 : Dimensions de la culée.....	135
Figure XI.10 : moments agissant le mur en retour.....	143
Figure XI.11 : Ferrailage de la culée	144

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Tableau II.1 : gradient thermique.....	18
--	----

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau III. 1 : Récapitulation du pré dimensionnement VARIANTE 01.....	22
Tableau III. 2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.....	24
Tableau III. 3 : Pré-dimensionnement du voussoir.....	26
Tableau III. 4 : Pré dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.....	30
Tableau III. 5 : Pré dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.....	31
Tableau III. 6 : les avantages et les inconvénients de chaque variante.....	33
Tableau III. 7 : Le cout estimatif de chaque variante.....	34

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES & HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV. 1: Les caractéristiques de béton.....	36
Tableau IV. 2: Les caractéristiques des armatures passives.....	37
Tableau IV. 3: Les caractéristiques des câbles de précontrainte.....	37
Tableau IV. 4: Contraintes admissibles à la compression de béton.....	39
Tableau IV. 5: Les modules de déformation longitudinale.....	39
Tableau IV. 6: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	39
Tableau IV.7 : Caractéristiques des sections.....	40

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES & SURCHARGE

Tableau V.1: Résultats de calcul des CP.....	43
Tableau V. 2: Résultats de calcul des CCP.....	44
Tableau V.3: Poids total du tablier.....	44
Tableau V. 4 : Le coefficient a_1	45
Tableau V. 5 : La valeur de v_0	45
Tableau V.6: Résultat de calcul de $A(l)$	46
Tableau V.7: Coefficients b_c	47

Tableau V.8 : Résultat de calcul de Bc.....	47
Tableau V.9: Coefficients bt.....	48
Tableau V.10 : Résultat de calcul de Bt.....	48
Tableau V.11 : Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.....	50
Tableau V.12 : Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l).....	51

CHAPITRE VI : EVALUATION EFFORTS LONGITUDINAUX

Tableau VI. 1 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous La charge permanente.....	53
Tableau VI. 2 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous la charge de système A(l).....	54
Tableau VI. 3 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bc.....	55
Tableau VI. 4 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bt.....	56
Tableau VI. 5 : Moment fléchissant et effort tranchant max Sous la charge de système Mc120.....	57
Tableau VI. 6 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants max.....	58

CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS

Tableau VII.1 : Le calcul de paramètre d'entretroisement θ	61
Tableau VII.2: Le calcul de paramètre de torsion α	62
Tableau VII. 3 : Tableau de K pour $\theta = 0.65$ et $\alpha=0$	63
Tableau VII. 4 : Tableau de K pour $\theta = 0.7$ et $\alpha=0$	63
Tableau VII. 5 : Tableau de K pour $\theta = 0.7$ et $\alpha=0$	63
Tableau VII. 6 : Tableau de K pour $\theta = 0.686$ et $\alpha=1$	64
Tableau VII.7 : Tableau de K pour $\theta=0.686$ et $\alpha=0.222$	64
Tableau VII.8 : Coefficient de répartition $K\alpha$ relatives aux positions réelles des poutres.....	65
Tableau VII.9 : Tableau des moments réels pour les différentes positions des poutres.....	69
Tableau VII.10 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU).....	70
Tableau VII. 11 : Comparaison entre les valeurs manuelles et automatique.....	74

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRANTE

Tableau VIII.1 : Les caractéristiques géométriques de Tablier	76
Tableau VIII. 2 : Les sollicitations défavorables.....	77
Tableau VIII. 3 : Résultats de pré- vérification des contraintes.....	79

Tableau VIII. 4 : Position des câbles.....	81
Tableau VIII. 5 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.....	82
Tableau VIII. 6 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.....	83
Tableau VIII. 7 : valeurs des coefficients f et ϕ	84
Tableau VIII. 8 : Les résultats de calcul des pertes due au frottement.....	84
Tableau VIII. 9 : Les résultats de calcul des pertes par recul de l'ancrage.....	85
Tableau VIII. 10 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton...	85
Tableau VIII. 11 : Perte par retrait du béton.....	86
Tableau VIII. 12 : Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton.....	86
Tableau VIII. 13 : Les résultats de calcul finaux des pertes.....	87
Tableau VIII. 14 : Caractéristiques nettes des sections de vérification.....	87
Tableau VIII. 15 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	88
Tableau VIII. 16 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase.....	89
Tableau VIII. 17 : Calcul de l'effort de précontrainte.....	91
Tableau VIII.18. Calcul de Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.....	91
Tableau VIII. 19 : Vérification des contraintes tangentielles.....	91
Tableau VIII. 20 : Résultat de calcul β_u	92
Tableau VIII. 21 : Résultat de calcul β_u	93

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'OURDIS ET EQUIPEMENTS DE PONT

Tableau IX .1 : Moments max sur la dalle.....	99
Tableau IX .2 : Ferrailage transversale de la dalle	100
Tableau IX .3 : Ferrailage longitudinale de la dalle	100
Tableau IX .4 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.....	103
Tableau IX .5 : Résultats de calcul de P_u	106
Tableau IX .6 : Sollicitations défavorables sur appareil d'appuis pour pile.....	107
Tableau IX .7 : Sollicitations défavorables sur appareil d'appuis pour culée	107
Tableau IX .8 : Les joints de chaussée selon CIPEC [8].....	110

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

Tableau X.1 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques des appuis.....	113
Tableau X.2 : répartition des efforts sismiques longitudinaux sur chaque appui.....	115
Tableau X. 3 : Evaluation des raideurs transversal statiques des appuis.....	115
Tableau X. 4 : répartition des efforts sismiques transversaux sur chaque appui.....	116
Tableau X. 5 : Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison.....	117

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau XI.1 : Positionnement et hauteur des piles.....	119
Tableau XI. 2 : Efforts appliqués à la semelle de pile.....	121
Tableau XI. 3 : Combinaisons d'actions ELS.....	121
Tableau XI. 4 : Combinaisons d'actions ELU.....	122
Tableau XI. 5 : efforts normales max sur pieux.....	122
Tableau XI.6 : les paramètres de WARNER.....	123
Tableau XI. 7 : Calcul la section d'acier	125
Tableau XI. 8 : efforts agissant les futs.....	126
Tableau XI. 9 : Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELS.....	127
Tableau XI. 10 : Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELU.....	127
Tableau XI.11 : Sollicitations plus défavorables sur fut.....	128
Tableau XI.12 : Ferrailage du chevêtre à la flexion.....	131
Tableau XI.13 : Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée.....	134
Tableau XI.14. Calcul du coefficient de poussée Kad.....	136
Tableau XI.15 : Effort dû aux charges permanentes.....	137
Tableau XI.16 : Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais.....	137
Tableau XI.17. Sollicitations les plus défavorables.....	138
Tableau XI.18 : Efforts sismiques des éléments de la culée.....	138
Tableau XI. 19 : La poussée dynamique des terres.....	138
Tableau XI.20. Effort sismique du tablier agissant sur la culée.....	138
Tableau XI.21. Sommation des efforts sismiques.....	139
Tableau XI.22. Efforts à l'ELA.....	139

Tableau XI.23. Sollicitations plus défavorable sur mur frontal.....	139
Tableau XI.24 : efforts pour la dalle de transition.....	140
Tableau XI.25 : combinaisons des efforts pour la dalle de transition.....	140
Tableau XI.26. Combinaisons d'actions sur le corbeau.....	141
Tableau XI.27 : Valeur de M_c/K EN en fonction de $h(m)$	142

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : AFFOUIEMENT DES PILES

I.1.INTRODUCTION.....	3
I.1.1. L'affouillement	3
I.2.TYPES D’AFFOUILLEMENT.....	3
I.2.1. Affouillement générale.....	3
I.2.2. Affouillement locale.....	3
I.2.3. Affouillement de contraction.....	4
I.3. PARAMETRES CONDITIONNANT L’AFFOUILLEMENT	4
I.3.1. Propriété de sol	4
I.3.2. Les courants et les crues	4
I.3.3. La présence d’ouvrage	5
I.3.4. La modification du lit de rivière	5
I.4. FACTEURS INFLUENÇANT LA PROFONDEUR D’AFFOUILLEMENT.....	6
I.4.1. Paramètres géotechniques.....	6
I.4.2. Paramètres hydrauliques	6
I.4.3. Paramètres structurels.....	6
I.5. METHODES DE PROTECTION CONTRE L’AFFOUILLEMENT	7
I.5.1. Les anciennes protections contre Affouillement	7
I.5.2. La protection contre l’affouillement	9
I.6. CONCLUSION GENERALE	10

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION	12
II.2. PRESENTATION DE L’OUVRAGE	12

II.2.1. Les caractéristiques de l'ouvrage	13
II.3. DONNEES RELATIVE A L'OUVRAGE.....	14
II.3.1. Données fonctionnelles.....	14
II.3.2. Données naturelles	16
CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	
III.1. INTRODUCTION.....	20
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	20
III.2.1. Variante 01 : Pont a poutres précontraintes post tension	20
III.2.2. Variante 02 : pont caisson a hauteur constante.....	24
III.2.3. VARIANTE 03 : Pont Mixte Bipoutre	28
III.3. ANALYSE MULTICRITERE	33
III.4. CONCLUSION	34
CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES & HYPOTHESES DE CALCUL	
IV.1. INTRODUCTION.....	36
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	36
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	36
IV.3.1. Béton	36
IV.3.2. Armatures.....	37
IV.3.3. Contraintes admissibles.....	38
IV.4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS	40
CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES & SURCHARGE	
V.1. LES ACTIOS APPLIQUEES SUR L'OUVRAGE	42
V.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	42
V.2.1. Évaluation des charges	42
V.2.2. Évaluation des surcharges	44

CHAPITRE VI : EVALUATION EFFORTS LONGITIDUNAUX

VI.1. INTRODUCTION	53
VI.2. SOUS CHARGE Q UNIFORMEMENT REPARTIE.....	53
VI.2.1. Sous La charge permanente	53
VI.2.2. Sous la charge de système A(l)	54
VI.3. SOUS LA CHARGE DE SYSTEME B _c	54
VI.4. SOUS LA CHARGE DE SYSTEME B _T	54
VI.5. SOUS LA CHARGE DE SYSTEME M _{c120}	56
VI.6. SOUS LA CHARGE DE SYSTEME D240	57

CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS

VII.1. INTRODUCTION	60
VII.2. SELON LA METHODE GUYON-MASSONNET.....	60
VII.2.1. Détermination des paramètres de calcul	60
VII.2.2. Répartition transversale des moments fléchissant	69
VII.3. MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT	71
VII.4. LES RESULTATS	72
VII.5. COMPARAISON ENTRE LES VALEURS MANUELLES ET AUTOMATIQUES.....	74
VII.6. CONCLUSION.....	74

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRANTE

VIII.1. INTRODUCTION.....	76
VIII.2. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION.....	76
VIII.3. LES CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE.....	76
VIII.4. DETERMINATION NOMBRE DE CABLE	77
VIII.5. PRE- VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	78
VIII.6. TRACE DU CABLE	79
VIII.6.1. Rayon de courbure	79
VIII.6.2. L'angle de déviation β	80

VIII.6.3. Caractéristiques des plaques d'ancrages.....	80
VIII.6.4. Position des câbles.....	81
VIII.6.5. L'angle de relevage α	82
VIII.6.6. Résultats	83
VIII.7. CALCUL DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE.....	83
VIII.7.1. Les pertes instantanées	84
VIII.7.2. Les pertes différées	86
VIII.8. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS	87
VIII.8.1. Les Caractéristiques des sections de vérification	87
VIII.8.2. Effort de précontrainte	87
VIII.8.3. Vérification des contraintes normales	89
VIII.8.4. Vérification des contraintes tangentielles	90
VIII.9. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU	91
VIII.10. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE.....	92
VIII.10.1. Armatures passives des zones tendues.....	92
VIII.10.2. Armatures de peau.....	93
VIII.10.3. Cadres de talon.....	93
VIII.10.4. Armatures supérieures de la table de compression	94
VIII.11. VERIFICATION DE LA FLECHE	94
VIII.11.1. La flèche admissible	94
VIII.11.2. Flèche due au poids propre de la poutre	94
VIII.11.3. Flèche due au poids du tablier G	94
VIII.11.4. Contre flèche due à la précontrainte.....	95
VIII.11.5. Flèche maximale à ELS	95
VIII.11.6. Flèche due à la Construction	95
VIII.11.7. La flèche totale	96
VIII.12. CONCLUSION.....	96

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'OURDIS ET EQUIPEMENTS DE PONT

IX.1. INTRODUCTION	98
IX.2. ETUDE DE L'OURDIS	98
IX.2.1. La modélisation de la dalle	98
IX.2.2. Les résultats	98
IX.2.3. Ferrailage de la dalle	99
IX.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	101
IX.3.1. Évaluation des efforts	101
IX.3.2. Résultats	102
IX.3.3. Ferrailage	103
IX.4. EQUIPEMENT DU PONT	104
IX.4.1. L'appareils d'appui	104
IX.4.2. Des d'appuis.....	108
IX.4.3. Joint de chaussée.....	109

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

X.1. INTRODUCTION	112
X. 2. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE...	112
X.3.ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	112
X.4. SEISME LONGITUDINAL	113
X.4.2. Détermination de la raideur longitudinale du système	113
X.4.3. Période longitudinale du système	113
X.4.4. Spectre de réponse élastique.....	114
X.4.5. Effort longitudinale globale.....	114
X.4.6. Evaluation des déplacements.....	114
X.4.7. Répartition des efforts sismiques	114
X.5. SEISME TRANSVERSAL	115
X.5.1. Détermination de la raideur transversale du système.....	115
X.5.2. Période transversal du système	115

X.5.3. Spectre de réponse élastique.....	115
X.5.4. Effort transversal globale.....	116
X.5.5. Evaluations des déplacements	116
X.5.6. Répartition des efforts sismiques.....	116
X.6. SEISME VERTICALE.....	116
X.7. COMBINAISON DES COMPOSANTS DE L’ACTION SISMIQUE	116
X.8. CONCLUSION.....	117

CHAPITRE XI : ETUDE DE L’INFRASTRUCTURE

XI.1. INTRODUCTION	119
XI.2. ETUDE DE LA PILE	119
XI.2.1. Conception de la pile.....	119
XI.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	120
XI.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	121
XI.2.4. Etude de la fondation.....	122
XI.2.5. Etude des fûts.....	126
XI.2.6. Etude de chevêtre	129
XI.3. CONCLUSION	133
XI.4. ETUDE DE LA CULEE	134
XI.4.1. Choix de type de culée	134
XI.4.2. Implantation des culées.....	134
XI.4.3. Pré dimensionnement de la culée	134
XI.4.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée	136
XI.4.5. Ferrailage des éléments de la culée	144

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION :

Nous avons élaboré dans ce mémoire qui rend compte du Projet de Fin d'Etudes (PFE) dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Travaux publics à l'école nationale supérieure des travaux publics « FRANCIS JONSON » ENSTP, la conception et l'étude d'un pont Routier à double -voie situé au PK 101+740, qui a été réalisée par l'entreprise « SAPTA »

D'où ce travail repose sur les chapitres intitulés comme suit :

Chapitre I, aborde une recherche bibliographique sur L'affouillement des piles.

Chapitre II, décrit la présentation de l'ouvrage ainsi les caractéristiques géotechniques du site afin d'entamer le chapitre III, ou en proposant trois variantes suivies par un prédimensionnement et vérification de ces dernières.

Chapitre IV et V, traitent les caractéristiques des matériaux et les hypothèses de calculs

Ainsi que les différentes charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage

Les chapitres VI et VII, évaluent les efforts longitudinaux et la répartition transversal des charges.

Chapitre VII, élaborent l'étude de la précontrainte ainsi l'étude de l'hourdis et les équipements de pont.

Les derniers chapitres sont consacré à l'étude sismique et l'infrastructures.

En fin le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I :
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude bibliographique de l'affouillement des fondations des ponts, leurs causes, mécanismes et mesures préventives les mesures de sécurité prises durant la phase de conception des fondations pour faire face à ce dangereux type de phénomène qui peut nuire à notre ouvrage.

I.1.1. L'affouillement

L'affouillement est un type d'érosion qui se produit dans le lit d'un cours d'eau et se traduit par un approfondissement local au niveau de la berge ou dans le lit mineur. L'affouillement est généré par une augmentation locale du transport solide du cours d'eau par exemple à l'aval d'un seuil ou à cause de la présence de roches modifiant les vitesses d'écoulement. Pour limiter l'affouillement, des bassins de dissipation d'énergie sont généralement créés en aval des seuils ou chutes d'eau. Les tourbillons et turbulences créent des dépressions en forme de cône ou d'entonnoir.

I.2. TYPES D'AFFOUILLEMENT

I.2.1. Affouillement générale

Ce type d'affouillement est indépendant de la présence d'une structure dans le cours d'eau et correspond à l'évolution naturelle du lit par dégradation. Cette évolution peut survenir rapidement suite à une grande crue, ou bien s'étendre sur plusieurs années. L'activité humaine, telle que la modification du cours d'eau ou la construction de barrages, amplifie ce type d'affouillement.

I.2.2. Affouillement locale

Ce type d'affouillement résulte directement de la présence de piles ou culées dans un écoulement hydraulique. Ces obstacles engendrent un changement brusque de l'écoulement (Figure I.1) : En amont de la pile, l'écoulement est redirigé vers le lit engendrant ainsi une érosion localisée autour de la pile. Cela donne naissance, en pied de pile, à des tourbillons qui vont accentuer l'affouillement local

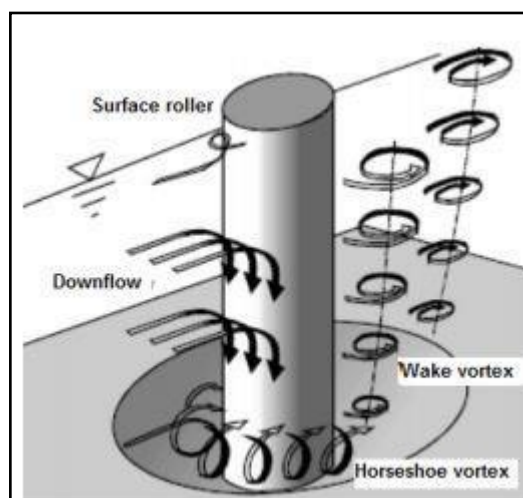


Figure I.1. L'écoulement autour d'une pile cylindrique

I.2.3. Affouillement de contraction

Ce type d'affouillement est dû au rétrécissement de la largeur du cours d'eau, soit naturellement, soit à cause de la présence d'un ouvrage d'art. Cette contraction engendre une augmentation de la vitesse d'écoulement et par conséquent une force érosive plus importante. Les sédiments de la zone de contraction sont transportés entraînant ainsi un abaissement local du lit du cours d'eau.

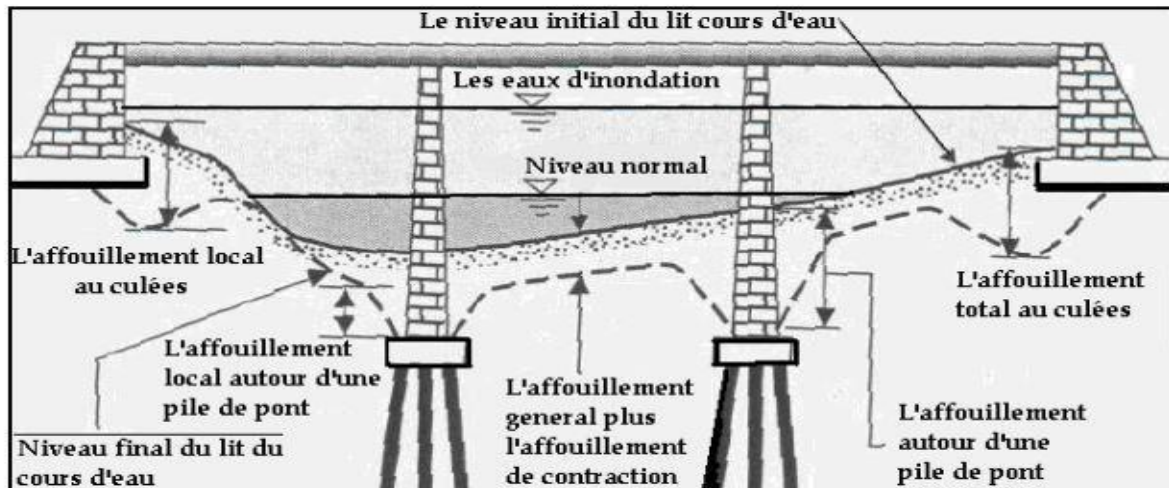


Figure I.2. Les types d'affouillement sous les ponts.

I.3. PARAMETRES CONDITIONNANT L'AFFOUILLEMENT

I.3.1. Propriété de sol

Le transport des solides dépend directement de la granulométrie du sol et de sa compacité. La faible densité favorise le déplacement des particules, les petits agrégats sont faciles à transporter contrairement aux gros qui nécessitent un débit plus élevé pour les transporter.

Par conséquent, pour les sols à grains fins et non cohésifs et de granulométrie serrée, leur affouillement est plus important.

La forme des grains aussi joue un rôle essentiel dans le cas du transport solide par charriage car les grains ayant une forme arrondie sont facilement transportés contrairement aux particules ayant des formes irrégulières.

I.3.2. Les courants et les crues :

L'augmentation de l'intensité d'écoulement d'eau, particulièrement pendant les périodes de crues, fait appel au transport solide en d'autres termes, le phénomène d'affouillement.

L'influence de la pente de la rivière est aussi très importante puisqu'une pente forte fait accroître la vitesse d'eau et ensuite le transport solide.

Dans l'étude hydrodynamique des rivières, l'interaction entre l'écoulement d'eau et le sol constituant le lit des rivières est illustré par la balance de Lane.

De l'eau, en combinaison avec la pente d'écoulement, d'une part, et le dépôt des sédiments dans le cas de surabondance du débit solide ou des diamètres des grains d'autre part.

On peut remarquer que les rivières ont tendance à retrouver leur équilibre dynamique entre l'érosion et le dépôt, ce qui fait la variation continue de la morphologie du cours d'eau

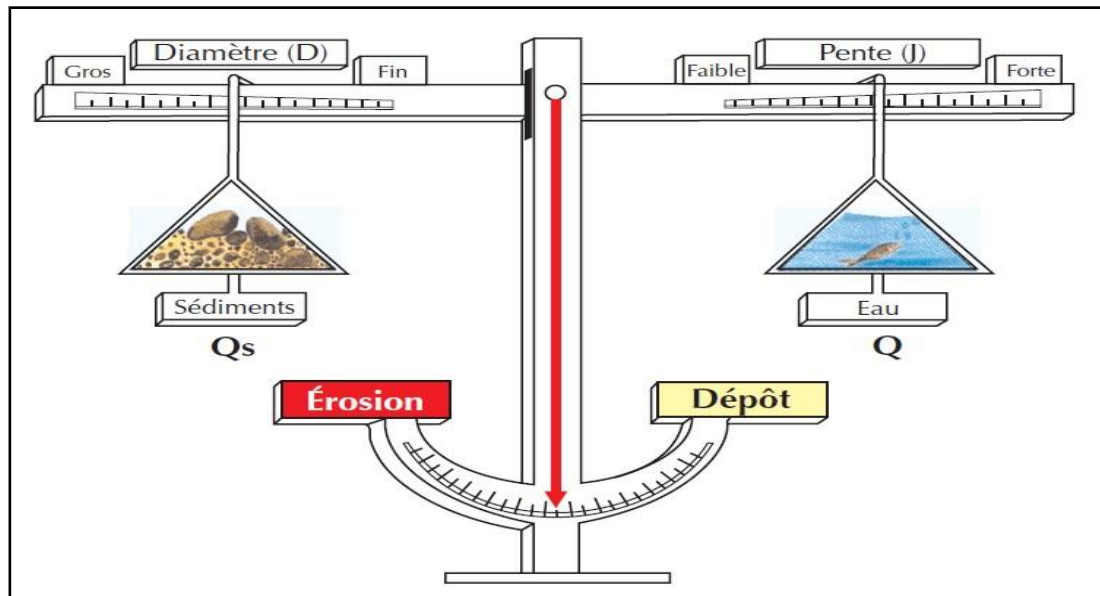


Figure I.3. La balance de LANE

I.3. 3. La présence d'ouvrage

La pile de la structure crée des tourbillons, cela arrache des particules du sol autour d'elle ce qui engendre un affouillement local augmentera son risque. Ce phénomène dépend en grande partie de la forme, de la disposition et de la section transversale de la pile.

Dans certains cas les ponts construits peuvent réduire les sections des cours d'eau, cette réduction des sections des cours d'eau amplifie sa vitesse d'écoulement et sa puissance de transports des solides ce qui engendre un creusement local du lit.

I.3. 4. La modification du lit de rivière

Toute activité humaine modifiant le débit solide d'un cours d'eau génère un déficit sédimentaire, ce qui provoque des désordres épouvantables et désastreux.

Il en résulte non seulement des problèmes écologiques, mais aussi l'abaissement du niveau d'eau, l'affouillement de contraction à grande échelle, et la modification de la pente du lit qui agit sur la vitesse d'écoulement et accentue l'affouillement général.

I.4. FACTEURS INFLUANT SUR LA PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT

L'affouillement local autour des piles est un phénomène très complexe. Sa profondeur finale, tout comme son évolution au cours du temps et la forme de la fosse, dépend de nombreux paramètres hydrauliques, géotechniques et structurels.

I.4.1. Paramètres géotechniques

La vulnérabilité des sols à l'affouillement varie en fonction de la nature du sol et de son état. La cohésion des sédiments a, par conséquent, une influence majeure sur la profondeur de l'affouillement à l'équilibre et le temps nécessaire pour l'atteindre.

L'affouillement des sols non cohésifs, tels que les sables et graviers, a été largement étudié. Ce type de sol s'érode facilement, particule par particule, jusqu'à atteindre la profondeur d'affouillement maximale au bout de quelques heures ou jours pour ce type de sol, l'affouillement dépend du diamètre moyen des grains d_{50} , la dispersion des grains σ_g et de la force de gravité

Au contraire, dans le cas des sols cohésifs, tels que les argiles et limons, d'autres forces entrent en jeu. En effet, les particules fines sont liées par des forces et s'attirent entre elles, par conséquent le processus d'affouillement est plus long. La profondeur d'affouillement dépend du pourcentage d'argile et la compacité.

I.4.2. Paramètres hydrauliques

Le principal paramètre hydraulique qui influence la profondeur d'affouillement est la vitesse moyenne d'approche V . Cette grandeur est prise en compte dans l'estimation de la profondeur d'affouillement, soit dans le calcul de la vitesse critique V_c , soit par nombre de Froude Fr ou le nombre de Reynolds Re . Chabert & Engeldinger (1956) ont montré que la valeur de la vitesse d'approche V détermine le régime d'affouillement et par conséquent, la cinétique de l'évolution de la profondeur de la fosse.

Briaud a montré que la profondeur d'affouillement est indépendante de la hauteur d'eau dès que $H/B > 2$ (avec H : hauteur d'eau et B le diamètre de la pile). Pour des écoulements peu profonds $H/B < 2$, plus la hauteur d'eau est faible plus l'affouillement se développe rapidement.

I.4.3. Paramètres structurels

Les paramètres structurels, tels que le type, les dimensions et la forme de la pile, constituent des facteurs déterminants de la profondeur d'affouillement local à l'équilibre. L'effet de la forme de la pile a été largement étudié. En fonction de la forme de la pile, des facteurs de forme ont été définis, en considérant la forme circulaire comme référence.





 (a) Circulaire	 (b) Rectangulaire	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Forme de la pile</th> <th>Facteur de forme</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(a)</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>(b)</td> <td>1.0 à 1.2</td> </tr> <tr> <td>(c)</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>(d)</td> <td>0.65 à 0.76</td> </tr> </tbody> </table>	Forme de la pile	Facteur de forme	(a)	1.0	(b)	1.0 à 1.2	(c)	0.9	(d)	0.65 à 0.76
Forme de la pile	Facteur de forme											
(a)	1.0											
(b)	1.0 à 1.2											
(c)	0.9											
(d)	0.65 à 0.76											
 (c) Rectangulaire avec avant-bec semi-circulaire	 (d) Rectangulaire avec avant-bec pointu											

Figure I.4. Les facteurs de forme

I.5. METHODES DE PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT

S'il y a un risque d'affouillement, il est donc important de protéger les fondations de l'ouvrage contre l'affouillement, en particulier sur les rivières dont le lit est affouillé. Il existe plusieurs méthodes anciennes et modernes de protection contre L'affouillement.

I.5.1. Les anciennes protections contre Affouillement

I.5.1.1 Protections d'un appui par des enrochements :

Le plus souvent, les fondations en rivière sont protégées contre les chocs directs et les affouillements par des enrochements disposés en forme de talus, pour certains ouvrages fondés sur pieux, les blocs participent également à la stabilité latérale de l'appui.

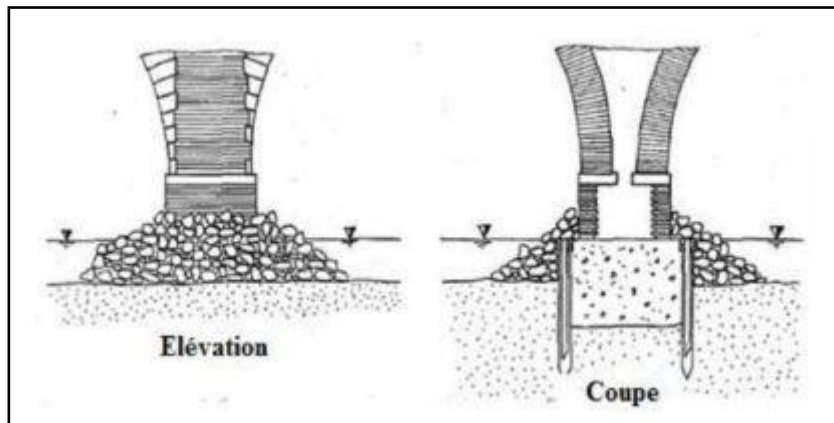


Figure I.5. La protection d'un appui par enrochement.

I.5.1.2. Protection d'un appui par une crèche :

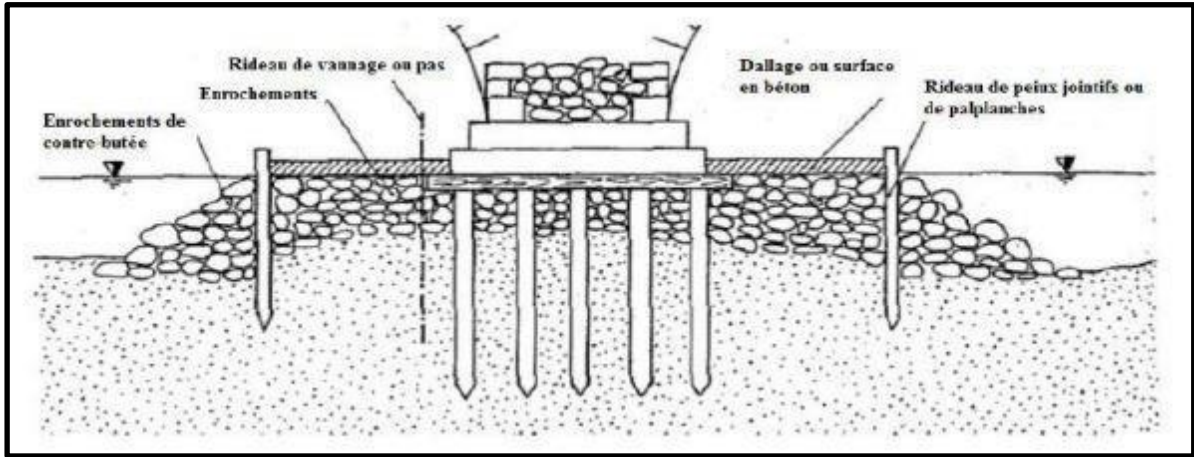


Figure I.6. La protection d'un appui par une crèche.

I.5.1.3 Protections d'un appui par des rideaux para-fouilles :

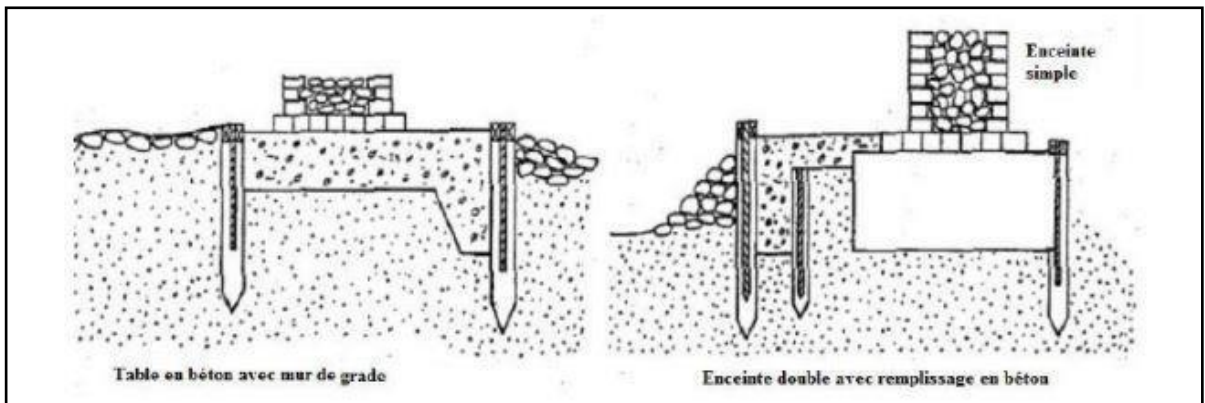


Figure I.7. La protection d'un appui par rideaux para-fouilles.

I.5.1.4 Protections par un radier general :

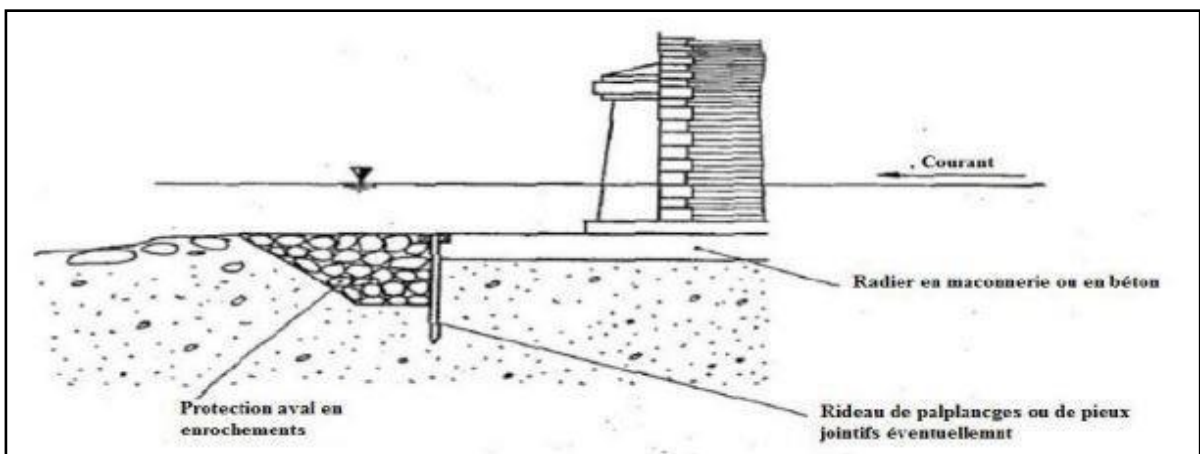


Figure I.8. La protection par un radier général.

Le choix et la mise en œuvre des protections des appuis des ouvrages doit faire l'objet d'une étude, il faut connaître, d'une part la nature du lit (matériaux granulométrie) et d'autre part le régime hydraulique.

I.5.2. La protection contre l'affouillement

Pour stopper les affouillements et minimiser la profondeur des fondations on optera une forme de pile qui minimise les affouillements et un dispositif de protection tel que :

- ❖ Protection par enrochements.
- ❖ Ilots.
- ❖ Caisson de fondation.

I.5.2.1 les tapis d'enrochement:

Les tapis en enrochement sont des dispositifs de protection contre l'érosion locale sont les plus couramment utilisés car ils sont peu coûteux et faciles à mettre en œuvre. Il s'avère qu'ils sont très efficaces.

Pour éviter les risques d'affouillement autour de la pile, les dimensions du tapis à réaliser sont en fonction de la vitesse d'écoulement et le diamètre de la pile, la dimension du tapis d'enrochement en plan est égale à 3 fois le diamètre de la pile.

I.5.2.2 la protection par ilots :

L'idée de protéger une pile par des îlots en amont est de briser le courant incident et d'affaiblir les tourbillons générateurs de l'érosion. Le nombre de paramètres nécessaires à la conception d'un tel dispositif est important, c'est pourquoi aucune loi n'a été encore proposée pour une telle conception

I.5.2.3 la protection par caisson de fondation :

Il s'agit d'une méthode de protection qui peut réduire d'affouillement dont le diamètre d'un caisson de fondation est trois fois celui de la pile.

I.5.3. Le choix du type et la profondeur de la protection contre L'affouillement

Les principaux types de protection structurale contre l'affouillement sont les suivants :

- ❖ Le positionnement de la semelle superficielle à une profondeur sécuritaire.
- ❖ Les pieux de support.
- ❖ Les caissons.
- ❖ Les palplanches.

Les semelles superficielles :

La profondeur recommandée pour une semelle superficielle sur un sable dense peut être adéquate pour la capacité portante, mais considérée comme non adéquate pour l'affouillement.

Les pieux

L'utilisation de pieux comme forme de protection contre l'affouillement est recommandée aux endroits où le matériau du lit est du sable, limon gravier fin ou d'autres sols très sensibles à l'affouillement, même si la capacité portante du sol est bonne. Les pieux sont fortement recommandés pour les structures importantes ou très coûteuses et lorsqu'il y a un doute sur la sécurité des fondations qui seront exposées à l'affouillement. Les règles de conception stipulent que les fondations des piles qui se situent dans le lit d'un cours d'eau doivent être sur pieux ou sur roc.

Les caissons :

Un caisson est une coque permanente qui est enfoncée dans le sol par son propre poids ou un poids supplémentaire, puis remplie de matériaux tels que du sable, du gravier ou du béton. Les caissons sont généralement utilisés pour les grands ponts où l'eau est très profonde ou le sol et les conditions de pompage sont très difficiles.

I.6. CONCLUSION GENERALE

L'affouillement des fondations est un phénomène très dangereux pour les ponts qui traversent des cours d'eau. Il peut endommager des ouvrages, même causé surtout en cas de crues vu qu'elles sont imprévisibles. C'est pour cela que nous n'essaierons pas de les éviter mais d'adapter nos fondations et prendre les précautions suivantes

- ❖ Une bonne étude hydrologique
- ❖ Etude géotechnique pour le calcul de la profondeur d'affouillement et de faire par conséquent un bon choix de fondation.

Si la conception actuelle favorise l'emploi presque systématique des pieux lorsqu'on franchie un cours d'eau (oued, canal, ...) pour éviter le phénomène d'affouillement, le problème réside dans le cas des anciens ponts pour lesquels les fondations sont souvent superficielles. C'est pourquoi, il est recommandé de se doter des moyens de mesures in-situ fixes et mobiles pour le diagnostic des ponts en cas de crue.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE
PROJET

II.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage destiné à offrir un service aux usagers et satisfaire certaines exigences fonctionnelles et naturelles, qui assureront sa fonction d'ouvrage de franchissement. Donc pour procéder à la conception et l'étude d'un ouvrage, une connaissance des informations fonctionnelles et naturelles est indispensable.

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce travail de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc limité par le PK101+740 et le PK 101+847 avec une longueur de 107 m dans le cadre de la continuité de la nouvelle pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute Est-ouest EULMA.

Cet ouvrage d'art est situé au Nord-Est de la wilaya de Sétif permettant le franchissement d'oued Laatache dans la région de Guelta Zerga.

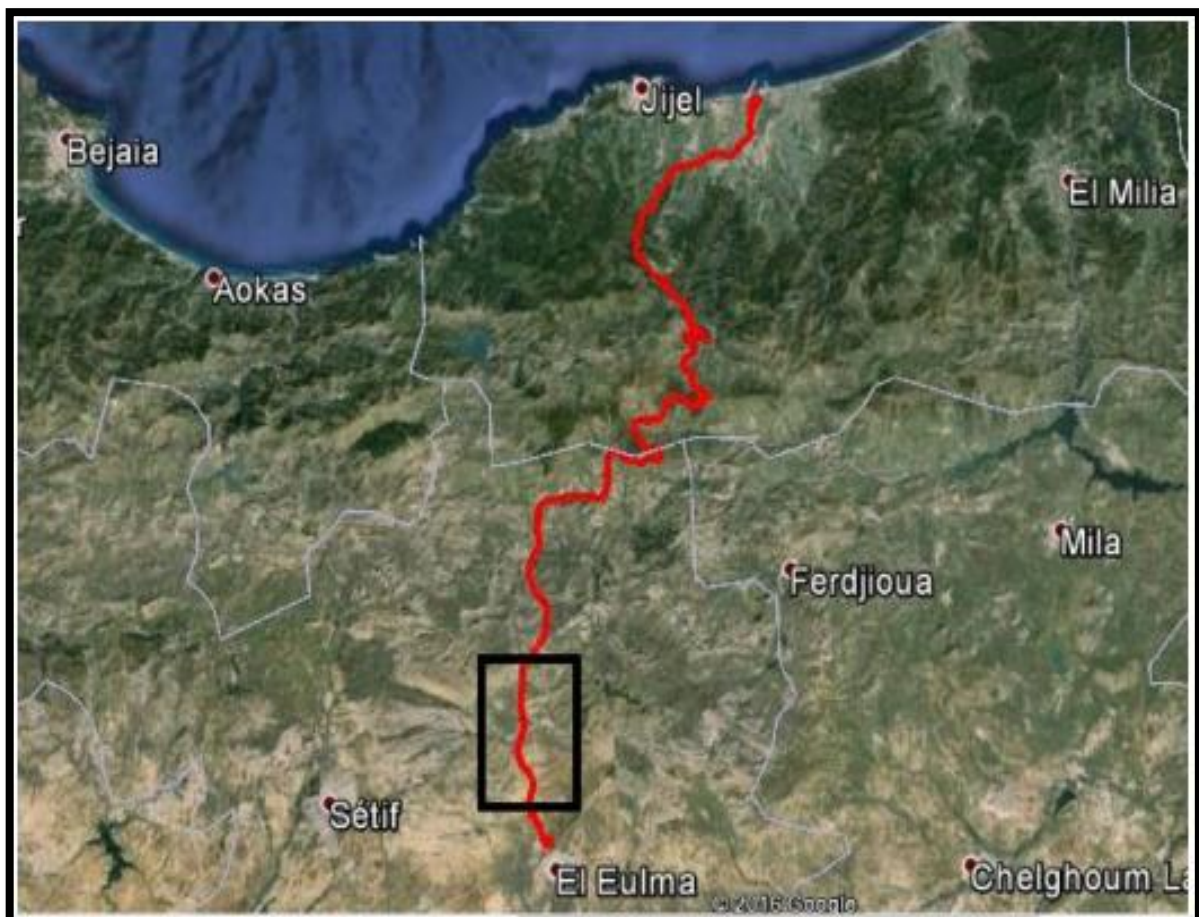


Figure II.1. La situation de l'ouvrage sur la pénétrante de 48Km



Figure II. 2 : Site de l'ouvrage

II.2.1. Les caractéristiques de l'ouvrage

- Longueur : 108.2 m.
- Largeur de tablier : 13.25 m.
- La pente : 0.95 %.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- ✓ Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- ✓ Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble

II.3. DONNEES RELATIVE A L'OUVRAGE

Ces données constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service.

II.3.1. Données fonctionnelles

II.3.1.1. Trace en plan

Obtenu par la projection de tous les points de l'ouvrage sur un plan horizontale définissant sa géométrie en vue plan (l'axe, largeur, longueur, trajectoire ...).

Notre pont est un ouvrage droit franchit un oued, de longueur d'environ **108.2m** entre **PK101+739** à **PK101+847**, constitue de deux tabliers adjacents symétriques par rapport à l'axe et de **13.25m** de largeur pour chacun.

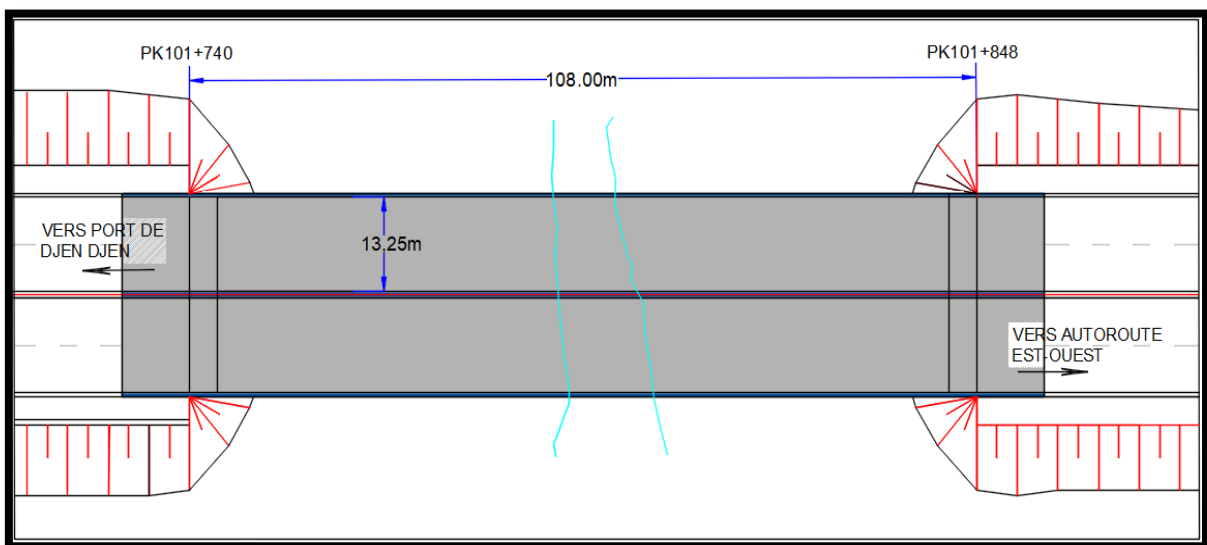


Figure II.3 : Trace en plan

II.3.1.2. Profil en long

Le profil en long est une ligne fictive obtenue par une coupe verticale suivant l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan de l'ouvrage par rapport le terrain naturel.

Notre ouvrage présente une pente de 0.95%, entre l'altitude $Z=442.01$ m à l'altitude 443.017 m, et une différence d'altitude maximum entre l'ouvrage et le terrain naturel d'environ 9.5 m

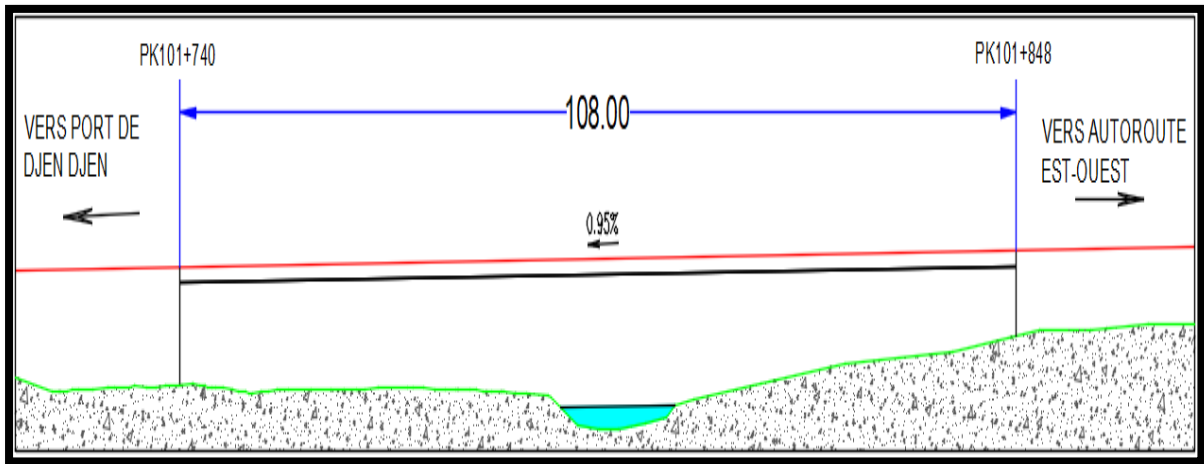


Figure II. 4 : Profil en long de l'ouvrage

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers représente une coupe perpendiculaire définissant la géométrie et les éléments de l'ouvrage dans le sens transversal.

Notre ouvrage est constitué de deux chaussées avec les caractéristiques suivantes :

- Largeur roulable totale : $L_r = 11.75$ m.
- Nombre de voies de circulations : $N= 3$ voies par côté.
- Dévers : 2.5

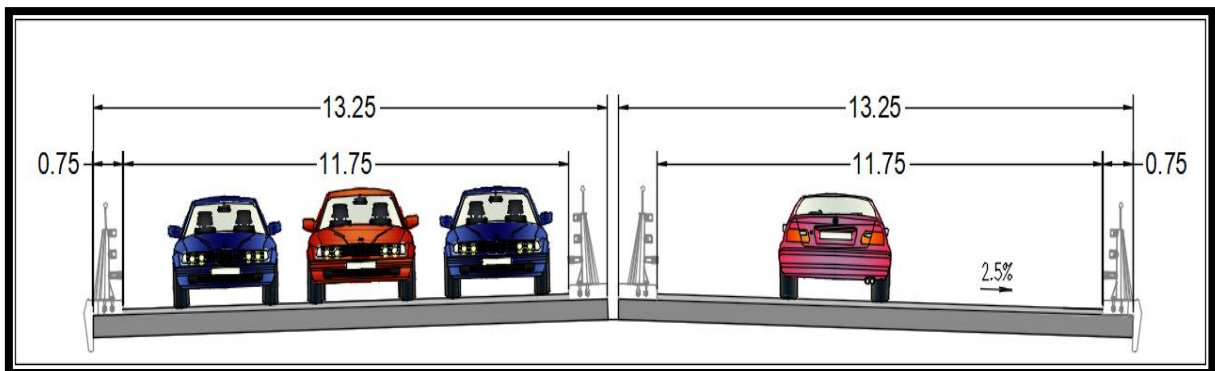


Figure II. 5 : profil en travers

II.3.2. Données naturelles

II.3.2.1. Données topographiques

Le levé topographique associé au site du VIA101.7 montre que le terrain est plus ou moins plat peu accidenté, la hauteur des piles sera petite avec une pente longitudinale négligeable.

II.3.2.2. Données géotechniques

Dans le cadre des recherches effectuées par MAPA sur la zone de l'ouvrage (**VIA 101.7**) quatre sondages ont été faits (**BH-122, BH-123, BH-124 et BH-125**) :

Les emplacements des sondages sont indiqués dans la figure :

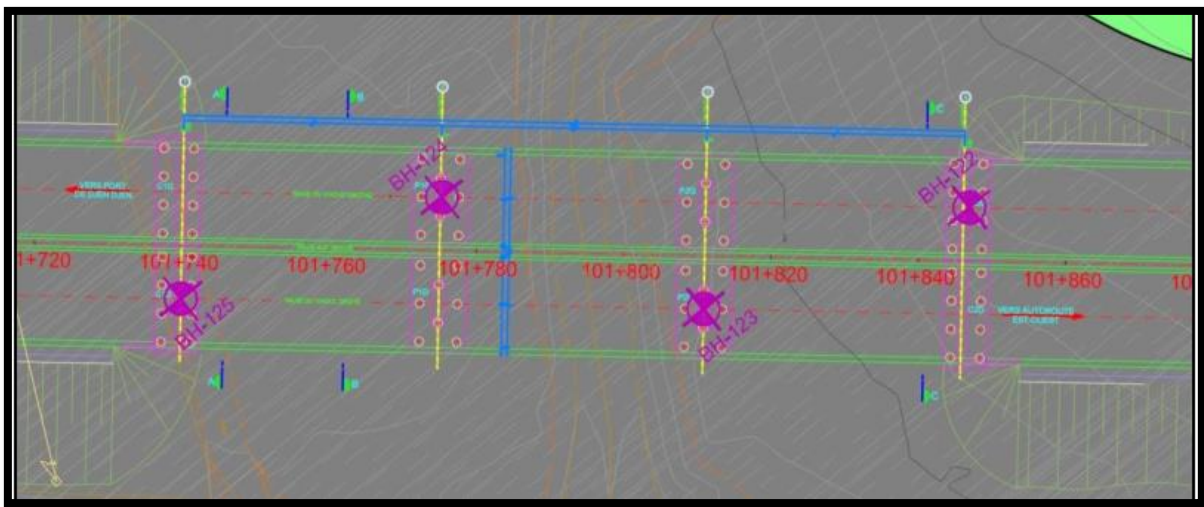


Figure II. 6 : Location des sondages

Le but de l'étude géotechnique est la précision de la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologique du sol, leurs caractéristiques physiques, mécanique et chimiques.

Cette étude va nous permettre d'adapter le projet aux conditions géotechniques, tel que le choix de type de fondations et évaluer les risques éventuels (stabilité, agressivité ou gonflement...)

La zone du via 101.7 possède une structure géologique dont des unités alluvionnaires d'âge Quaternaire et des unités d'âge Miocène sont dominants.

Les unités dont le viaduc sera construit sont observées en forme d'argile gravelé (QR), partiellement sablonneux, d'âge Quaternaire, d'une épaisseur maximale de 12,00 metres en haut et d'argile partiellement a contenance de gypse et de gravier, très solide/rigide, d'âge Miocène en dessous.

-Selon le RPOA-2008, le sol est classé dans la catégorie S3 (sol meuble).

➤ Les essais sur terrain

Deux essais ont été effectués :

SPT (essai de pénétration standard)

Essai pressiométrique

➤ Conclusion

L'analyse des résultats de l'étude géotechnique montre que le sol de surface est d'une portance insuffisante, des problèmes de stabilité sous les grandes charges provenant de la structure du viaduc du fait des caractéristiques géotechniques de ces unités auront lieu, d'où la recommandation des pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

II.3.2.3. Données sismologiques

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

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

Notre projet (VIA 101.8) se trouve dans la wilaya de Sétif, correspondant à **la zone IIa** (activité sismique moyenne) comme on peut le voir dans la figure suivante :

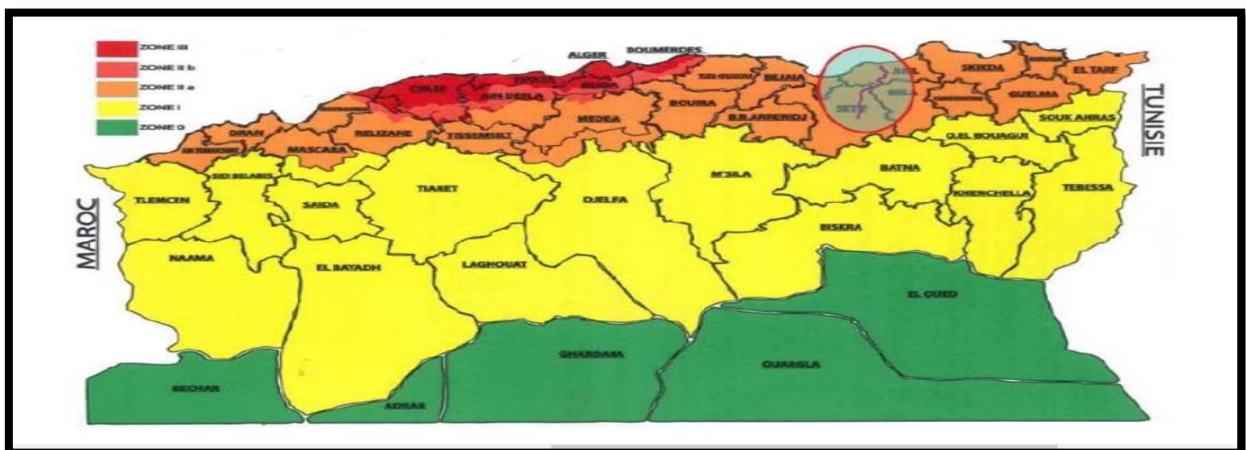


Figure II. 7: Carte de zone sismique de l'Algérie d'après RPOA

II.3.2.3. Données climatiques

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable la température varie généralement entre $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C

Les efforts engendrés sur les structures sont fixé par le RCPR :

- 2.00 KN/m^2 pour les ouvrages en services.
- 1.25 KN/m^2 pour les ouvrages en cours de réalisation.

Selon le RCPR en prend la variation de température uniforme en Algérie de Nord (climat tempéré) : **$+35^{\circ}\text{C}$ et -15°**

En peut aussi prendre l'effet du Gradient thermique, le RCPR a adopté les valeurs suivantes

Tableau II.1 : gradient thermique

	En phase de construction	En service
	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)
Type 1 (tablier métallique)	± 18	± 10
Type 2 (tablier mixte)	± 15	± 8
Type 3 (tablier béton)	± 12	± 7

CHAPITRE III :
CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Dans ce chapitre, nous allons procéder à la recherche d'une conception adéquate en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite, par une analyse multicritère, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes ; le recueil de données fonctionnelles et naturelles, le choix d'une structure répondant aux exigences, et l'étude de détail de la solution retenue. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Les profils de la chaussée (en long, en plan, en travers).
- L'implantation possible des appuis.
- La nature du sol de fondation
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. Variante 01 : Pont à poutres précontraintes post tension

Les ponts à poutres préfabriqués en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à 30 mètres en précontrainte par prés-tension (PRAD), et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension (VIPP).

Dans notre cas on a choisi les poutres VIPP vu que c'est la solution la plus fréquente car il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier se constitue de poutres longitudinales parallèles et équidistantes solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

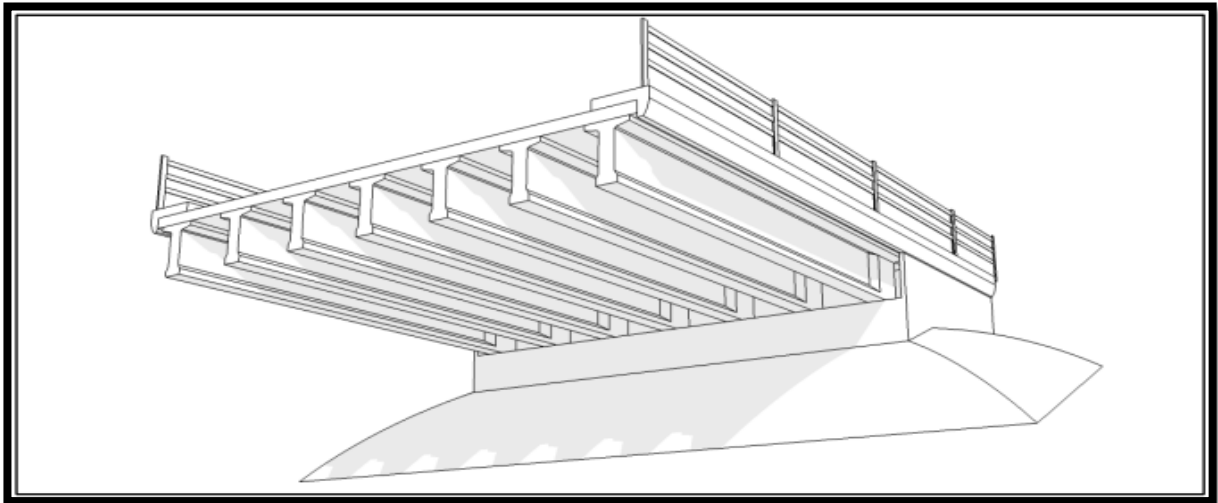


Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

III.2.1.1. Conception longitudinale

Pour la conception longitudinale de ce pont, on propose dans cette variante 3 travées équivalentes de 36m, ce qui donne une longueur totale de 108m. La figure ci-dessous représente la vue en élévation et le tracé en plan de la variante 01 :

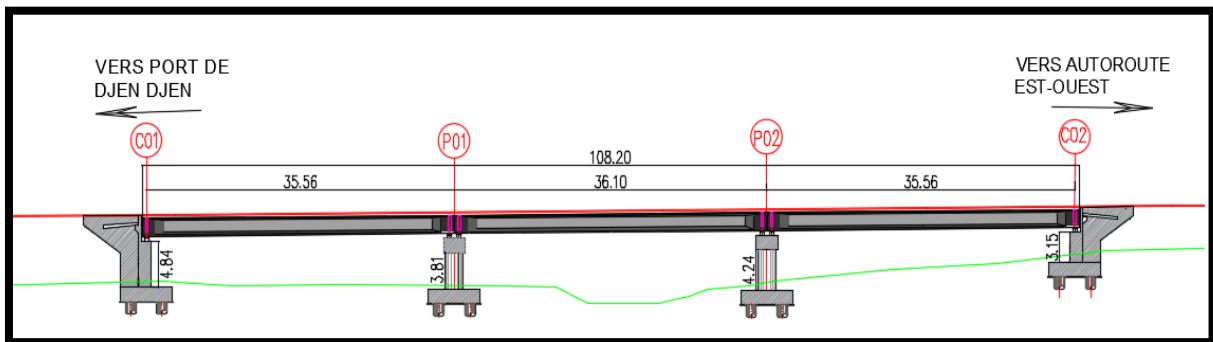


Figure III. 2 : Profile en long VARIANTE 01

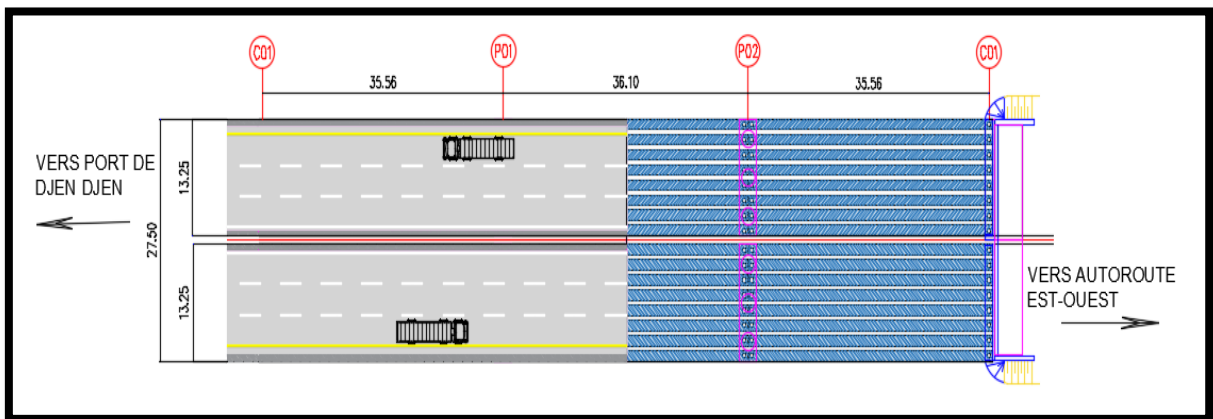


Figure III. 3 : Vue en plan VARIANTE 01

III.2.1.2. La conception transversale

Ci-dessous un tableau qui représente la conception de section transversale de la poutre :

Tableau III.1 : Récapitulation du prédimensionnement VARIANTE 01

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 à 40m	36 m
L'entraxe entre les poutres	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	$\lambda = 1.72 \text{ m}$
Nombre des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	N = 8 poutres
La hauteur totale du tablier	$L/20 \leq h_t \leq L/16$	$h_t = 2.15 \text{ m}$
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.9m
La largeur de la table de compression	Pour évite le risque de déversement $b \geq 0,6 \times H_p$	$b = 1.2 \text{ m}$
L'épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_t \leq 15 \text{ cm}$	$e_t = 15 \text{ cm}$
La largeur de talon	$0.6 \text{ m} \leq b_{\text{ talon}} \leq 0.9 \text{ m}$	$b_{\text{ talon}} = 0.6 \text{ m}$
L'épaisseur de l'âme	Mi- travée : $E_a \geq 14 + \phi$ (cm) avec : $\phi = 8 \text{ cm}$	$E_a = 25 \text{ cm.}$
	Section d'about	$E_a = 60 \text{ cm.}$
L'épaisseur de talon	$10\text{cm} \leq e_{\text{ talon}} \leq 20\text{cm}$	$e_{\text{ talon}} = 15 \text{ cm}$
Epaisseur de l'hourdis	$20\text{cm} \leq e_{\text{ hourdis}} \leq 30\text{cm}$	$e_{\text{ hourdis}} = 25 \text{ cm}$
Entretoise d'about	/	$30 \times 150\text{cm}^2$
Gousset de la table de la table de compression	$1/10 \leq \alpha_1 \leq 1/15$	1/10
Gousset du talon	$1 \leq \alpha_2 \leq 1.5$	60°

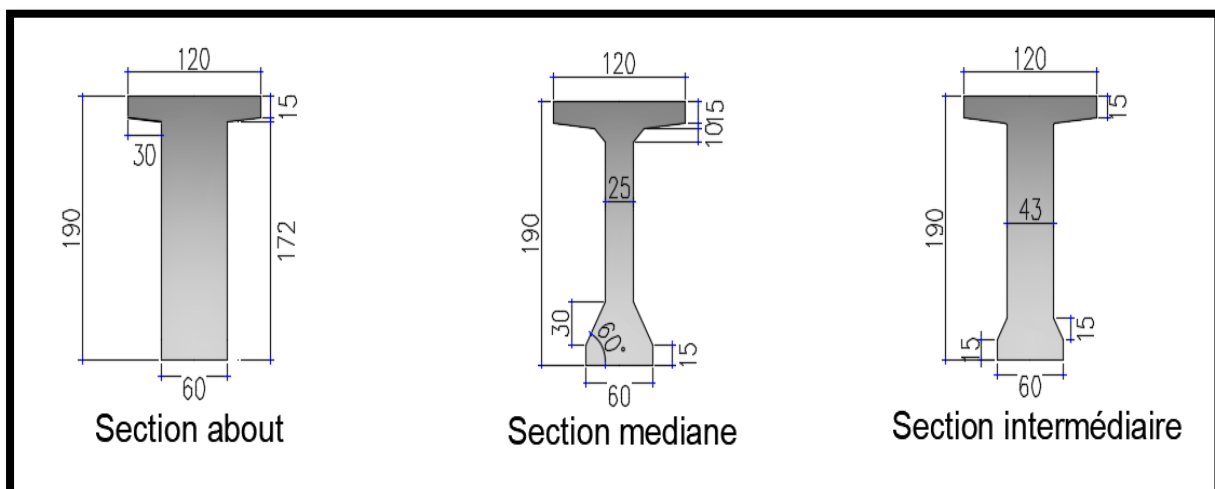


Figure III. 4 : Dimensions des sections transversales VARIANTE 01

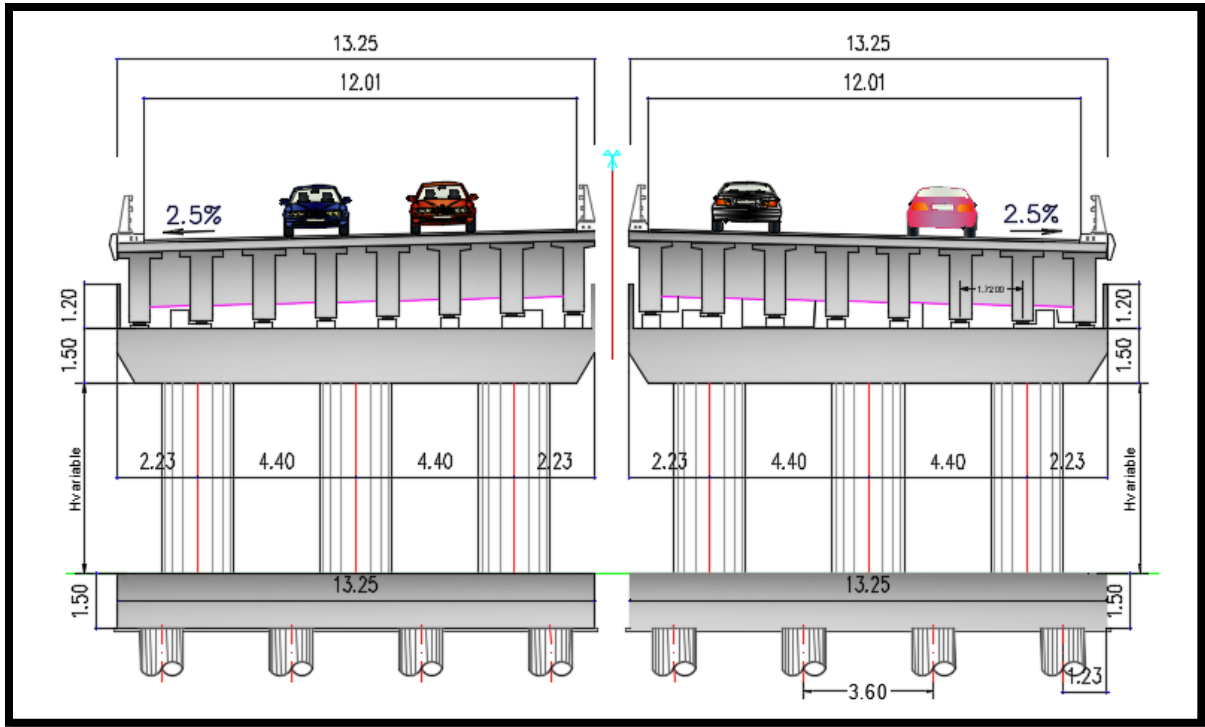


Figure III. 5 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 01

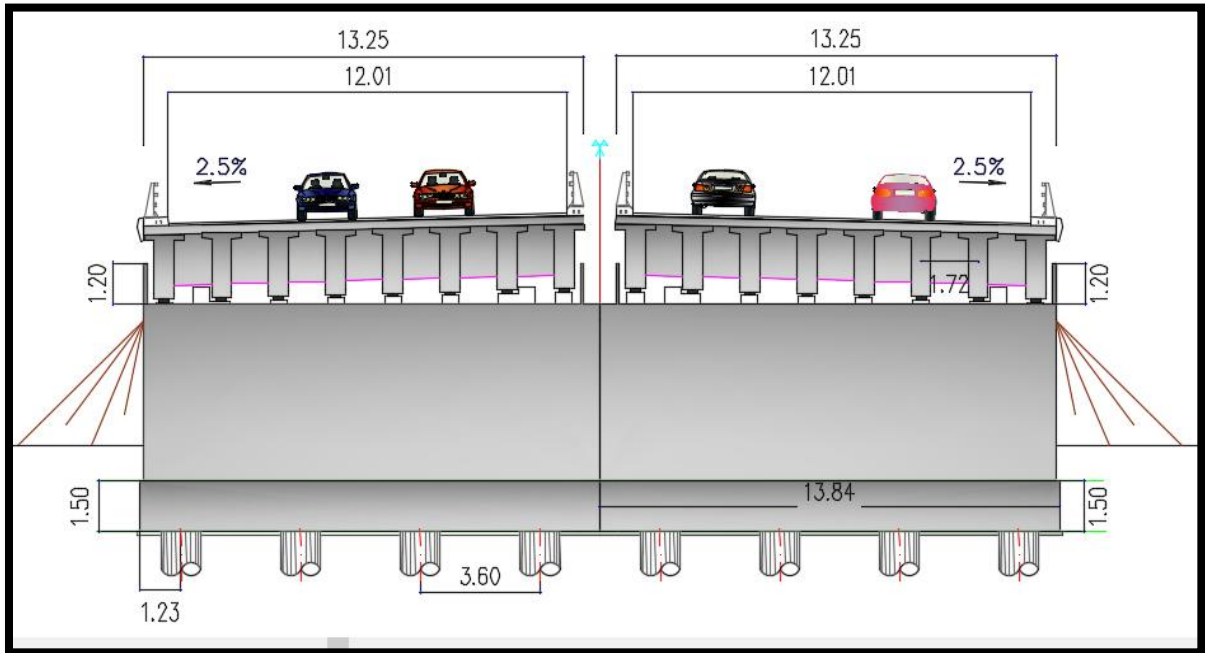


Figure III. 6 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 01

III.2.2. Variante 02 : pont caisson a hauteur constante

Consiste à construire l'ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs, caractérisé par sa résistance à la torsion, chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent symétriquement par rapport à la pile pour limiter les moments de déséquilibres. Les ponts caisson sont divisés en deux types : pont caisson a hauteur variable et pont caisson a hauteur constante.

Pour notre cas Comme on a des portées petites ($\leq 65/70$ m)

Donc on propose un pont voussoir à hauteur constante car il est plus économique.

III.2.2.1. Conception longitudinale

- **Implantation des appuis**

On propose dans cette variante un pont voussoirs à hauteur constante composé d'une travée principale de 48m de longueur, et deux travées de rives de 30m de longueur

(60% à 70% de la travée principale), ce qui donne une longueur totale du pont égale à 108m.

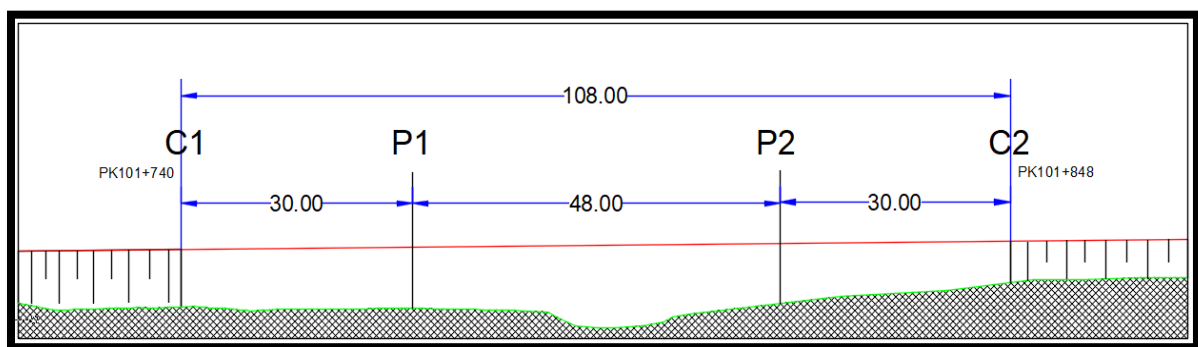


Figure III. 7 : Implantation des appuis VARIANTE 01

- **Découpage des voussoirs**

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue trois types de voussoir, voussoirs sur piles, voussoirs de clavages et les voussoirs courants.

Ci-dessous un tableau récapitulatif de découpage des voussoirs :

Tableau III.2 : Récapitulation de découpage des voussoirs

Voussoir	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre de voussoir
Courant	2.5 à 4m	3m	24
Sur pile	$8m \leq$	9m	2
Clavage	1.5 à 3m	3m	3
Coulé sur cintre	$\geq 0.05L$	4.5m (Gauche) 4.5m (Droite)	2

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 67$

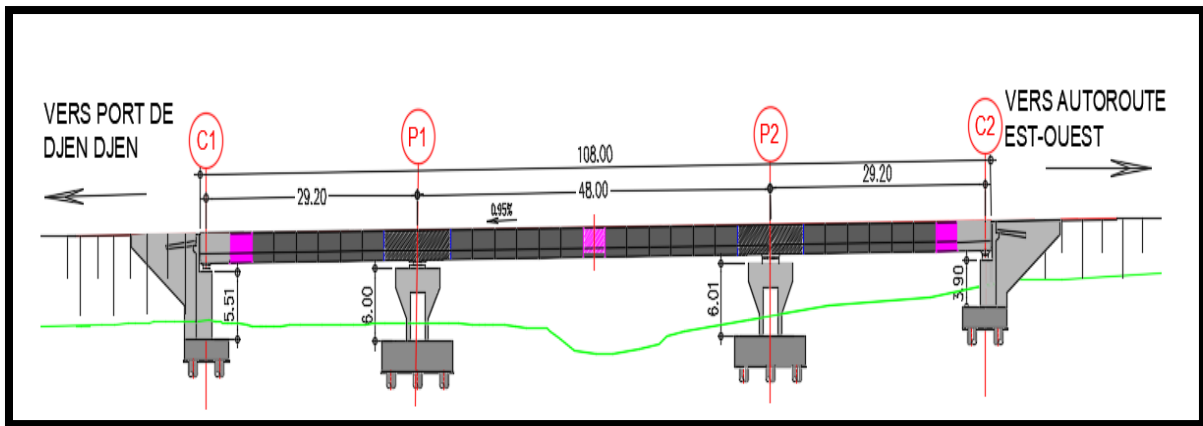


Figure III. 8 : Profil en long VARIANTE 02

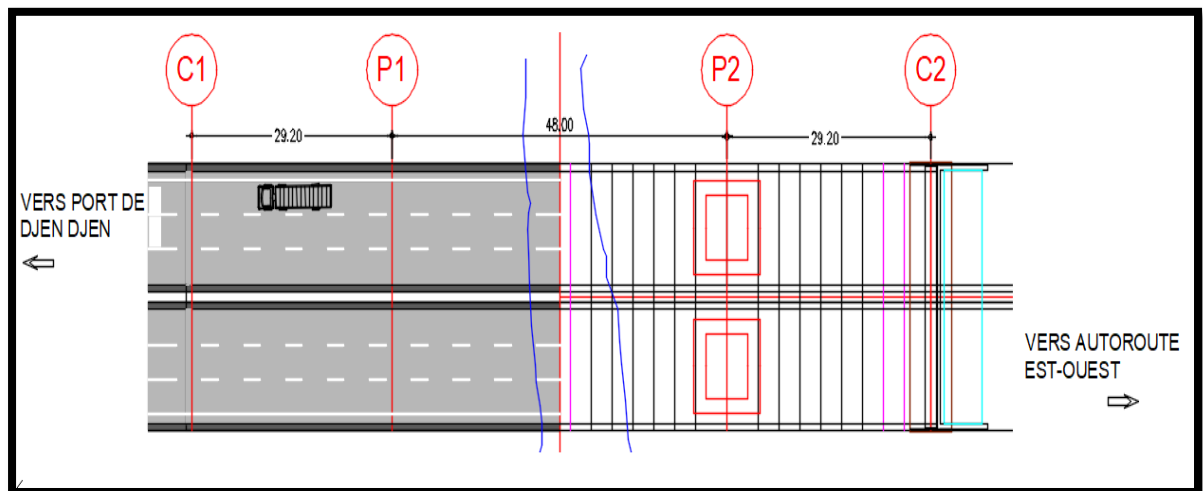


Figure III. 9 : Vue en plan VARIANTE 02

III.2.2.2. Conception transversal

- **Choix du type de voussoir**

On a un tablier de 13.25 m de largeur (inferieur a 20m) donc la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes avec deux hourdis en dalle pleine (selon guide SETRA).

- **Prédimensionnement du voussoir :**

Tous les calculs suivant sont basé sur le guide **SETRA 2003**(ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs)

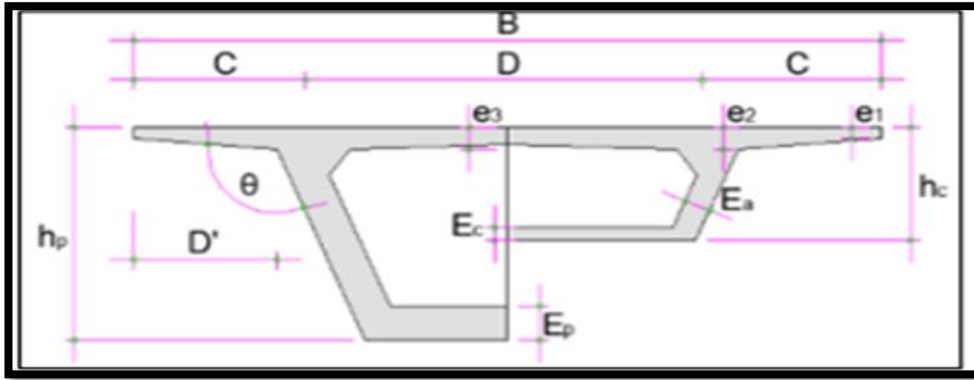


Figure III. 10 : Dimensions du voussoir

Les dimensions sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III. 3 :Pré-dimensionnement du voussoir

Dimension	Ration usual		Valeur retenue
Largeur du voussoir	B		1325 cm
Largeur d'encorbellement	$C = B / 4$		331.25 cm
Entraxe des âmes	$D = B - 2 C$		662.5 cm
Epaisseur de l'âme	$Ea \geq 26 + L/5$		40 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	E1	$e1 \geq 20 \text{ à } 25 \text{ cm}$	25 cm
	E2	$D'/5 \geq e2 \geq D'/7 \text{ cm} ; D' = C - Ea/2$	50 cm
	E3	$e3 \geq D/25 \text{ cm.}$	30 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \alpha \leq 30\%$		10%
Gousset supérieur	$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$		30%
Gousset inférieur	$40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$		40%
Hauteur du voussoir	Sur pile	$L/25 \leq hp \leq L/20$	2.4 m
	A la clef	$hc=hp$	2.4 m
Epaisseur de l'hourdis inf.	Sur pile	$Ep = 2.5 \times Ec$	75 cm
	A la clef	$Ec \geq \max (18 ; 3 \times \emptyset ; Ea/3)$	30 cm

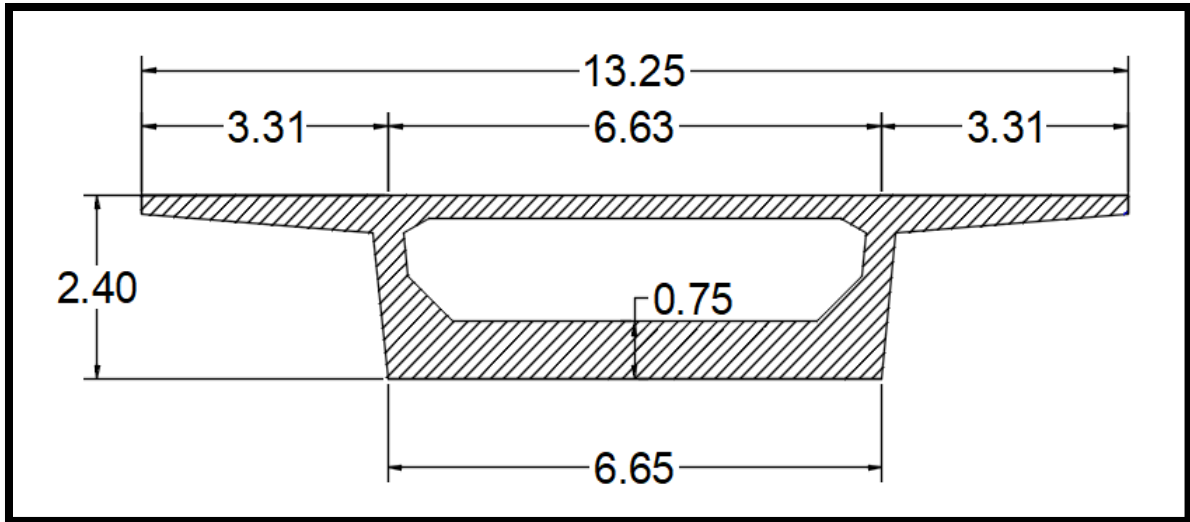


Figure III. 11 : dimensions du caisson

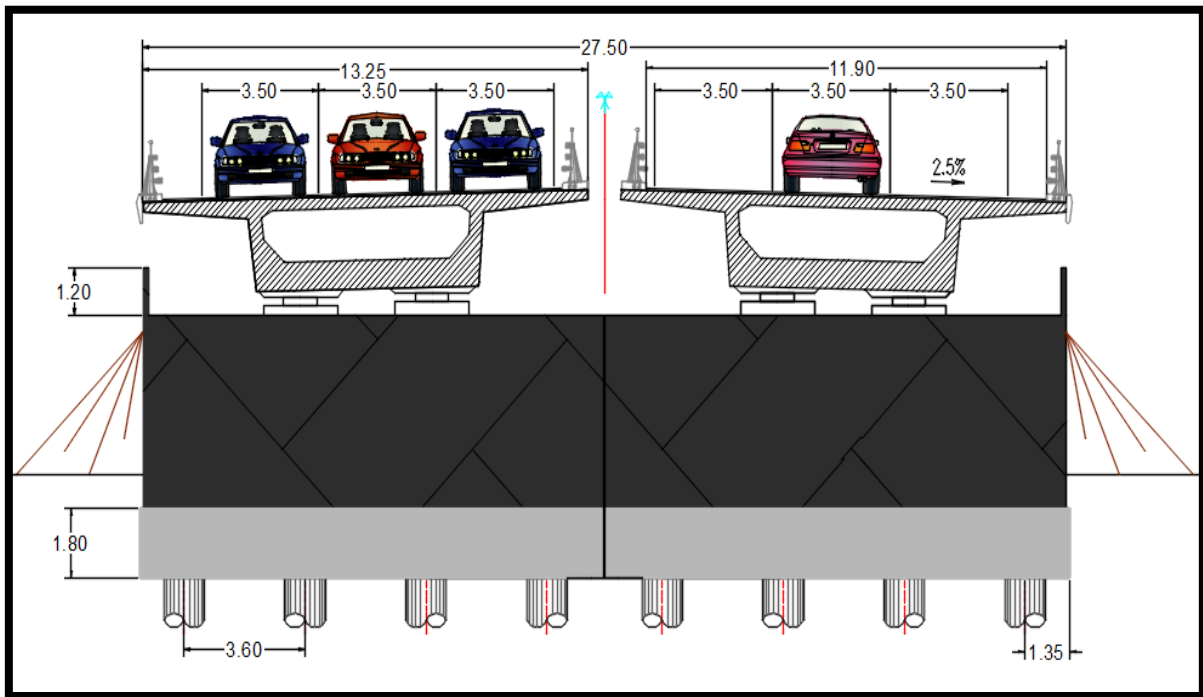


Figure III. 12 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 02

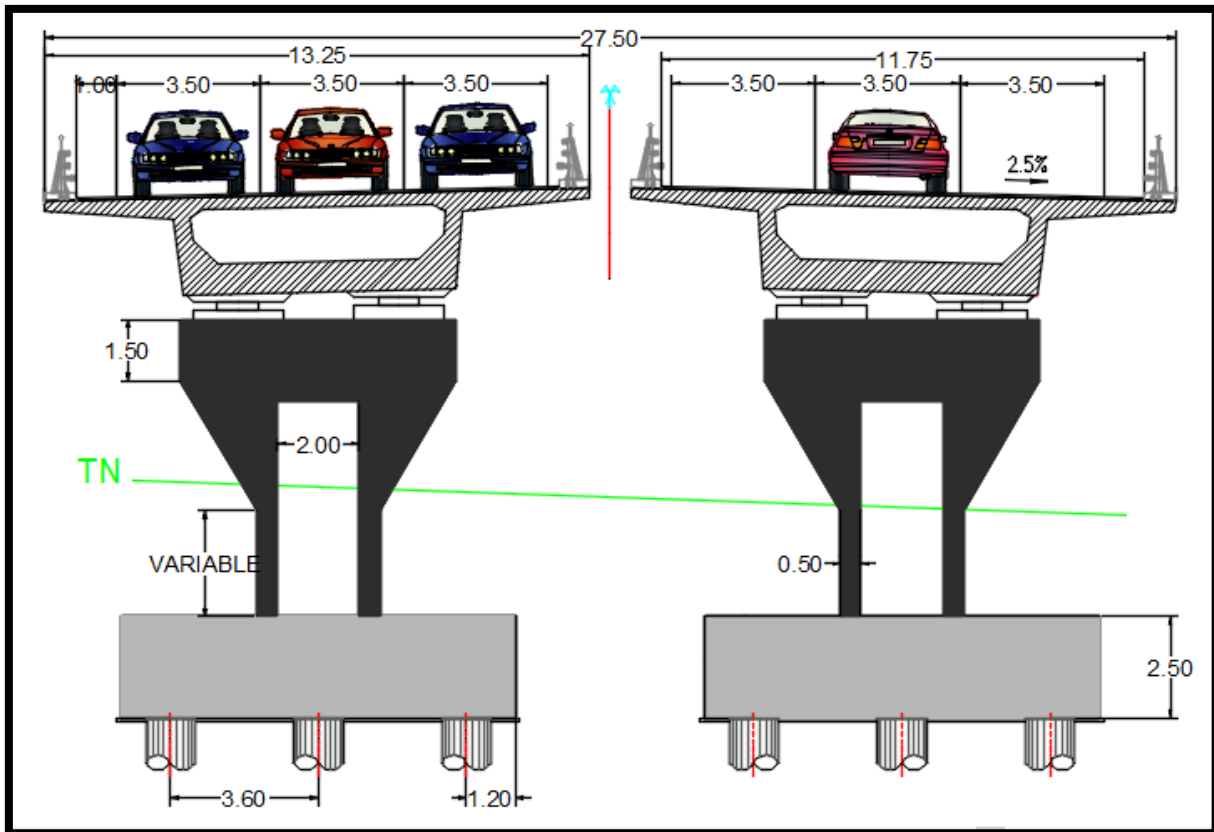


Figure III. 13 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 02

III.2.3. VARIANTE 03 : Pont Mixte Bipoutre

La plupart des ouvrages mixtes à poutres sont des bipoutres à entretoises. Son tablier est composé d'une dalle en béton armée, deux poutres principales en charpente métallique connectées à la dalle, elles sont reliées entre elles par des poutres secondaires appelées « entretoises ».

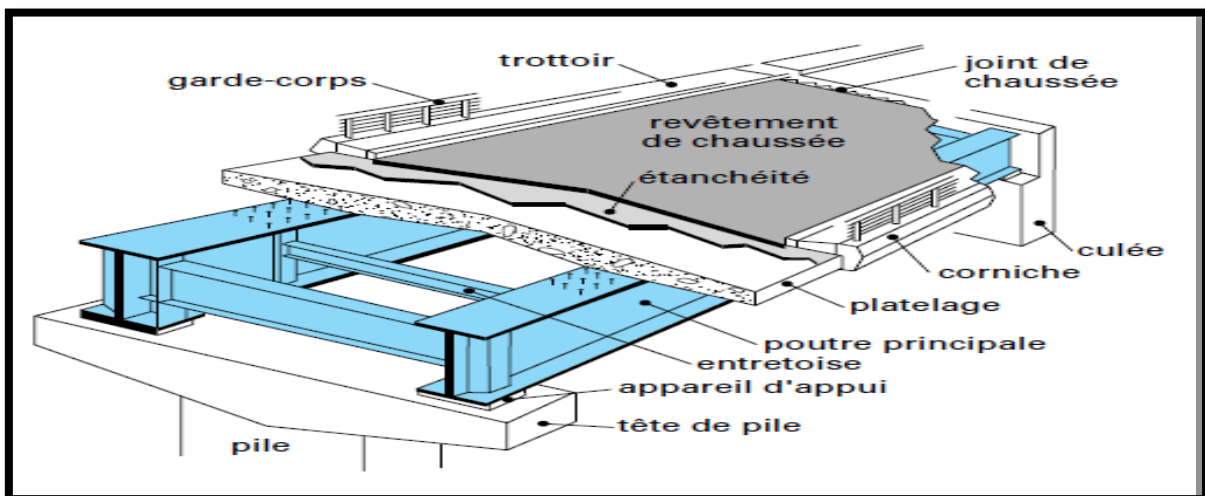


Figure III. 14 : Morphologie générale d'un pont mixte

Ces profilés métalliques de portée principale varient de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes

III.2.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 108.2 m.

Donc on projette une travée principale de **45 m (L)** et deux travées de rives de **31 m (0.7 L)**.

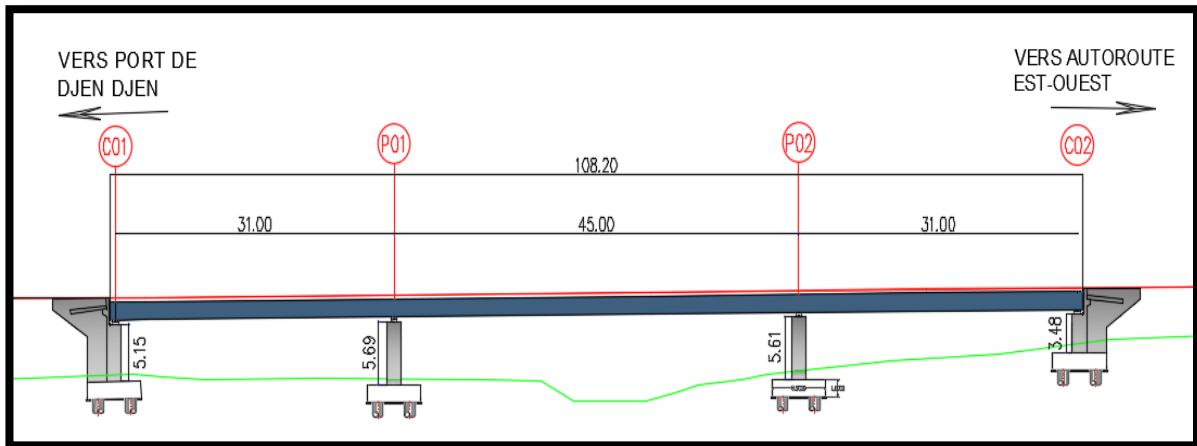


Figure III. 15: Profil en long VARIANTE 03

III.2.3.2. Conception transversale

Pour une largeur de tablier égale à 13.25 mètres inférieure à 14m, on opte à utiliser le prédimensionnement des bipoutres à entretoises a la place du type bipoutre à pièces de pont.

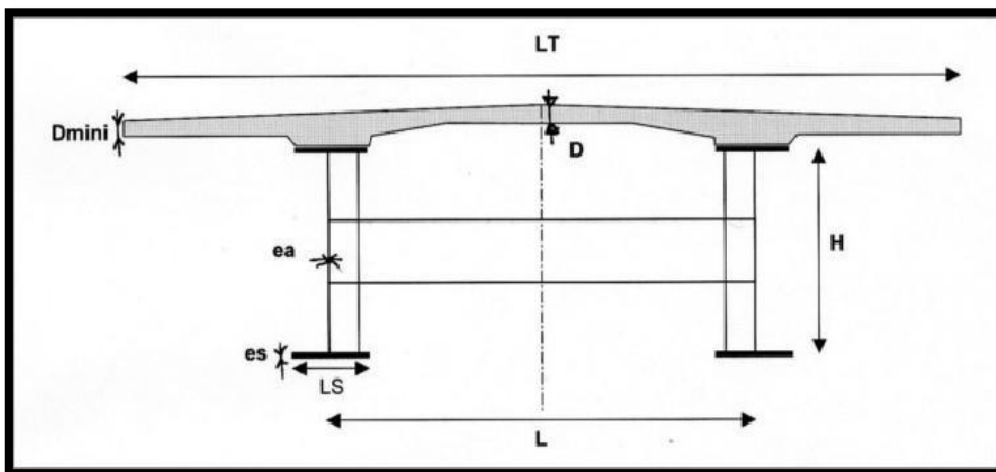


Figure III. 16 : Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise.

➤ Conception des poutres principales

La poutre est de forme **I**, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité **S355 N**. Son prédimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA

Elément	Ration usuelle	Valeur retenue (mm)
Hauteur constante de la poutre	$H = L/28$	1650
Largeur de la Semelle supérieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	500
Largeur de la Semelle inférieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 800 \text{ mm}$	700
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$ et $b_s/t_s \leq 21$ à 22	25
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$ et $b_i/t_i \leq 21$ à 22	35
Hauteur de l'âme	$d = H - t_s - t_i$	1590
Epaisseur de l'âme	$d/t_w \leq 200$ et $t_w \geq 12 \text{ mm}$	25
Epaisseur de la dalle	Variée entre 250mm et 450mm	300
		250

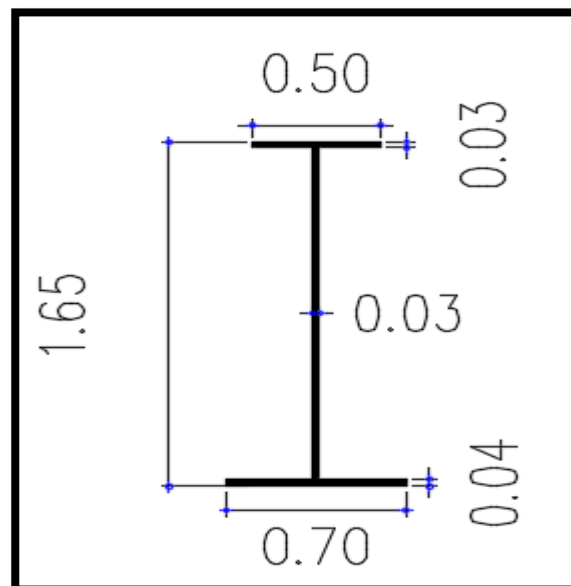


Figure III. 17 : dimensions de la section transversale de la poutre

➤ Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des pièces de pont égal à 7.5 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 5 : Prédimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Elément	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de l'âme	10
Hauteur de l'âme	566
Largeur de la Semelle	200
Epaisseur de la semelle	17
Hauteur totale	600

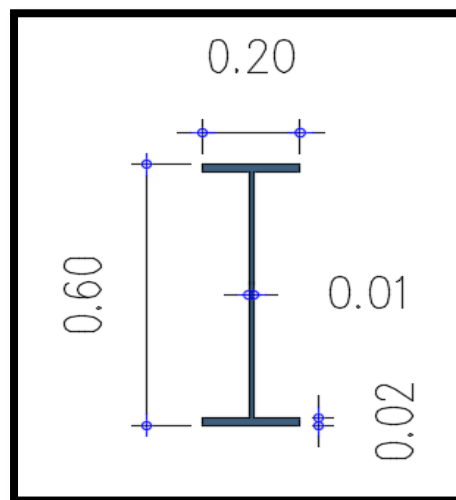
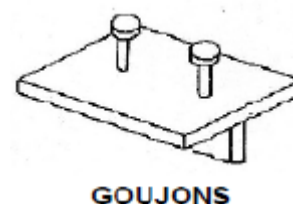


Figure III. 18 : Coupe transversale de la pièce du

➤ La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.



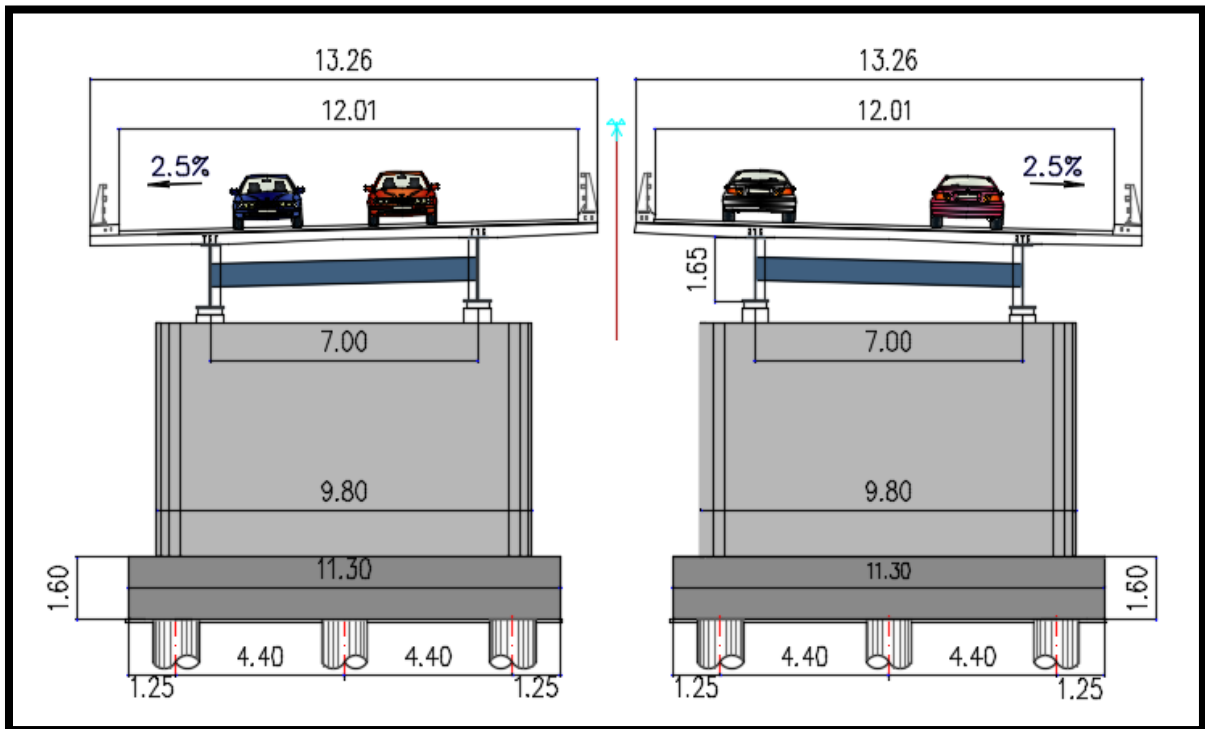


Figure III. 19 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 03

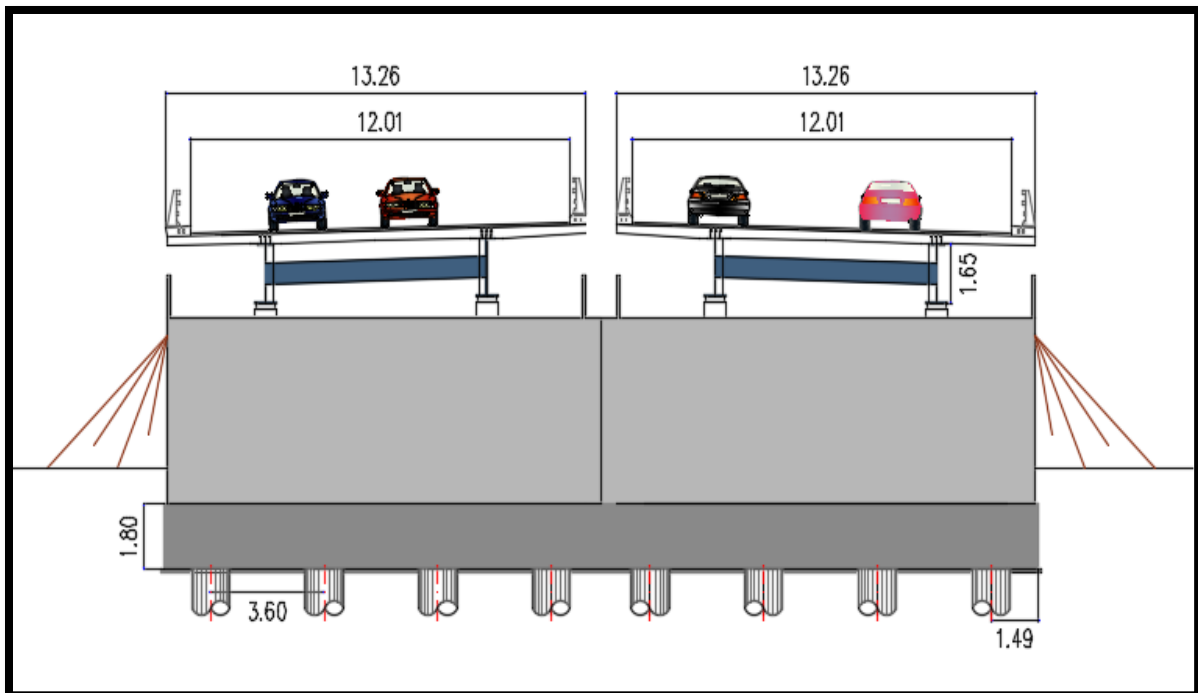


Figure III. 20 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 03

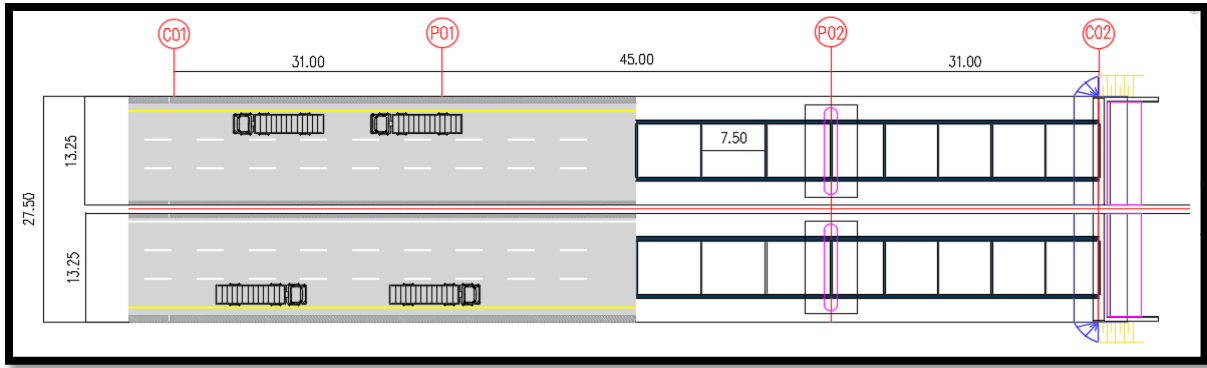


Figure III. 21 : Vue en plan VARIANTE 03

III.3. ANALYSE MULTICRITERE :

Pour le choix de la variante retenue, on doit effectuer une analyse en tenant compte des aspects suivants :

- Economique : le coût de l'ouvrage.
- Le temps de réalisation : les délais de réalisation de l'ouvrage.
- La réalisation : la difficulté de réalisation et les risques des travaux.
- L'entretien de l'ouvrage.

- Esthétique : l'insertion au site.

Donc on doit citer pour chaque variante les avantages et les inconvénients, puis selon les aspects cités précédemment on choisit une variante (variante retenue) pour l'étude.

Le tableau suivant illustre les avantages et les inconvénients de chaque variante :

Tableau III. 6 : les avantages et les inconvénients de chaque variante

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1 (Pont à poutre en BP)	<p>1-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>2-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>3-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p> <p>4-La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation</p>	<p>1- Le poids élevé de tablier nécessite une infrastructure (fondation+pile) importante.</p> <p>2- Il s'adapte difficilement aux franchissements biaisés ou courbes.</p> <p>3-La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage.</p>

Variante 2 (Pont voussoir)	<ul style="list-style-type: none"> 1-atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. 2-la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 3-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. 4- franchir des vallées très profondes ou accidentées. 4-La facilité de franchir en courbe. 	<ul style="list-style-type: none"> 1- Le poids est très important. 2- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment pour la précontraintes. 3-Le procédé est lent (nombre des voussoirs très important par rapport au longueur de l'ouvrage)
Variante 3 (Pont mixte)	<ul style="list-style-type: none"> 1- La possibilité d'atteindre des grandes portées. 2- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. 3- La rapidité de l'exécution. 4-La légèreté de l'ouvrage 	<ul style="list-style-type: none"> 1- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. 2- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict 3- coût élevé. 4- Nécessite un entretien périodique. 5- Sensibilité au gradient thermique.

- **Devis approximatif des trois variantes :**

Voici un tableau qui résume le cout de chaque variante :

Tableau III. 7 : Le cout approximatif de chaque variante

Variante	Variante 1 (Pont à poutre en BP)	Variante 2 (Pont voussoir)	Variante 3 (Pont mixte)
Cout (DA)	3.34×10^8	4.12×10^8	3.64×10^8

III.4. CONCLUSION :

D'après l'analyse multicritère, on opte pour la solution la plus avantageuse qu'offre la variante « **Pont à poutres précontraintes du type VIPP** ».

CHAPITRE IV :
CARECTERISTIQUES & HYPOTHESES
DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

La réalisation d'un ouvrage qui répond au bon fonctionnement, nécessite au début un choix des matériaux de construction et de formes géométriques adoptées pour les éléments de la structure. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Dans ce chapitre on va citer les règlements et les caractéristiques des matériaux (béton, aciers passifs, acier actifs) qui vont être utilisés dans le calcul du pont, puis nous évaluerons également les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- Règles **B.A.E.L. 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles **B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Règles **R.C.P.R** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- Règles **R.P.O.A 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Guides **SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

On définit les caractéristiques des matériaux (béton, acier) qu'on va les utiliser pour la réalisation de l'ouvrage :

IV.3.1. Béton :

Tableau IV.1 : Les caractéristiques de béton

	f_{c28}	f_{t28}
La superstructure	35 MPa	2.7 MPa
L'infrastructure	27 MPa	2.22 MPa
$\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$		

Pour j jours :

La résistance caractéristique à la compression sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}, \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}, \text{ Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

La résistance à la traction sera : $f_{tj} = 0.6+0.06 \times f_{cj}$

IV.3.2. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage sont :

- **Les aciers passifs** : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- **Les aciers actifs** : pour la précontrainte.

Tableau IV.2 : Les caractéristiques des armatures passives

Nuance d'acier	HA Fe E500
La limite d'élasticité	500MPa
Modules de la déformation élastique	200GPa

Tableau IV.3 : Les caractéristiques des câbles de précontrainte

Type de torons	12T15
Section d'un toron A_p	140 mm ²
Section d'un câble S	1 680 mm ²
Diamètre de la gaine Φ	80 mm
Résistance ultime f_{prg}	1860 MPa
Limite élastique f_{peg}	1674 MPa
Contrainte à l'origine σ_{p0}	1488 MPa
Coefficient de frottement droit φ	0.002 m ⁻¹
Coefficient de frottement de courbure f	0.18 rd ⁻¹
Module d'élasticité E_p	190000 MPa
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1000 heures ρ	2.5 %
Coefficient de Recul d'ancrage g	6 mm

IV.3.3. Contraintes admissibles

➤ Béton :

Contraintes admissibles à la compression :

- À l'ELU : $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{cj}$ (MPa)

- À l'ELS : $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (MPa)

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité et on prend les deux valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoire (fondamentale).
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

θ : Coefficient fixé à :

- $\theta = 1.0$ lorsque la durée $t > 24h$
- $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1h < t < 24h$
- $\theta = 0.85$ lorsque la durée $t < 1h$

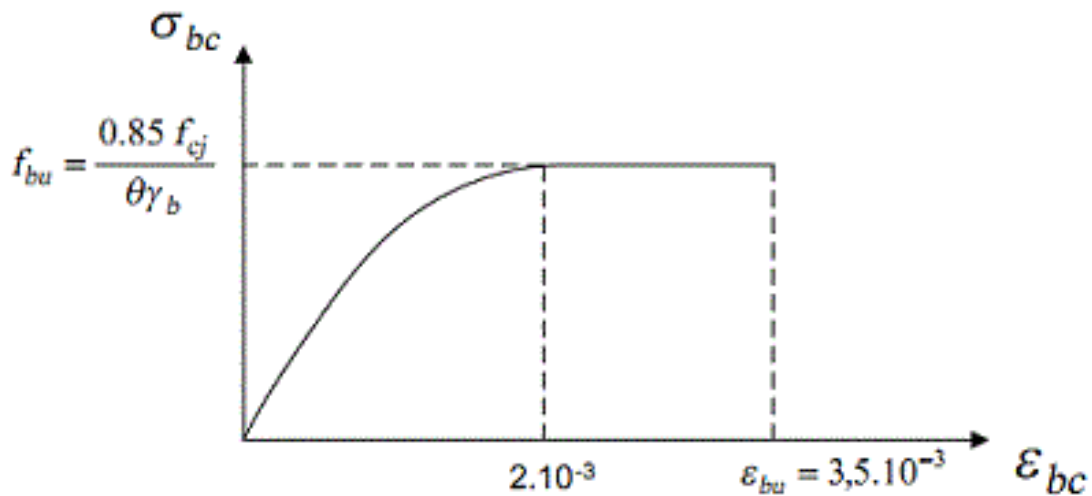


FIGURE IV.1 Diagramme contrainte-déformation du béton

Le tableau suivant représente les valeurs des contraintes admissibles dans le béton :

Tableau IV.4 : Contraintes admissibles à la compression de béton

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.2

Déformation longitudinale du béton

D’après les règles B.A.E.L les modules de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" sont définis dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Les modules de déformation longitudinale

Module de déformation E		Superstructure	Infrastructure
Instantanée (courte durée <24h)	$E_{ij}=11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	35982 MPa	33000 MPa
Différée (longue durée)	$E_{ij}=3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$	12103 MPa	11100MPa

➤ Armatures :

Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV.6 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	Situation durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		Situation accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \min\{0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times ftj}\}; \eta=1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \min\{0.4f_e ; 88\sqrt{\eta \times ftj}\}; \eta=1.6$		200	200

Avec :

n=1 Treillis soudée et ronds lisses.

n=1.6 Aciers à haute adhérence

Classe de justification de la précontrainte :

Classe II la plus courante, les contraintes de traction sont admises mais limitées

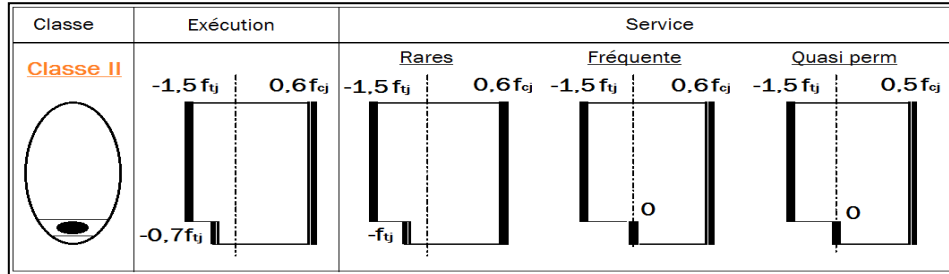


Figure IV. 1 Limitation des contraintes des sections en B.P

IV.4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS :

La section transversale de la poutre se compose de trois sections différentes (section d'about, section intermédiaire, section médiane) qui ont les caractéristiques géométriques suivantes :

I_g: moment d'inertie de la section brute par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.

B_{brute}: L'aire brute de la section.

v' : distance du centre de gravité à la fibre supérieure

v : distance du centre de gravité à fibre inférieure

Les résultats suivants obtenus à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural Analysis 2018 :

Tableau IV.7 : Caractéristiques des sections

Section	About	Médiane
B _{brute} (m ²)	1.24	0.75
v' (m)	1.02	1.04
v (m)	0.88	0.86
I _g (m ⁴)	0.41	0.33

CHAPITRE V :
**CALCUL DES CHARGES
&SURCHARGE**

V.1. LES ACTIONS APPLIQUÉES SUR L'OUVRAGE

Les actions appliquées à l'ouvrage sont :

- Les actions permanentes.
- Les actions variables.
- Les actions accidentelles.

V.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

V.2.1. Évaluation des charges

V.2.1.1. Les charges permanentes (CP)

➤ Poids propre de la poutre :

La poutre étant à section variable ; Son poids se compose de :

- **Section d'about : 1.24 m²**
- **Section intermédiaire : 0.978 m²**
- **Section médiane : 0.75 m²**

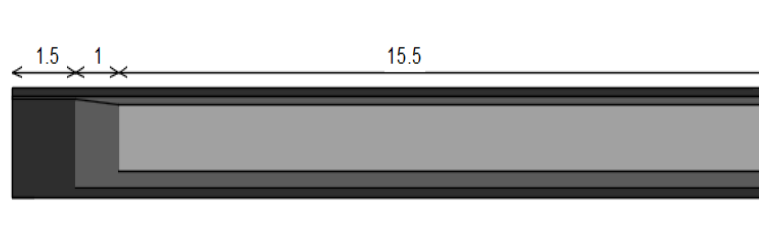


Figure V. 1 : Demi-poutre

$$P_1 = 25 \times 1.24 \times 1.5 = 46.5 \text{ KN}$$

$$P_2 = 25 \times 0.97 \times 1 = 24.25 \text{ KN}$$

$$P_3 = 25 \times 0.75 \times 15.5 = 290.625 \text{ KN}$$

Le poids total de la poutre sera :

$$P_t = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3) = 722.75 \text{ KN}$$

Le poids de la poutre par mètre linéaire : $P_t = 20.07 \text{ KN/ml}$

➤ Poids de la dalle :

Épaisseur e la dalle est : 25cm Largeur de tablier 13.25 m

$$P_d = 0.25 \times 13.25 \times 36 \times 25 = 2981.25 \text{ KN}$$

Le poids de la dalle Par mètre linéaire : $P_d = 82.81 \text{ KN/ml}$

➤ Poids de l'entretoise :

Le pont possède deux entretoises de rive chaque entretoise a une épaisseur de 0.3m et Surface 1.089 de m²

$$P_{\text{entretoise}} = 25 \times 1.6 \times 0.3 \times 7 = 84 \text{ KN}$$

$$P_{2\text{entretoises}} = 2 \times 84 = 168 \text{ KN}$$

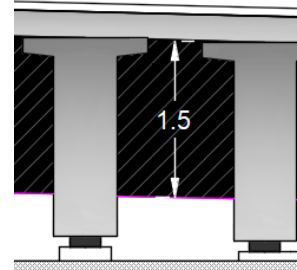


Figure V.2: Détail de l'entretoise

➤ Le poids des charges permanentes (CP) :

$$CP = 7 \times P_t + P_d + P_{2\text{entretoise}} = 8931.25 \text{ KN}$$

Tableau V.1: Résultats de calcul des CP

Eléments	Nombre	Poids (KN)
Poutre	8	5782
Dalle	1	2981.25
Entretoise	2	168
Le poids des charges permanentes (CP) (1 travée)		8931.25

V.2.1.2. Les compléments de charges permanentes (CCP)

➤ Poids du revêtement :

Le revêtement (8cm) :
 $P_{\text{rev}} = 24 \times 12 \times 0.08 = 23.04 \text{ KN/ml}$

➤ Poids du Trottoir et corniche :

• **Les trottoirs :**

Dans notre conception la surcharge des trottoirs est négligée (Autoroute)

$$P_1 = 0.225 \times 25 = 5.625 \text{ KN/ml}$$

Pour les deux coté :

$$P_2 = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

• **La corniche :**

Est un élément qui équipe les bords latéraux d'un pont et pour améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

$$P_{\text{cor}} = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Glissière de sécurité :

Est une barrière disposée le long d'une route pour la sécurité routière

$$P_{\text{gl}} = 1 \text{ KN/ml. Pour les deux coté : } P_{2\text{gli}} = 2 \text{ KN/ml}$$

Tableau V. 2: Résultats de calcul des CCP

Eléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	23.04	829.44
Trottoirs	9.375	337.5
Corniches	2.5	90
Glissières de sécurité	2	72
Poids des charges complémentaires permanentes CCP (1 travée)		1328.94

Poids totale du tablier :

Poids total du tablier : $G = CP + CCP$

Tableau V. 3: Poids total du tablier

Poids total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN)	10260.19
Poids linéaire total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN/ml)	285
Poids total du tablier (3 travées L=108.20 m) (KN)	30837.57

V.2.2. Évaluation des surcharges

V.2.2.1. Les caractéristiques de pont

- La largeur roulable : $L_r = 12$ m
- La largeur chargeable : $L_c = L_r - 2 \times 0.5 = 12 - 1 = 11$ m.
- Nombre des voies : $N = [L_c / 3] = [11 / 3] = 3$ voies.
- La largeur de la voie $L_v = L_c / N = 11 / 3 = 3.67$ m.
- La classe du pont : tous les ponts supports chaussées de largeur roulable ≥ 7 m sont rangés dans premier classe. $L_r = 12$ m ≥ 7 m. Donc le pont est de première classe.

D'après le RCPR, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La charge routière type : **A(I)**
- La charge routière type : **B (Bc, Bt, Br)**
- La charge militaire : **Mc120**
- Convoi exceptionnel : **D240**
- Autres surcharges comme : les surcharges sur trottoirs (St), le vent, action thermique...etc.

V.2.2.2. Système de charge A

Pour les ponts comportes des portés unitaires inférieures à 200m, les chaussées doivent supporter à une charge d'intensité A(l) exprime en kilonewton par mètre carré donné par la formule suivante :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad \text{Avec : } l: \text{ la longueur chargeable} = 36 \text{ m}$$

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

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge **A(l)** est multipliée par le coefficient a₁ dans le tableau VI. 10 :

Tableau V.4 : Le coefficient a₁

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

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 \times l \end{cases}$$

Et la valeur A₁ trouvé est multiplié par le coefficient **a₂ = v₀/v.**

Avec : v : la largeur de la voie = 3.67 m.

v₀ : donnée par le tableau VI. 11.

Tableau V.5 : La valeur de v₀

Classe	v ₀
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

$$a_2 = 3.5/3.67 = 0.95$$

$$A = a_2 \times A_1 = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

La charge du type A(l) en fonction de nombre de voies chargé est donnée dans le tableau V. 12 :

Tableau V.6: Résultat de calcul de A(l)

Nombre de voies chargées	l (m)	$A(l)$ (KN/m ²)	a_1	a_2	$a_1 \times a_2 \times A(l)$ (KN/m ²)	L_v (m)	$A(l)$ (KN/ml)
1	36	9.8	1	0.95	9.35	3.67	34.30
2	36	9.8	1	0.95	9.35	7.33	68.60
3	36	9.8	0.9	0.95	8.42	11	92.61

V.2.2.3. Système de charge B :

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

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

➤ **Système Bc :**

Le système **Bc** se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure :

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérés, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau V. 13 :

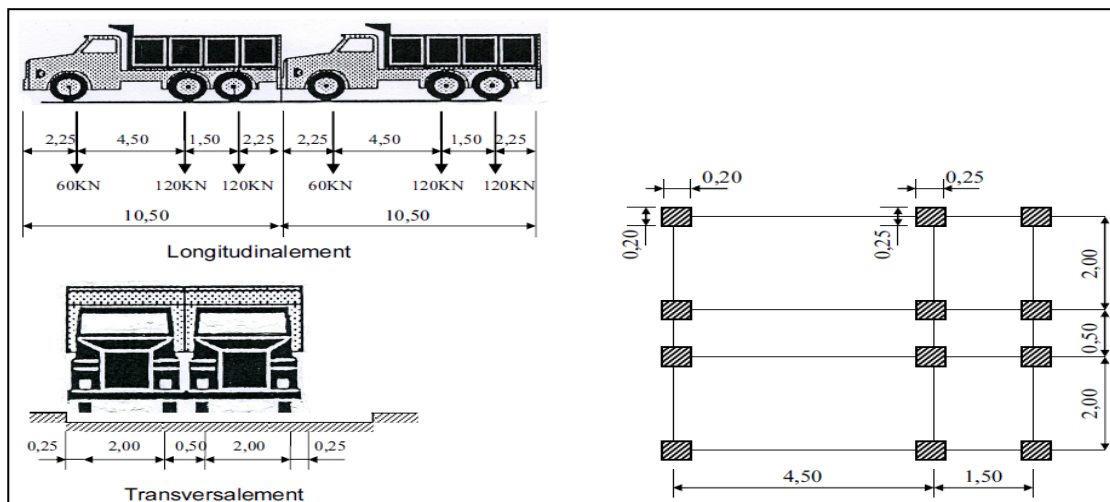


Figure V. 3 : Système Bc

Tableau V.7: Coefficients b_c

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

Le résultat de la charge B_c donné par le tableau suivant :

Tableau V.8 : Résultat de calcul de B_c

Nombre de file de B_c	B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)
1 file	600	1.2	720
2 files	1200	1.1	1320
3 files	1800	0.95	1710

➤ **Système Br :**

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée portant une charge de 100 KN.
- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m 0,30 m
- Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

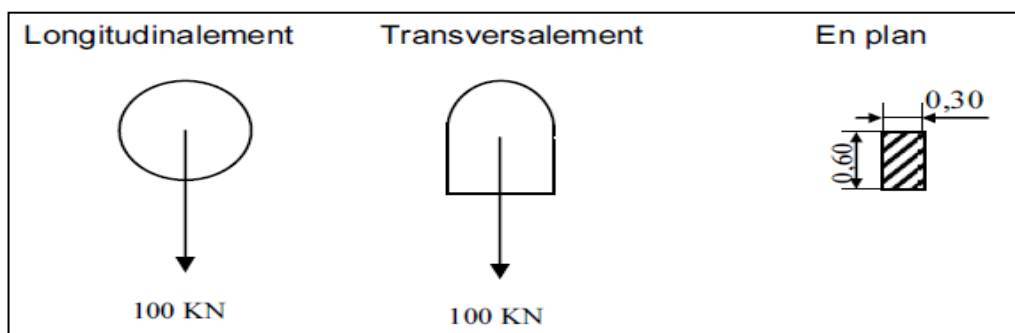


Figure V. 4: Système Br

➤ **Système Bt :**

Un tandem de système Bt comporte deux essieux, 160 KN par essieu.

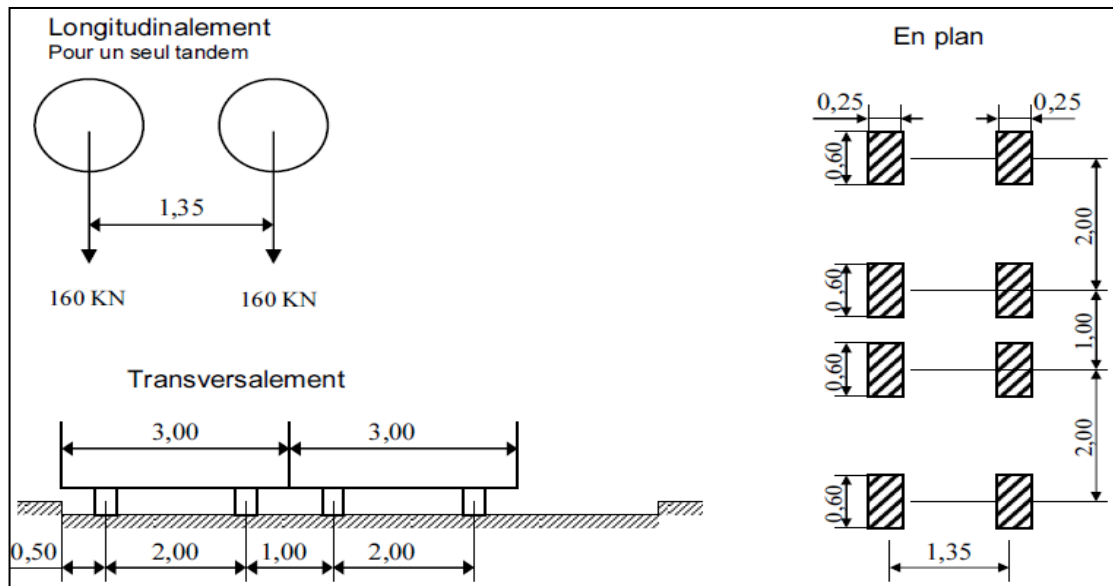


Figure V. 5: Système Bt

$$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t , donné dans le tableau V. 15 :

Tableau V.9: Coefficients b_t

Classe du pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

Le résultat de la charge Bt donné par le tableau:

Tableau V.10 : Résultat de calcul de Bt

Nombre de tandems de Bt	Bt (KN)	b_t	$B_t \times b_t$ (KN)
1 tandem	320	1.2	384
2 tandems	640	1.2	768

V.2.2.4. Charges militaires Mc 120

Les véhicules types de système Mc120 comportent deux chenilles de charge de 550 KN chacun, et ils peuvent circuler en convoi.

- Disposition de Mc120 :
 - Longitudinalement : nombre de véhicules illimités et la distance entre deux véhicules successifs est de 30,50 m.
 - Transversalement : maximum un (01) seul convoi.

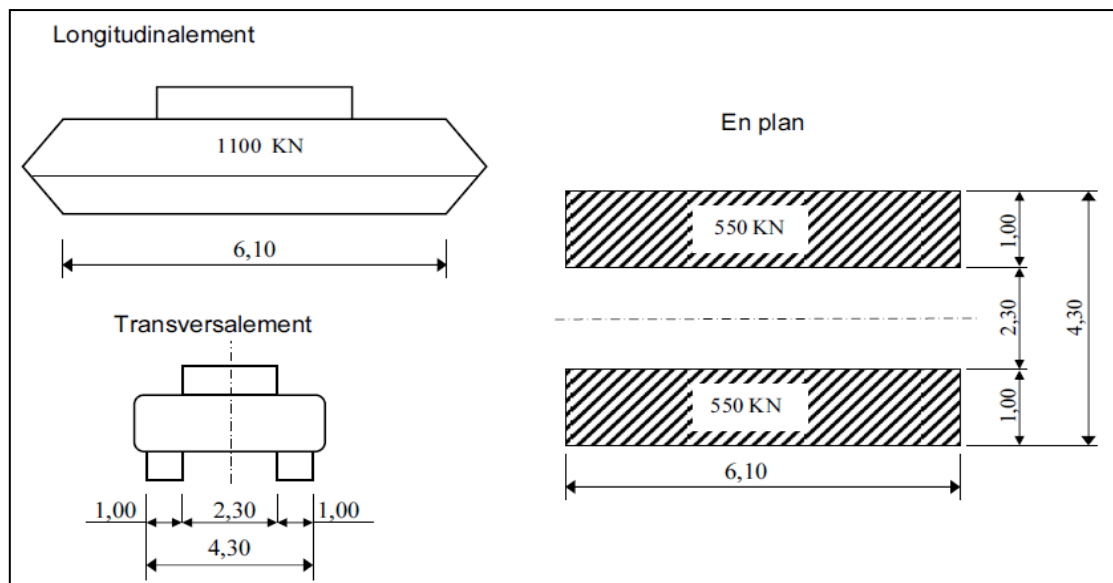


Figure V. 6: Convoi Mc120

V.2.2.5. Convoi exceptionnelle 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 supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

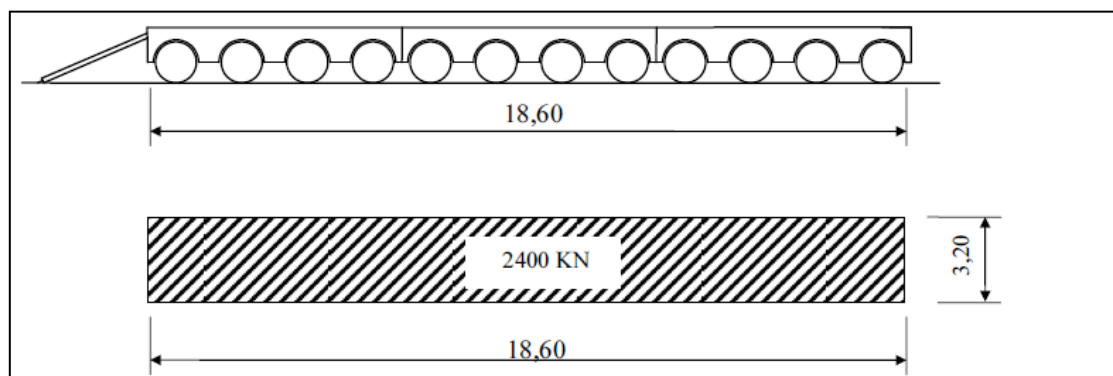


Figure V. 7: Convoi type D240

V.2.2.6. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes concernés par ce coefficient sont le système de charge B et le convoi Mc120. Ce coefficient permet de remplacer l'effet dynamique de ces systèmes par des charges statiques majorées par ce coefficient.

Le convoi D240 n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique (car il suppose rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h) sa charge est considérée directement comme une charge statique.

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

Avec :

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

G : sa charge permanente (CP + CPP).

S : sa surcharge maximale

Tableau V.11: Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique

Système de charge		L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc	1 file	36	10260.2	720	1.059
	2 files			1320	1.067
	3 files			1710	1.073
Br				100	1.05
Bt	1 tandem			384	1.05
	2 tandems			768	1.06
Mc120				1100	1.064

V.2.2.7. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

➤ **Effort de freinage correspondant à la charge A :**

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par le RCPR :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : est la surface chargée en (m²).

Tableau V.12: Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l)

N des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F (KN)
1	132	9.35	60.35
2	264	9.35	118.03
3	396	8.42	155.89

➤ **Effort de freinage correspondant à la charge Bc :**

L'effort de freinage développé par le camion du système Bc sur le pont est égal à son poids 300 KN.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

V.2.2.8. Action thermique

La variation uniforme due à la température est prise : +35° C et -15° C.

V.2.2.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a défini les différents types de charges appliquées au pont selon le règlement Algérien (RCPR).

CHAPITRE IV :
EVALUATION EFFORTS
LONGITIDUNAUX

VI.1. INTRODUCTION

Après avoir calculé les charges et les surcharges dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre au calcul longitudinal des efforts afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort, tranchant sous l'effet des charges permanentes et sous l'effet des surcharges

VI.2. SOUS CHARGE Q UNIFORMEMENT REPARTIE

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie est donné par :

- Le moment fléchissant dans les sections d'abscisses $x = 0.5L$:

$$M_{\max} = M(x=0.5L) = \frac{QL^2}{8}$$

- Le moment fléchissant dans les sections d'abscisses $x = L/4$:

$$M(x=0.25L) = \frac{3QL^2}{32}$$

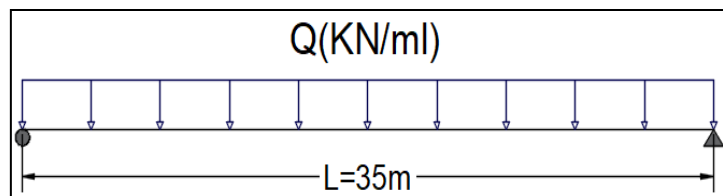


Figure VI. 1: Charge Q uniformément répartie

- L'effort tranchant dans les sections d'abscisses $x=0$:

$$T_{\max} = T(x=0) = \frac{QL}{2}$$

- L'effort tranchant dans les sections d'abscisses $x=L/4$:

$$T(x=0.25L) = \frac{QL}{4}$$

VI.2.1. Sous La charge permanente

Tableau VI. 1: Moment fléchissant et effort tranchant Sous La charge permanente

Q(KN/ml)	M [KN.m]			T [KN]		
	M(x=0)	M(x=0.25L)	$M_{\max} = M(x=0.5L)$	$T_{\max} = T(x=0)$	T(x=0.25L)	T(x=0.5L)
285	0	32730.46	43640.62	4987.5	2493.75	0

VI.2.2. Sous la charge de système A(I)

Tableau VI. 2 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous la charge de système A(I)

A(l)	Q(KN/ml)	M [KN.m]			T [KN]		
		M(x=0)	M(x=0.25L)	M _{max} = M(x=0.5L)	T _{max} = T(x=0)	T(x=0.25L)	T(x=0.5L)
1 voie chargée	34.30	0	3939.14	5252.19	600.25	300.13	0
2 voies chargées	68.60	0	7878.28	10504.38	1200.5	600.25	0
3 voies chargées	92.61	0	10635.68	14180.91	1620.68	810.34	0

VI.3. SOUS LA CHARGE DE SYST2ME B_C

- Calcul de l'effort tranchant T_{max} :
à x=0 :

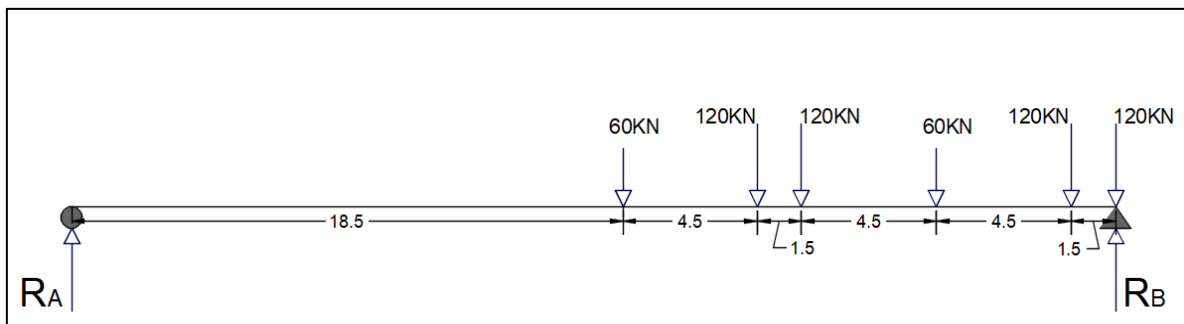


Figure VI. 2: Position de Bc à x=0

$\Sigma M/B=0$ donc on a : $R_A \times 35 - [120 \times 0 - 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5] = 0$

$\rightarrow R_A = 120.86$ KN, alors : $R_B = 600 - 120.86 = 479.14$ KN

L'effort tranchant réelle :

$T_{max} = R_B \times \delta \times b_c \times n$ (Nombre de file de Bc)

- Calcul Le moment fléchissant M_{max} :

Théorème de BARRE :

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

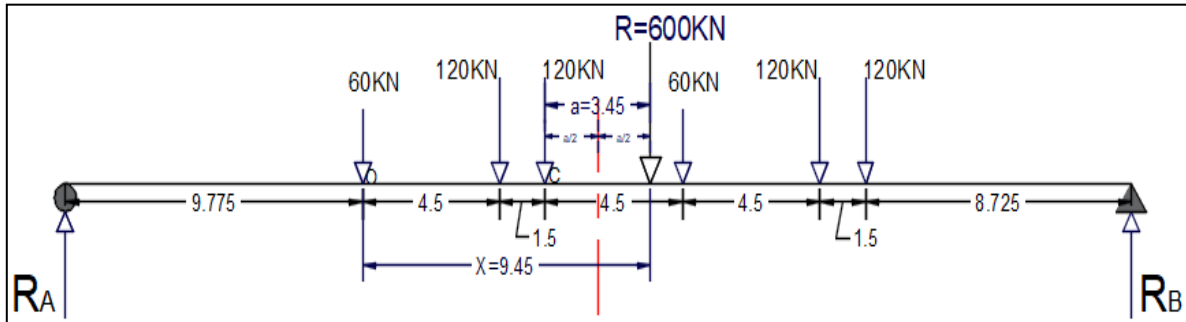


Figure VI. 3 : Disposition de système Bc

$$X = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i} \rightarrow X = \frac{60 \times 0 + 120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5}{600} = 9.45\text{m}$$

$$a = X - 6 = 3.45\text{m} \rightarrow a/2 = 1.725\text{m}$$

$$\sum M/A = 0 :$$

$$60 \times 9.775 + 120 \times 14.275 + 120 \times 15.775 + 20.275 \times 60 + 24.775 \times 120 + 120 \times 26.275 = R_B \times 35$$

$$\rightarrow R_B = 329.57\text{ KN}, \text{ alors : } R_A = 600 - 329.57 = 270.43\text{ KN}$$

Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de point C qui est symétrique au La résultante par rapport à l'axe de la poutre.

$$M/C = R_A \times 15.775 - 60 \times 6 - 122 \times 1.5 = 3726.03\text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant réelle :

$$M_{max} = M/C \times \delta \times b_c \times n \text{ (Nombre de file de Bc)}$$

Tableau VI. 3 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bc

Nombre de file de Bc	b_c	Δ	M_{max} [KN.m]	T_{max} [KN]
1 file	1.2	1.059	4735.04	608.89
2 files	1.1	1.067	8746.48	1124.73
3 files	0.95	1.073	11394.38	1465.23

VI.4. SOUS LA CHARGE DE SYSTEME B_T

- Calcul de l'effort tranchant T_{max} :
à $x=0$:

$\Sigma M/B=0$ donc on a :

$$R_A \times 35 = 160 \times 1.35$$

Donc :

$$R_A = 6.17 \text{ KN}$$

$$R_B = 320 - 6.17 = 313.83 \text{ KN}$$

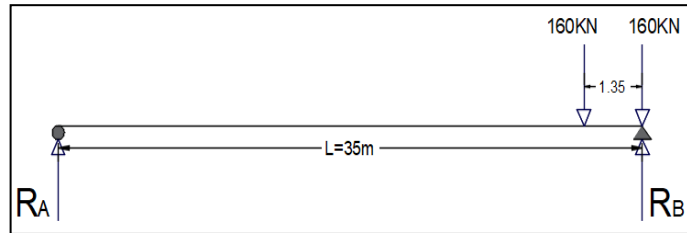


Figure VI. 4: Position de Bt à $x=0$

$$T_{max} = R_B \times \delta \times b_t \times n \text{ (Nombre de tandems de Bt)}$$

- Calcul Le moment fléchissant M_{max} :
à $x= L/2$:

$$R_B = R_A = 160 \text{ KN}$$

$$M(L/2) = R_A \times 35/2 - 160 \times 1.35/2$$

$$M(L/2) = 2692 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M(L/2) \times \delta \times b_t \times n$$

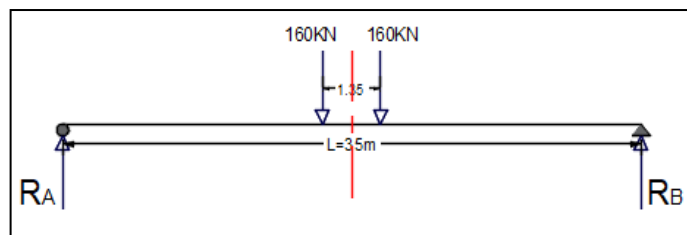


Figure VI. 5 : Position de Bt à $x=L/2$

Tableau VI. 4 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bt

Nombre de tandems de Bt	b_t	Δ	M_{max} [KN. m]	T_{max} [KN]
1 tandem	1.2	1.05	3391.22	395.42
2 tandems	1.2	1.06	6848.45	798.38

VI.5. SOUS LA CHARGE DE SYSTEME Mc120

- Calcul de l'effort tranchant T_{max} :
à $x=0$:

$$\Sigma M/B = 0 : R_A \times 35 = 1100 \times 3.05m$$

$$R_A = 95.86 \text{ KN}$$

$$R_B = 1100 - 95.86 = 1004.14 \text{ KN}$$

$$T_{max} = R_B \times \delta$$

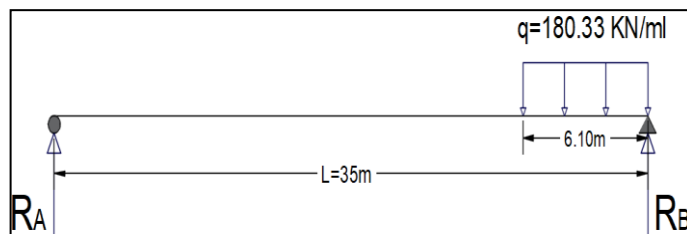


Figure VI. 6 : position de Mc 120 à $x=0$

- Calcul Le moment fléchissant M_{max} :
à $x=L/2$:

$$R_B = R_A = 550 \text{ KN.}$$

$$M(L/2) = R_A \times (35/2) - 550 \times (3.05/2)$$

$$= 8786.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M(L/2) \times \delta$$

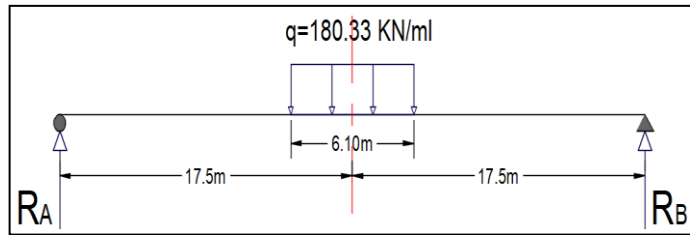


Figure VI. 7 : position de Mc 120 à $x=L/2$

Tableau VI. 5 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Mc120

δ	M_{max} [KN. m]	T_{max} [KN]
1.064	9348.57	1068.4

VI.6. SOUS LA CHARGE DE SYSTEME D240

- Calcul de l'effort tranchant T_{max} :
à $x=0$:

$$\Sigma M/B = 0 : R_A \times 35 = 2400 \times 9.30$$

Donc : $R_A = 637.71 \text{ KN}$

$$T_{max} = R_B = 2400 - 637.71$$

$$T_{max} = 1762.29 \text{ KN}$$

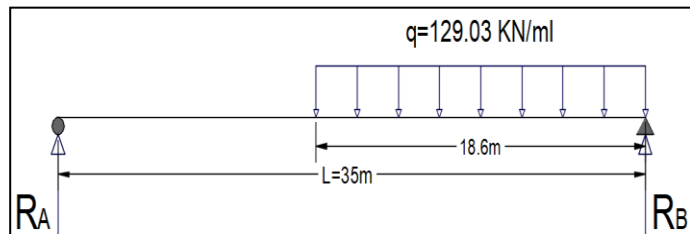


Figure VI. 8: Position de D240 à $x = 0$

- Calcul Le moment fléchissant M_{max} :
à $x=L/2$:

$$R_B = R_A = 1200 \text{ KN.}$$

$$M_{max} = M(L/2)$$

$$= R_A \times (35/2) - 1200 \times (9.30/2)$$

$$M_{max} = 15420 \text{ KN.m}$$

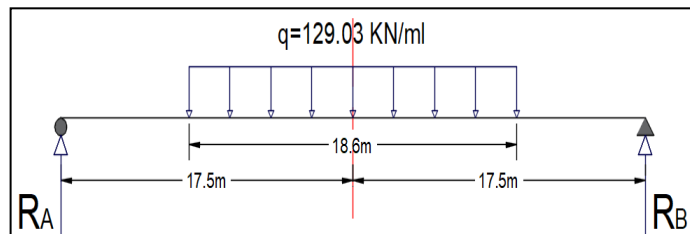


Figure VI. 9 : Position de D240 à $x=L/2$

Tableau VI. 6 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants max

Les charges et les surcharges		Moment max M_{max} [KN.m]	Moment par Poutre $M_0=M_{max}/8$ [KN.m]	Effort tranchant max T_{max} [KN]	Effort tranchant par poutre $T_0=T_{max}/8$ [KN]	
Charge permanent	G	43640.62	5455.07	4987.5	623.44	
Surcharge $A(l)$	1 voie	5252.19	656.52	600.25	75.03	
	2voies	10504.38	1313.05	1200.5	150.06	
	3voies	14180.91	1772.61	1620.68	202.58	
Surcharge B	Bc	1 file	4735.04	591.88	608.89	76.11
		2 files	8746.48	1093.31	1124.73	140.59
		3 files	11394.38	1424.29	1465.23	183.15
	Bt	1tandem	3391.22	423.9	395.42	49.43
		2tandems	6848.45	856.05	798.38	99.79
	Br	918.75	114.84	105	15.01	
Convoi	Mc120	9348.57	1168.57	1068.4	133.55	
	D240	15420	1927.5	1762.29	220.28	

CHAPITRE VII :
REPARTITION TRANSVERSALE DES
EFFORTS

VII.1. INTRODUCTION

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections d'une travée, on fera la répartition de ces efforts sur les différentes poutres que comporte la travée du pont, pour un calcul exact des sollicitations du tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement sur les poutres afin d'avoir la poutre plus sollicitée, pour cela, En utilisant la méthode de GUYON MASSONNET.

VII.2. REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS (SELON LA METHODE GUYON-MASSONNET)

La répartition transversale des efforts faite par la méthode de Guyon-Massonnet est applicable sur un grillage des poutres.

Tout d'abord on calcul les deux paramètres essentiels pour cette méthode, paramètre d'entretoisement θ et Paramètre de torsion α , par la suite, on calcule les coefficients de répartition transversale (CRT) pour chaque poutre pour les différents cas de chargement.

VII.2.1. Détermination des paramètres de calcul

- Paramètre d'entretoisement θ : Il caractérise la souplesse de l'entretoisement
- Paramètre de torsion α : Il caractérise la torsion du pont, il est donné par la formule :

VII.2.1.1. Calcul de paramètre d'entretoisement θ

Il donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_D}}$$

On a :

b : Demi-largeur active de la dalle : **$b=0.5 \times n \times b_1$**

n : Nombre des poutres

b₁ : Distance entre-axe des poutres

L : Portée de la travée

ρ_p : Rigidité flexionnelle des poutres **$\rho_p = E \times I_p / l_1$**

I_p : Moment d'inertie équivalente de la poutre

ρ_D : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur **$\rho_D = E \times I_D / l_1$**

l_1 : Unité de largeur

I_D : Moment d'inertie de la dalle

Tableau VII.1 : Le calcul de paramètre d'entretoisement θ

b(m)	n	b1 (m)	L (m)	ρ_p	$I_p(m^4)$	ρ_D	$I_1(m)$	$I_D(m^4)$	θ
6.88	8	1.72	35	0.1928E	0.3316	0.0013E	1	0.0013	0.686

VII.2.1.2. Calcul de paramètre de torsion α

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_D}}$$

On a :

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur $\gamma_p = C_p / b_1$

$C_p =$ Rigidité torsionnelle de la poutre $C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b_1 \times h^3 / 2)]$

$\gamma_D =$ Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de largeur $\gamma_D = C_D / I_1$

$C_D =$ Rigidité torsionnelle de la dalle $C_D = 2 \times G \times I_D$

$G =$ Module de cisaillement du béton $G = E / 2 \times (1 + \nu)$

$\nu =$ Coefficient de poisson

Calcul de Rigidité torsionnelle de la poutre C_p :

$$C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b_1 \times h^3 / 2)]$$

Avec : b_i et h_i : les dimensions de la section équivalente (h_i : la plus petite dimension)

La section équivalente :

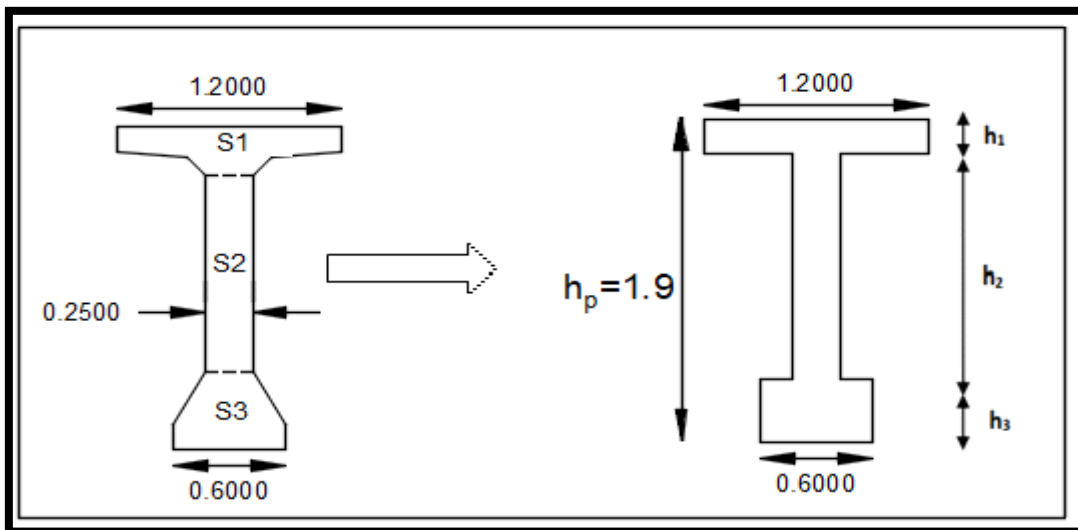


Figure VII. 2 : Schéma représente La section équivalente de la poutre

$$S_2=0.2188\text{m}^2 ; S_1=0.2459 \text{ m}^2 \quad (\text{les surfaces sont calculé par logiciel Autocad})$$

$$h_1=S_1/1.2=0.2049 \text{ m}$$

$$h_3=S_3/0.6=0.3646 \text{ m}$$

$$h_2=h_p-(h_1+h_3)=1.3305\text{m}$$

$$C_p = (G / 3) [(1.2 \times 0.2049^3) + (1.3305 \times 0.25^3) + (0.6 \times 0.3646^3) + (1.72 \times 0.25^3 / 2)]$$

Tableau VII. 2 : Le calcul de paramètre de torsion α

γ_P	C_p	γ_D	C_D	G	ν	α
$5.94 \times 10^{-3} E$	$1.022 \times 10^{-2} E$	$1.083 \times 10^{-3} E$	$1.083 \times 10^{-3} E$	E/2.4	0.2	0.222

Donc :

$$\theta=0.686 \quad ; \quad \alpha=0.222$$

VII.2.2. Répartition transversale des moments fléchissant

VII.2.2.1. Coefficients de répartition transversale K_α

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

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

$$\text{Si } 0.3 \leq \theta \leq 1 \quad : \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^b$$

$$\text{Où :} \quad b = 1 - e^{[(0.065-\theta)/0.665]}$$

Tel que :

K_0 : valeur de K pour $\alpha = 0$.

K_1 : valeur de K pour $\alpha = 1$.

Pour notre cas on a : $\theta=0.686$ donc on utilise la formule : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^b$

▪ Calcul de Coefficients K_0 et K_1 :

Dans le cas où θ ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on fera une interpolation entre la valeur $\theta = 0.65$ et $\theta = 0.7$ pour trouver les valeurs correspondantes à $\theta = 0.686$.

Tableau VII. 3 : Tableau de K pour $\theta = 0.65$ et $\alpha=0$

$\theta = 0.65$		K_0							
y \ e	-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

Tableau VII.4 : Tableau de K pour $\theta = 0.7$ et $\alpha=0$

$\theta = 0.70$		K_0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0216	0.5464	1.058	1.4938	1.6955	1.4938	1.058	0.5464	0.0216
b/4	-0.3589	0.1095	0.5862	1.067	1.4938	1.7118	1.5548	1.1934	0.7809
b/2	-0.5114	-0.1756	0.1798	0.5862	1.058	1.5548	1.9393	2.0554	2.0618
3b/4	-0.5575	-0.3794	-0.1756	0.1095	0.5464	1.1934	2.0554	3.0254	3.9282
b	-0.5733	-0.5575	-0.5114	-0.3589	0.0216	0.7809	2.0618	3.9282	6.2464

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K_0[\theta=0.686] = K_0 [\theta=0.65] + (K_0 [\theta=0.70] - K_0 [\theta=0.65]) \times \frac{0.686-0.65}{0.70-0.65}$$

On obtient Le tableau suivant qui donne le coefficient K_0 pour $\theta = 0.686$:

Tableau VII.5 : Tableau de K pour $\theta=0.686$ et $\alpha=0$

$\theta = 0.523$		K_0							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0653	0.5677	1.0564	1.4709	1.6618	1.4709	1.0564	0.5677	0.0653
b/4	-0.3349	0.1243	0.5905	1.0580	1.4709	1.6845	1.5445	1.2111	0.8288
b/2	-0.5140	-0.1738	0.1847	0.5905	1.0564	1.5445	1.9268	2.0585	2.0878
3b/4	-0.5887	-0.3937	-0.1738	0.1243	0.5677	1.2111	2.0585	3.0090	3.8981
b	-0.6335	-0.5887	-0.5140	-0.3349	0.0653	0.8288	2.0878	3.8981	6.1309

Avec la même interpolation pour le coefficient K1 entre le tableau de $\theta = 0.65$ et de $\theta = 0.70$ on obtient Le tableau qui donne le coefficient K1 pour $\theta = 0.686$

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K_1[\theta=0.686] = K_1 [\theta=0.65] + (K_1 [\theta=0.70] - K_1 [\theta=0.65]) \times \frac{0.686-0.65}{0.70-0.65}$$

- Tableau de K pour $\theta = 0.65$ et $\alpha=1$ (voir annexe)
- Tableau de K pour $\theta = 0.70$ et $\alpha=1$ (voir annexe)

Tableau VII.6 : Tableau de K pour $\theta = 0.686$ et $\alpha=1$

$\theta=0.523$		K_1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0.7193	0.8394	0.9935	1.1662	1.2651	1.1662	0.9935	0.8394	0.7193
b/4		0.4943	0.6024	0.7490	0.9453	1.1662	1.3170	1.2738	0.4381	1.0513
b/2		0.3477	0.4388	0.5656	0.7490	0.9935	1.2738	1.4973	1.5409	1.5190
3b/4		0.2541	0.3305	0.4388	0.6024	0.8394	1.1581	1.5409	1.9057	2.1385
b		0.1891	0.2541	0.3477	0.4943	0.7193	1.0513	1.5190	2.1385	2.8820

- Calcul de Coefficient K_α :

Le calcul des valeurs de K_α par les formules d'interpolation d'après Sattler :

$$\theta = 0.686, \alpha = 0.222 \rightarrow K_\alpha = K_0 + 0.4 \times (K_1 - K_0)$$

Tableau VII.7 : Tableau de K pour $\theta=0.686$ et $\alpha=0.222$

$\theta=0.686$		K_α								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0.3269	0.6764	1.0312	1.3490	1.5031	1.3490	1.0312	0.6764	0.3269
b/4		-0.0032	0.3155	0.6539	1.0129	1.3490	1.5375	1.4362	0.9019	0.9178
b/2		-0.1693	0.0713	0.3371	0.6539	1.0312	1.4362	1.7550	1.8515	1.8603
3b/4		-0.2516	-0.1040	0.0713	0.3155	0.6764	1.1899	1.8515	2.5677	3.1943
b		-0.3045	-0.2516	-0.1693	-0.0032	0.3269	0.9178	1.8603	3.1943	4.8313

- Calcul de coefficient K_α pour chaque poutre :

Pour obtenir les coefficients de répartition K_α pour chaque poutre, on Interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

Par exemple la poutre **P1** est située entre la position 0 et la position b/4 comme montré dans **la figure V. 3** donc en interpole entre les valeurs K_α des deux positions précédentes pour trouver K_α de la poutre P1.

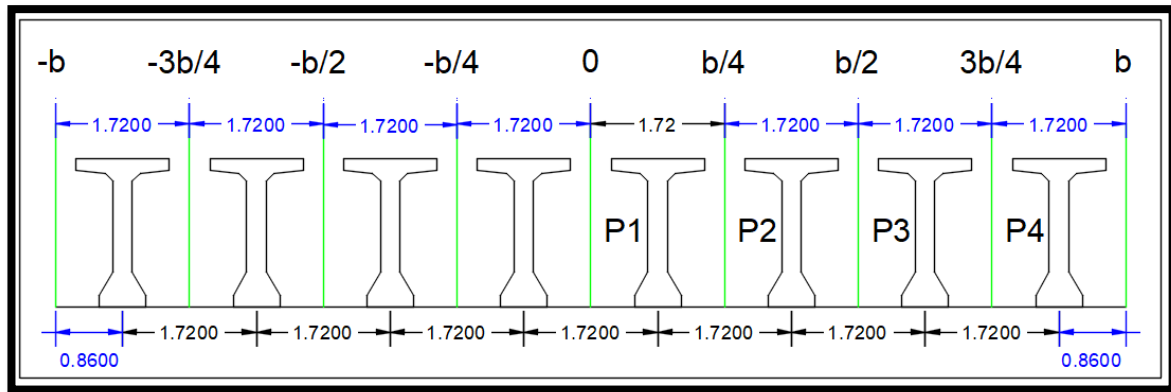


Figure VII. 2 : Position des poutres transversalement

On obtient le tableau suivant :

Tableau VII.8 : Valeurs du coefficient de répartition K_α relatives aux positions réelles des poutres

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	0.1618	0.4960	0.8426	1.1810	1.4261	1.4433	1.2337	0.7891	0.6224
Poutre 2	-0.0863	0.1934	0.4955	0.8334	1.1901	1.4869	1.5956	1.3767	1.3891
Poutre 3	-0.2105	-0.0164	0.2042	0.4847	0.8538	1.3130	1.8032	2.2096	2.5273
Poutre 4	-0.2780	-0.1778	-0.0490	0.1562	0.5016	1.0539	1.8559	2.8810	4.0128

VII.2.2.2. 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 K_α pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.

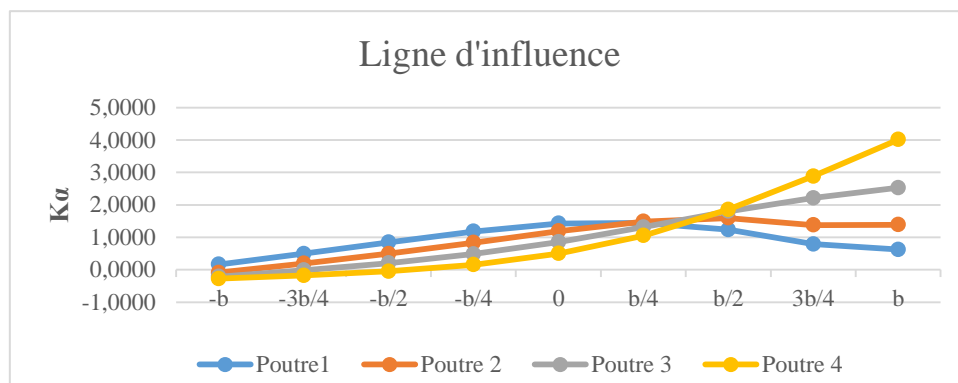


Figure VII.3 : Les lignes d'influence du coefficient K_α

Le coefficient K_α représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

VII.2.2.3. Positionnement des surcharges selon RCPR

Après avoir tracé les lignes d'influences, On charge le tablier du pont conformément au RCPR :

- Le système **A(I)** chargera toute la largeur chargeable, soit 3.67m pour une seule voie.
- Le système **Bc** sera représenté comme deux charges concentrées au milieu des roues, espacées de 2m, et seront positionnées au moins à 25cm depuis les bordures.
- Le système **Bt** lui aussi sera considéré comme deux charges concentrées espacées de 2m mais positionnées à 50cm au moins depuis les bordures.
- Le convoi **Mc120** sera considéré comme deux charges partiellement réparties sur 1m, et seront éloignées d'au moins 0,50m des bordures.
- Le convoi **D240** sera considéré comme une charge répartie sur une largeur de 3,2m et
- Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Nous placerons les systèmes un par un pour chaque cas de chargement, et nous déterminerons pour chaque chargement le coefficient de répartition résultant.

- Pour les surcharges concentrées :

$$K_{amoy} = \sum K_{ai} / n$$

Avec :

K_{ai} : valeur sera directement lue sur le graphe.

n : nombre de charges.

- Pour les surcharges réparties :

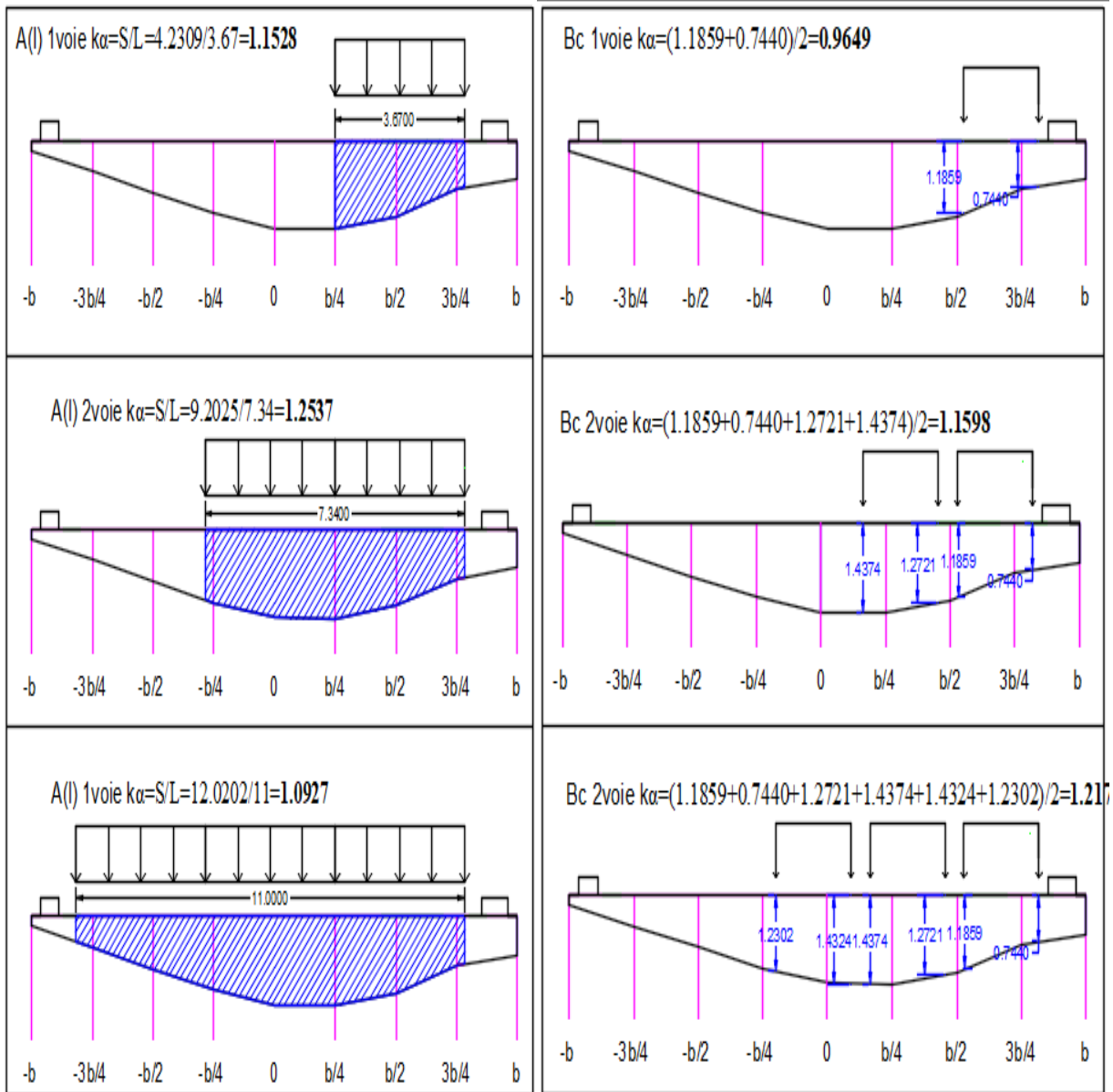
$$K_{amoy} = S/l$$

Avec :

S : aire du graphe sous la largeur chargée.

l : largeur chargée.

Remarque : Les surfaces et les distance sont calculées à l'aide le logiciel AUTOCAD.



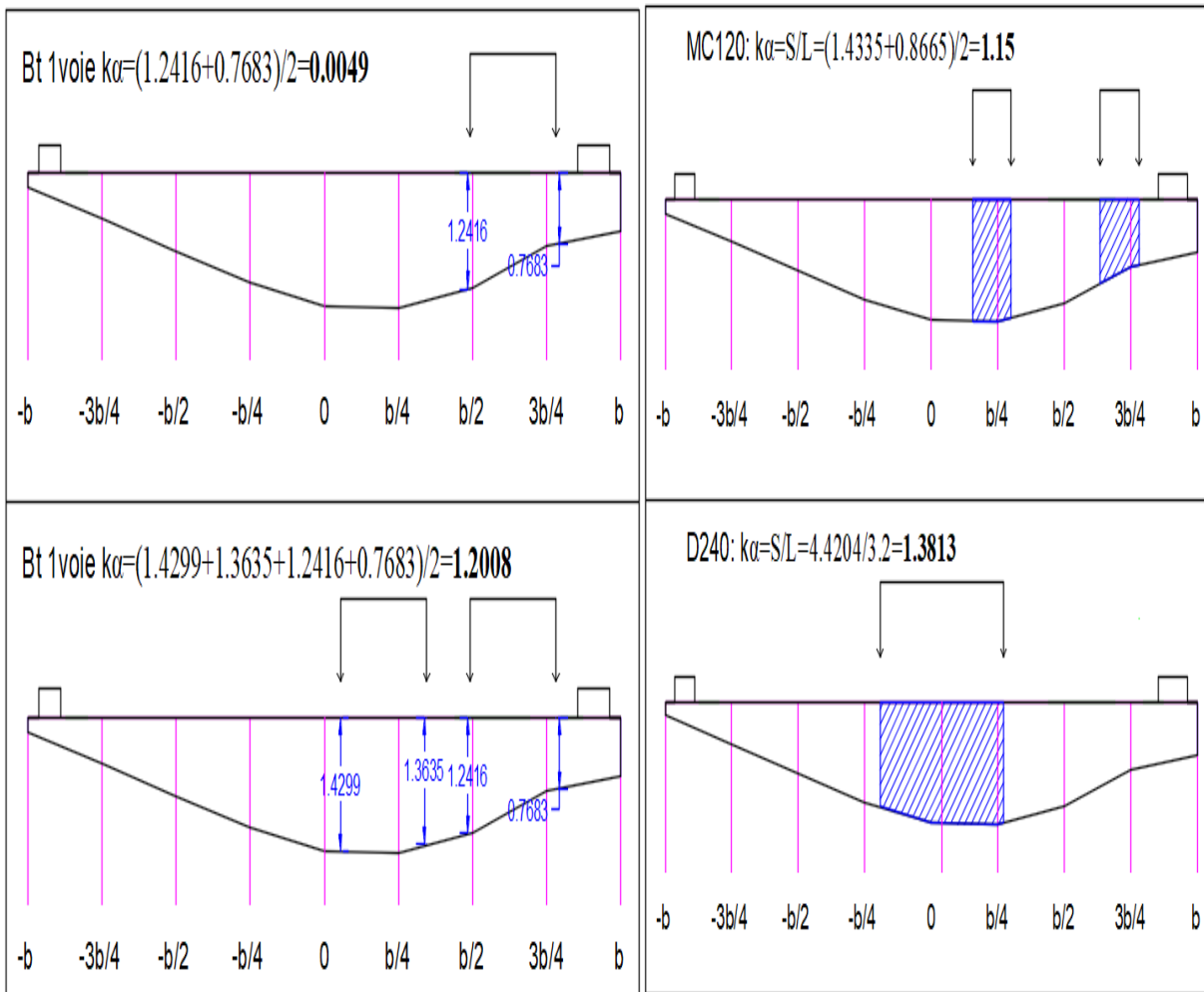


Figure VII.4 : Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1

Remarque : Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour les autres poutres (voir annexe).

VII.2.2.4. Calcul du moment fléchissant

Les moments longitudinaux à mi – travée de chaque chargement sont multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par la poutre étudiée. $M_{réel} = M_0 * K_{amoy}$

Tableau VII.9 : Tableau des moments réels pour les différentes positions des poutres

Désignation		M ₀ [KN.m]	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			K _{amoy}	M _{réel} [KN.m]	K _{amoy}	M _{réel} [KN.m]	K _{amoy}	M _{réel} [KN.m]	K _{amoy}	M _{réel} [KN.m]	
Charge Permanente		5455.07	1	5455.07	1	5455.07	1	5455.07	1	5455.07	
Surcharge A(L)	1 voie	656.52	1.1528	756.83626	1.5047	987.86564	1.8065	1186.0034	1.9691	1292.7535	
	2voies	1313.05	1.2537	1646.1708	1.3275	1743.0739	1.2777	1677.684	1.2464	1636.5855	
	3voies	1772.61	1.0927	1936.9309	1.0321	1829.5108	0.9417	1669.2668	0.8111	1437.764	
Surcharge B	BC	1 file	591.88	0.9649	571.10501	1.5511	918.06507	2.0712	1225.9019	2.5766	1525.038
		2 files	1093.31	1.1598	1268.0209	1.5153	1656.6926	1.7524	1915.9164	1.9312	2111.4003
		3 files	1424.29	1.217	1733.3609	1.3774	1961.817	1.4315	2038.8711	1.4421	2053.9686
	BT	1tandem	423.9	1.0049	425.97711	1.4849	629.44911	2.017	855.0063	2.424	1027.5336
		2tandems	856.05	1.2008	1027.9448	1.4382	1231.1711	1.6219	1388.4275	1.7073	1461.5342
Convoi	Mc120	1168.57	1.15	1343.8555	1.4355	1677.4822	1.7071	1994.8658	1.8645	2178.7988	
	D240	1927.5	1.3813	2662.4558	1.4609	2815.8848	1.363	2627.1825	1.1735	2261.9213	

Les combinaisons des charges pour détermination la poutre la plus sollicité :

Tableau VII.10 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en (KN.m)

Etat limite	Combinaisons d'action	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	1.35 G + 1.6 AL1	8575.2825	8944.9295	9261.9499	9432.7502
	1.35 G + 1.6 AL2	9998.2178	10153.263	10048.639	9982.8813
	1.35G+1.6A3	10463.434	10291.562	10035.171	9664.7669
	1.35 G + 1.6 Bc1	8278.1125	8833.2486	9325.7875	9804.4053
	1.35 G + 1.6 Bc2	9393.178	10015.053	10429.811	10742.585
	1.35G+1.6 Bc3	10137.722	10503.252	10626.538	10650.694
	1.35 G + 1.6 Bt1	8045.9079	8371.4631	8732.3546	9008.3983
	1.35 G + 1.6 Bt2	9009.0562	8897.63	8965.85	8992.51
	1.35 G + 1.35 Mc120	9178.5494	9628.9455	10057.413	10305.723
	1.35 G + 1.35 D240	10958.66	11165.789	10911.041	10417.938
ELS	G + 1.2AL1	6363.2735	6640.5088	6878.2741	7006.3742
	G + 1.2 AL2	7430.4749	7115.78	6987.74	6852.87
	G + 1.2 AL3	7779.3871	7650.4829	7458.1902	7180.3868
	G + 1.2 Bc1	6140.396	6556.7481	6926.1522	7285.1156
	G + 1.2 Bc2	6976.6951	7443.1012	7754.1697	7988.7503
	G + 1.2 Bc3	7535.1031	7809.2505	7901.7154	7919.8323
	G + 1.2Bt1	5966.2425	6210.4089	6481.0776	6688.1103
	G + 1.2 Bt2	6688.6038	6932.4753	7121.183	7208.911
	G + Mc120	6798.9255	7132.5522	7449.9358	7633.8688
	G + D240	8117.5258	8270.9548	8082.2525	7716.9913

Les valeurs max :

A l'ELU le cas de charge le plus défavorable c'est : 1,35G+1,35D240 de la poutre 2

$$M_{\max} = 11165.789 \text{ KN.m}$$

A l'ELS le cas de charge le plus défavorable c'est : G+D240 de la poutre 1

$$M_{\max} = 8270.955 \text{ KN.m}$$

A partir des résultats précédents, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 2.

VII.3. MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT

Après l'étude transversale du tablier de notre ouvrage par la méthode de GUYON-MASSONNET. On vérifié les résultats de calcul manuel par calcul automatiquement en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis comme : Autodesk robot structural analyses Professional.

Tant que le pont est isostatique de six travées identiques et indépendantes, on s'intéressera de modéliser une seule travée qui est considérée représentative aux autres travées.

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, et dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Le tablier est composé d'une dalle qui repose sur 8 poutres supportées par des appuis, les poutres sont modélisées en éléments barres et la dalle en élément panneau à 4 nœuds, l'ensemble est appuyé sur un appui simple d'un côté et d'un appui double de l'autre.

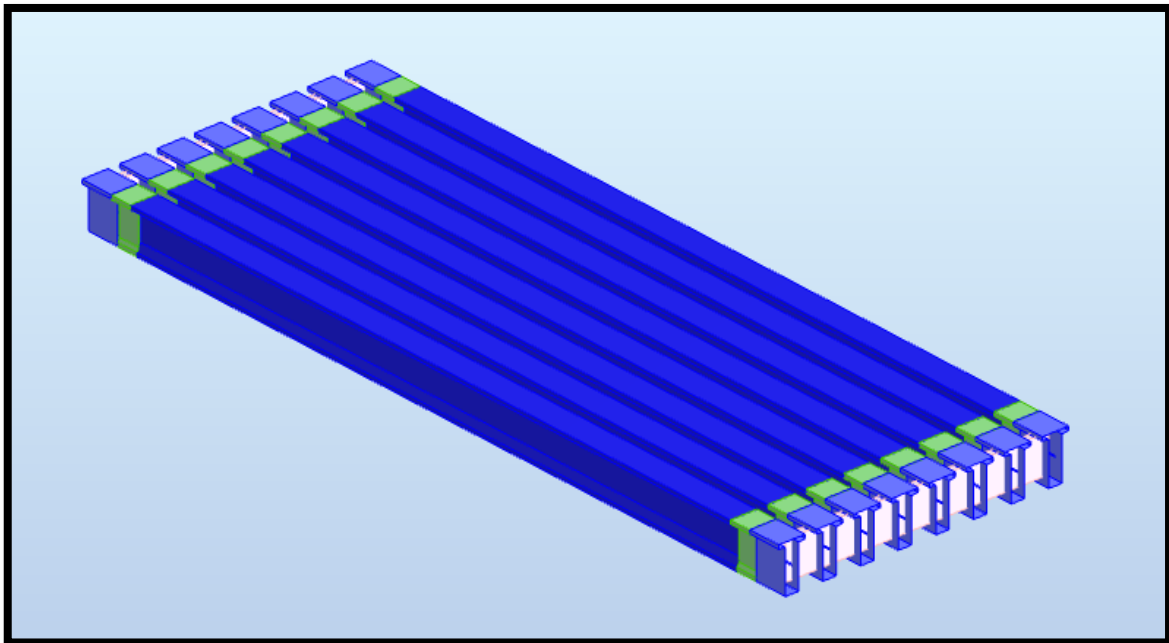


Figure VII.5 : Modèle du tablier en 3D

VII.4. LES RESULTATS

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenus par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analyses 2018 sont présentés dans les figures suivantes :

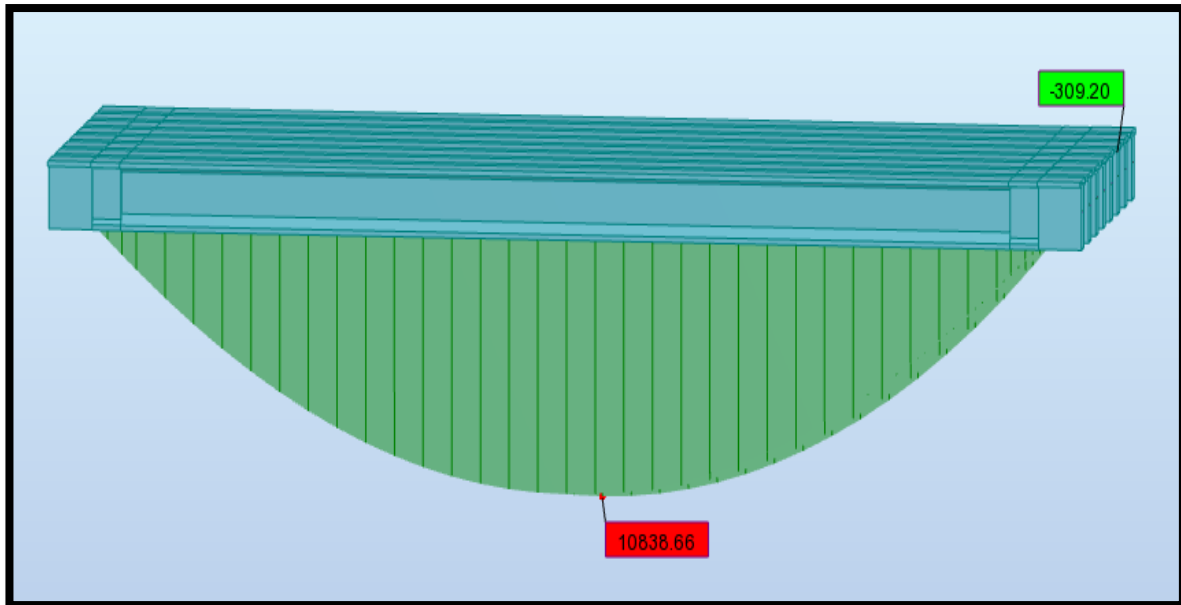


Figure VII.6 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240)

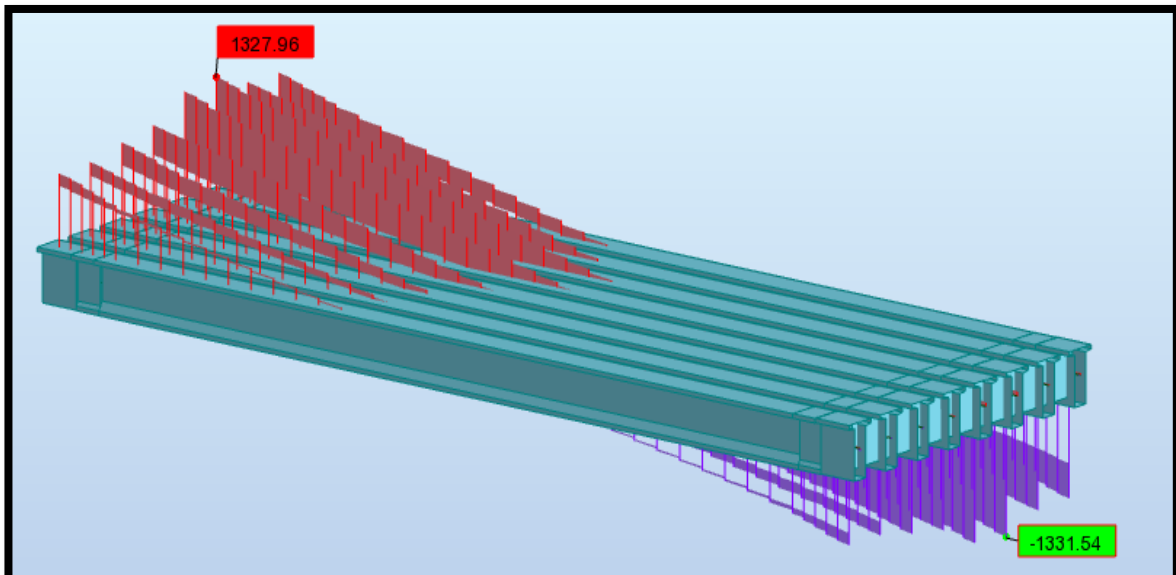


Figure VII.7 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240)

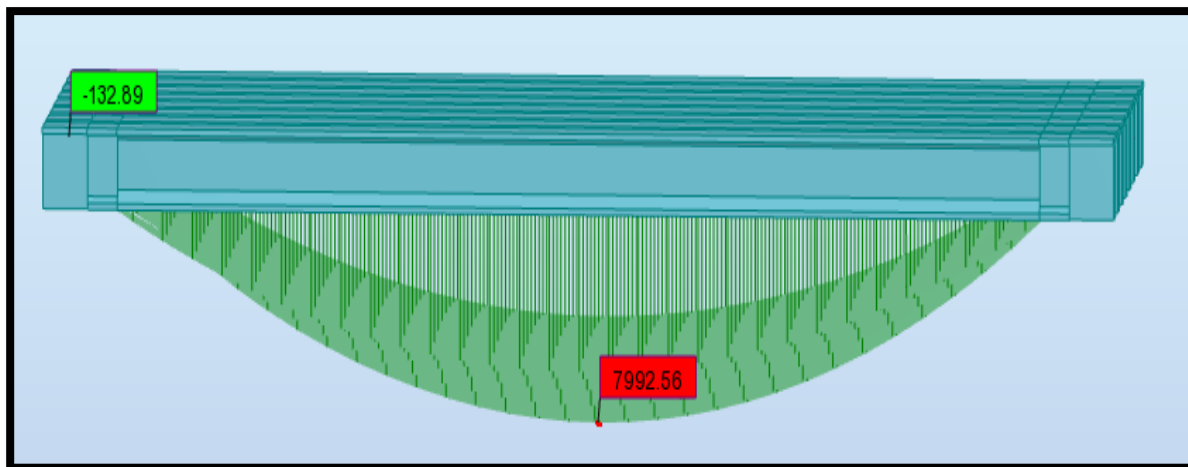


Figure VII.8 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison G + D240)

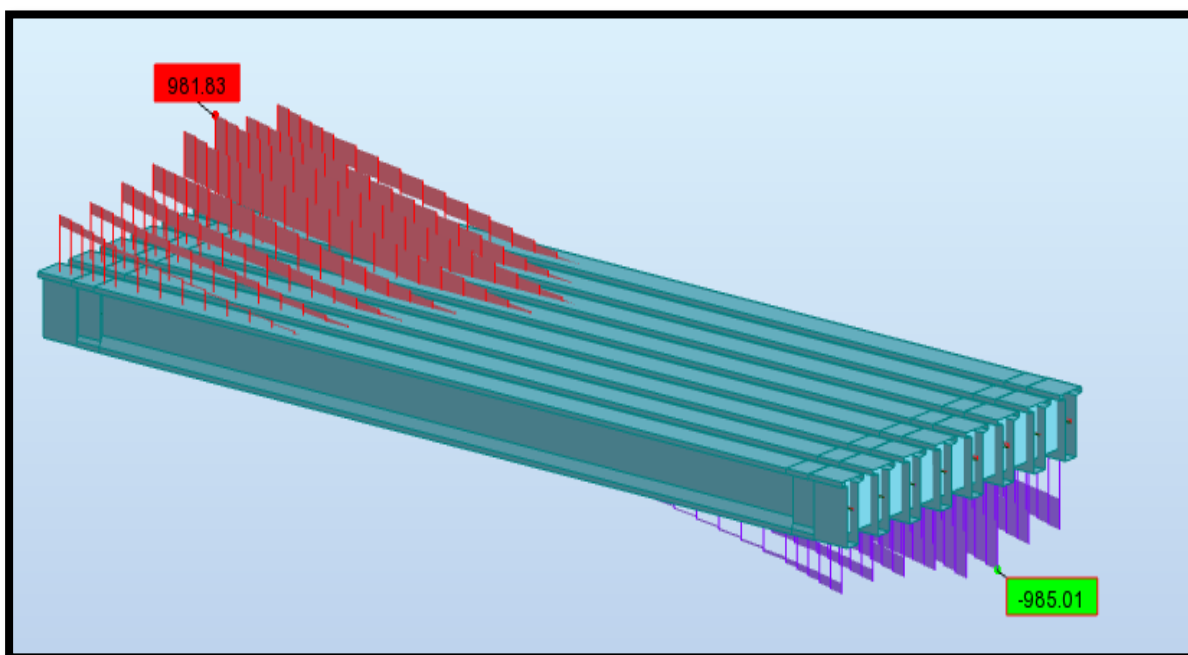


Figure VII.9 : Effort tranchant maximum à l'ELS (Combinaison G + D240)

VII.5. COMPARAISON ENTRE LES VALEURS ANALITQUES ET AUTOMATIQUES

Tableau VII. 11 : Comparaison entre les valeurs analitiques et automatique

Etat limite	Méthode	Combinaisons qui donner l'effort max	Moment max (KN.m)	L'erreur (%)
ELU	Manuel	1.35G+1.35D240	11165.78	3
	Automatique	1.35G+1.35D240	10838.66	
ELS	Manuel	G+D240	8270.95	
	Automatique	G+D240	7992.56	

VII.6. CONCLUSION

Après avoir fait l'étude transversal et longitudinal nous concluons que la poutre 3 est la poutre la plus sollicité son moment nous permettra de ferrailer nos poutres convenablement.

En comparant ce moment fait manuellement et celui fait avec ROBOT, on constate une légère différence, de ce fait on adopte celui fait par le logiciel fondé par la méthode des éléments finis qui reste une méthode plus fiable.

CHAPITRE VIII :
ETUDE DE PRECONTRAINTE

VIII.1. INTRODUCTION

Le béton résiste mieux à la compression qu'à la traction, le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles des précontrainte.

Notre ouvrage est un pont à poutres précontraintes par post tension, c'est-à-dire le béton frais est coulé dans le coffrage et après sa prise, des câbles sont enfilés dans des gaines laissés en attente dans ce dernier.

VIII.2. PRECONTRAITE PAR POST-TENSION

La préfabrication des poutres précontraintes par post tension passe par les phases suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinale, cadre.....
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui. - Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule cotée pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

VIII.3. LES CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE

Pour le calcul Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle).

Tableau VIII.1 : Les caractéristiques géométriques de Tablier

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre +hourdis	Poutre seule	Poutre +hourdis
B (m ²)	1.24	1.67	0.75	1.18
V'(m)	1.02	1.40	1.04	1.028
V(m)	0.88	0.75	0.86	0.87
I _G (m ⁴)	0.41	0.74	0.33	0.60

B : L'aire de la section

h : Hauteur de la section

v : La distance entre son centre de gravité et la fibre supérieure

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

I : Moment d'inertie de de la section par rapport au centre de gravité

ρ : Rendement géométrique de la section $\rho = I / (B \times v \times v')$.

d' : L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h.

VIII.4. DETERMINATION NOMBRE DE CABLE

La valeur minimale de la précontrainte

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (Contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

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

Avec :

$$P_I = \frac{A_c \times v \times v'}{I \times (v + v')} \times (M_{\max} - M_{\min}) \quad (\text{section sous-critique}).$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max}}{\frac{I}{A_c \times v'} + v' - d'} \quad (\text{section sur critique}).$$

Avec :

M_{\min} = moment sous l'effet de la charge permanente G

M_{\max} = moment sous l'effet de la combinaison max a l'ELS (G + D240)

A_c = section de câble

Les moments fléchissant et les efforts tranchants à l'état limite de service sont déterminés par le logiciel ROBOT, sont montrés ici :

Tableau VIII. 2 : Les sollicitations défavorables

Les sollicitations	La valeur
M_{\max} (G+D240)	7.99 MN.m
M_{\min} (G)	5.43 MN.m
V_M (G+D240)	0.985 MN
V_m (G)	0.626 MN

Application numérique :

$$P_I = 2.61 \text{ MN} ;$$

→ $P_I < P_{II}$: Section sur critique.

$$P_{II} = 5.46 \text{ MN}$$

$$P_{\min} = \sup (P_I ; P_{II}) = 5.46 \text{ MN}$$

Détermination de la force P_0 :

Selon la BPEL la force de mise en tension d'un seul câble est :

$$P_0 = \min (0.8 f_{prg} A_p, 0.9f_{peg} A_p).$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

Rappelons que :

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1680 \text{ mm}^2$$

$$P_0 = \min \{(0,8 \times 1860 \times 1680) ; (0,9 \times 1674 \times 1680)\}$$

Donc : $P_0 = 2,47 \text{ MN}$

Pour la détermination du nombre de câbles, on doit estimer le pourcentage des pertes de précontrainte qui varie généralement entre (20% et 30%). On va le prendre 25% :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1-\Delta P) \times P_0}$$

$$n \geq \frac{5.46}{(1-0.25) \times 2.47}$$

$n \geq 2.95$ donc on prend : $n = 3$ câbles de 12T15

VIII.5. PRE- VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, La mise en tension est faite à 50%, Les pertes sont estimées à 5 %
- **Phase 2** : après 28 jours, la mise en tension à 100 %, Les pertes sont estimées à 10 %
- **Phase 3** : après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle, Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4** : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Et on doit trouver que :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{v}{I} (Pe_0 - M) \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{v'}{I} (Pe_0 - M) , e_0 = v' - d'$$

Tableau VIII. 3: Résultats de pré- vérification des contraintes

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
f_{cj} [MPa]	23.18	35	35	35
f_{tj} [MPa]	1.99	2.7	2.7	2.7
σ_{bc} [MPa]	13.91	21.00	21.00	21.00
σ_{bt1} [MPa]	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bt2} [MPa]	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
ΔP [%]	5.00	10.00	15.00	25.00
B [m ²]	0.75	0.75	1.18	1.18
I [m ⁴]	0.33	0.33	0.6	0.6
v [m]	0.86	0.86	0.87	0.87
v' [m]	1.04	1.04	1.28	1.28
M [KN.m]	2.89	2.89	4.46	7.99
e_0 [m]	0.83	0.83	1.07	1.07
P [MN]	3.52	6.68	6.31	5.56
σ_{sup} [MPa]	4.65	2.08	2.07	7.71
σ_{inf} [MPa]	4.75	17.16	10.16	0.31
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VIII.6. TRACE DU CABLE

Le tracé des câbles est essentiellement parabolique (suivre le diagramme des moments), puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Il comporte des déviations que dans le plan vertical.

VIII.6.1. Rayon de courbure

On admet qu'il est égal à :

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

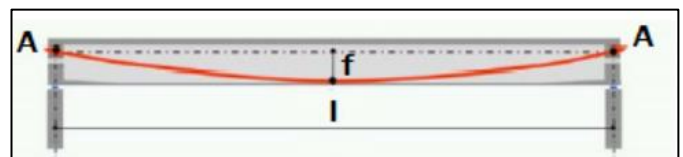


Figure VIII.1: Rayon de courbure

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

l : est la longueur de la parabole ($l = 34$ m).

VIII.6.2. L'angle de déviation β

Sur une longueur l peut être calculé par :

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

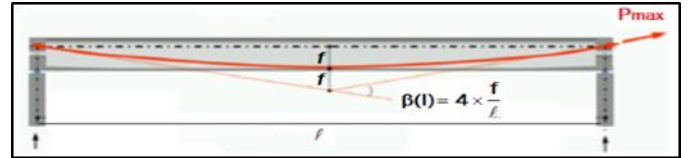


Figure VIII.2 : L'angle de déviation

VIII.6.3. Caractéristiques des plaques d'ancrages

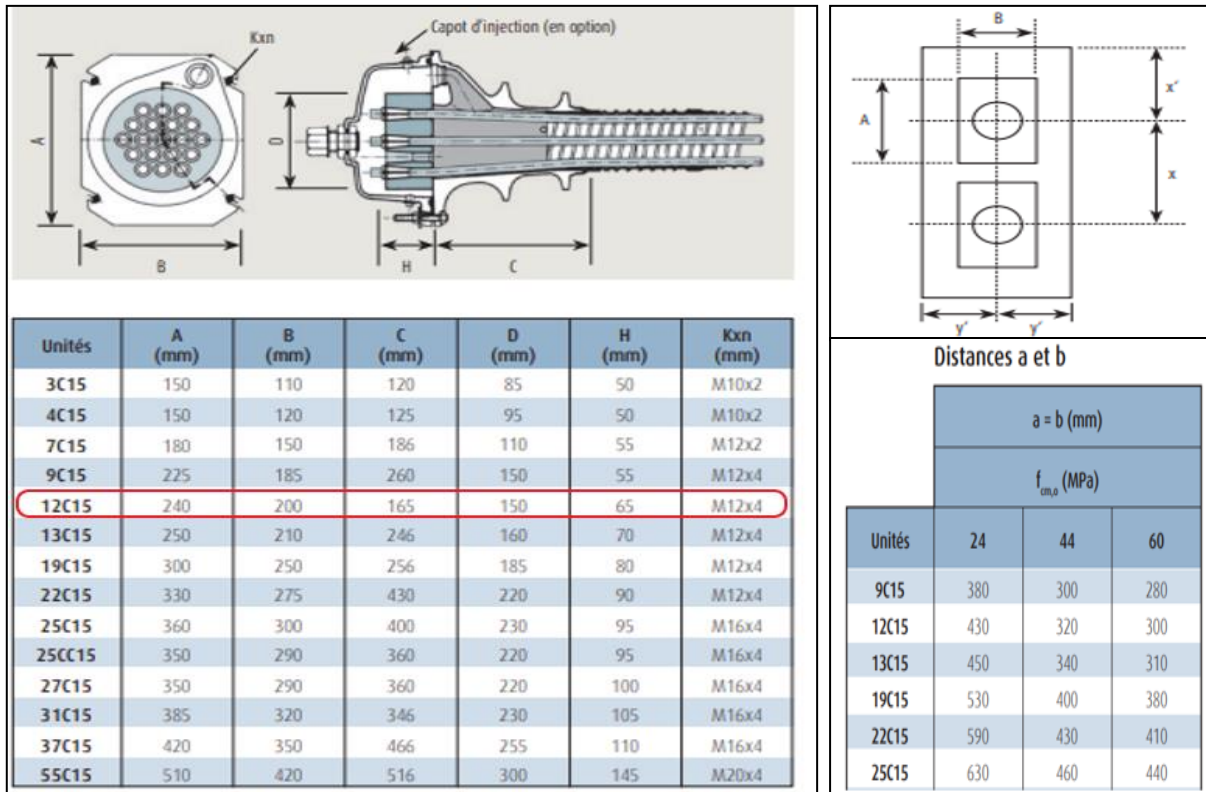


Figure VIII.3: Caractéristiques des plaques d'ancrages

- L'ancrage se fait à la section d'about et on dispose un seul lit.
- Les dimensions x et x' et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A+30 \text{ (mm)} \rightarrow x \geq 27\text{cm}$$

On prend $x = 35 \text{ cm}$

$$x \geq 0.85 \times a \rightarrow x \geq 31.4\text{cm}$$

$y' = 30\text{cm}$. (on prend la disposition de l'ancrage au milieu de l'âme).

Avec :

- $f_{c28} = 35\text{MPa}$

- $a = 369.5 \text{ mm}$ (obtenue par l'interpolation de tableau distances a et b).

VIII.6.4. Position des câbles

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous :

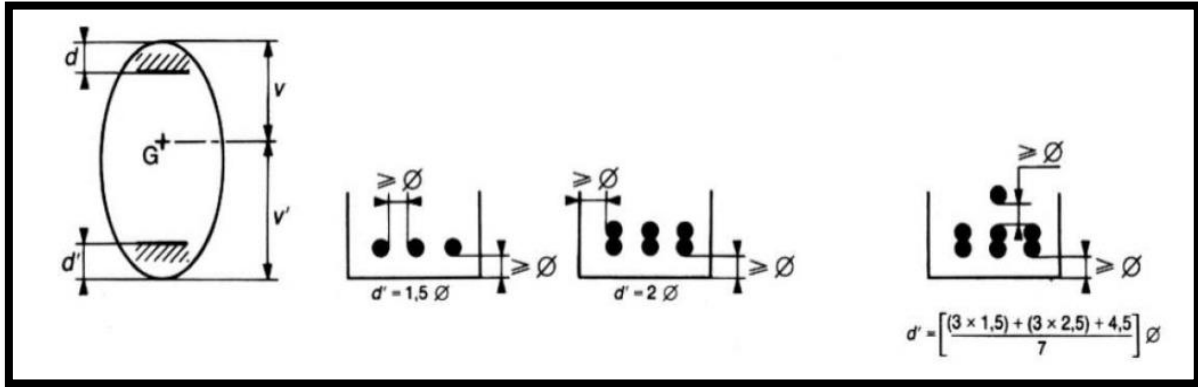


Figure VIII.4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte

On a $\phi = 8\text{cm}$ (le diamètre de la gaine) alors on peut déposer deux câbles successifs ensuite on laisse un espace de 8cm et on met le 3eme câble.

A L'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage.

Tableau VIII. 4 : Position des câbles

Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	0.89		0.13	
C2	1.21		0.21	
C3	1.53		0.37	

VIII.6.5. L'angle de relevage α

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.2m à partir de son ancrage, elle permet de diminuer les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant qui est maximum au niveau de l'appui, elle donnée par la formule suivante :

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

- V_M : l'effort tranchant maximal a L'ELS généré sous la combinaison G+D240.
- V_m : l'effort tranchant minimal (généré sous les charge permanentes G).
- \bar{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$.
- $\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$.
- σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$
- B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$
- n : nombre des câbles.
- B_{Gaine} : surface de la gaine.
- b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{\text{lit}} \times \Phi$.
- b_0 : largeur brute ; $b_0 = 0.6$ m.
- n_{lit} : nombre de lits ; $n_{\text{lit}} = 1$.
- Φ : diamètre de la gaine ; $\Phi = 0.08$ m.

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

b_n	0.52
B_n	1.65
P	5.56
σ_x	3.36
f_{t28}	2.7
$\bar{\tau}$	2.56
\bar{V}	2.29

Donc, l'angle de relevage sera :

$$-13.55^\circ \leq \alpha \leq 31.58^\circ$$

D'après le tracé des câbles, les angles de relevage sont :

$$\alpha_1 = 4.7^\circ$$

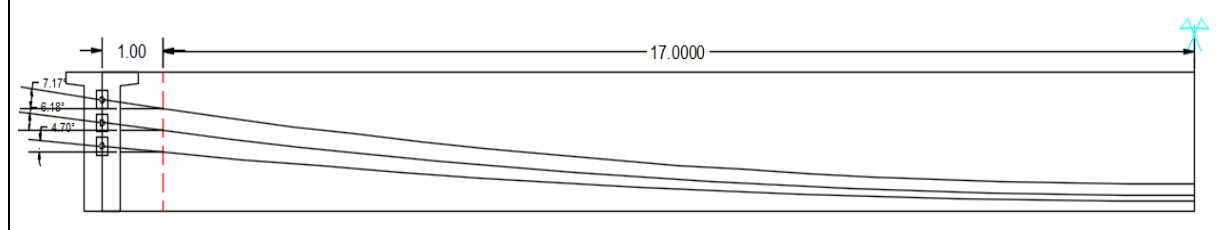
$$\alpha_2 = 6.18^\circ$$

$$\alpha_3 = 7.17^\circ$$

VIII.6.6. Résultats

Tableau VIII. 6: Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres

N° câble	l (m)	α (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			X=0 m	X=1 m	X=18 m			
C1	34	4.7	0.89	0.81	0.13	0.68	213.19	0.08
C2	34	6.18	1.21	1.10	0.21	0.89	162.05	0.105
C3	34	7.17	1.53	1.40	0.37	1.03	139.72	0.122



The diagram shows a horizontal beam of length 17.000 m. Three cables are shown originating from a vertical line on the left, which is 1.00 m from the left end of the beam. The cables are labeled C1, C2, and C3, corresponding to the rows in the table above. Their launch angles are indicated as 4.7°, 6.18°, and 7.17° respectively. The cables curve downwards and then level off towards the right end of the beam.

VIII.7. CALCUL DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension du câble, et la force qui s'exerce en un point donné d'une

armature donnée à un temps donné. 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. On distingue deux familles des pertes de précontraintes :

- **Les pertes de tension instantanées** : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, elles sont dues au :

- Frottement du câble dans sa gaine.
- Recul d'ancrage.
- Pertes par déformation instantanée du béton

- **Les Pertes de tension différées** : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise

en tension, on les distingue en :

- Retrait du béton.
- Fluage du béton.
- Relaxation des aciers.

VIII.7.1. Les pertes instantanées

VIII.7.1.1. Pertes par frottement

Ce type des pertes se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

Ces pertes sont données par la formule suivante : $\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$

σ_{p0} : la tension à l'origine, donnée par la formule :

$\sigma_{p0} = \min \{(0.8 \times f_{prg}) ; (0.9 \times f_{peg})\} = 1488 \text{ MPa}$

f : coefficient de frottement en courbe (rd-1)

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

φ : coefficient de frottement en ligne (m-1)

x : la distance de la section considérée (m)

Tableau VIII. 7: valeurs des coefficients f et φ

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m ⁻¹)
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau VIII. 8 : Les résultats de calcul des pertes due au frottement

N° câble	$x=L/2$ (m)	β (rad)	$f \times \beta + \varphi \times x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	18	0.08	0.05	73.07	78.75	5.29
C2	18	0.105	0.055	79.47		
C3	18	0.122	0.058	83.71		

VIII.7.1.2. Pertes par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement des câbles par rapport à son ancrage, à cause de tassement ou de la déformation de l'ancrage.

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

$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x)$

- k : fonction croissante, $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$.

- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$.

- g : glissement à l'ancrage, $g = 6 \text{ mm}$.

- E_p : module d'élasticité des câbles précontraints, $E_p = 190000$ MPa.

Tableau VIII. 9 : Les résultats de calcul des pertes par recul de l'ancrage

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_g(0)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(L/2)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(L/2)_{Moy}$ (%)
C1	18	0.0028	16.55	137.77	0	0
C2	18	0.0030	15.85	143.84	0	
C3	18	0.0032	15.43	147.74	0	

Remarque

Les pertes par recul d'ancrage sont nulles dans la section ($X=L/2$) parce que : $d < x=L/2$ dans les trois câbles.

VIII.7.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}(x) \quad \text{avec : } \sigma_{bi}(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

- E_{ij} : module de déformation instantanée du béton, $E_{ij} = 35982$ MPa.

- σ_{bi} : contrainte normale du béton.

- P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes,
 $P = nP_0 (1 - \Delta\sigma_\phi(\%) - \Delta\sigma_g(\%)).$

- n : nombre des câbles.

- M_p : moment sous le poids propre de la poutre.

- e : excentricité du câble de précontrainte.

La section considéré est la section médiane (poutre seul).

Tableau VIII. 10 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton

B	I	e	M_p	P	$\sigma_{bi}(L/2)$	$\Delta\sigma_e(L/2)$	$\Delta\sigma_e(L/2)$
0.75 m ²	0.33 m ⁴	0.80 m	2.89 MN	7.03 MN	16.07 MPa	42.44 MPa	2.85 %

La valeur des pertes instantanées totales est :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 113.62 \text{ MPa} = 8.14 \%$$

VIII.7.2. Les pertes différées

VIII.7.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Ces pertes sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$$

- ϵ_r : retrait final,

$\epsilon_r = 2.10^{-4}$ pour des régions tempérée

$E_p = 1.9.10^5$ MPa

$r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Très souvent, à long terme on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée

$$\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r$$

Tableau VIII. 11 : Perte par retrait du béton

$\Delta\sigma_r$	57	MPa
$\Delta\sigma_r$	3.83	%

VIII.7.2.2. Pertes dues au fluage du béton

Le fluage du béton est une déformation dans le temps, due essentiellement à une contrainte constante et permanente.

La perte de tension par fluage données par la formule suivant :

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

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}, \text{ avec : } P = nP_0 (1 - \Delta\sigma_{totale} (\%))$$

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

- M_p : moment sous les charge permanentes G.

La section considéré est la section médiane (poutre + dalle).

Tableau VIII. 12 : Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton

B	I	e	M_p	P	σ_b	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{fl}$
1.18 m ²	0.6 m ⁴	1.04 m	5.43 MN	6.81 MN	8.70 MPa	114.81 MPa	7.72%

VIII.7.2.3. Pertes par relaxation

L'acier de précontrainte tendu subit une diminution de sa tension au cours du temps à cause du relâchement de ses fibres. C'est le phénomène de fatigue des matériaux ou relaxation. La formule simplifiée donnée par le BPEL est la suivante :

$$\Delta\sigma_\rho = 0.06 \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

- ρ_{1000} (%) : coefficient de relaxation garantie à 1000 h, $\rho_{1000} = 2.5\%$.
- μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- σ_i : contrainte dans les câbles de précontrainte ; après les pertes instantanées,
- $\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst} = 1366.81$ MPa.
- $\Delta\sigma_p = 62.50$ MPa, $\Delta\sigma_p = 4.20\%$.

La valeur des pertes différées totales est :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p = 223.89 \text{ MPa} = 15.05 \%$$

La valeur des pertes totales est :

Tableau VIII. 13 : Les résultats de calcul finaux des pertes

Les pertes	MPa	%
$\Delta\sigma_{inst}$	121.19	8.14
$\Delta\sigma_{diff}$	223.89	15.05
$\Delta\sigma_{totale}$	345.08	23.19

VIII.8. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS

VIII.8.1. Les Caractéristiques des sections de vérification

Tableau VIII. 14 : Caractéristiques nettes des sections de vérification

Section	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)	1.90	2.15	1.90	2.15	1.90	2.15	1.90	2.15
B_{nette} (m ²)	1.22	1.65	0.74	1.17	0.74	1.17	0.74	1.17
v_n (m)	0.88	0.87	0.85	0.74	0.85	0.74	0.85	0.74
v_n^2 (m)	1.02	1.28	1.05	1.41	1.05	1.41	1.05	1.41
I_{nG} (m ⁴)	0.74	0.41	0.33	0.59	0.32	0.58	0.32	0.58
ρ (%)	66.94	22.28	49.58	48.20	49.01	47.77	48.77	47.59

VIII.8.2. Effort de précontrainte

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : $P_2 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$

Avec : ΔP : les pertes de tension de chaque phase.

VIII.8.2.1. Contrainte admissible

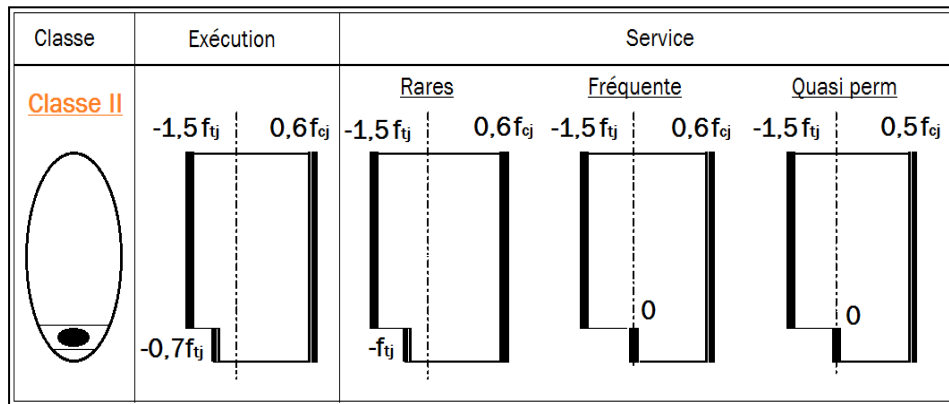


Figure VIII. 5 : Contraintes admissibles

Tableau VIII. 15 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

Phase	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt1} (MPa)	σ_{bt2} (MPa)	% de Mise en tension	ΔP (%)	P_1 (MN)	P_2 (MN)
Phase1	13.91	-2.99	-1.39	50	$0.5 \Delta\sigma_{inst}$	4.07	3.66
Phase2	21	-4.05	-1.89	100	$\Delta\sigma_{inst}$	8.14	6.55
Phase3	21	-4.05	-1.89	100	$\Delta\sigma_{inst} + 0.5\Delta\sigma_{diff}$	15.67	5.88
Phase4	21	-4.05	-2.7	100	$\Delta\sigma_{totale}$	23.19	6.19

VIII.8.3. Vérification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{P \times v \times e_0}{I} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{P \times v' \times e_0}{I} - \frac{M \times v'}{I}$$

$$\sigma_P = \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M \times v}{I} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M \times v'}{I} \end{cases} \quad \text{et} \quad \sigma_{Pi} = \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P_i}{B} - \frac{P_i \times v \times e_0}{I} \\ \sigma_{inf} = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times v' \times e_0}{I} \end{cases}$$

$$\sigma_{Max} = \sigma_p + \sigma_{P1}$$

$$\sigma_{Min} = \sigma_p + \sigma_{P2}$$

P : effort de précontrainte

B_n : surface nette de la section considérée ;

I_n : moment d'inertie nette de la section considérée ;

e_o : excentricité du câble de précontraint moyen ;

M : moment extérieur dépend de la phase considéré pour la vérification

y : la distance entre le centre de gravité de la section considérée aux fibres extrêmes.

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 16 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase

Phase		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)		-0.14	0.52	0.74	0.82	-0.14	0.52	0.74	0.82
MEIs		0.00	2.14	2.71	2.90	0	2.14	2.71	2.90
P1 (MN)		3.66	3.66	3.66	3.66	7.08	7.08	7.08	7.08
P2 (MN)		3.45	3.45	3.45	3.45	6.55	6.55	6.55	6.55
σ _p (MPa)	σ _{sup}	0.00	5.56	7.10	7.63	0.00	5.56	7.10	7.63
	σ _{inf}	0.00	-6.83	-6.47	-9.50	0.00	-6.83	-8.81	-9.50
σ _{P1} (MPa)	σ _{sup}	3.60	-0.02	-2.19	-2.92	6.97	-0.05	-4.23	-5.65
	σ _{inf}	2.29	11.07	13.81	14.76	4.42	21.41	26.72	28.54
σ _{P2} (MPa)	σ _{sup}	3.40	-0.02	-2.06	-2.76	6.44	-0.04	-3.91	-5.22
	σ _{inf}	2.16	10.44	13.03	13.92	4.09	19.79	24.69	26.37
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	3.60	5.53	4.91	4.71	6.97	5.51	2.87	1.98
	σ _{inf}	2.29	4.24	7.35	5.26	4.42	14.58	17.90	19.04
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	3.40	5.53	5.04	4.87	6.44	5.51	3.19	2.41
	σ _{inf}	2.16	3.61	6.56	4.42	4.09	12.95	15.87	16.88
Phase		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.12	0.88	1.10	1.17	0.12	0.88	1.10	1.17
MEIs		0.00	3.28	4.16	4.46	0	6.00	7.49	7.99
P1 (MN)		6.64	6.64	6.64	6.64	6.19	6.19	6.19	6.1910
P2 (MN)		5.88	5.88	5.88	5.88	5.21	5.21	5.21	5.21
σ _p (MPa)	σ _{sup}	0.00	4.13	5.28	5.68	0.00	7.56	9.51	10.18
	σ _{inf}	0.00	-7.83	-10.06	-10.84	0.00	-14.32	-18.12	-19.42
σ _{P1} (MPa)	σ _{sup}	2.29	-1.70	-3.60	-4.25	2.14	-1.58	-3.36	-3.96
	σ _{inf}	6.54	19.64	23.35	24.62	6.10	18.32	21.78	22.96

σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.03	0.68	-0.31	-3.76	5.89	1.29	-0.58	-3.33
	σ_{inf}	5.79	17.39	20.67	21.79	5.13	15.41	18.32	19.31
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.29	2.43	1.68	1.43	2.14	5.97	6.15	6.21
	σ_{inf}	6.54	11.82	13.29	13.78	6.10	4.01	3.66	3.54
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.03	4.81	4.98	1.92	5.89	8.85	8.93	6.84
	σ_{inf}	5.79	9.56	10.61	10.95	5.13	1.09	0.19	-0.11

VIII.8.4. Vérification des contraintes tangentielles

Pour la justification des contraintes de cisaillements, on doit vérifier les deux conditions :

- Non-rupture par fissuration :

$$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

- Rupture par compression-cisaillement :

$$\tau^2 < \bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

Si $\sigma_x < 0.4f_{cj}$ on a : $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2 \rightarrow$ donc on vérifie juste que : $\tau < \bar{\tau}_1$

La contrainte tangentielle $\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$ $V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \times \sin \alpha_i$

Avec :

S_n : moment statique par rapport au centre de gravité de la section : $S_n = v' \times B_n$

b_n : largeur nette de la section d'about $b_n = 0.52m$

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad \text{Avec :} \quad P = \sum_{i=1}^3 P_i \times \sin \alpha_i$$

Tableau VIII. 17 : Calcul de l'effort de précontrainte

P_i (MN)	α_i (°)	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$
$P_i = P_0 (1 - \Delta\sigma_{totale}) = 1.90$	4.7	1.89	0.16
	6.18	1.89	0.20
	7.17	1.88	0.24
La somme		5.67	0.60

Tableau VIII.18. Calcul de Contrainte normale longitudinale au centre de gravité

P(MN)	5.67
$Bn(m^2)$	1.65
σ_x (MPa)	3.43

$$\sigma_x = 3.43 < 0.4.f_{c28} = 14$$

Donc, on va vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}_1$

$$\sigma_x = 3.70 \text{ MPa} < 0.4f_{c28} = 14 \text{ MPa}, \text{ donc on vérifie : } \tau \leq \bar{\tau}_1.$$

Tableau VIII. 19 : Vérification des contraintes tangentielles

V_{ser} (MPa)	V_{red} (MPa)	S_n (m ³)	I_n (m ⁴)	b_n (m)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	τ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}_1$
0.99	0.39	0.57	0.41	0.52	2.32	1.04	Vérfifié

VIII.9. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

- On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg}(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

- σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \sigma_y = 0$.
- τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite, $\tau_u = \frac{Vu_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$.
- Vu_{red} : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.
- $Vu_{red} = Vu - \sum_{i=1}^3 P_i \sin \alpha_i$.

Tableau VIII. 20 : Résultat de calcul β_u

V_u	$V_{u_{red}}$	S_n	I_n	b_n	τ_u	σ_x	σ_y	β_u
1.33 MPa	0.73 MPa	0.57 m ³	0.41 m ⁴	0.52 m	1.96 MPa	3.43 MPa	0 MPa	24.44°
								On prend : $\beta_u=30^\circ$

- La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{t28}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 7.32 \text{ cm}$$

- S_t : L'espacement des armatures tel que : $S_t < \text{Min} (1\text{m} ; 0.8h ; 3b_0)$ donc : $S_t < 75\text{cm}$

- b_0 : épaisseur brute minimale de l'âme

On prend un cadre de HA10 avec un espacement de 15cm à l'appui et 25cm à, mi- travée.

- La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b} = \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83 \text{ MPa, condition est vérifiée}$$

VIII.10. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VIII.10.1. Armatures passives des zones tendues

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

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

Avec :

- B_t : Air du béton tendu.

- N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t .

- σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées sauf dans la phase 4 on a une légère traction.

Tableau VIII. 21 : Résultat de calcul β_u

B_t	0.0204	m ²
σ_{bt}	0.11	MPa
σ_{Nbt}	0.055	MPa
N_{Bt}	0.0011	MN
A_s	4.91	cm ²

On choisit **4 HA14=6.16cm²**

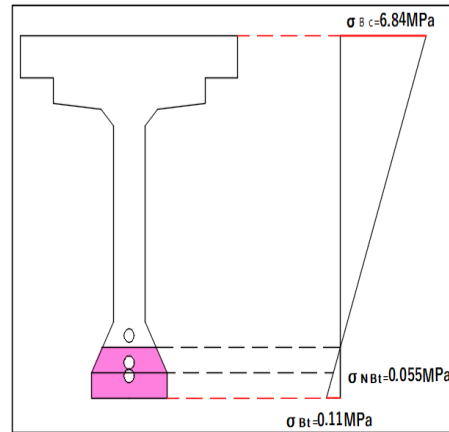


Figure VIII. 6 : diagramme des contraintes

VIII.10.2. Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer.

- Transversales :

2 cm²/ml placé sur le pourtour, on choisit **un cadre de HA10**

- Longitudinales :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

→ $A_s \geq 19.63 \text{ cm}^2$

VIII.10.3. Cadres de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme.

On choisit **un cadre HA12.**

L'espacement :

- La zone d'about : ST=15 cm
- La zone médiane : ST=20 cm

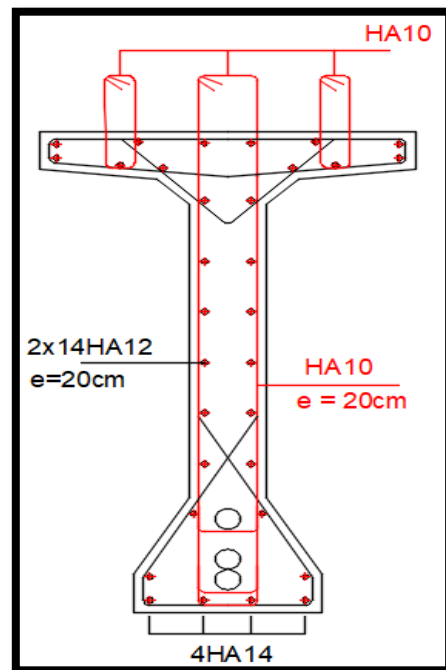


Figure VIII. 7 : Ferrailage de la poutre à mi-travée

VIII.10.4. Armatures supérieures de la table de compression

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression.

On choisit **un cadre et deux étriers de HA10.**

VIII.11. VERIFICATION DE LA FLECHE

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

VIII.11.1. La flèche admissible

La flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ avec : } L \text{ est la portée de la travée (} L=35 \text{ m).}$$

$$\rightarrow f_{adm} = \frac{35}{500} = 7 \text{ cm}$$

VIII.11.2. Flèche due au poids propre de la poutre

La flèche due au poids propre du poutre est : $f_{gp} = 3.45 \text{ cm}$

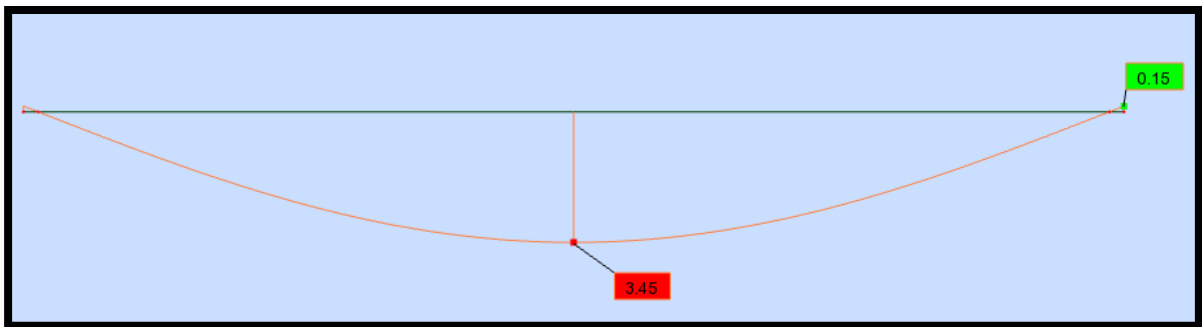


Figure VIII. 8 : Flèche due au poids propre du poutre

VIII.11.3. Flèche due au poids du tablier G

La flèche due au poids du tablier G est : $f_G = 4.76 \text{ cm}$

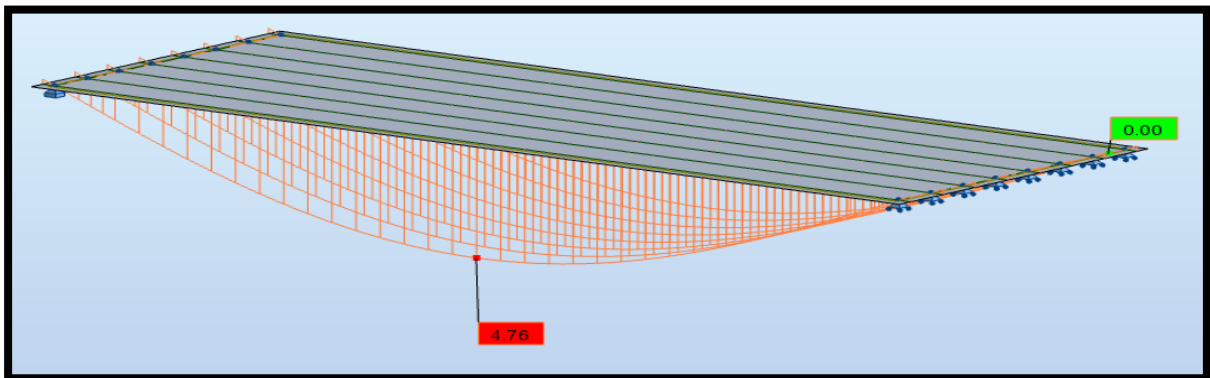


Figure VIII. 9 : La flèche due au poids du tablier

VIII.11.4. Contre flèche due à la précontrainte

La contre flèche due à la mise en tension des câbles de Précontraintes : $f_p = - 5.63 \text{ cm}$

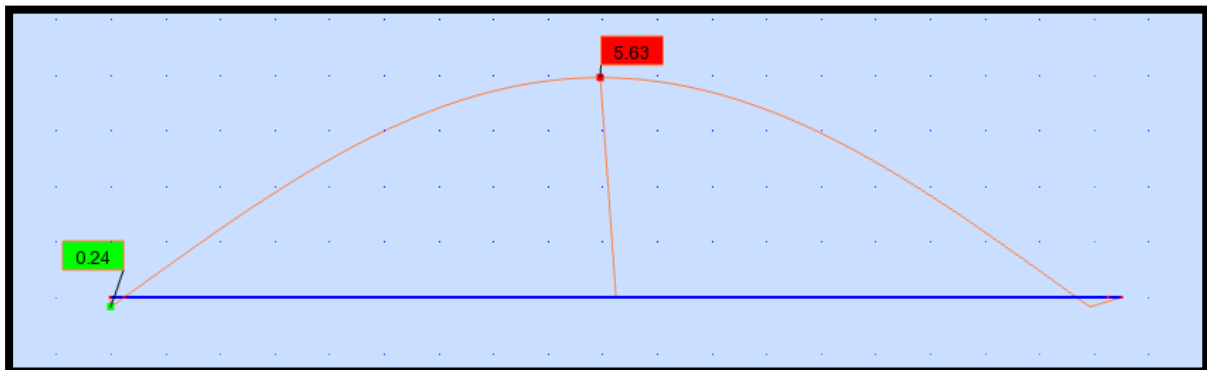


Figure VIII. 10 : Contre flèche due à la précontrainte

VIII.11.5. Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul **G + D240** est :

$$f_{ELS} = 7.13 \text{ cm}$$

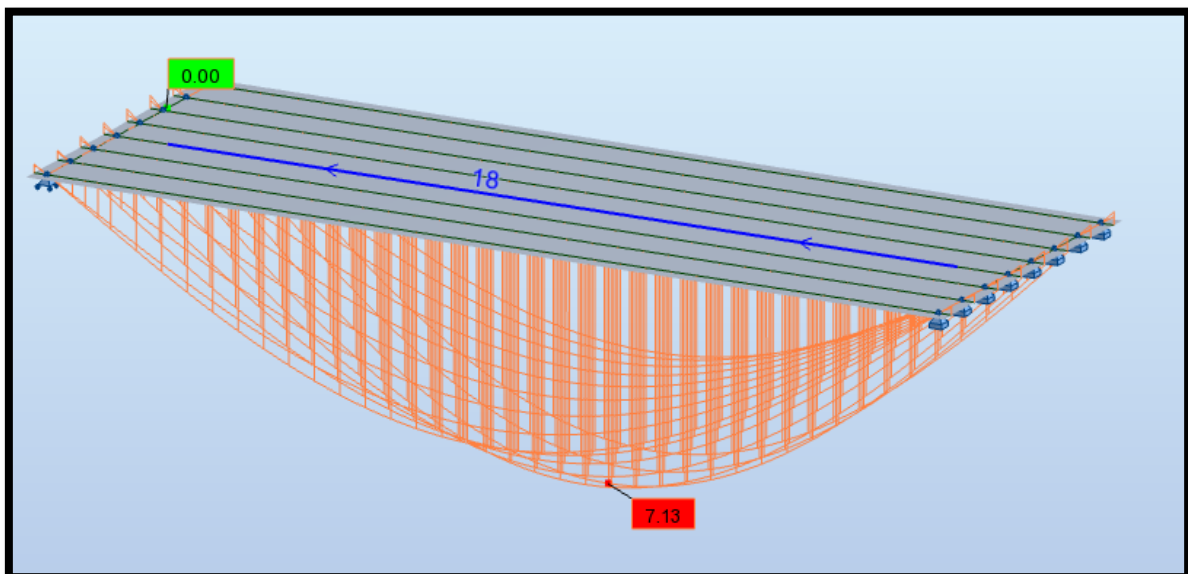


Figure VIII. 11 : flèche max à l'ELS

VIII.11.6. Flèche due à la Construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_{gp}) = \frac{3}{4} \times (5.63 - 3.45) = 1.64 \text{ cm.}$$

VIII.11.7. La flèche totale

- En service à vide : $f_{tot v} = f_G + f_p + f_c = 0.77 \text{ cm}$

- En service en charge : $f_{tot c} = f_{ELS} + f_p + f_c = 3.14 \text{ cm}$

→ $f_{tot v}$ et $f_{tot c} < f_{adm}$: Condition vérifiée.

VIII.12. CONCLUSION

La préfabrication des poutres en béton précontraint, elle permet aujourd'hui le franchissement des travées importantes arrivées jusqu'à 50m (record national), et la réduction des délais d'exécution donc c'est important de prendre les précautions et les vérifications nécessaires dans la phase d'étude, et dans la phase d'exécution (bétonnage, ferrailage, câblage et stockage)

CHAPITRE IX :

**ETUDE DE L'HOURDIS ET
EQUIPEMENTS DE PONT**

IX.1. INTRODUCTION

L'hourdis pour notre ouvrage est constitué d'une dalle en béton armé, il joue le rôle d'entretoise donc il assure la répartition transversale des efforts. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres qui à leurs tours les transmettrons aux fondations.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte des poutres qui reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle qui reprend ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

IX.2. ETUDE DE L'HOURLDIS

IX.2.1. La modélisation de la dalle

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « poutre ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

Les charges appliquées sur la dalle sont : poids de la dalle, les compléments de charges permanentes (CCP) et les surcharges.

IX.2.2. Les résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

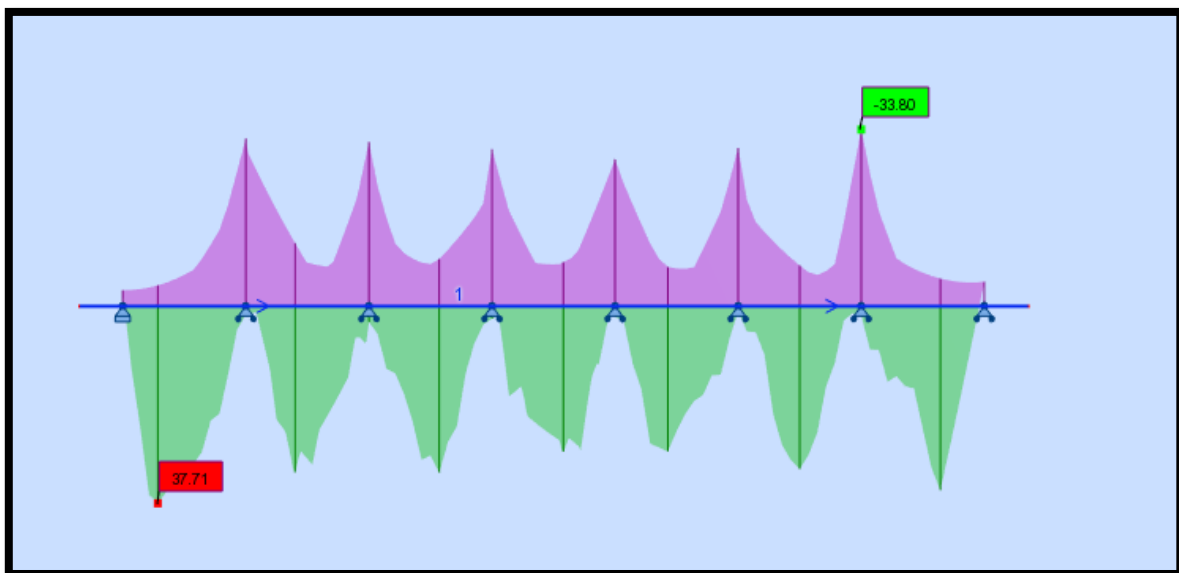


Figure IX .1 : Moment maximum à l'ELS

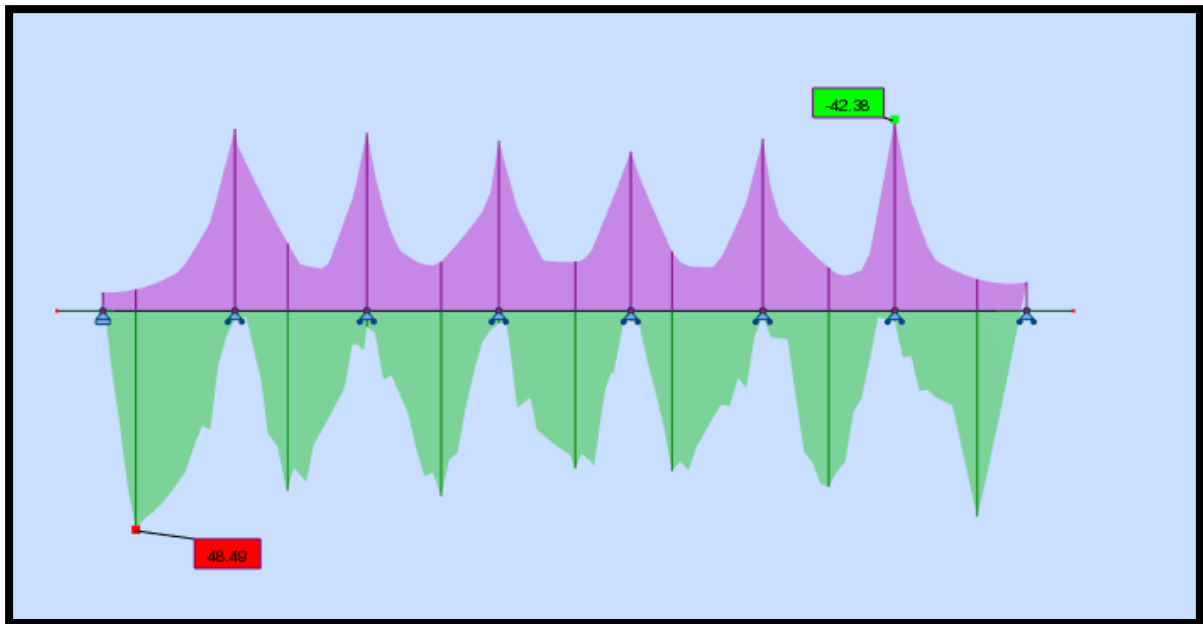


Figure IX. 2: Moment maximum à l'ELU

Tableau IX .1 : Moments max sur la dalle

MOMENT	sur appui	à mi-travée
ELU (KN.m)	42.38	48.49
ELS (KN.m)	33.8	37.71

IX.2.3. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(*détaillés à l'Annexe*), la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferrillée en flexion simple.

Le ferrailage longitudinal est le tiers de celui de ferrailage transversal

Les résultats sont présentés comme suite

➤ Les armatures transversales :

Tableau IX .2 : Ferrailage transversale

Armatures transversales				
Nappe	As (cm ²)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement (cm)
Supérieure	7.5	HA14	5	20
Inférieure	8.4	HA16	5	20

➤ Les armatures longitudinales :

Tableau IX .3 : Ferrailage longitudinale

Armatures longitudinales				
Nappe	As (cm ²)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement (cm)
Supérieure	2.5	HA12	5	20
Inférieure	2.8	HA12	5	20

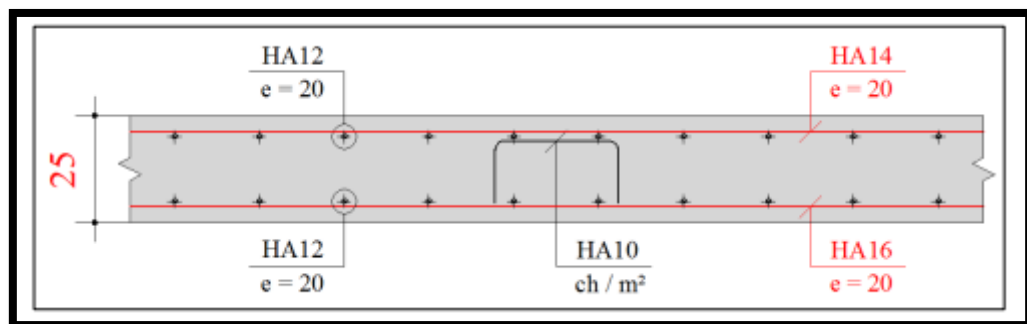


Figure IX .3 : Ferrailage de la dalle (coupe transversales)

IX.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis. Dans ce cas, les charges sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants, sur la base desquels le ferrailage des entretoises sera dimensionné. Ces efforts qui dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent lui mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever.

Donc il est intéressant d'optimiser ce positionnement afin d'avoir le minimum d'efforts, et par conséquent le minimum de ferrailage. Il apparaît donc clairement la nécessité de prévoir l'emplacement des vérins (bossage fretté), pour éviter le développement d'efforts imprévus au moment du vérinage. Pour cela, et puisque le nombre des poutres est pair, on opte pour le positionnement montré dans la figure ci-dessous :

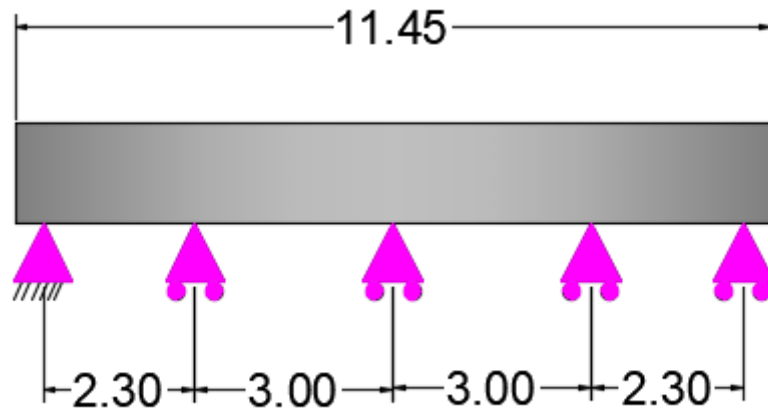


Figure IX.4 : Les positions des vérins pour le vérinage du tablier

IX.3.1. Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 11.45 m de longueur, reposant sur cinq appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $g \times L/2$

Avec :

g : poids du tablier par mètre linéaire 285 KN/ml

L : la longueur de la travée 36m

Application numérique : $285 * 18 = 5310$ KN

Alors le poids de tablier revient aux entretoises par mètre linéaire : 488.03 KN/ml

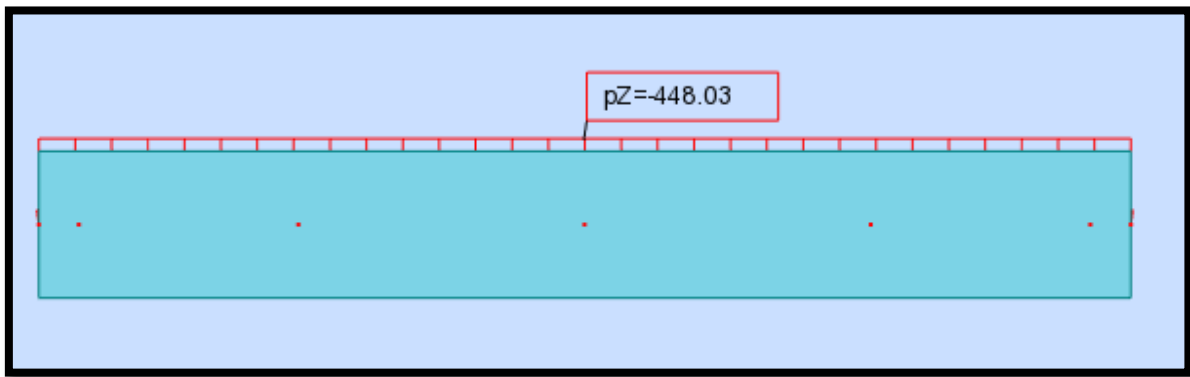


Figure IX.5 : Le poids du tablier revient aux entretoises

Deux combinaisons pris en considération :

ELU : 1,35 G

ELS : G

IX.3.2. Résultats

Les sollicitations obtenues à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2018 sont comme suit :

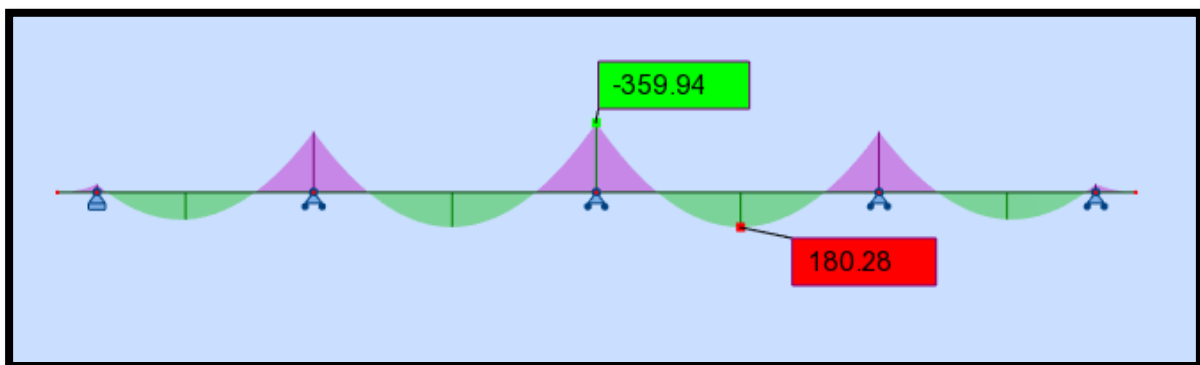


Figure IX.6 : Diagramme des moments à l'ELS

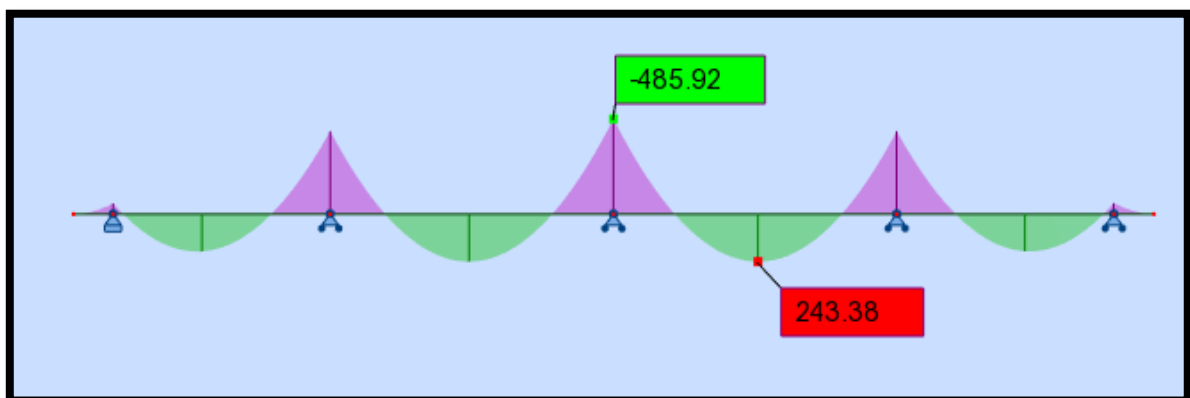


Figure IX.7 : Diagramme des moments à l'ELU

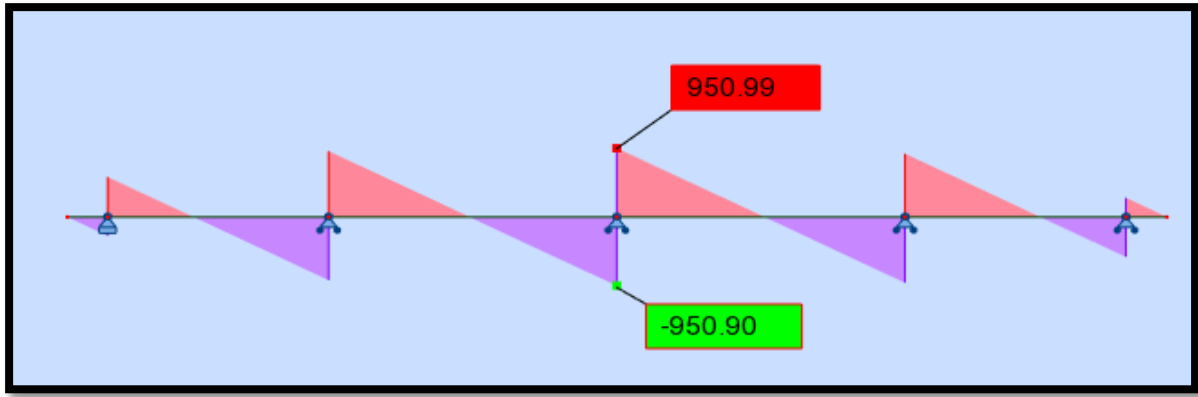


Figure IX.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

IX.3.3. Ferrailage

Le ferrailage est constitué d'armatures de flexion longitudinale et d'armatures d'effort tranchant verticales. Des armatures de peau sont également réparties sur la hauteur des voiles. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous et représentés dans la figure ci-contre :

Tableau IX .4 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise

Armatures	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	10.8	4 HA16 + 2 HA14	15
Longitudinales inférieures	5.3	3 HA16	15
Armatures transversales	2.3	2 HA12	13
Armatures de peau	≥ 3 cm ² /ml	HA12	15

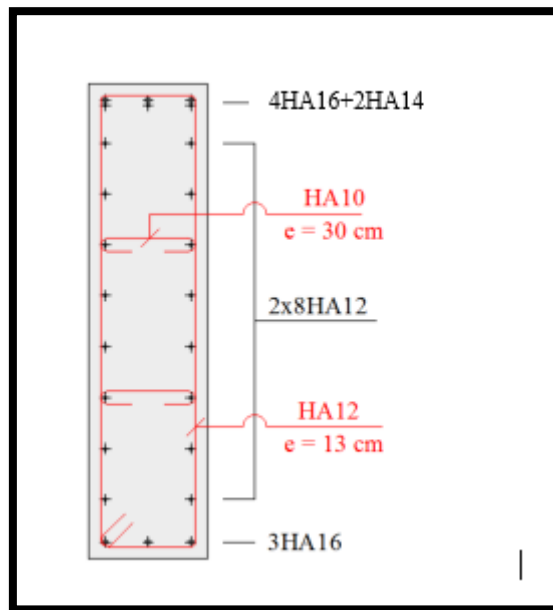


Figure IX.9 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise

IX.4. EQUIPEMENT DU PONT

Les équipements dans le pont ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, mais leur incidence apparait dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Dans ce que suit, on va étudier les appareils d'appuis, les dés d'appuis et le joint de chaussée.

IX.4.1. L'appareils d'appui

Le tablier repose généralement sur des appareils d'appui, ces derniers apportent plus de souplesse à l'ouvrage, transmettent les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

IX.4.1.1. Choix de type L'appareil d'appui

Dans notre cas, on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté (type B) qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

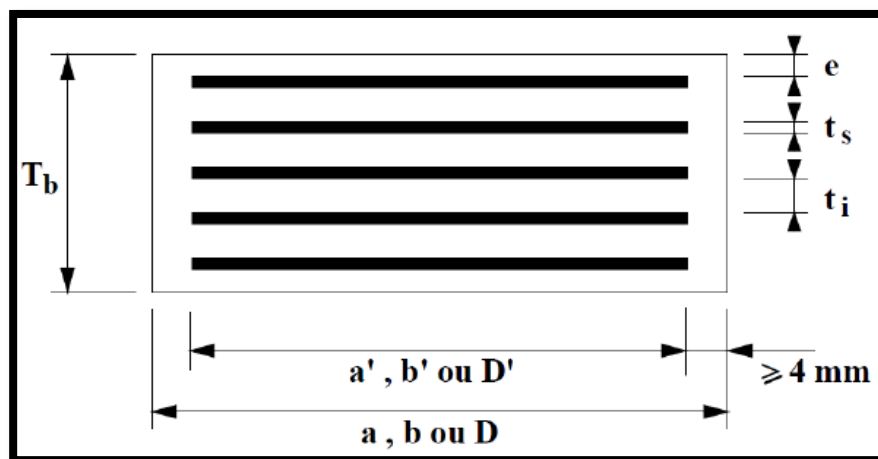


Figure IX.10 : géométrie d'un appareil d'appui

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

T : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$.

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n \times t_i + 2 e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

IX.4.1.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

➤ *Aire de l'appareil d'appui :*

$$a \times b \geq \frac{R_{\max}}{\sigma_p} = \frac{1.33}{20}, \quad a \times b \geq 665.5 \text{ cm}^2$$

On prend : $a=25 \text{ cm}$, $b=35 \text{ cm}$,

R_{\max} : Réaction maximale à ELU, $R_{\max} = 1.33 \text{ MN}$

σ_p : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis, $\sigma_p = 20 \text{ MPa}$.

➤ *L'épaisseur de l'appareil d'appui :*

Il faut respecter la condition de non flambement suivante : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ tel que « a » le grand côté de l'élastomère.

Ce qui donne : $35 \text{ mm} \leq T(\text{mm}) \leq 70 \text{ mm}$

➤ *Dimensionnement des frettes :*

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

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}, \quad \sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 15.21 \text{ MPa} \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.10 \rightarrow t_s > 1.99 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc on prend :

$$t_i = 10 \text{ mm}, \quad t_s = 3 \text{ mm}, \quad e = 2.5 \text{ mm}$$

$$T = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 4 \times (10+3) + 3 + 2 \times 2.5 = 60 \text{ mm}$$

$$T_e = n \times t_i + 2e = 4 \times 10 + 2 \times 2.5 = 45 \text{ mm}$$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

G : module de cisaillement d'élastomère ; $G = 0.9 \text{ MPa}$

➤ *Vérification du dimensionnement :*

Conformément à la norme NF EN 1337-3, Il y a quatre types de vérification aux états limites ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté :

• **Résistance à la compression :**

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20MPa$ avec $\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$

N : Réaction d'appui a ELU

N = 1.33 MN ; D'où $\sigma_m = 15.21 MPa \leq 20MPa$

✓ **Condition vérifiée**

• **Stabilité au flambement :**

On doit vérifier : $s \times Pu < Pc$

Sachant que :

- $\gamma_s = 3$ coefficient partielle de sécurité.

- P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons a l'ELU.

- P_c : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivante :

$$P_c = 4GBS^2d/h$$

- B : l'aire nominale de l'appui ($a \times b$)

- d : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.

- h : hauteur totale de l'appareil d'appui.

- S : facteur de forme $S = \frac{a \times b}{2 \times t_i(a+b)}$

Tableau IX .5 : Résultat de calcul de P_u

S	d (m)	h (m)	B(m ²)	Pc (MN)	Pu (MN)
7.29	0.013	0.06	0.09	4.84	1.33

On aura donc : $3 \times 1.33 = 3.99 MN < 4.84 MN$

✓ **Condition vérifiée**

• **Limite de la distorsion :**

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique δ_c

$\delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$ si $p \leq 0.25$

$\delta_c = 1.4 (1 - 2p)$ si $p > 0.25$

Avec :

$$p = Pu/Pc$$

$$\delta_0 = c/hc$$

$$\delta = \gamma / Tb$$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire

δ : La distorsion de l'appareil d'appui

d : Déplacement horizontal.

$$P = 0.275 \text{ MN} > 0.25$$

$$\delta = \gamma / Tb$$

$$\gamma = 0.0396 \text{ m}$$

$$\delta_c = 0.57 < \delta = 1.140$$

✓ **Condition non vérifiée**

Par raison que la condition n'est pas vérifiée, on ajoute des dispositions de non distorsion.

• **Non glissement :**

On doit vérifier :

$$H < f \cdot N$$

❖ Pour pile :

Tableau IX .6 : Sollicitations défavorables sur appareil d'appuis pour pile

N_{\max} (MN)	$N_G + R_{SP} + 0.2R_{\text{surP}}$	0.8
H (MN)	$H_{SP} + 0.4F_T + F_{r+f} + 0.2F_{\text{surP}}$	0.31

$$f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m) = 0.17$$

$$\sigma_m = N_{\max} / (a \times b) = 9.20 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } a = 250\text{mm} \quad b = 350\text{mm}$$

$$0.31 < 0.165 \times 0.8 = 0.13$$

✓ **Condition non vérifiée**

❖ Pour culée

Tableau IX .7 : Sollicitations défavorables sur appareil d'appuis pour culée

N_{\max} (MN)	$N_G + R_{SC} + 0.2R_{\text{surC}}$	0.82
H (MN)	$H_{SP} + 0.4F_T + F_{r+f} + 0.2F_{\text{surC}}$	0.31

$$f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m) = 0.16$$

$$\sigma_m = N_{\max} / (a \times b) = 9.36 \text{ MPa}$$

$$0.31 < 0.165 \times 0.8 = 0.13$$

✓ **Condition non vérifiée**

la condition n'est pas vérifiée l'ajout d'équipement d'anti-cheminement.

IX.4.2. DES D'APPUIS

Les dés d'appui sont des éléments en béton armé réalisés au sommet d'appui qui permettent de diffuser les charges localisées provenant de la superstructure, ainsi que de rattraper le dévers du tablier.

IX.4.2.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions seront un peu plus grand que les appareils d'appuis :

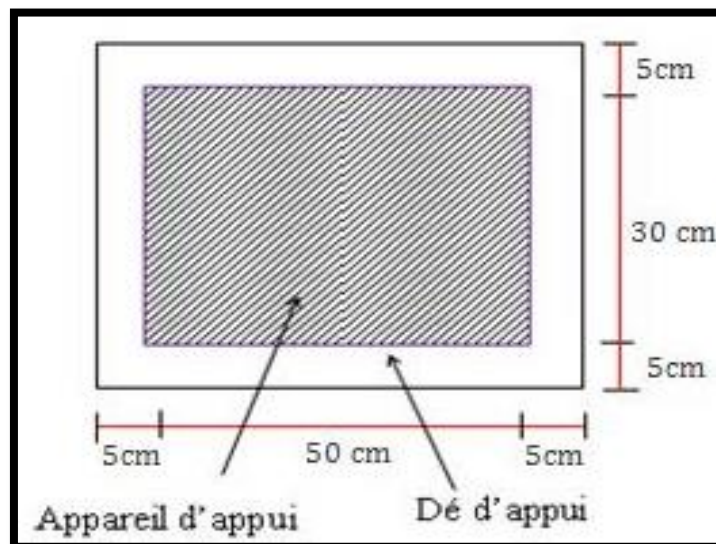


Figure IX.11 : Dimensions dé d'appuis

$$A \geq a + 50$$

$$B \geq b + 50$$

h: variable selon le dévers du tablier

IX.4.2.2. Ferrailage des dés d'appuis

❖ Armatures de chaînage

La section calculée doit reprendre à 25% de l'effort N_{\max} :

$$A_{sc} = \frac{0.25 \times N}{R} = \frac{0.25 \times 1.33}{434.78} = 7.64 \text{ cm}^2 \text{ on prend: } 4\text{HA}16$$

❖ Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures La section calculée doit reprendre à 12.5% de l'effort Nmax :

$$A_h = \frac{0.25 \times N}{R} = \frac{0.125 \times 1.33}{434.78} = 3.82 \text{ cm}^2 \text{ on prend: 4HA12}$$

❖ Armatures supérieures

Elles sont placées dans la face supérieure, elles doivent reprendre à un effort de 4% Nmax

$$A_h = \frac{0.04 \times N}{R} = \frac{0.04 \times 1.33}{434.78} = 1.22 \text{ cm}^2 \text{ on prend: 4HA8}$$

❖ Armatures inférieurs

Disposée à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui :

$$A_h = \frac{0.1 \times N}{R} = \frac{0.1 \times 1.33}{434.78} = 3.06 \text{ cm}^2 \text{ on prend: 4HA10}$$

IX.4.3. Joint de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant la variation dimensionnelle longitudinale subite, qui sont dues à la variation de température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau. Il doit avoir certaines propriétés comme assurer la liberté de mouvement du pont, ne pas être une source de bruit et de vibration.

IX.4.3.1. Choix de type du joint de chaussée

Le choix du joint de chaussée est lié essentiellement par le souffle total, selon le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA, le souffle est donné par la formule suivante :

$$W = WD + 0.3WT + WS/3$$

Où :

W : souffle total du joint

WD : souffle des déformation différées (retrait et fluage). WD = 0.96 cm

WT: souffle thermique. WT = 0.43cm

WS : souffle sismique (calculé dans l'étude sismique). WS = 5.8 cm.

Alors : W = 3 cm

S < 50 mm donc notre joint sera le JEP3.

Tableau IX .8 : Les joints de chaussée selon CIPEC [8]

Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

X.1. INTRODUCTION :

Le comportement sismique présente une complexité très large qu'on ne peut l'étudier qu'avec des hypothèses qui permettent de construire le modèle le plus représentant de la réalité et en même temps qui permet d'estimer la réponse d'un ouvrage d'art lors d'un séisme.

X.2. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE :

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 1 (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.25 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble), $T_1=0.2$ s, $T_2=0.5$ s, $S=1.2$
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5\%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est $G = 1.2$ MPa.

X.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE :

Pour notre cas, la méthode appliquée c'est la méthode spectrale monomodale (mode fondamental), elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

❖ Masses modales :

La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre). Autrement dit, la masse des piles M_p doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier M_t

$$M_p < 0.43 M_t$$

On a : $M_p = 4383.47$ KN, $M_t = 30837.57$ KN , $0.43 M_t = 13260.16$ KN

$M_p < 0.43 M_t \rightarrow$ condition vérifié.

❖ Angle de biais :

L'ouvrage étudié est droit, donc il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

❖ Angle de courbure :

Pas de courbure dans l'ouvrage, donc il n'y a pas de vérification nécessaire vis-à-vis cette condition.

❖ Symétrie transversale :

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

X.4. SEISME LONGITUDINAL :

X.4.1. Détermination de la masse du système

La masse du système est égale à la masse du tablier ($M_t = 30837.57$ KN) seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés.

X.4.2. DETERMINATION DE LA RAIDEUR LONGITUDINALE DU SYSTEME

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{AA} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad K_{pile} = n_f \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{d'où} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.

n_f : le nombre de fûts de la pile. $n_f = 3$

E : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 27$ MPa $\rightarrow E = 33\,000$ MPa).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile.

Tableau X.1 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques des appuis

Appuis	h (m)	K_{pile} (MN/m)	K_{AA} (MN/m)	K_{App} (MN/m)
C01	/	Infini	2.33	18.67
P01	3.81	4215.52	2.33	37.01
P02	4.25	3037.10	2.33	36.88
C02	/	Infini	2.33	18.67

Rigidité du système K_{sys} :

$$K_{sys} = \sum K_{App} = 111.22 \text{ MN/m}$$

X.4.3. Période longitudinale du système

La période fondamentale du système est calculée à partir de la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 1.05 \text{ s}$$

K : la raideur totale du système (KN/m).

M : la masse totale en tonne.

X.4.4. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement(ξ) de l'ouvrage Par :

$$Sae(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, (Groupe 1 : pont stratégique) : (A = 0.25)

S : Coefficient de site (site meuble S3 : S = 1.2)

T1, T2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site (T1 = 0.20s ; T2 = 0.50s)

η : Facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$ tel que :

ξ : Taux d'amortissement (pour le béton armé : $\xi = 5\%$)

Donc : $\eta = 1$

g : Accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²)

On a : $T_2 \leq T \leq 3.0$ s

$$\rightarrow Sa(T, \xi) = 3.52 \text{ m/s}^2$$

X.4.5. Effort longitudinale globale

$$F_{long} = M.Sa = 10843.01 \text{ KN}$$

X.4.6. Evaluation des déplacements

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier long}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} Sa = 0.0975 \text{ m}$$

X.4.7. Répartition des efforts sismiques

La force sismique est répartie sur chaque appui selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{K_i}{K_{sys}} F_{long}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau X.2 : répartition des efforts sismiques longitudinaux sur chaque appui

Appuis	Fi(KN)
C1	1819.9
P1	3607.8
P2	3595.5
C2	1819.9

X.5. SEISME TRANSVERSAL

Le tablier du pont courant repose entièrement sur des appareils d'appui en élastomère fretté et il n'est bloqué nulle part transversalement, donc On pourra considérer que le tablier est un bloc rigide (Modèle à tablier rigide).

X.5.1. Détermination de la raideur transversale du système

$$K_{AA} = G \times \frac{a \times b}{T} \text{ et } K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} \text{ d'où } K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}$$

Tableau X.3 : Evaluation des raideurs transversal statiques des appuis

Appuis	h (m)	K _{pile} (MN/m)	K _{AA} (MN/m)	K _{App} (MN/m)
C01	/	Infini	2.33	18.67
P01	3.81	221963.7	2.33	37.33
P02	4.25	159915.33	2.33	37.32
C02	/	Infini	2.33	18.67

Rigidité du système K_{sys} :

$$K_{sys} = \sum K_{App} = 111.99 \text{ MN/m}$$

X.5.2. Période transversal du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 1.04$$

X.5.3. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique est donné par les mêmes formules précédentes (composante longitudinale)

$$S_a = 3.53 \text{ m/s}^2$$

X.5.4. Effort transversal globale

$$F_{Trans} = M.Sa = 10880.29 \text{ KN}$$

X.5.5. Evaluations des déplacements

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier long}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} Sa = 0.0972 \text{ m}$$

X.5.6. Répartition des efforts sismiques

La force sismique est répartie sur chaque appui selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{K_i}{K_{sys}} = F_{trans}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau X.4 : répartition des efforts sismiques transversaux sur chaque appui

Appuis	Fi(KN)
C1	1813.6
P1	3626.6
P2	3626.4
C2	1813.6

X.6. SEISME VERTICALE

L'effet vertical de séisme sur les piles peuvent être en général négligé, pour zone de séismicité n'est pas élevée.

X.7. COMBINAISON DES COMPOSANTS DE L'ACTION SISMIQUE

Les effets de l'action sismique peuvent être dans les trois directions X, Y, Z respectivement. Vue l'incertitude directionnelle du séisme, une combinaison des actions sismiques dans les trois directions principales est nécessaire, et s'écrit :

$$E1 = Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$$

$$E2 = 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez$$

$$E3 = 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez$$

Avec : E_x , E_y , E_z Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

Tableau X. 5 : Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison

Appuis	E_x (KN)	E_y (KN)	E_1 (KN)	E_2 (KN)	E_3 (KN)
C01	1819.86	1813.62	2363.9	2359.58	1090.05
P01	3607.77	3626.64	4695.8	4708.97	2170.32
P02	3595.52	3626.40	4683.4	4705.06	2166.58
C02	1819.86	1813.62	2363.9	2359.58	1090.05

X.8. CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. En plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joint de chaussée). Ces derniers seront présentés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE XI :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. On va étudier dans ce chapitre les appuis et les fondations de notre ouvrage.

XI.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier
- Hauteur de la brèche à franchir
- Mode d'exécution des fondations
- Liaison avec le tablier

Une pile comporte deux parties bien distinctes :

- Une superstructure ou fût, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Elle est constituée soit par des voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevron.
- Une fondation, constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol, soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

XI.2.1. Conception de la pile

Le choix de la forme des piles dépend de nombreux critères (mécaniques, économiques et esthétiques), que doit l'ingénieur concepteur les prend en considération pour aboutir au meilleur choix.

Pour notre cas on opte pour un modèle de piles composées par des colonnes de section circulaire. Le tableau suivant présente les hauteurs des piles (fûts) :

Tableau XI.1 : Positionnement et hauteur des piles

	Position	Hauteur de pile (m)	Hauteur de fût (m)
Pile 1	PK101+774	5.31	3.81
Pile 2	PK101+810	5.75	4.25

▪ Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur $L = 13.25\text{m}$.
- Largeur $l = 2.5\text{m}$.
- Hauteur $H = 1.5\text{m}$.

▪ Les fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant, la pile étudiée contient **3fût** de dimensions géométriques suivantes :

- Un diamètre fixe à 2 m .
- Entre axe de 4.4 m .

▪ La semelle :

Elles ont pour objectif de transmettre les efforts au sol, nous adopterons les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 1.5 m .
- Largeur : 6 m .
- Longueur : 13.25 m .

XI.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élançement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

- l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0.7 \times l_0 = 2.98\text{ m}$ (l_0 est la hauteur du fût).

- i : rayon de giration de la section : $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{D}{4} = 0.5\text{ m}$.

$$\lambda = 5.96 \leq 70 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

XI.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Tableau XI. 2 : Efforts appliqués à la semelle de la pile

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	2981.25	/	0.00	0.75	0.00	/
Fûts	1001.38	/	0.00	3.63	0.00	/
Chevetre	1242.19	/	0.00	6.50	0.00	/
G Tablier	10260.19	/	0.00	7.25	0.00	/
Hf+r	/	134.75	/	7.25	/	976.94
HT°	/	60.64	/	7.25	/	439.62
Somme	15485.01	195.39	/	/	0.00	1416.56
(Al)	2240.46	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1588.11	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1136.60	/	0.00	/	0.00	/
D240	2118.86	/	0.00	/	0.00	/
ST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	77.95	/	7.25	/	565.12
Bc	/	150.00	/	7.25	/	1087.50

COMBINAISON DES EFFORTS

Tableau XI. 3 : Combinaisons d'actions à l'ELS

Combinaisons	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂
G	15485.01	171.13	1240.71	0.00	1240.71	1849.47	2021.79
G+1.2Al+0.6T	18173.56	264.67	1918.85	0.00	1918.85	2138.44	2404.95
G+1.2Bc+0.6T	17390.75	351.13	3223.85	0.00	3223.85	1949.96	2397.72
G+Mc120+0.6T	16621.61	171.13	1240.71	0.00	1240.71	1991.54	2163.86
G+D240+0.6T	17603.87	171.13	1240.71	0.00	1240.71	2114.32	2286.64

Tableau XI. 4 : Combinaisons d'actions à l'ELU

Combinaisons	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂
1,35G	20904.76	236.49	1714.53	0.00	1714.53	2494.03	2732.16
1.35G+1.6Al+0.9T	24489.50	361.20	2618.71	0.00	2618.71	2879.33	3243.04
1.35G+1.26B+0.9T	23445.74	476.49	3454.53	0.00	3454.53	2690.82	3170.62
1.36G+1.35 Mc120+0.9T	23765.22	236.49	1714.53	0.00	1714.53	2851.59	3089.72
1.35G+1.35 D240+0.9T	20904.76	236.49	1714.53	0.00	1714.53	2494.03	2732.16

XI.2.4. Etude de la fondation

XI.2.4.1. Etude des pieux

Nombre des pieux :

Dans notre semelle on va fixer le nombre des pieux à huit avec quatre pieux dans chaque file.

Donc on a deux files.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par les formules suivantes :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum y^2}$$

Avec

- N_i : Effort normal maximal / minimal.
- n : Nombre de pieu.
- M : Moment maximal.
- y : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau XI. 5 : efforts normales max sur pieux

	Nmax(KN)	Nmin(KN)
ELU	3243.04	2494.03
ELS	2404.95	1849.5
ELA	3110	900

XI.2.4.1.1. Ferrailage des pieux

▪ Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4}{dx^4} + Cu + by = 0$$

Avec :

- b : diamètre du pieu ; b =1.2 m.
- Cu : module de réaction du sol ; Cu =30 MN/m³.
- y : déplacement en tête du pieu.
- I : moment d'inertie du pieu, I=0.102 m⁴

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cu b}}$

Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{Cu b}{4EI}} = 0.228 \rightarrow \lambda \times l = 5.23 \text{ (} l : \text{ hauteur du pieu 23 m)}$$

▪ Effort tranchant en tête de pieu :

$$\bar{P} = \frac{H_{max}}{n}$$

ELS : $H_{max} = 351.13 \text{ KN} \rightarrow \bar{P} = 43.89 \text{ KN}$

ELU : $H_{max} = 476.49 \text{ KN} \rightarrow \bar{P} = 59.56 \text{ KN}$

ELA : $H_{max} = 3920 \text{ KN} \rightarrow \bar{P} = 489.42 \text{ KN}$

▪ Moment fléchissant par la méthode de WARNER :

Le moment en tête du pieu donné par :

$$\bar{M} = \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Détermination des paramètres de WARNER $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$:

Tableau XI.6 : les paramètres de WARNER

$\lambda \times l$	1	1.5	2	3	4	6
$\chi_{\theta P}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\chi_{\theta M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

On a : $\lambda \times l = 5.23$ Par interpolation on trouve : $\chi_{\theta P} = 1.38$ et $\chi_{\theta M} = 1.61$

$$\text{On a: } \begin{cases} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow h = 1.4 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3 \text{ m} \\ \tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \rightarrow \alpha = 47.14^\circ \end{cases} \quad \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

XI.2.4.2.1. Ferrailage de la semelle

- **Armatures transversales inférieures :**

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_{inf}^t = \frac{N_i}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Tableau XI. 7 : Calcul la section d'acier

	N_i (MN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A_{inf}^t (cm ²)
ELS	2.4	333.33	67
ELA	3.11	500	57.76

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, auront pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \varnothing_{\text{pieu}} = 2.6 \text{ m.}$$

Donc : $A_{inf}^t = 25.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prend **6 HA25/ml** ($A_s = 29.45 \text{ cm}^2$) avec :ST=15 cm.

- **Armatures longitudinales inférieures :**

Pour assurer la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise des armatures de répartition, tel que :

$$A_{inf}^l = \frac{1}{3} \times A_{inf}^t = 9.82 \text{ cm}^2 \text{ On prend } \mathbf{6 \text{ HA16/ml}} \text{ (} A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \text{) avec :ST=15 cm.}$$

- **Armatures de construction :**

Armatures transversales supérieures :

$$A_{sup}^t = \frac{1}{4} \times A_{inf}^t = 7.36 \text{ cm}^2 \text{ On prend } \mathbf{6 \text{ HA14/ml}} \text{ (} A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \text{) avec :ST=15 cm.}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{inf}^l = \frac{1}{4} \times A_{inf}^t = 7.36 \text{ cm}^2 \text{ On prend } \mathbf{6 \text{ HA14/ml}} \text{ (} A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \text{) avec :ST=15 cm.}$$

- **Armatures latérales :**

$$A^{lat} = \frac{1}{10} \times A_{inf}^t = 6.7 \text{ cm}^2 \text{ On prend } \mathbf{10 \text{ HA12}} \text{ (} A_s = 11.31 \text{ cm}^2 \text{) avec :ST=20 cm.}$$

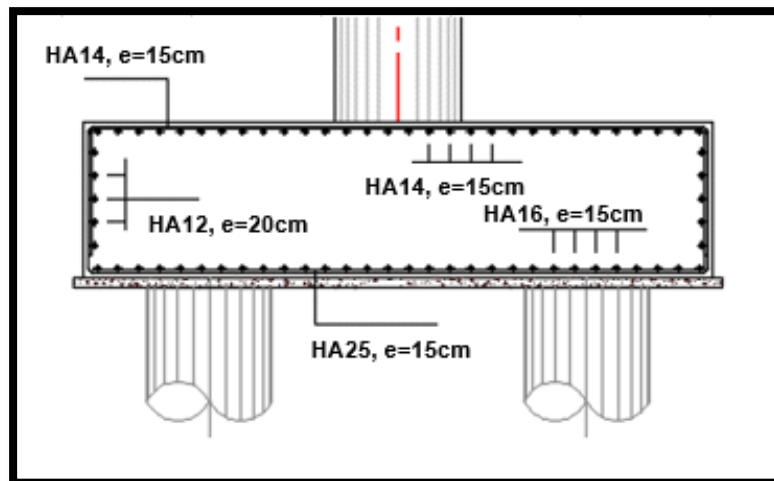


Figure XI. 2 : Ferrailage de la semelle sous la pile

XI.2.5. Etude des fûts

Le fût est un élément qui est doublement encastré, il travaille à la flexion composée. Il est Sollicité essentiellement aux : charges permanentes, surcharges et les efforts sismiques.

Notre pile est constituée de 3 fûts avec les caractéristiques suivantes :

- Diamètre des colonnes : $D = 2 \text{ m}$
- Hauteur moy : $H = 4.25 \text{ m}$
- Entraxe : $E = 4.4 \text{ m}$

Evaluation des efforts

Tableau XI. 8 : efforts agissant les futs

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV/o}$ (x/o)	$/_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	1001.38	/	0.00	2.13	0.00	/
Chevetre	1242.19	/	0.00	5.00	0.00	/
G Tablier	10260.19	/	0.00	5.75	0.00	/
Hf+r	/	134.75	/	5.75	/	774.81
HT°	/	60.64	/	5.75	/	348.67
Somme	12503.76	195.39	/	/	0.00	1123.48
(Al)	2240.46	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1588.11	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1136.60	/	0.00	/	0.00	/
D240	2118.86	/	0.00	/	0.00	/

ST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	77.95	/	5.75	/	448.20
Bc	/	150.00	/	5.75	/	862.50

Combinaison des efforts

Les combinaisons d'actions sont résumées dans le tableau suivant :

Combinaison à l'ELS

Tableau XI. 9 : Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELS

Combinaisons	N	H	MH	MV	ΔM
G	12503.76	171.13	984.01	0.00	984.01
G+1.2Al+0.6T	15192.31	264.67	1521.85	0.00	1521.85
G+1.2Bc+0.6T	14409.50	351.13	2019.01	0.00	2019.01
G+Mc120+0.6T	13640.36	171.13	984.01	0.00	984.01
G+D240+0.6T	14622.62	171.13	984.01	0.00	984.01

Sollicitations les plus défavorables

$M_{max} = 673 \text{ KN}$ $N_{corr} = 4803.17 \text{ KN.m}$

$T_{max} = 117.04 \text{ KN}$ $N_{corr} = 4803.17 \text{ KN.m}$

Combinaison à l'ELU

Tableau XI. 10 : Combinaisons d'actions aux fûts à l'ELU

Combinaisons	N	H	MH	MV	M
1,35G	16880.08	236.49	1359.80	0.00	1359.80
1.35G+1.6Al+1.6ST	20464.81	361.20	2076.91	0.00	2076.91
1.35G+1.26B+1.6ST	19421.06	476.49	2739.80	0.00	2739.80
1.36G+1.35Mc120	19740.53	236.49	1359.80	0.00	1359.80
1.35G+1.35D240	16880.08	236.49	1359.80	0.00	1359.80

XI.2.5.1. Ferrailage des futs

Sollicitations les plus défavorables

$$M_{max} = 913.27 \text{ KN.m} \quad N_{corr} = 6473.69 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 158.83 \text{ KN} \quad N_{corr} = 6473.69 \text{ KN}$$

Ferrailage des fûts Les fûts sont considérés comme des pièces soumises à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables :

Tableau XI.11 : Sollicitations plus défavorables sur fut

	Nmax (KN)	Mcors (KN.m)	Tmax (KN)
ELS	4803.17	673	117.04
ELU	6473.69	913.27	158.83
ELA	5385.065	4167.92	1280.22

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 314.2 \text{ cm}^2$ on prend une nappe de 40HA32 ($A_s = 321.70 \text{ cm}^2$).

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 cerce de HA16, esp = 12.5 cm dans la zone critique et 25 cm dans la zone courante.

La coupe de ferrailage est représentée dans la figure suivante :

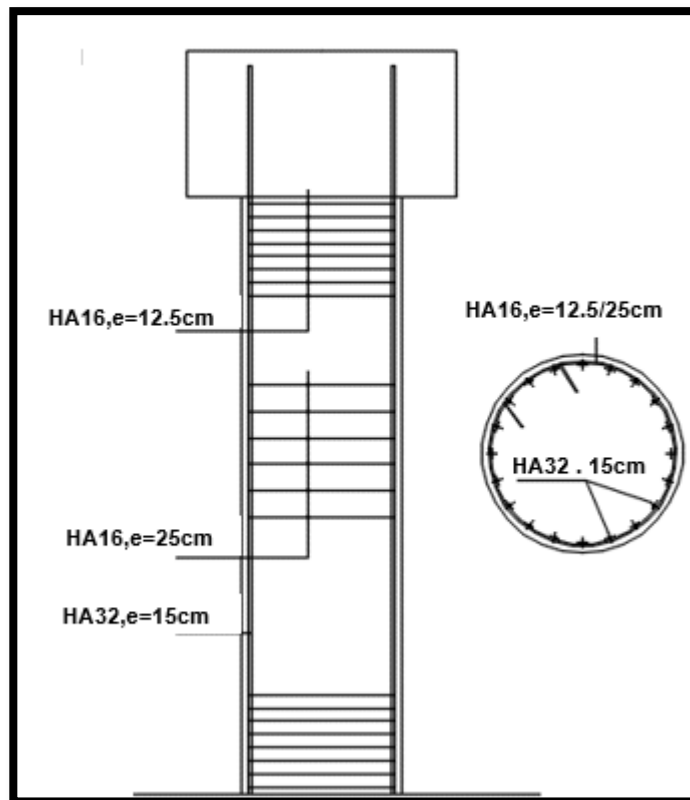


Figure XI. 3 : Ferrailage de fût

XI.2.6. Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

- La modélisation du chevêtre :

Le chevêtre est modélisé comme un élément de barre de dimension (13.25 m × 2.5 m × 1.5 m) repose sur 3 appuis (les fûts).

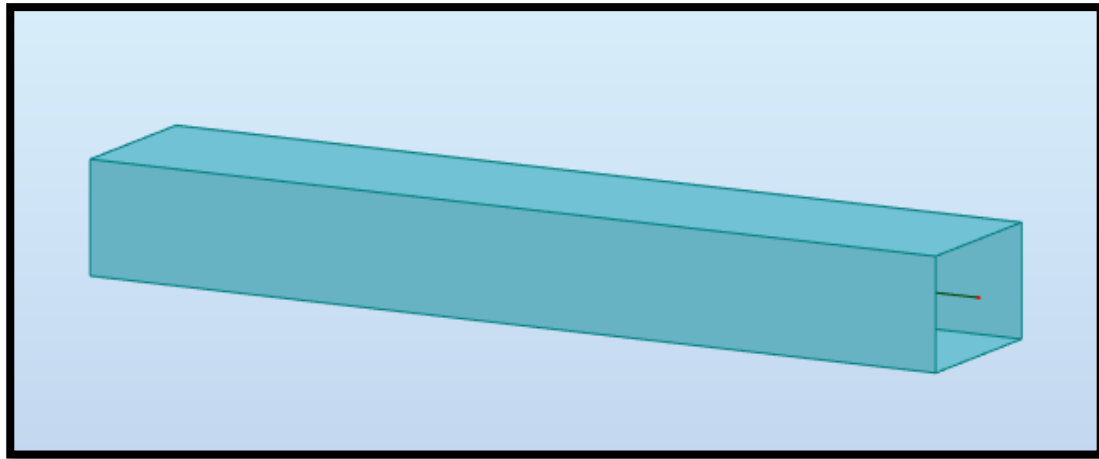


Figure XI. 4 : Modélisation du chevêtre

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

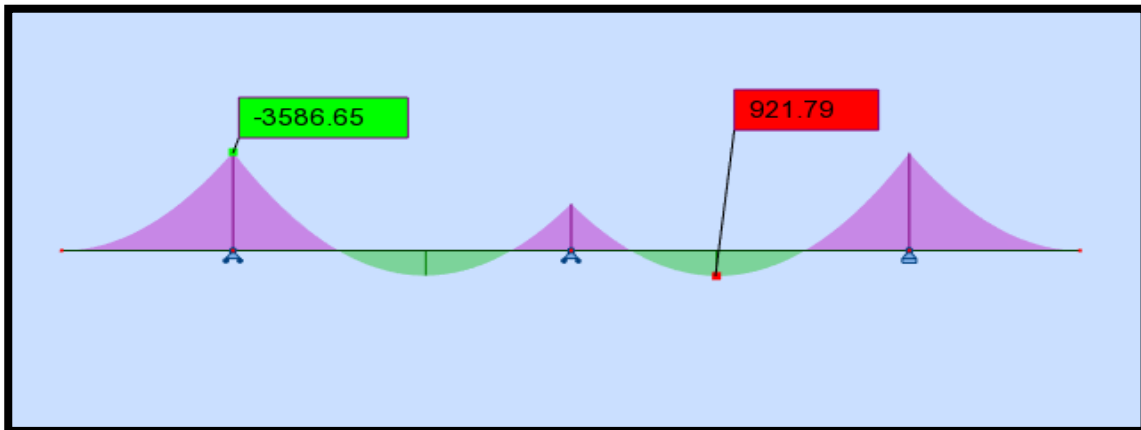


Figure XI. 5 : Moments max à l'ELU

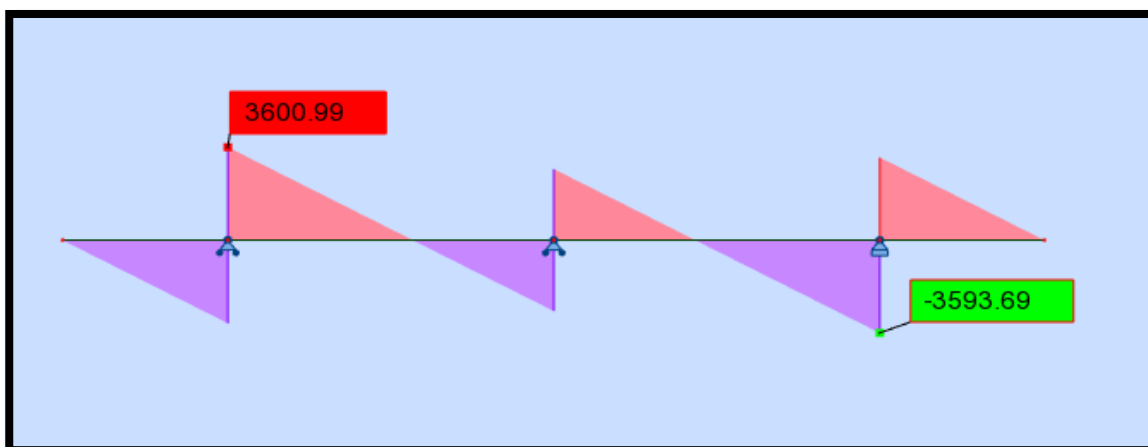


Figure XI. 6 : Efforts tranchants max à l'ELU

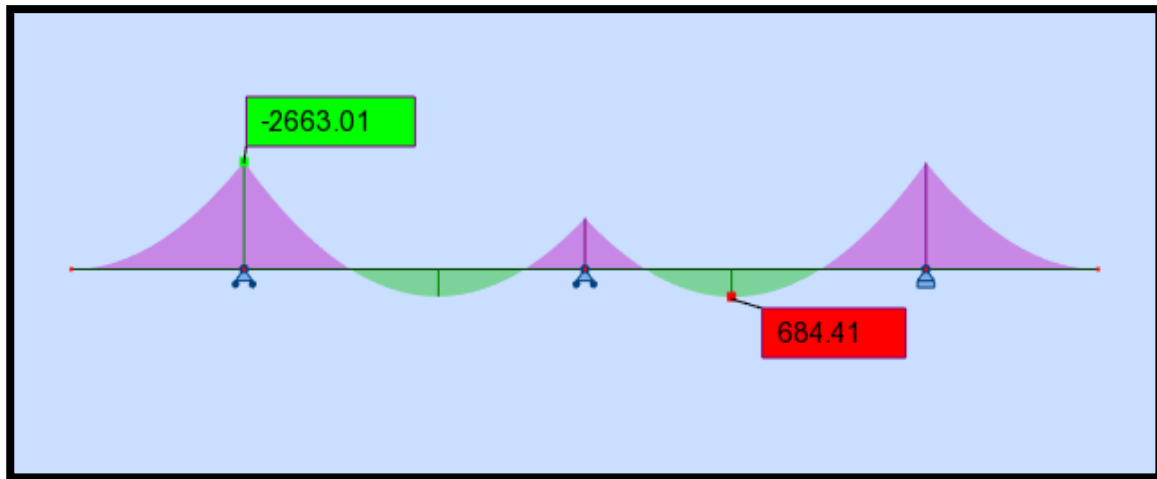


Figure XI. 7 : Moments max à l'ELS

XI.2.6.1. Ferrailage de chevêtre

- *Ferrailage du chevêtre à la flexion :*

Le ferrailage du chevêtre à la flexion est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe).

Tableau XI.12 : Ferrailage du chevêtre à la flexion

Armatures longitudinales						
		M (KN.m)	As (cm ²)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement (cm)
Nappe sup	ELU	-3586.65	79.4	12HA32=96.51cm ²	5	20
	ELS	-2663.01				
Nappe inf	ELU	921.79	36.3	12HA20=37.70cm ²	5	20
	ELS	684.41				

Armatures transversales				
T (KN)		Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement
ELU	3600.99	1 cadre de HA16	5	10 cm zone critique 20 cm zone courant

▪ Ferraillage du chevêtre à la torsion :

Détermination du ferraillage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et de largeur L_t .

$$L_t \text{ est limité par : } \begin{cases} L_t = L_c & \text{si } L_c \leq \Phi + H_c \\ L_t = \Phi + H_c & \text{si } L_c > \Phi + H_c \end{cases} \quad \begin{matrix} H_c = 1.5 \text{ m, } \Phi = 2 \text{ m, } L_c = 2.5 \text{ m} \\ \rightarrow L_t = 2.5 \text{ m} \end{matrix}$$

- La contrainte tangente de torsion donne par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

- b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent, $b_n = \frac{H_c}{6} = 0.25 \text{ m}$.
- Ω : L'aire de torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n) = 2.81 \text{ m}^2$.
- C : moment de torsion maximal par ml.

Evaluation de moment de torsion C :

$$C = \text{Max} (C_1, C_2)$$

- Phase de construction : $C_1 = P_G \times e$

$$P_G = 218.19 \text{ KN/ml, } e = 0.56 \text{ m} \rightarrow C_1 = 122.19 \text{ KN.m/ml}$$

- Phase de service : $C_2 = P_{D240} \times e$

$$P_{D240} = 135.59 \text{ KN/ml, } e = 0.56 \text{ m} \rightarrow C_2 = 75.93 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Donc : } C = \text{Max} (C_1, C_2) = 122.19 \text{ KN.m/ml}$$

- e : entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres.

La section A_s :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} = 4.89 \text{ cm}^2$$

- P : périmètre de la section creuse équivalent, $P = 7.5 \text{ m}$.
- σ_a : Contrainte admissible d l'acier, $\sigma_a = 333.333 \text{ MPa}$.
On opte pour HA 12, avec un espacement de 20 cm.

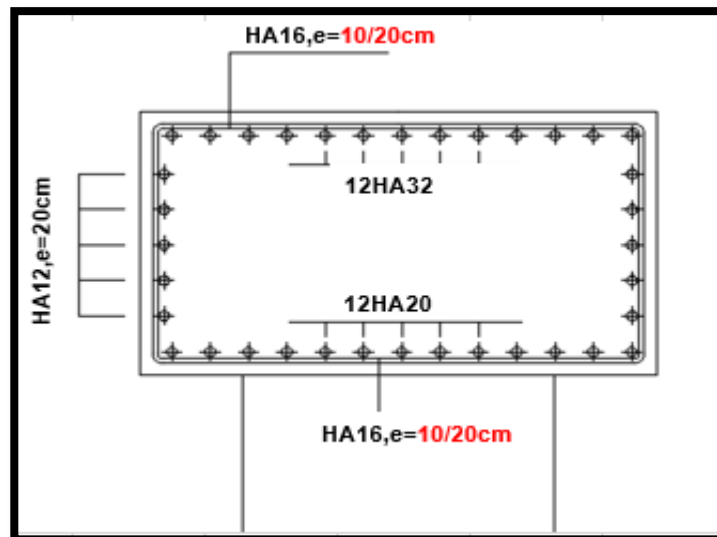


Figure XI.8 : Sollicitations plus défavorables sur fut

XI.3. CONCLUSION

On a étudié dans ce chapitre les piles de notre ouvrage, on a les conçu en tenant compte des facteurs liées au site du pont, mode de fonctionnement du tablier... puis on a évalué les efforts agissant sur ces derniers pour déterminer leur ferrailage, sans oublier qu'on a tenu compte l'effet sismique sur ces appuis surtout que l'ouvrage situe dans une zone de sismicité moyenne.

XI.4. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, c'est la partie située sur la rive qui assure la liaison entre la chaussée du tablier et celle du pont, elle a deux rôles principaux. Elle sert comme un appui de tablier supporte le poids et la charge venante du tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

XI.4.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées
- Culées remblayées (appui et soutien des remblais).

En se basant sur les données naturelle relatifs au site de notre ouvrage, on a opté une culée remblayée fondée sur pieux, elle comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux (02) murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Une dalle de transition
- Le corbeau sur quelle la dalle de transition repose

XI.4.2. Implantation des culées

-Culée N1 : **PK101+739**

-Culée N2 : **PK101+847**

XI.4.3. Pré dimensionnement de la culée

Tableau XI.13 : Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.	L= 13.74m H= 2.65 m e =0.35 m
Mur de frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais.	L= 13.74m H= 4.85 m e= 1.5 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais.	l= 6.73 m e=0.6 m

Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze.	L=13.14 m B=0.8 m b=0.4 m H=0.4 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi rigide vers un milieu rigide.	l=4 m L=13.08 m e=0.3 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier.	L=13.85 m l=6m e=1.5 m

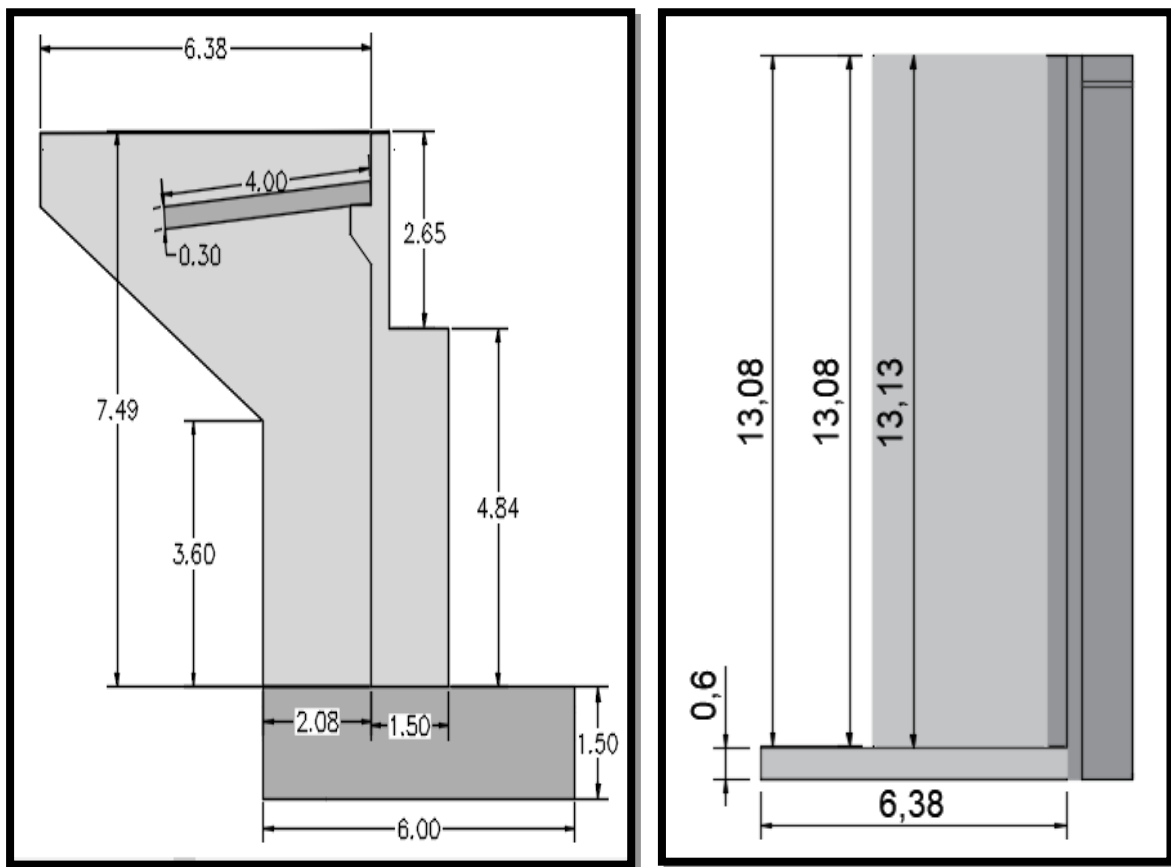


Figure XI. 9 : Dimensions de la culée

XI.4.4. Évaluation des efforts sollicitant la culée

XI.4.4.1. Détermination du coefficient de poussée Kad :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

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

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L'est :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 (1 \pm K_v) L$$

Avec : - $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ poids volumique de terre.

- $L = 13.14 \text{ m}$

- $H = 8.97 \text{ m}$

Avec :

- φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 30^\circ$).

- β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

Dans les conditions normales ($\beta = 0^\circ$)

- $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$

- K_h = accélération du séisme horizontal égale à coefficient d'accélération de zone : $A = 0.25$

- K_v = accélération du séisme vertical $K_v = 0.3K_h = 0.075$

Le coefficient de poussée des terres varie selon les conditions sismiques :

- 1ère cas : cas normale sans séisme « $k_h = k_v = 0$ »
- 2ème cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le bas » : $k_h = 0,25$; $k_v = -0,075$
- 3ème cas : cas de séisme « horizontal + verticale vers le haut » : $k_h = 0,25$; $k_v = 0,075$
- 4ème cas : cas de séisme « verticale » : $k_h = 0$; $k_v = -0,075$

Tableau XI.14. Calcul du coefficient de poussée Kad

Condition		kh	kv	θ°	Kad
Condition normale	Sans séisme	0	0	0	0.33
Condition sismique	Horizontal 1+ kv	0.25	0.08	13.09	0.54
	Horizontal 1- kv	0.25	-0.08	15.12	0.5
	vertical	0	0.08	0	0.33

XI.4.4.2. Efforts statiques agissant la culée

Tableau XI.15 : Effort dû aux charges permanentes

Sollicitation Désignations	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	M _N (KN.m)	M _H (KN.m)
Tablier	5130.10	/	0.00	/	0.00	/
Semelle	3116.25	/	0	0.75	0	/
Mur F	2498.9625	/	0.17	3.92	424.82363	/
DDT	196.2	/	2.93	8	574.866	/
Mur en R	376.65	/	3.1	6.2	1167.615	/
Corbeau	78.74145	/	1.1	7.67	86.615595	/
MGG	373.3845	/	0.75	7.66	280.03838	/
Poids des Terres Amot	3142.5703	/	1.97	4.66	6190.8635	/
Poussée des terres	-	3493.59	/	-2.99	/	-10445.84
pois sur DDT	377.86	0	1.97	8.61	744.39	0
H _T	/	134.75	/	6.35	/	-855.66
H _{f+R}	/	60.64	/	6.35	/	-385.05

Tableau XI.16 : Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais

Sollicitation Désignations	N(KN)	H(KN)	M _N (KN.m)	M _H (KN.m)
A(l) (2voies)	1666.98	/	0.00	/
Bc (2files)	1464.94	/	0.00	/
Mc120	1085.58	/	0.00	/
D240	1796.57	/	0.00	/
ST	52.50	-	0.00	-
Freinage A(l)	-	118.19	-	-1051.92
Freinage Bc	-	150.00	-	-1335.00

Les sollicitations les plus défavorables sur la culée :

Tableau XI.17. Sollicitations les plus défavorables

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	1.35G++0.9T+1.6Q	20642.46	5608.79	-5762.12
ELS	G+0.6T+1.2Q	15290.71	4156.69	-4269.80

XI.4.4.3.Efforts sismiques agissant la culée

Tableau XI.18 : Efforts sismiques des éléments de la culée

Sollicitation	N(KN)	H(KN)	MN(KN.m)	MH (KN.m)
Semelle	233.72	779.06	0.00	584.30
Mur F	187.42	624.74	31.86	2448.98
DDT	14.72	49.05	43.11	392.40
Mur en R	28.25	94.16	87.57	583.81
Corbeau	5.91	19.69	6.50	150.99
MGG	28.00	93.35	21.00	715.03
Poids des Terres Amot	235.69	785.64	464.31	3661.09
POIDSS SUR DDT	28.34	94.47	55.83	812.97
Somme	762.05	2540.15	710.19	9349.97

Tableau XI. 19 : La poussée dynamique des terres

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Pad (1+kv)	/	5420.41	/	2.990	/	16207.02
Pad (1-kv)	/	5000.47	/	2.990	/	14951.40

Tableau XI.20. Effort sismique du tablier agissant sur la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	MV	MH
Séisme Tablier	0.00	1819.90	0.00	10464.43

On doit sommer les efforts sismiques de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée :

Tableau XI.21. Sommation des efforts sismiques

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0.00	8023.13	25949.74
CAS 2	0.00	7606.64	24714.10
CAS 3	1257.26	0.00	868.55

Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI.22. Efforts à l'ELA

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
P max - H + 0,3V	10897.11	8212.13	26281.38
P min - H - 0,3V	10000.56	7781.23	26691.32
P max + V - 0,3H	11777.20	2595.94	8116.56
P min - V - 0,3H	9120.47	2456.59	9391.45

- Pmax : effort statique maximal
- Pmin : effort statique minimal
- H : effort sismique horizontal
- V : effort sismique vertical

XI.4.5. Ferrailage des éléments de la culée

XI.4.5.1. Etude de mur frontal

Il sollicité par :

- Charges permanentes (son poids propre et le poids de la superstructure et la poussée des terres)
- Les surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitations.

Tableau XI.23. Sollicitations plus défavorable sur mur frontal

Etat limite	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G++0.9T+1.6Q	11684.58	4023.30	-10944.60
ELS	G++0.6T+1.2Q	8655.24	2981.20	-8106.25

Ferrailage du mur frontal

- $A_s = 15 \text{ cm}^2$, on prend **5HA20/ml** ($A_s = 15.70 \text{ cm}^2$)
- armatures de constructions : $A_{s'} = A_s/3 = 5.46 \text{ cm}^2$ on prend : 5HA14/ml
- les armatures transversales : on opte pour 5HA12

XI.4.5.2. Etude de la 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 sollicitée par :

- Son poids propre
- le remblai au-dessus de laquelle
- Le revêtement et la surcharge d'exploitation

Tableau XI.24 : efforts pour la dalle de transition

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	15.96	31.92	31.92
Surcharges	10	20	20

Tableau XI.25 : combinaisons des efforts pour la dalle de transition

Etats limite	Combinaison	M (KN.m/ml)	V (KN)
ELU	1.35G +1.6Q	100.53	100.53
ELS	G +1.2Q	74.76	74.26

Ferrailage de la dalle de transition

Armatures principales : $A_s=13.4\text{cm}^2$ on prend **6HA20/ml** ($A_s = 18.84\text{cm}^2$)

Armatures de construction : $A_{s'}= A_s/3 = 4.46\text{cm}^2$, on prend 6HA14/ml

Armatures transversales : $A_{s''}= A_s/4=3.35\text{cm}^2$ on prend 6HA12/ml $e=15\text{cm}$

XI.4.5.3. Etude du Corbeau

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière

▪ **Evaluation des efforts :**

Réaction due au poids des charges permanentes :

$$R_{cp} = \frac{q_1 \times l}{2}$$

Avec :

- l=longueur de la dalle de transition l=4m
- q₁=charges permanentes q₁=24.13 KN/ml

On trouve :

$$R_{cp} = 48.26 \text{ KN}$$

Réaction des surcharges sur remblais :

$$R_{sr} = \frac{q_2 \times l}{2}$$

Avec :

- l=longueur de la dalle de transition l=4m
- q₂=surcharges sur remblai q₂=10 KN/ml

▪ **Combinaison des actions :**

Tableau XI.26. Combinaisons d'actions sur le corbeau

Etat limite	Combinaison	Réaction (KN)
ELU	1.35 R _{cp} + 1.6 R _{sr}	97.15
ELS	R _{cp} + 1.2 R _{sr}	72.26

▪ **Ferraillage du Corbeau :**

Armatures principales : As= 11.2cm² on prend **5HA20/ml** (As = 15.71 cm²)

Armatures de construction : As'=As/3=3.77cm² on prend 5HA12

XI.4.5.4. Etude du mur garde grève

Le mur de garde grève est soumis aux forces verticales et horizontales. Pour la faible excentricité de ces forces verticales (son poids propre, la réaction d'une charge appliquée directement sur le mur garde grève et la réaction de la dalle de transition), elles vont créer des moments faibles donc on peut négliger leurs effets, et prendre en considération que les charge horizontales qui sont : poussées des terres, la force de freinage du camion Bc et la charge locale située en arrière du mur. Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastéré à la base.

Evaluation des efforts

Poussée des terres

$$M_p = P \times h / 3 \quad \text{avec } P = 0,5 \times k_a h \times \gamma \times H^2 \times L$$

On a :

- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = 0.33$.
 - γ_r : Poids volumique du remblai $\gamma_r = 19 \text{ KN/m}^3$.
 - h : Hauteur du mur garde grève $h = 2.65 \text{ m}$.
 - L : longueur du remblai ($L=13.74\text{m}$) on fait le calcul par 1ml.
- On trouve :

$$P_t = 22.02 \text{ KN/ml} \quad M_t = 19.45 \text{ KN.m/ml}$$

Donc :

$$M_p\text{-ELU} = 26.25 \text{ KN.m/ml} \quad ; \quad M_p\text{-ELS} = 19.45 \text{ KN.m/ml}$$

Moment dû à la force de freinage du camion Bc

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

μ : coefficient de pondération égale à 1.6 à l'ELU et 1.2 à l'ELS
 P : charge d'une roue arrière du camion Bc égale à 60 KN

On trouve : $M_f\text{-ELU} = 91.68 \text{ KN.m/ml} \quad ; \quad M_f\text{-ELS} = 68.76 \text{ KN.m/ml}$

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

Donner par la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \quad , \text{ avec } : K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

- k_a : coefficient de poussée ($k_a = 0.33$)
- γ : coefficient de pondération = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;
- bc : coefficient de pondération du système Bc ($bc = 1.2$)
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai = 1.07
- h : hauteur du mur garde grève $h = 2.65 \text{ m}$
- $K = 0.68$ à ELU
- $K = 0.51$ à ELS

Le tableau suivant du document SETRA PP73 montre des valeurs de M_c/K pour des différentes valeurs de h :

Tableau XI.27 : Valeur de M_c/K EN en fonction de $h(m)$

$h(m)$	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p/k (t,m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation linéaire, on trouve la valeur du M_c/K correspondante à notre valeur de h .

Pour $h=2.65$ on a $M_c/K=8.412$

On trouve :

$$M_c\text{-ELU} = 57.03 \text{ KN.m/ml} \quad ; \quad M_c\text{-ELS} = 42.77 \text{ KN.m/ml}$$

Combinaisons d'actions pour mur garde grève :

$$M_{ELU} = M_p\text{-ELU} + M_f\text{-ELU} + M_c\text{-ELU} = 26.25+91.68+57.03 = \mathbf{174.96 \text{ KN.m/ml}}$$

$$M_{ELS} = M_p\text{-ELS} + M_f\text{-ELS} + M_c\text{-ELS} = 19.45+68.76+42.77 = \mathbf{130.98 \text{ KN.m/ml}}$$

Ferrailage du mur garde grève :

- Armatures principales : $A_s=19.8\text{cm}^2$ on prend **5HA25/ml** ($A_s =24.54\text{cm}^2$) / coté remblai.
- Armatures de construction : $A_s'= A_s/3 = 6.6\text{cm}^2$, on prend 5HA14/ml ($A_s'=7.7\text{cm}^2$) /coté tablier.
- Armatures transversal : $A_h = A_s/4 = 4.95\text{cm}^2$, on prend 5HA12/ml ($A_h =5.65\text{cm}^2$)

XI.4.5.5. Etude de mur en retour

Le mur en retour est supposé encasturer sur ses deux côtés (côté de mur frontal et côté de semelle).

Il est sollicité par :

- Le poids propre
- Poids de CCP (Glissière + corniches)
- Poussé des terres
- Poussée des surcharges de remblais

L'étude de mur frontal à été faite par le logiciel de calcul Robot.

Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présenté sur la figure ci-après

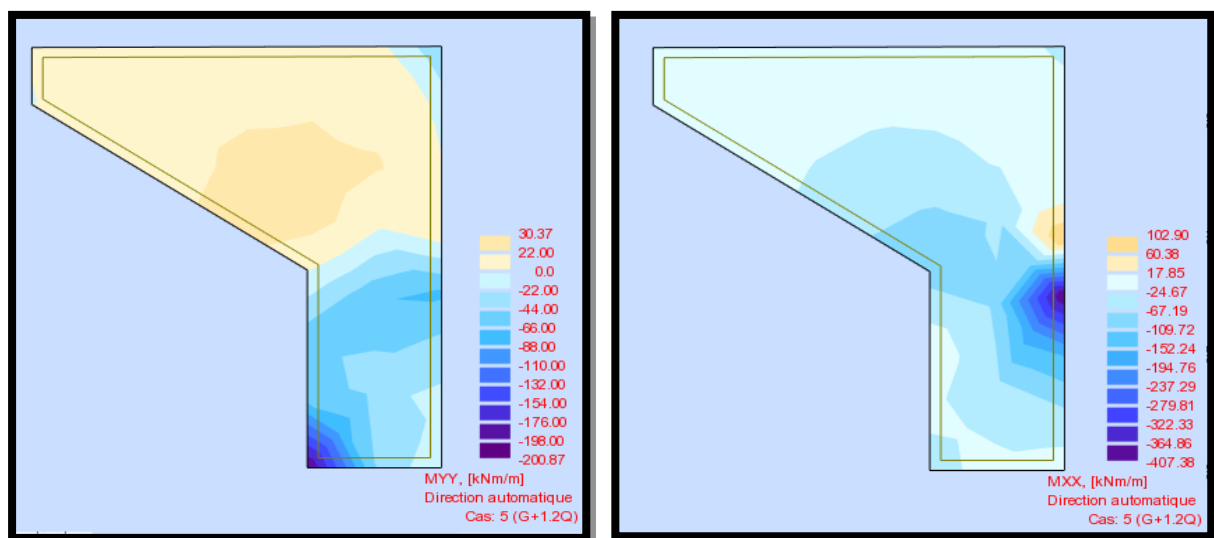


Figure XI.10 : moments agissant le mur en retour à

$M_{xx} = -279.81 \text{ KN.m/ml}$

$M_{yy} = -154 \text{ KN.m/ml}$

Ferraillage de mur en retour :

Le ferraillage suivant les deux directions

Pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) :

Ferraillage horizontal $A_s = 22.6 \text{ cm}^2$ on prend (5HA25/ml)

Ferraillage vertical $A_s = 12.1 \text{ cm}^2$ on prend (5HA20/ml)

Pour le coté extérieur on adopte les armatures de constructions :

Ferraillage horizontal $A_s' = A_s/3 = 7.53 \text{ cm}^2$ (5HA14/ml)

Ferraillage vertical $A_s = A_s'/3 = 4.03 \text{ cm}^2$ on prend (5HA12/ml)

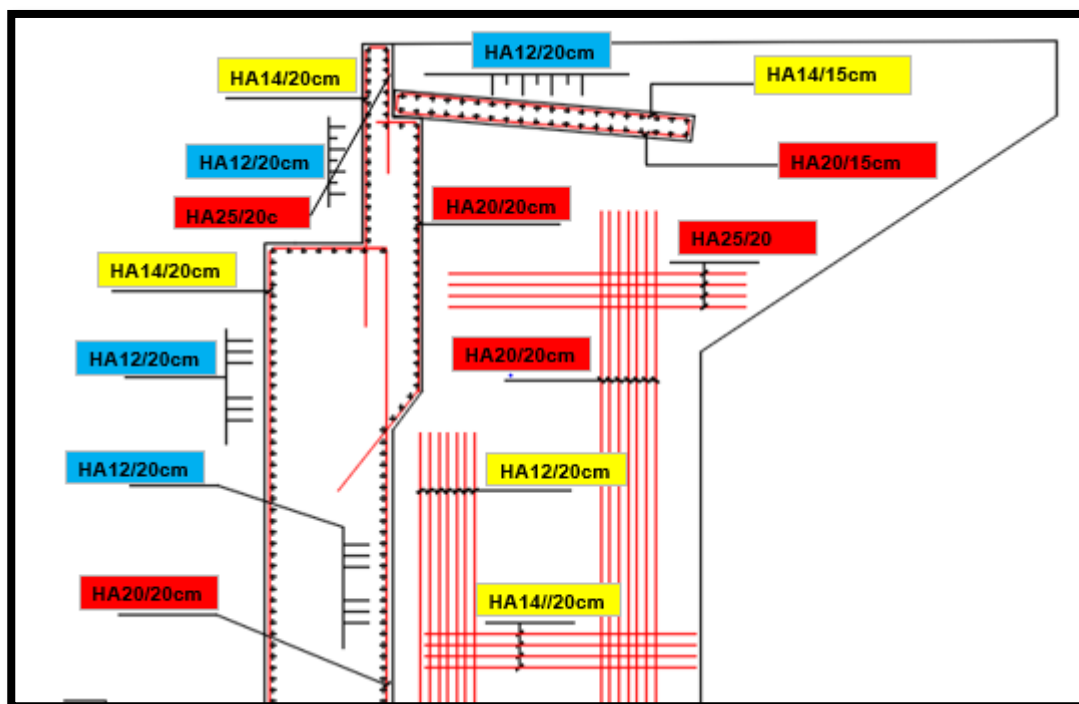


Figure XI.11 : Ferraillage de la culée

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin d'études est une expérience riche qui, nous a donné la chance pour rappeler des connaissances qu'on les a appris déjà dans nos années d'études et pour apprendre des nouvelles notions reliant à la conception, au dimensionnement et aux procédés des méthodes de construction des ponts.

On note également en deuxième lieu, que l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs disciplines des travaux publics telles que la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint, la mécanique des structures...

Cette étude nous a permis aussi de maîtriser la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art notamment, **B.P.E.L**, **B.A.E.L** documents **SETRA** et aussi le règlement parasismique algérien **RPOA**.

Ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et l'utilisation des logiciels comme moyen de calcul, tel qu'**EXCEL**, **ROBOT** ...etc.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- *BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.*
- *BENMANSOUR, N, Effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur le comportement dynamique des ponts, Thèse de doctorat en génie civil, Université Abou Bakr Belkaid- TLEMCEM, 2013 p.37-40.*
- *BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton Précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.*
- *CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts Et chaussées de Paris (France), 1994.*
- *Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, Viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.*
- *Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.*
- *Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.*
- *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 bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.*
- *Dr. Abdelkader ZENATI (2006) « Ouvrages courants en zones sismiques guide de conception & d'application du règlement RPOA ». p.19-25.*
- *Guide RPOA, ouvrages courants en zones sismiques guide de conception & d'application du règlement RPOA, Algérie, 2006.*
- *Mémoires ENSTP — Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.*
- *RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliqué Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.*
- *RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008*

ANNEXE A



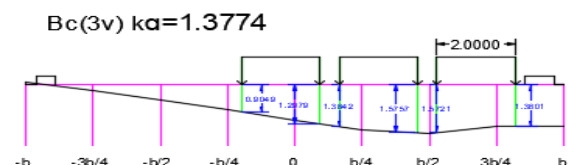
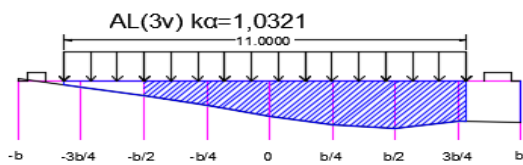
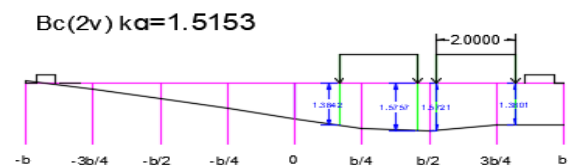
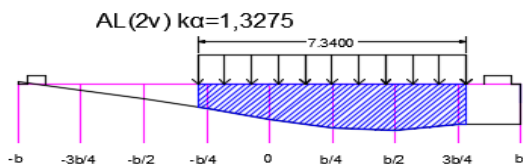
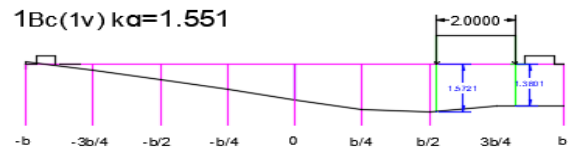
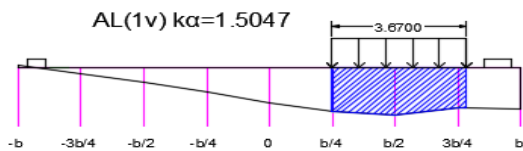
Tableau 1 : Tableau de K_1 (0.65)

Théta=0.65		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		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

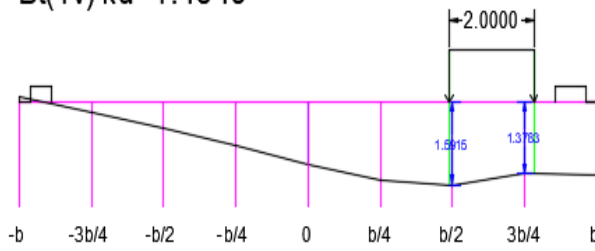
Tableau 2 : Tableau de K_1 (0.7)

Théta=0.70		Alfa=1=> K1							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b
0	0.708	0.8319	0.9923	1.1737	1.2783	1.1737	0.9923	0.8319	0.708
b/4	0.4808	0.5905	0.7407	0.9437	1.1737	1.3307	1.2824	0.1589	1.0461
b/2	0.3342	0.4253	0.5535	0.7407	0.9923	1.2824	1.5134	1.5539	1.5262
3b/4	0.2417	0.3171	0.4253	0.5905	0.8319	1.1589	1.5539	1.9305	2.1668
b	0.1782	0.2417	0.3342	0.4808	0.708	1.0461	1.5262	2.1668	2.9395

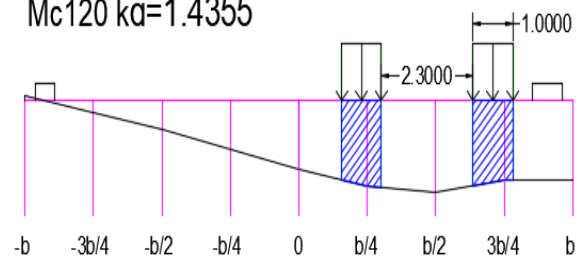
Poutre 2



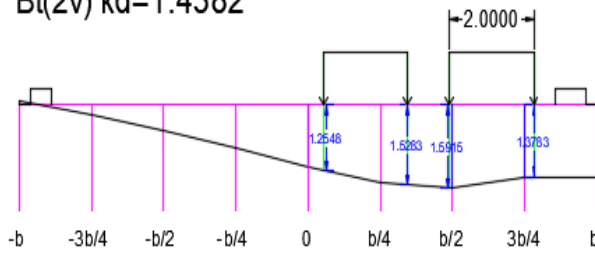
Bt(1v) $\kappa\alpha=1.4849$



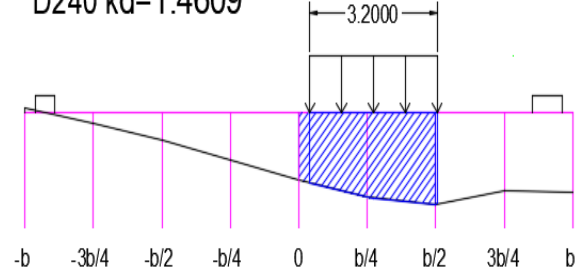
Mc120 $\kappa\alpha=1.4355$



Bt(2v) $\kappa\alpha=1.4382$

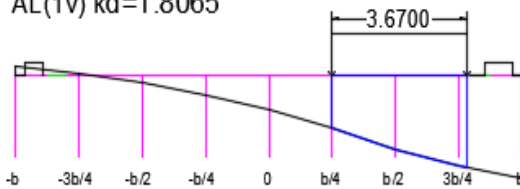


D240 $\kappa\alpha=1.4609$

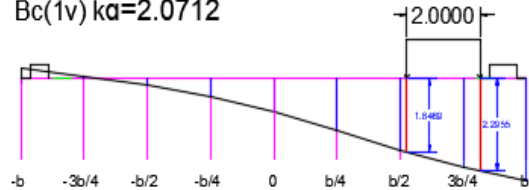


Poutre 3

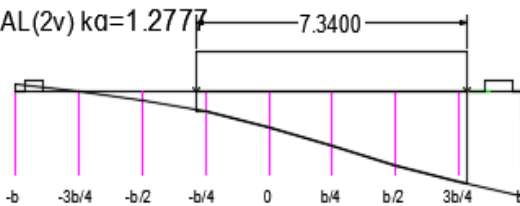
AL(1v) $\kappa\alpha=1.8065$



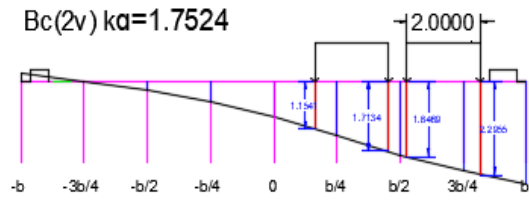
Bc(1v) $\kappa\alpha=2.0712$



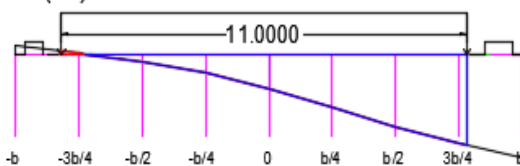
AL(2v) $\kappa\alpha=1.2777$



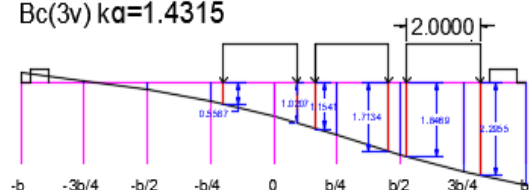
Bc(2v) $\kappa\alpha=1.7524$



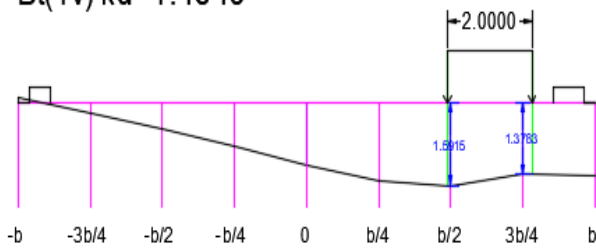
AL(3v) $\kappa\alpha=0.9417$



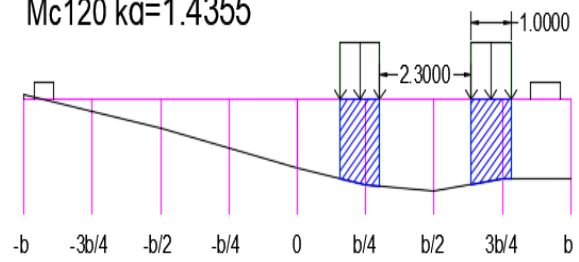
Bc(3v) $\kappa\alpha=1.4315$



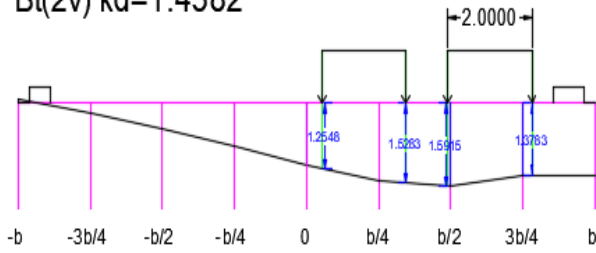
Bt(1v) $\kappa\alpha=1.4849$



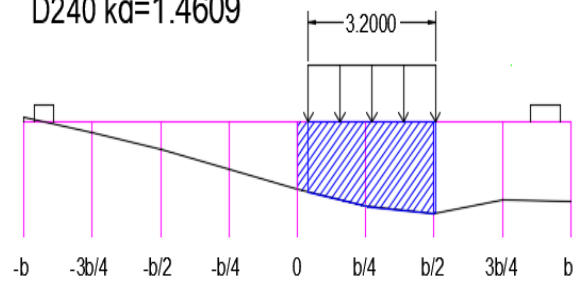
Mc120 $\kappa\alpha=1.4355$



Bt(2v) $\kappa\alpha=1.4382$

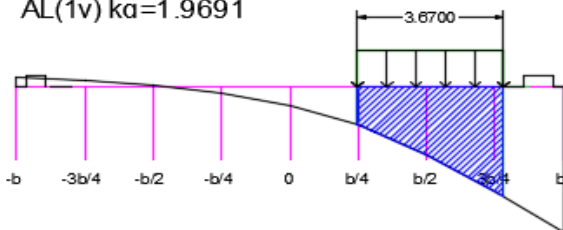


D240 $\kappa\alpha=1.4609$

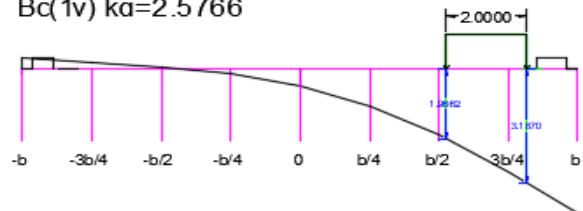


Poutre 4

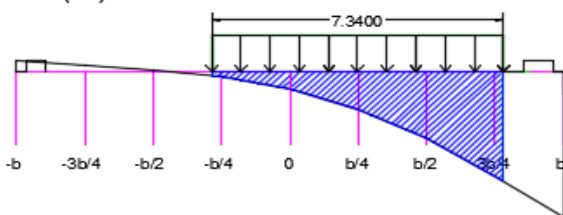
AL(1v) $\kappa\alpha=1.9691$



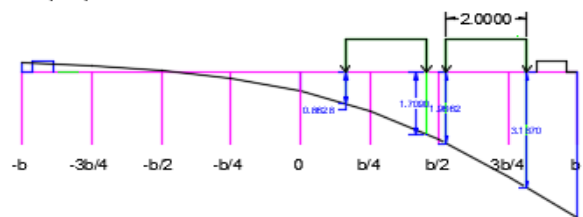
Bc(1v) $\kappa\alpha=2.5766$



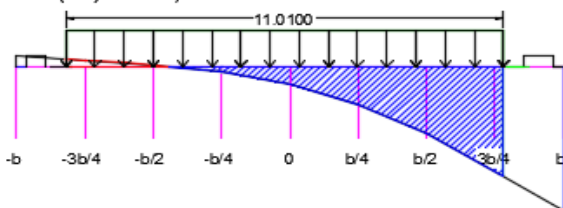
AL(2v) $\kappa\alpha=1.2464$



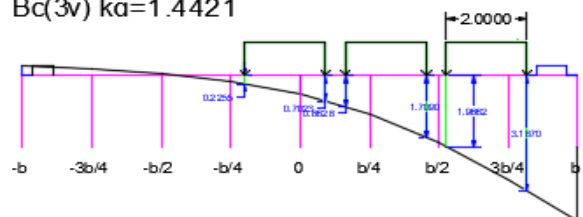
Bc(2v) $\kappa\alpha=1.9312$



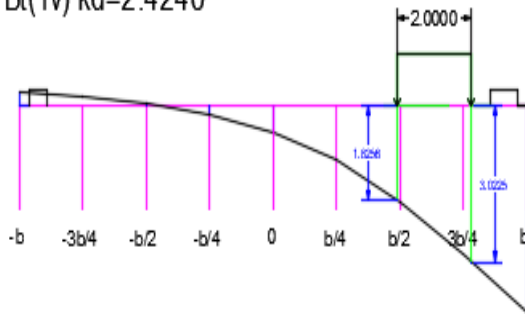
AL(3v) $\kappa\alpha=0,8111$



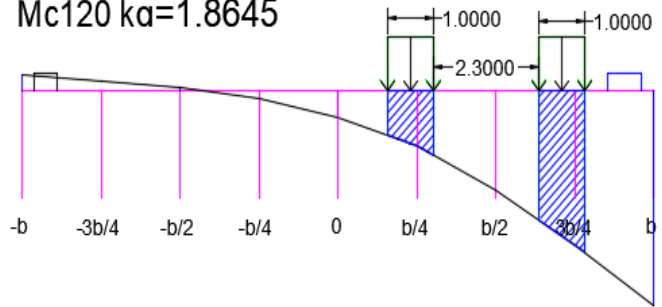
Bc(3v) $\kappa\alpha=1.4421$



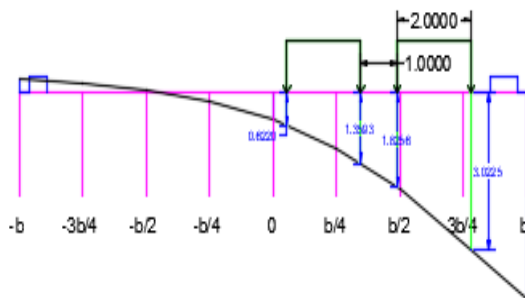
Bt(1v) $ka=2.4240$



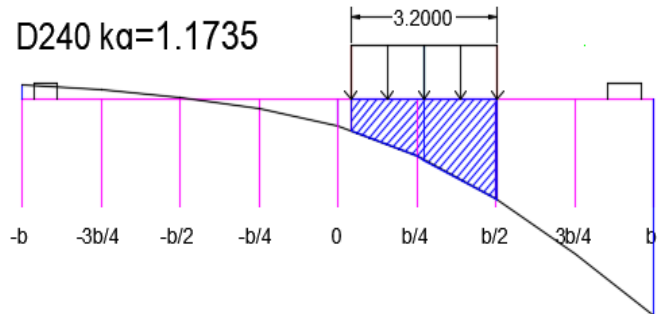
Mc120 $ka=1.8645$



Bt(2v) $ka=1.7073$



D240 $ka=1.1735$



ANNEXE B



Ferrailage de l'Hourdis

Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

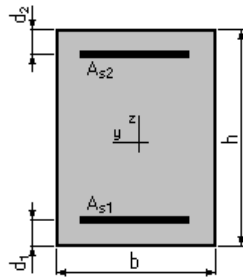
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (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:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	42.38	0.00
Etat Limite de Service	33.80	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 7.5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 3.1$ (cm²)

théorique $\rho = 0.37$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 42.38$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.47 Pivote: A

Position de l'axe neutre: $y = 2.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19.2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.14$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 33.80$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 5.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 18.1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6.6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

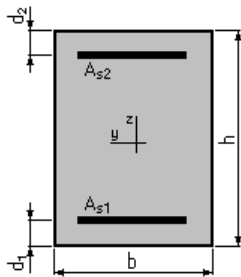
Ferrailage de l'Hourdis Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (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)
 $h = 25.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	48.49	0.00
Etat Limite de Service	37.71	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 8.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\text{min}} = 3.1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.42 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.16 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 48.49 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1.43	Pivot:	A
Position de l'axe neutre:	$y = 2.3 \text{ (cm)}$		
Bras de levier:	$Z = 19.1 \text{ (cm)}$		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.30 \text{ (\%)} $		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)} $		
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$		

Cas ELS $M_{\text{max}} = 37.71 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1.00		
Position de l'axe neutre:	$y = 5.9 \text{ (cm)}$		
Bras de levier:	$Z = 18.0 \text{ (cm)}$		
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7.0 \text{ (MPa)}$		
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$		
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$		
Contrainte limite de l'acier:			
	$\sigma_{s\text{lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$		

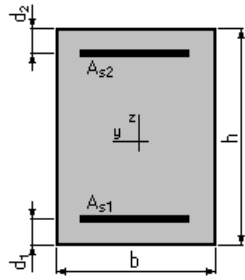
Ferraillage de l'entretoise**Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)****1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-485.92	0.00
Etat Limite de Service	-359.94	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 10.8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.25 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -485.92 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1.36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9.9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 141.1 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0.73 \text{ (\%)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = -359.94 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 34.5 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 133.5 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5.2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de l'entretoise

Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

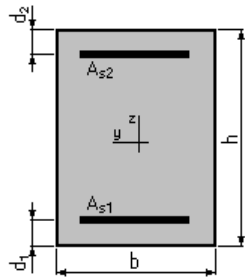
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (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:



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	243.38	0.00
Etat Limite de Service	180.28	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5.3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 4.7$ (cm²)

théorique $\rho = 0.12$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 243.38$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivote: A

Position de l'axe neutre: $y = 4.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 143.1$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.34$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 180.28$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 25.2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 136.6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 21.1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Ferrailage de l'entretoise

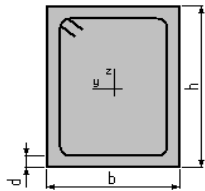
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 30.0$ (cm)
 $h = 150.0$ (cm)
 $d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	950.99	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 2.2$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3.5$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3.0$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2.3$ (cm²)
 Cadres: $2 \text{ } \varnothing 12$
 Espacement : $S_t = 21.4$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) $10 + 6 \cdot 20$ (cm)

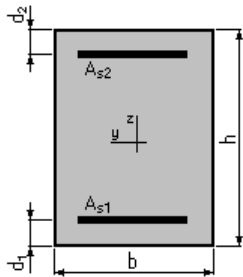
Ferraillage du chevêtre Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (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:



$b = 250.0$ (cm)
 $h = 150.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-3586.65	0.00
Etat Limite de Service	-2663.01	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 79.4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s_{\min}} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.22 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -3586.65 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1.35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 11.3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 140.5 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0.84 \text{ (\%)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = -2663.01 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 32.7 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 134.1 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4.9 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

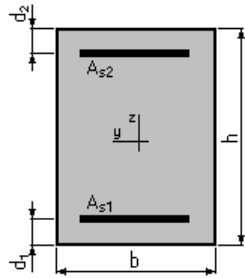
Ferraillage du chevêtre

Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:

$$b = 250.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	921.79	0.00
Etat Limite de Service	684.41	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 36.3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 36.3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.10 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 921.79$	(kN*m)	$M_{\min} = 0.00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	2.44		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 5.2$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 142.9$	(cm)		

Ferrailage du chevrete

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

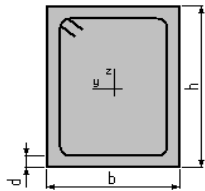
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 250.0$ (cm)

$h = 150.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3600.99	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1.0$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 13.3$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4.0$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 19.2$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) $8 + 8*16 + 2*20 + 2*25 + 2*35 + 9*40$ (cm)

Ferrailage longitudinal des fûts

(Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

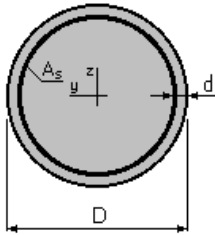
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 200.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	4803.17	673.00	0.00
2.	ELU	6473.69	913.27	0.00
3.	ELA	4167.92	5385.09	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 314.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 314.2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 1570.8$ (cm²)

théorique $\rho = 1.00$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.50$ (%)

maximum $\rho_{\text{max}} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 4803.17 (kN)** **M_y = 673.00 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 8.03

Position de l'axe neutre: $y = 296.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 107.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 29.5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 6473.69 (kN)** **M_y = 913.27 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 7.61 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 208.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 104.2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.40$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 4167.92 (kN)** **M_y = 5385.09 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.51 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 82.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 156.0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4.81$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

Ferrailage transversal des fûts (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

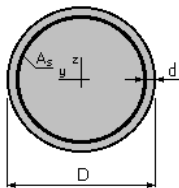
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

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

2. Section :



$D = 200.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	158.83	6473.69

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.1$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4.0$ (cm²)
Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16$
Espacement : $S_t = 40.0$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm)

Ferraillage des pieux

(Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

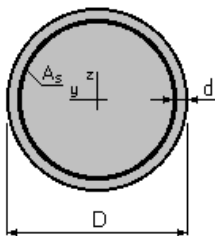
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120.0$ (cm)

d = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	1849.47	165.20	0.00
2.	ELU	2494.03	224.20	0.00
3.	ELA	1100.00	1842.33	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 $\rho = 1.00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 1849.47 (kN) M_y = 165.20 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.28

Position de l'axe neutre: $y = 167.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 61.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 31.7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 2494.03 (kN)** **M_y = 224.20 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 7.00 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 122.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 59.6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.46$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 1100.00 (kN)** **M_y = 1842.33 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.74 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 35.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 96.0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7.68$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

Ferraillage de mur frontal

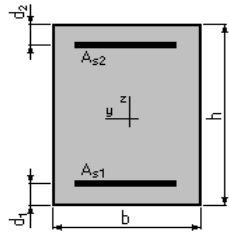
(Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa)

Acier: fe = 500.0 (MPa)

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

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 150.0$ (cm)
 $d_1 = 7.0$ (cm)
 $d_2 = 7.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	850.41	796.55
2.	ELS	629.93	589.97

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 15.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 15.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 30.0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 750.0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0.20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 850.41 (kN) M = 796.55 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.56 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 26.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 132.6$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.23$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 326.4$ (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 629.93 (kN) M = 589.97 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.33
 Position de l'axe neutre: $y = 44.7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 128.1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 13.8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 26.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Ferrailage de la dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

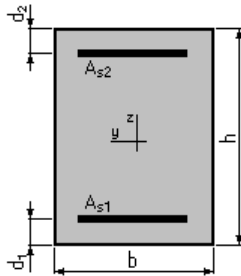
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (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 Limite Ultime (fondamental)	100.53	0.00
Etat Limite de Service	74.76	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13.4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\text{ min}} = 3.0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.54$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{ min}} = 0.12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 100.53$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1.34 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4.8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 23.1$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.36$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 74.76$ (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: $\sigma_b = 8.2$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

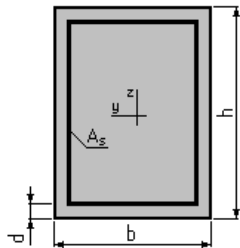
Ferrailage du Corbeau (Calcul d'une Section Comprimée)

1. Hypotheses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	100.53
Etat Limite de Service	74.76
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00

4. Résultats:**Résistance des Matériaux:**

Section brute	$B = 4000.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 5333333.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3333333.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26.0$		Elancement	$\lambda_z = 10.4$	
	$\alpha = 0.77$		N_u (béton seul)	$= 5702.38$	(kN)

Béton:

$$\sigma (ELS) = 0.2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

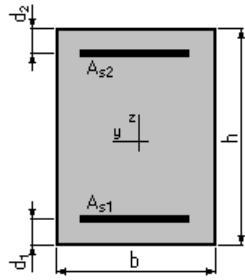
Section théorique	$A_s = 11.2$	(cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 11.2$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 200.0$	(cm ²)
théorique	$\rho = 0.42$	(%)
minimum	$\rho_{\min} = 0.28$	(%)
maximum	$\rho_{\max} = 5.00$	(%)

Ferrailage du mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:**Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500.0$ (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:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	174.96	0.00
Etat Limite de Service	130.98	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19.8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3.4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.66 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 174.96 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.34 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 27.2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.07 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 130.98 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 10.7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 26.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage horizontal de mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

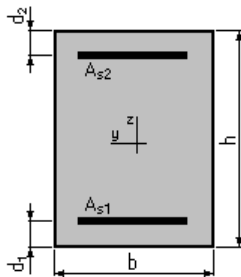
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (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:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	279.81	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22.6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 5.5$ (cm²)

théorique $\rho = 0.41$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 279.81$ (kN*m)

$M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 16.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 49.6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage vertical de mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

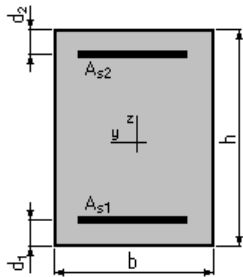
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (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:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	154.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5.5$ (cm²)

théorique $\rho = 0.22$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 154.00$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 12.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)