République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT SUR LA DEVIATION DE LA VILLE D'AZAZGA WILAYA DE TIZI-OUZOU

Présenté par :
BELGACEM NASSIM
CHENITI BILLEL

Encadré par :
Mme : SEDIK Rezika
Mr : BABAKHOUYA Youcef

Promotion 2020/2021

©ENSTP-FJ –Garidi –Vieux Kouba

Remerciement

Apres avoir rendu grâce à Dieu le tout puissant et le Miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la réduction de ce document.il s'agit plus particulièrement de :

Notre Co-encadreur monsieur **Babakhouya Youcef** ingénieur en travaux public, pour sa disponibilité, pour avoir su nous guider dans ce travail, sa rigueur scientifique et son sens d'écoute et d'échange.

Ainsi que notre encadreur madame **Achir Sedik Rezika** et tous ces collègues de travail à l'**E.N.G.O.A**.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Et également nos remerciements sont exprimés :
A tous les enseignants de l'**E.N.S.T.P** qui nous ont initié au Travaux Publics et dont nous sommes honoré d'avoir été leur étudiant, ainsi aux responsables de la bibliothèque, notre département **DMS** plus précisément à Mme **AMINA** et Mr **MUSTAPHA** ainsi que Mme **NIHADE** qui nous ont beaucoup facilité nos recherches.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de mon très cher ***père*** *Allah yarahmo qui a toujours une place dans mon cœur même s'il ne semble pas être avec moi.*

Ma très chère ***mère****, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.*

A mes braves frères : ***Mohamed****,* ***Sofiane*** *et sa petite famille.*

A ma chère ***sœur*** *ainsi que sa petite famille.*

A mon binôme et confrère : ***Cheniti Billel****.*

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

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

BELBACEM NASSIM

DEDICACES

{بِسْمِ اللَّـهِ الرَّحْمَـٰنِ الرَّحِيمِ}

Je dédie ce modeste travail

*Ma très chère **mère** et à mon **père** qui ont sacrifié leur vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Ceux qui ont toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A mes braves **frères**.*

*A mon binôme et confrère : **Belgacem Nassim**.*

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

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

CHENITI BILLEL

ملخص

الهدف من هدا المشروع هو تصميم ودراسة جسر مستقيم يملك انحدار6%من أجل تفادي مدينة عزازقة ولاية تيزي وزو

بدأنا عملنا بتقديم المشروع، بعدها، انتقلنا الى التصميم العام، الذي تطرقنا من خلاله الى اقتراح ثلاثة اختيارات مختلفة مع إعطائها المقاييس مبدئيا وذلك لاختيار التصميم المناسب من أجل دراسة معمقة للمشروع.
قمنا بإعطاء خصائص المواد المستعملة في الحساب، وتقييم مختلف الحمولات المطبقة على الجسر. بالإضافة، الى تقييم الجهود الخارجية العرضية والطولية، في الأخير قمنا بتصميم ودراسة البنيةٌ التحتية.
النمذجة كانت بالاستعانة بالبرنامج روبوت، ورسم الهياكل بالاستعانة ببرنامج أوتوكاد والتسليح بإستعمال برنامج روبو اكسبار 2010.

كلمات مفتاحية: عارضة، مسند، خرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة، تصميم، البنيةٌ التحتية.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont droit à une pente de 6% afin de dévier la ville d'AZAZGA wilaya de TIZI-OUZO.

Nous avons entamé notre travail par la présentation du projet, puis, on est passé à une conception générale, dans laquelle on a proposé trois variantes différentes qu'on a pré-dimensionnée pour choisir la variante la plus adéquate, et on a opté pour la première variante « **Pont a poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension** » pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux qui ont été utilisées dans le calcul, et on a évalué les différentes charges et les surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. Ensuite, on a abordé le chapitre du tablier dont lequel on a touché plusieurs aspects : l'évaluation des sollicitations longitudinales et transversales, la précontrainte et les équipements. Enfin, le dernier chapitre a été consacré à la conception et l'étude de l'infrastructure (Pile et culée).

La modélisation est faite à l'aide du logiciel Robot Structural, et les dessins des sections avec le logiciel Autocad et le ferraillage à l'aide de logiciel robot expert 2010.

Mots clés : poutre, appui, précontrainte, étude, conception, Infrastructure.

Abstract

The purpose of this work is the design and study of a straight bridge with a 6% slope in order to avoid the city of AZAZGA wilaya of TIZI-OUZOU.

We began our work with the presentation of the project, then we moved on to a general design, from which we proposed three different variants that were pre-sized to choose the most suitable variant, and we opted for the first variant "Prefabricated post-tensioned concrete girder bridge" for a detailed study. In addition, the characteristics of the materials used in the calculation were imposed, and the various loads and overloads applied to the structure were evaluated. Then, we discussed the chapter of the deck which has touched several aspects: the evaluation of longitudinal and transverse stresses, prestressing and equipment. Finally, the last chapter was devoted to the design and study of the infrastructure (Pile and abutment).

The modeling is done using the Robot Structural software, and the drawings of the sections with AutoCAD software's, and the reinforcement with robot expert 2010.

Key words: beam, support, prestressing, study, design, infrastructure.

LISTE DES ABREVIATIONS & SYMBOLES

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

CCP : charges complémentaire permanentes.

CP : charges permanentes.

E : Le module d'élasticité longitudinal

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

Ex : Force séismique longitudinale.

Ey : Force séismique transversale.

$\mathbf{f_{clim}}$: Contrainte de compression limite.

$\mathbf{f_{cmax}}$: Contrainte maximal de compression à ne pas dépasser.

Fpeg : Résistance limite élastique a garantie

Fprg : Résistance ultime a garantie.

G : module de cisaillement

HA : Haute adhérence.

K : la Raideur

MP : Masse des piles.

MT : Masse du tablier.

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

Sa : Le spectre de réponse élastique

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

VSC : Voussoir sur la culée

VSP : Voussoir sur pile.

$\mathbf{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible.

$\mathbf{\sigma_{bt}}$: Contrainte de traction admissible.

$\mathbf{\sigma_{inf}}$: Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

$\mathbf{\sigma_{p}}$: Contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis.

$\mathbf{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

Ɛ : coefficient de dilatation.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : PRISE EN COMPTE DE LA VARIABILITE SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE DANS LE RPOA

Figure I. 1 : Effet de passage d'onde 2
Figure I. 2 : Effet d'incohérence 3

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Figure II. 1 : Site de l'ouvrage via Google Earth 7
Figure II. 2 : Profil en long de l'ouvrage 8
Figure II. 3 : Profil en travers 9
Figure II. 4 : Vue Google Earth de la situation de l'ouvrage 10
Figure II. 5 : Carte de zone sismique de l'Algérie d'après RPOA 10

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint 12
Figure III. 2 : Conception longitudinale VARIANTE 01 13
Figure III. 3 : Notation des dimensions 14
Figure III. 4 : Les sections de la poutre VARIANTE 01 14
Figure III. 5 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 01 15
Figure III. 6 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 01 15
Figure III. 7 : Vue en plan VARIANTE 01 15
Figure III. 8 : Implantation des piles et culées VARIANTE 02 16
Figure III. 9 : Les dimensions de voussoir 17
Figure III. 10 : Profil en long VARIANTE 02 18
Figure III. 11 : Les dimensions des voussoir courant VARIANTE 02 18
Figure III. 12 : Vue en plan VARIANTE 02 18
Figure III. 14 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 02 19
Figure III. 13 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 02 19
Figure III. 15 : Implantation des piles et culés de la VARIANTE 03 20
Figure III. 16 : Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise. 20
Figure III. 17 : Variations de l'épaisseur des semelles des profilés PRS 21
Figure III. 18 : Section représentatif des paramètres géométriques 22
Figure III. 19 : Coupe transversale VARIANTE 03 23
Figure III. 20 : Vue en plan VARIANTE 03 23
Figure III. 21 : Coupe longitudinale VARIANTE 03 24
Figure III. 22 : Les dimensions des sections de la poutre métallique. 24

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure IV. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P 30
Figure IV. 2 : Demi-poutre 31
Figure IV. 3 : Détail de l'entretoise 31
Figure IV. 4 : Détail de la corniche et le trottoir 32
Figure IV. 5 : Système Bc 35

Figure IV. 6 : Système Br 36
Figure IV. 7 : Système Bt 36
Figure IV. 8 : Convoi Mc120 37
Figure IV. 9 : Convoi type D240 38
Figure IV. 10 : Charge Q uniformément répartie 40
Figure IV. 11 : Position de Bc à x=0 41
Figure IV. 12 : Disposition de système Bc 41
Figure IV. 13 : Position de Bt à x=0 42
Figure IV. 14 : Position de Bt à x=L/2 42
Figure IV. 15 : Position de Mc 120 à x=0 43
Figure IV. 16 : Position de Mc 120 à x=L/2 43
Figure IV. 17 : Position de D240 à x=0 43
Figure IV. 18 : Position de D240 à x=L/2 44

CHAPITRE V : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Figure V. 1 : Schéma représente La section équivalente de la poutre 46
Figure V. 2 : Position des poutres transversalement 49
Figure V. 3 : Les lignes d'influence du coefficient Kα 50
Figure V. 4 : Positionnement des charges 51
Figure V. 5 : Calcule de Kαmoy pour la poutre 1 52
Figure V. 6 : Les lignes d'influence du coefficient Ɛ'α 57
Figure V. 7 : Calcule de Ɛ'αmoy pour la poutre 1 59

CHAPITRE VI :MODELISATION DU TABLIER

Figure VI. 1 : Modèle du tablier en 3D 62
Figure VI. 2 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240) 63
Figure VI. 3 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240) 63
Figure VI. 4 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + D240) 63
Figure VI. 5 : Effort tranchant maximum à l'ELS (Combinaison G + D240) 64

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VII. 1 : Rayon de courbure 67
Figure VII. 2 : L'angle de déviation 68
Figure VII. 3: Caractéristiques des plaques d'ancrages 68
Figure VII. 4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte 69
Figure VII. 5 : Valeur de εr 73
Figure VII. 6 : Limitation des contraintes des sections en B.P 75
Figure VII. 7 : Ferraillage de la poutre à mi- travée 79
Figure VII. 8 : Flèche due au poids propre du poutre 80
Figure VII. 9 : La flèche due au poids du tablier G 80
Figure VII. 10 : Contre flèche due à la précontrainte 81
Figure VII. 11 : Flèche maximale à ELS 81

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'HOURDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure VIII. 1 : Modélisation de la dalle 82
Figure VIII. 2 : Moment maximum à l'ELS 83
Figure VIII. 3 : Moment maximum à l'ELU 83
Figure VIII. 4 : Ferraillage de la dalle (coupe longitudinales) 84
Figure VIII. 5 : Géométrique d'un appareil d'appui 84
Figure VIII. 6 : Les éléments de Joint de chaussée 88

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure X. 1 : Dimension de la pile la plus haute 96
Figure X. 2 : Modélisation du chevêtre 98
Figure X. 3 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies + 1.6 ST) 99
Figure X. 4 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies + 1.6 ST) 99
Figure X. 5 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + 1.2 A(l)2-Voies + ST) 99
Figure X. 6 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale) 101
Figure X. 7 : Modélisation de la pile 102
Figure X. 8 : $\boldsymbol{M_T}$ maximum sous E1 102
Figure X. 9 : $\boldsymbol{M_T}$ maximum sous E2 102
Figure X. 10 : $\boldsymbol{M}_{\mathrm{L}}$ maximum sous E1 103
Figure X. 11 : $\boldsymbol{M}_{\mathrm{L}}$ maximum sous E2 103
Figure X. 12 : Effort normale maximum sous E1 103
Figure X. 13 : Effort normale maximum sous E2 103
Figure X. 14 : Ferraillage de fût 105
Figure X. 15 : Plan de disposition des pieux sous la semelle 106
Figure X. 16 : Ferraillage de la semelle 108
Figure X. 17 : Ferraillage de pieu 109
Figure X. 18 : Dimensions de la culée 111
Figure X. 19 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS 117
Figure X. 20 : Ferraillage de la culée 118

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : PRISE EN COMPTE DE LA VARIABILITE SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE DANS LE RPOA

Tableau I. 1 : Valeurs de L_M et D_M 5
Tableau I. 2 : Déplacements différentiels selon le RPOA 6

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

Tableau III. 1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1 13
Tableau III. 2 : Récapitulation de découpage des voussoirs 16
Tableau III. 3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC 17
Tableau III. 4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA 21
Tableau III. 5 : Les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes. 22
Tableau III. 6 : Paramètres du pré dimensionnement des semelles et de l'âme 22
Tableau III. 7 : Avantages et inconvénients des 3 variantes. 25
Tableau III. 8 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes 26

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV. 1 : Les caractéristiques de béton 27
Tableau IV. 2 : Les caractéristiques des armatures passives 28
Tableau IV. 3 : Les caractéristiques des câbles de précontrainte 28
Tableau IV. 4 : Contraintes admissibles à la compression de béton 29
Tableau IV. 5 : Les modules de déformation longitudinale 29
Tableau IV. 6 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives 30
Tableau IV. 7 : Résultats de calcul des CP 32
Tableau IV. 8 : Résultats de calcul des CCP 32
Tableau IV. 9 : Poids total du tablier 33
Tableau IV. 10 : Le coefficient a1 34
Tableau IV. 11 : La valeur de v0 34
Tableau IV. 12 : Résultat de calcul de A(l) 34
Tableau IV. 13 : Coefficients bc 35
Tableau IV. 14 : Résultat de calcule de Bc 35
Tableau IV. 15 : Coefficients bt 37
Tableau IV. 16 : Résultat de calcule de Bt 37
Tableau IV. 17 : Résultat de calcule de coefficient de majoration dynamique 38
Tableau IV. 18 : Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l) 39
Tableau IV. 19 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous La charge permanente 40
Tableau IV. 20 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous la charge de système A(l) 40
Tableau IV. 21 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous surcharge sur trottoir ST 41
Tableau IV. 22 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bc 42
Tableau IV. 23 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bt 43
Tableau VI. 24 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Mc120 43
Tableau IV. 25 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants max 44

CHAPITRE V : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau V. 1 : Le calcul de paramètre d'entretoisement θ 45
Tableau V. 2 : Le calcul de paramètre de torsion α 46
Tableau V. 3 : Tableau de K pour θ = 0.50 et α=0 47
Tableau V. 4 : Tableau de K pour θ = 0.55 et α=0 47
Tableau V. 5 : Tableau de K pour θ=0.523 et α=0 48
Tableau V. 6 : Tableau de K pour θ = 0.523 et α=1 48
Tableau V. 7 : Tableau de K pour θ=0.523 et α=0.219 49
Tableau V. 8 : Valeurs du coefficient de répartition Kα relatives aux positions réelles des poutres 49
Tableau V. 9 : Tableau des moments réels pour les différentes positions des poutres 53
Tableau V. 10 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en (KN.m) 54
Tableau V. 11 : Valeurs de coefficient Ɛ'0 pour θ = 0.523 56
Tableau V. 12 : Valeurs de coefficient Ɛ'1 pour θ = 0.523 56
Tableau V. 13 : Valeurs du coefficient de répartition Ɛ'α pour θ = 0.523 et α=0.2778 56
Tableau V. 14 : Valeurs du coefficient de répartition Ɛ'α relatives aux positions réelles des poutres .. 57
Tableau V. 15 : Tableau des efforts tranchants réels sur appui pour les différentes positions des poutres 60
Tableau V. 16 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en (KN) 61

CHAPITRE VI :MODELISATION DU TABLIER

Tableau VI. 1 : Comparaison entre les valeurs analytiques et numériques 64

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII. 1 : Les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle) et résultats de logiciel 65
Tableau VII. 2 : Résultats de pré-vérification des contraintes 67
Tableau VII. 3 : Position des câbles 69
Tableau VII. 4 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage 70
Tableau VII. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres 70
Tableau VII. 6 : Valeurs des coefficients f et φ 71
Tableau VII. 6 : valeurs des coefficients f et φ 71
Figure VII. 5 : Valeur de εrTableau VII. 6 : Valeurs des coefficients f et φ 71
Tableau VII. 6 : valeurs des coefficients f et φ 71
Tableau VII. 7 : Les résultats de calcule des pertes due au frottement 71
Tableau VII. 8 : Les résultats de calcul des pertes par recul de l'ancrage 72
Tableau VII. 9 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton 72
Tableau VII. 10 : Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton 73
Tableau VII. 11 : Caractéristiques nettes des sections de vérification 74
Tableau VII. 12 : Caractéristiques de chaque phase de vérification 75
Tableau VII. 13 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase 76
Tableau VII. 14 : Les résultats de calcul σx et τ1 77
Tableau VII. 15 : Vérification des contraintes tangentielles 77
Tableau VII. 16 : Résultat de calcul βu 78

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'HOURDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VIII. 1 : Ferraillage transversal de la dalle 83

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

Tableau IX. 1 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques des appuis 91
Tableau IX. 2 : Répartition des efforts sismiques longitudinaux sur chaque appui 92
Tableau IX. 3 : Répartition des efforts sismiques transversales sur chaque appui 93
Tableau IX. 4 : Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison 94

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau X. 1 : Positionnement et hauteur des piles 95
Tableau X. 2 : Efforts verticaux sollicitant la pile 96
Tableau X. 3 : Efforts horizontaux sollicitant la pile 97
Tableau X. 4 : Les moments sollicitant la pile 98
Tableau X. 5 : Ferraillage du chevêtre à la flexion 100
Tableau X. 6 : Evaluation des efforts agissant sur un seul fût 101
Tableau X. 7 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fût 104
Tableau X. 8 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max 104
Tableau X. 9 : Ferraillage de fût 104
Tableau X. 10 : Evaluation des efforts agissant sur la semelle 105
Tableau X. 11 : Effort revenant à chaque pieux 107
Tableau X. 12 : Calcul la section d'acier 107
Tableau X. 13 : les paramètres de WARNER 109
Tableau X. 14 : Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée 110
Tableau X. 15 : Effort dû aux charges permanentes 112
Tableau X. 16 : Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais 112
Tableau X. 17 : Evaluation des efforts agissant sur Le mur frontal 113
Tableau X. 18 : Sollicitations de mur frontal sous la combinaison max 114
Tableau X. 19 : Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition 114
Tableau X. 20 : Combinaison des efforts 114
Tableau X. 21 : Calcul de moment des poussées des terres 115
Tableau X. 22 : Les valeurs de Mp/K 116

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE : PRISE EN COMPTE DE LA VARIABILITE SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE DANS LE RPOA

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. HISTORIQUE 2
I.3. PHENOMENE RESPONSABLE DE SVGM(Spatial Variability of Ground Motion) 2
I.1.1. Effet de passage d'onde 2
I.1.2. Effet d'incohérence 3
I.1.3. Effet d'atténuation 3
I.1.4. Effet de site 3
I.4. PRISE EN COMPTE DE LA SVGM DANS LA REGLEMENTATION PARASISMIQUE DES PONTS 3
I.5. METHODE DU RPOA POUR CALCULER LES DEPLACEMENTS DIFFERENTIELS 4
I.6. APPLICATION POUR NOTRE OUVRAGE 5
I.6.1. Interprétations des résultats 6
I.7. CONCLUSION 6

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION 7
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 7
II.2.1. Données relatives á l'ouvrage 8
II.2.2. Données fonctionnelles 8
II.2.3. Données naturelles 9
II.3. CONCLUSION 11

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION 12
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 12
III.2.1. VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTE POST TENSION 12
III.2.1. VARIANTE 02 : PONT CAISSON A HAUTEUR VARIABLE 16
III.2.2. VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRE 20
III.3. ANALYSE MULTICRITERE 25
III.4. CONCLUSION 26

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION 27
IV.2. HYPOTHESES DE CALCUL 27
IV.2.1. Les règlements 27
IV.2.2. Caractéristiques de matériaux 27
IV.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES 30
IV.3.1. Les actions appliquées sur l'ouvrage 30
IV.3.2. Évaluation des charges et surcharges 31
IV.3.3. Évaluation des surcharges 33
IV.4. Evaluations des efforts longitudinaux 39
IV.4.1. Sous charge Q uniformément répartie 39
IV.4.2. Sous la charge de système Bc 41
IV.4.3. Sous la charge de système Bt 42
IV.4.4. Sous la charge de système Mc120 43
IV.4.5. Sous la charge de système D240 43
IV.5. CONCLUSION 44

CHAPITRE V : LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

V.1. INTRODUCTION 45
V.2. REPARTITION TRANSVERSSALE DES EFFORTS (SELON LA METHODE GUYON-MASSONNET) 45
V.2.1. Détermination des paramètres de calcul 45
V.2.2. Répartition transversale des moments fléchissant 47
V.2.3. Répartition transversale des efforts tranchants 55
V.3. CONCLUSION 61

CHAPITRE VI :MODELISATION DU TABLIER

VI.1. INTRODUCTION 62
VI.2. LES ETAPES DE MODELISATION 62
VI.3. RESULTATS 62
VI.4. COMPARAISON ENTRE LES VALEURS ANALYTIQUES ET NUMERIQUES 64
VI.5. CONCLUSION 64

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION 65
VII.2. DETERMINATION DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE 65
VII.3. DETERMINATION NOMBRE DE CABLE 66
VII.4. PRE- VERIFICATION DES CONTRAINTES 66
VII.5. TRACE DU CABLE 67
VII.5.1. Rayon de courbure 67
VII.5.2. L'angle de déviation β 68
VII.5.3. Caractéristiques des plaques d'ancrages 68
VII.5.4. Position des câbles 68
VII.5.5. L'angle de relevage α 69
VII.5.6. Résultats 70
VII.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 70
VII.6.1. Les pertes instantanées 71
VII.6.2. Les pertes différées 73
VII.7. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS 74
VII.7.1. Les Caractéristiques des sections de vérification 74
VII.7.2. Effort de précontrainte 74
VII.7.3. Vérification des contraintes normales 75
VII.7.4. Vérification des contraintes tangentielles 77
VII.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU 78
VII.9. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE 78
VII.9.1. Armatures passives des zones tendues 78
VII.9.2. Armatures de peau 79
VII.9.3. Cadres de talon 79
VII.9.4. Armatures supérieures de la table de compression 79
VII.10. VERIFICATION DE LA FLECHE 80
VII.10.1. La flèche admissible 80
VII.10.2. Flèche due au poids propre du poutre 80
VII.10.3. Flèche due au poids du tablier G 80
VII.10.4. Contre flèche due à la précontrainte 80
VII.10.5. Flèche maximale à ELS 81
VII.10.6. Flèche due à la Construction 81
VII.10.7. La flèche totale 81
VII.11. CONCLUSION 81

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'HOURDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1. INTRODUCTION 82
VIII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS 82
VIII.2.1. La modélisation de la dalle 82
VIII.2.2. Les résultats 82
VIII.2.3. Ferraillage de la dalle 83
VIII.3. EQUIPEMENT DU PONT 84
VIII.3.1. L'appareil d'appui 84
VIII.3.2. Joint de chaussée 88
VIII.3.3. Les corniches 89
VIII.3.4. Les garde-corps 89
VIII.3.5. Les glissières de sécurité 89
VIII.4. CONCLUSION 89

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

IX.1. INTRODUCTION 90
IX.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE 90
IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE 90
IX.4. SEISME LONGITUDINAL 91
IX.4.1. Détermination de la masse du système 91
IX.4.2. Détermination de la raideur du système 91
IX.4.3. Période longitudinale du système 91
IX.4.4. Spectre de réponse élastique 92
IX.4.5. Effort longitudinal globale 92
IX.4.6. Evaluation des déplacements 92
IX.4.7. Répartitions des efforts sismiques 92
IX.5. SEISME TRANSVERSAL 92
IX.6. SEISME VERTICAL 93
IX.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE 93
IX.8. CONCLUSION 94

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1. INTRODUCTION 95
X.2. ETUDE DE LA PILE 95
X.2.1. Conception de la pile 95
X.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 96
X.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile 96

X.2.4. Etude des éléments de la pile 98
X.3. ETUDE DE LA CULEE 110
X.3.1. Choix de type de culée 110
X.3.1. Pré dimensionnement de la culée 110
X.3.2. Evaluation des efforts dus aux poussées 111
X.3.3. Evaluation des efforts statiques agissant sur la culée 111
X.3.4. Etude des éléments de la culée 113
X.4. CONCLUSION 118

CONCLUSION GENERALE 119
BIBLIOGRAPHIE
ANNEXE A
ANNEXE B

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENRALE

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,..), artificiel (barrages,…) ou une autre voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont requiert à notre sens beaucoup d'attention en raison de son caractère esthétique, socioéconomique et même stratégique.

Le concepteur doit pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à son propre expérience.

La Conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service aux usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

Dans le cadre de nos études, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude par "**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT PK 29+935 SUR RN12 EVITEMENT DE LA VILLE D'AZAZGA**".

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude suivantes :

Le premier chapitre consiste à faire une recherche bibliographie sur la prise en compte de la variabilité spatiale du mouvement sismique dans le RPOA, les deux chapitres suivants sont consacrés à la présentation de projet et la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière détaillée dans les sept chapitres ultérieurs.

CHAPITRE I

PRISE EN COMPTE DE LA VARIABILITE SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE DANS LE RPOA

I.1. INTRODUCTION

Dans les méthodes classiques de calcul dynamique des structures, il est souvent considéré que l'ouvrage est excité par un chargement sismique uniforme. Cependant, pour les structures étendues telles que les ponts, les barrages, les pipelines, etc.…, cette hypothèse n'est plus valide, d'autant que les observations des enregistrements sismiques font apparaître une variabilité spatiale du mouvement sismique (En anglais : **Spatial Variability of Ground Motion : SVGM**).
Par conséquent, une analyse sismique rigoureuse de ce type de structures devrait considérer l'effet de la SVGM. Cet effet est le résultat d'un processus complexe de propagation des ondes sismiques à travers un massif de sol à caractéristiques fortement hétérogènes.

I.2. HISTORIQUE

Les travaux pionniers étudiant l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique des structures étendues datent des **années 60** où nous citons notamment l'étude menée par **Bogdanoff et al. (1965).** Plus tard, à partir de la fin des **années 70**, plusieurs réseaux d'accélérographes denses ont été installés à travers le monde pour l'enregistrement des mouvements sismiques variables dans l'espace, ces réseaux ont fourni une plate-forme importante pour l'étude et la compréhension de la SVGM. Ainsi, la recherche dans ce domaine s'est étendue au développement de plusieurs modèles décrivant la SVGM en se basant sur des approches empiriques ou semi-empiriques tels que les modèles de : **Harichandran** et **Vanmarcke (1986)** et de **Luco et Wong (1986)**, et à partir des **années 90**, de nombreuse recherche ont était effectuée jusqu'à ce jour.

I.3. PHENOMENE RESPONSABLE DE SVGM (Spatial Variability of Ground Motion)

La SVGM est due principalement à la nature complexe de propagation des ondes sismiques à travers un massif de sol à caractéristiques géométriques et mécaniques hétérogènes. Il a été reconnu que quatre effets distincts sont à l'origine de la SVGM. Il s'agit :

I.1.1. Effet de passage d'onde

C'est la différence dans le temps d'arrivée des ondes sismiques aux différentes points d'appui, qui est dû au décalage temporel du temps d'arrivée d'un même signal sismique aux différentes stations d'enregistrement du fait de la vitesse de propagation des ondes sismiques.

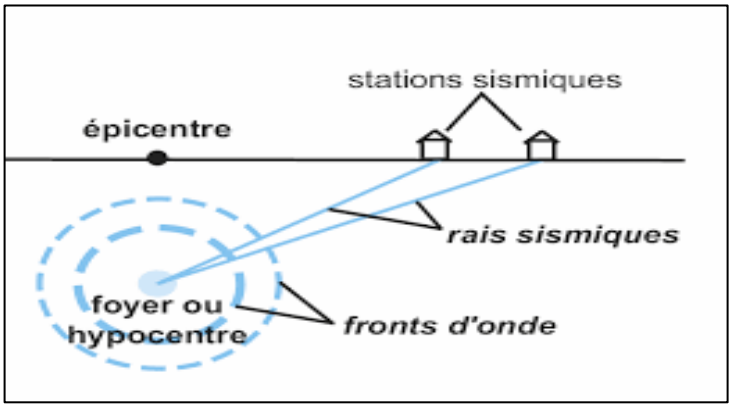


Figure I. 1 : Effet de passage d'onde

I.1.2. Effet d'incohérence

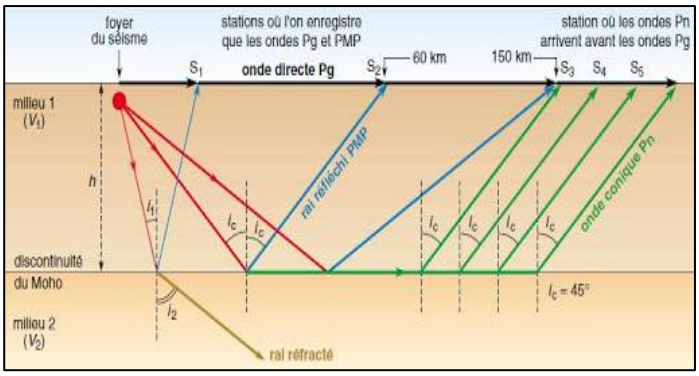


Figure I. 2 : Effet d'incohérence

La perte de cohérence du mouvement due aux réflexions et réfraction des ondes dans le milieu hétérogène du sol, aussi bien qu'à la différence dans la manière de superposition des ondes arrivant depuis une source étendue jusqu'aux différentes point d'appui), qui résulte des différences aléatoires dans les amplitudes et les phases des ondes sismiques dues aux réfractions et réflexions multiples qui se produisent durant leurs propagations le long de leurs trajets du foyer au site considéré.

I.1.3. Effet d'atténuation

Il correspond à la dissipation en amplitude des ondes en fonction de la distance par amortissements géométrique et matériel, dû à la diminution graduelle de l'amplitude du signal avec la distance. Cet effet est sans incidence sur les structures car son impact ne prend effet que sur des grandes distances.

I.1.4. Effet de site

Dû à la variation spatiale des caractéristiques locales du profil de sol qui affectent l'amplitude et le contenu fréquentiel de l'onde sismique.
Contrairement aux trois premiers phénomènes qui exhibent leurs effets structurels avec l'augmentation des dimensions de la structure (distance entre les appuis……), les effets de site peuvent être importants même a de faible distance.

I.4. PRISE EN COMPTE DE LA SVGM DANS LA REGLEMENTATION PARASISMIQUE DES PONTS

Malgré le nombre considérable des études accomplies au cours de ces dernières décennies pour quantifier l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique des ponts et l'intérêt majeur et pratique de cet axe de recherche, le caractère multi - paramétrique et la complexité du problème n'ont pas encore permis l'élaboration des critères de conception spécifiques dans la plupart des codes modernes.

La plupart des codes modernes traitent le problème indirectement et uniquement sur la base des dispositions sur la longueur des repos d'appuis tels que les codes Américains et Japonais (**AASHTO** : American Association of State Highway and Transportation Officials, 1996 ; **ATC** : Applied Technology Council, 1996 ; et Japan Road Association, 2002 cités par Sextos et Kappos, 2009),ainsi que l'Eurocode8(propose pour la première fois une démarche simplifiée de dimensionnement des ponts sous l'effet de la SVGM).

Le premier code parasismique algérien des ouvrages d'arts, récemment édité, RPOA, propose aussi une approche équivalente permettant d'inclure l'effet de la SVGM dans le calcul dynamique des ponts.

I.5. METHODE DU RPOA POUR CALCULER LES DEPLACEMENTS DIFFERENTIELS

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

- Une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace ;
- Un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace. Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Dans ce règlement il est clairement indiqué que l'action sismique à prendre en compte dans les calculs des ponts est composée d'un mouvement uniforme et d'un déplacement différentiel entre les points liés au sol, dans chacune des trois directions de l'espace.
Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et les caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Selon le RPOA, l'effet de la SVGM est généralement négligeable pour les ouvrages courants.
Toutefois son effet doit être examiné lorsqu'une des conditions suivantes est vérifiée :

- Le pont franchit une faille active.
- Les appuis sont fondés sur des sols très différents.
- La longueur du pont est très importante.

Dans la méthode simplifiée du RPOA les déplacements différentiels sont pris en compte d'une façon statique. Il est recommandé d'effectuer en premier lieu une étude dynamique de la structure sous mouvement sismique uniforme en utilisant une analyse spectrale monomodale ou multimodale.
La deuxième étape consiste à réaliser une analyse pseudo-statique de la structure basée sur un modèle des déplacements différentiels imposés aux appuis du pont. Enfin, les deux résultats sont combinés.

Sur un site sans discontinuité mécanique accusée, le déplacement différentiel maximal d entre deux points j et k distants de $\boldsymbol{d_{jk}}$, en fonction du coefficient d'accélération de zone A, est égal à :

$$\begin{cases} d = \eta \, \mathrm{Ag} \, d_{jk} & \text{pour : } d_{jk} < \mathrm{L_M} \\ d = \mathrm{Ag} \, \mathrm{D_M} \sqrt{2} & \text{pour : } d_{jk} \geq \mathrm{L_M} \end{cases}$$

Avec : $\eta = \frac{\mathrm{D_M}}{\mathrm{L_M}} \sqrt{2}$, $d_{jk} = X_k - X_j$

Où :

A est le coefficient d'accélération .

g est l'accélération de la pesanteur .

$\mathrm{L_M}$ est la distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considères comme indépendants.

D_M est le déplacement absolu horizontal ; il est donné pour une accélération unité ($1m/s^2$).

Tableau I. 1 : Valeurs de L_M et D_M

Type de sol	S1	S2	S3	S4
$V_s\ (m/s)$	≥ 800	$400-800$	$200-400$	≤ 200
$L_M\ (m)$	600	500	400	300
$D_M\ (m)$	0.03	0.05	0.07	0.09

Dans le cas où les deux points appartiennent au même type de site, mais sont situés de part et d'autre d'une discontinuité topographique accusée (vallée), en l'absence d'une démarche appropriée définie, la valeur de ***d*** : est à majorer de 50%.
Dans le cas où les deux points sont situés de part et d'autre d'une discontinuité mécanique (faille), le déplacement différentiel ***d*** est calculé par la relation :

$$d = \mathrm{Ag}\sqrt{D_{M,1}^2 + D_{M,2}^2}$$

Où $D_{M,1}^2$ et $D_{M,2}^2$ sont respectivement les déplacements absolus des deux points.

I.6. APPLICATION POUR NOTRE OUVRAGE

Calculer les déplacements différentiels :
On a :

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).

➔ Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2**

- Le sol est de catégorie **S3** (site meuble) ➔ L_M = 400 m, D_M = 0.07 m.

$$\eta = \frac{D_M}{L_M}\sqrt{2} = \frac{0.07}{400} \times \sqrt{2} = 2.475\times10^{-4}$$

La longueur totale de l'ouvrage L=287.88 m.
➔ Quel que soit la position d'appui X on a $d_{jk} < L_M$ ➔ $d = \eta\ \mathrm{Ag}\ d_{jk}$
d_{jk} entre la culée C01et les autre appuis = X_{appui}-X_{c01}= X_{appui} (la Position d'appui).

Tableau I. 2 : Déplacements différentiels selon le RPOA

Appuis	Position X(m)	$d = \eta$ Ag d_{jk} *(cm)*
C01	0	**0**
P01	35.53	**1.725**
P02	71.67	**3.480**
P03	107.80	**5.235**
P04	143.94	**6.990**
P05	180.07	**8.744**
P06	216.21	**10.499**
P07	252.37	**12.255**
C02	287.88	**13.979**

I.6.1. Interprétations des résultats

- On ne peut pas négliger les déplacements différentiels car elle a des grandes valeurs.
- Le déplacement différentiel augmente avec la distance.
- La méthode proposée par le RPOA est simple et peut être facilement utilisée par les praticiens.
- La méthode proposée par le RPOA ne prend pas en compte tous les effets qui sont à l'origine de la SVGM (prise en compte un seul paramètre : la distance entre les appuis).

I.7. CONCLUSION

La construction parasismique reste jusqu'à l'heure actuelle le moyen de prévention le plus sûr face au risque sismique. Ceci exige essentiellement une meilleure quantification du mouvement sismique. Un paramètre important de ce chargement est sa variabilité.

Il est d'une importance capitale de prendre en charge cette variabilité dans le dimensionnement surtout des ouvrages étendus, tels que les ponts

Le RPOA propose des dispositions règlementaires détaillées pour le calcul sismique sous chargement différentiel.

La méthode proposée par le RPOA est simple et peut être facilement utilisée par les praticiens, mais les résultats obtenus montrent que la méthode simplifiée du RPOA ne donne pas des résultats satisfaisants car ne prend pas en compte tous les effets qui sont à l'origine de la SVGM.

CHAPITRE II

PRESENTAION DE PROJET

II. PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION

Les ouvrages d'art et en particulier les ponts, ont montré leurs utilité et efficacité en tant que structure qui offre souvent la solution technique pour l'ingénieur, permettant de répondre au problème lié à la nature du site c'est a dire franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation, cette utilité se traduit sur terrain par l'usage courant et prépondérant de ce type d'ouvrage particulièrement en ALGERIE.

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

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un ouvrage d'art, permettant le franchissement d'une pente très accidenté par la **RN 12** qui a pour but de dévier la ville d'**AZAZGA** wilaya de **TIZI-OUZOU** sur une longueur d'environ de 290 ml comprise entre le PK 29+935 au PK30+223.



Figure II. 1 : Site de l'ouvrage via Google Earth

II.2.1. Données relatives á l'ouvrage

La conception d'un pont est conditionnée par deux types de données et de contraintes :

- Contraintes ou **données naturelles** qu'il est nécessaire de respecter et qu'il n'est pas possible de modifier. (Données géotechnique, topographique, géologique, sismique…).
- Contraintes ou **données fonctionnelles** fixées par le maître d'ouvrage. (Trace en plan, profil en long…..).

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

II.2.2. Données fonctionnelles

Notre pont est un ouvrage droit, franchit une pente très accidentée sur une longueur totale d'environs 290ml et il a une déclivité longitudinale de **6%.** Il est conçu afin d'éviter les grands remblais exigés par la ligne rouge à cause du terrain vallonné de cette région

II.2.2.1. Trace en plan

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

Ce projet s'agit de réaliser deux ponts jumeaux d'une longueur totale de **290** m et **20.1** m de largeur.

II.2.2.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Le présent ouvrage présente une pente de **6%**, en partant de l'altitude 450.87 m à l'altitude 461.6 m, le pont franchit un terrain accidente, Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.

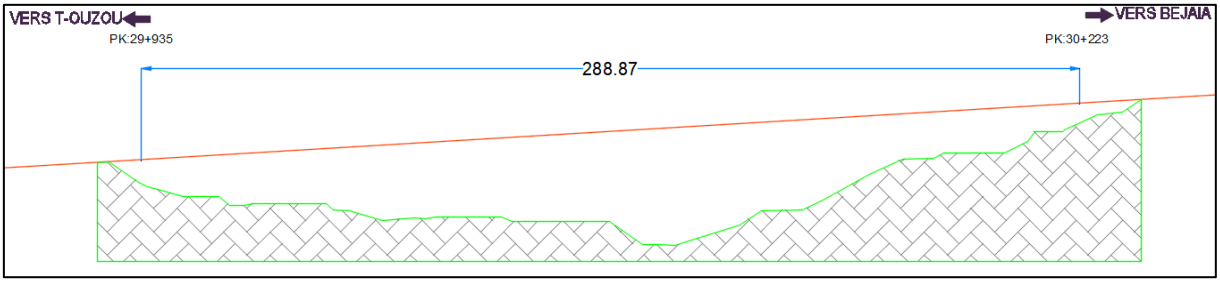


Figure II. 2 : Profil en long de l'ouvrage

II.2.2.3. Profil en travers

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Pour notre cas l'ouvrage est constitué de deux chaussées comportent les caractéristiques suivantes :

- Largeur roulable totale : L_r = 8.10 m.
- Nombre de voies de circulations : N= 2 voies par côté.
- Dévers : 2.5 %.

- Deux trottoirs de largeur totale 2 m.

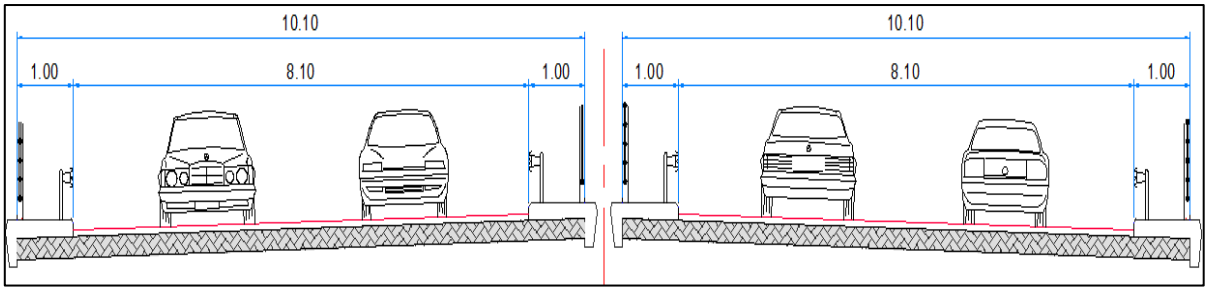


Figure II. 3 : Profil en travers

II.2.3. Données naturelles

II.2.3.1. Données géotechniques

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Les investigations menées consistent en **02** sondages carottées de **50m** de profondeur chacun, implantes par le topographe de l'entreprise, aux endroits de **PK 30+046** et le **PK 30+146.**

Les cordonnées des 02 sondages carottés réalises sont :

SC1 : X = 649 933.322 m et Y = 385 371.762 m
SC2 : X = 650 033.322 m et Y = 385 786.969 m

Les sondages carottés réalisés montrent que les sols sont hétérogènes aussi bien latéralement que verticalement. Les sols ne deviennent homogènes qu'au-delà de **26 m** de profondeur pour le **SC2** et **34 m** pour le **SC1** ou les sols sont des argiles indurées. Au-dessus de ces niveaux, les facies rencontrés sont des alternances de bancs ou lits de grès durs mais fracturés et d'argiles indurées à rares passages d'argiles tendres.

Pour finir, l'étude géotechnique a révélé que le sol de surface est d'une portance insuffisante d'où la recommandation des pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

II.2.3.2. Données topographiques

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages…etc.

Selon l'analyse du levé topographique, notre ouvrage permet le franchissement d'une brèche moyennement prononcée d'un terrain accidenté d'une portée d'environs 290 m.

II.2.3.3. Données sismologiques

Un séisme impose aux fondations d'une construction une succession de déplacements rapides. Ses effets sont réglementairement considérés comme identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Notre ouvrage se situe dans la willaya de **TIZI-OUZOU** elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPOA) en **Zone II** a sismicité moyenne.

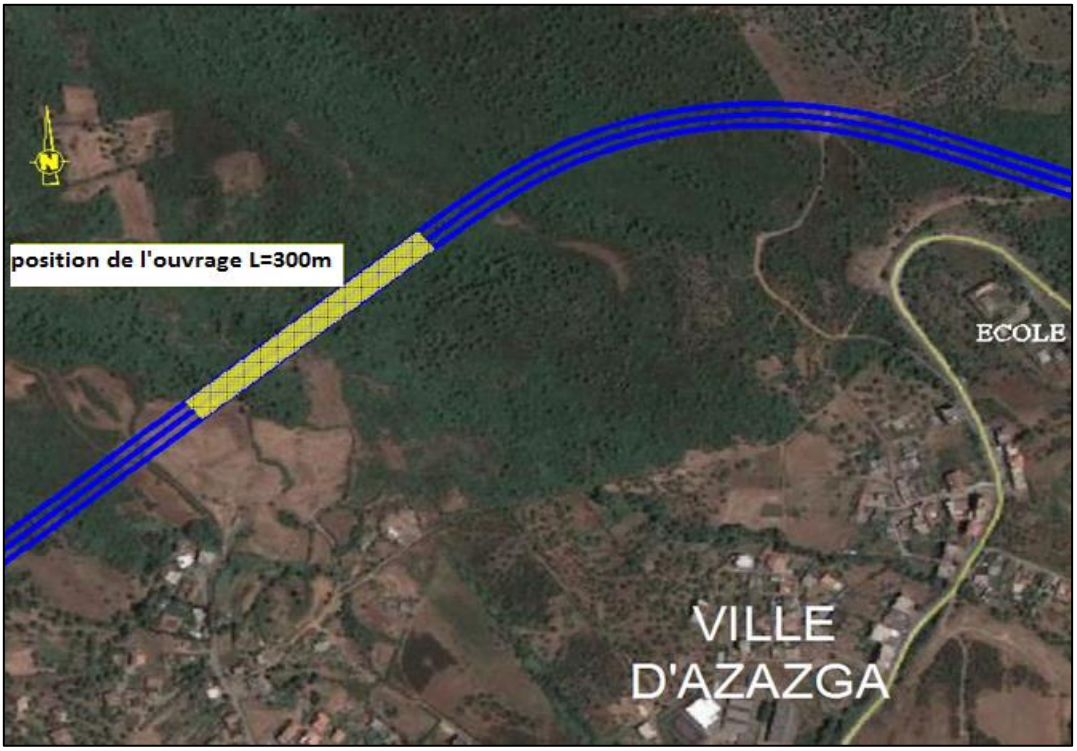


Figure II. 4 : Vue Google Earth de la situation de l'ouvrage

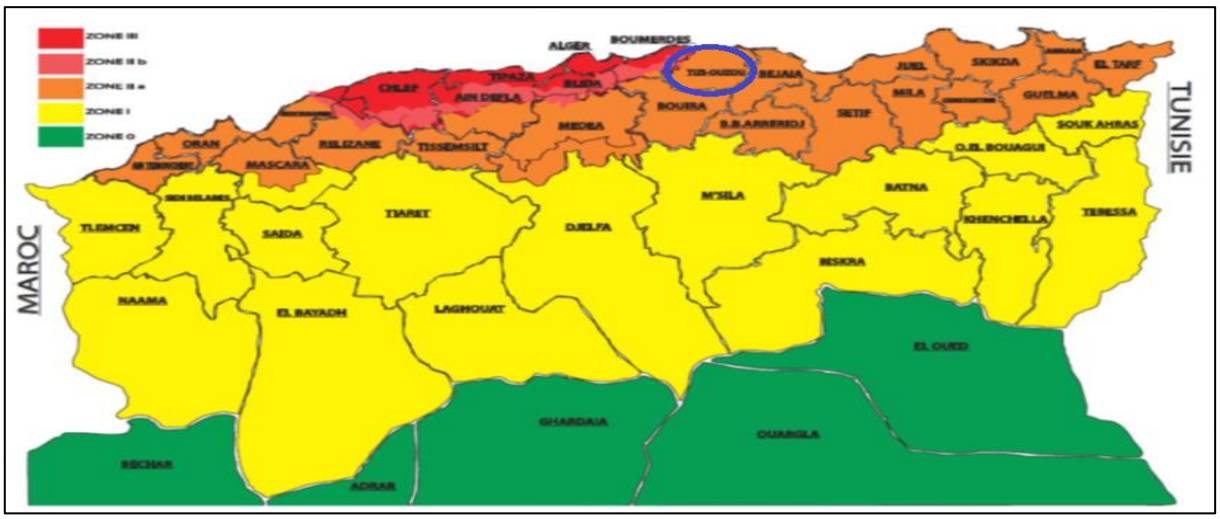


Figure II. 5 : Carte de zone sismique de l'Algérie d'après RPOA

II.2.3.4. Données climatiques

- *Actions du vent :*

Selon le RCPR, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité varie entre :

- 2.00 KN/m² pour les ouvrages en services.
- 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de réalisation.

Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

- *Actions thermiques*

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR, en Algérie du nord (climat tempéré) entre +35°C et -15°C.

II.3. CONCLUSION

Apres avoir rassemblé toutes les données nécessaires, on peut passer à l'étape suivante de conception, où on peut définir des solutions compatibles avec les contraintes du projet.

CHAPITRE III

CONCEPTION GENERALE

III. CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION

La conception de l'ouvrage représente la partie essentielle lors de l'élaboration d'un projet pont, elle définit les caractéristiques principales de la structure porteuse du pont.

Le choix d'un type d'ouvrage appuie essentiellement sur une vue technique et économique dont l'ouvrage choisis doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleurs et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. En respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Dans ce présent chapitre on va voir qu'elles sont les bases de la conception pour l'élaboration d'un projet de pont et comment dégagé une variante.

III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1. VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTE POST TENSION

Il existe deux types, pont à poutres précontrainte par post-tension (VIPP) et pont à poutres précontrainte par pré-tension (PRAD). Dans notre cas, on choisit 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.

Les poutres sont les plus souvent parallèle et équidistante, elles comportent une large table de compression formant la membrure supérieure et de talon, relies entre ces deux derniers par l'âme de faible épaisseur, et la portée peut attendre jusqu'à 50 mètres.

Tous les calculs de cette variante sont menés à partir des documents SETRA : guide de conception VIPP.

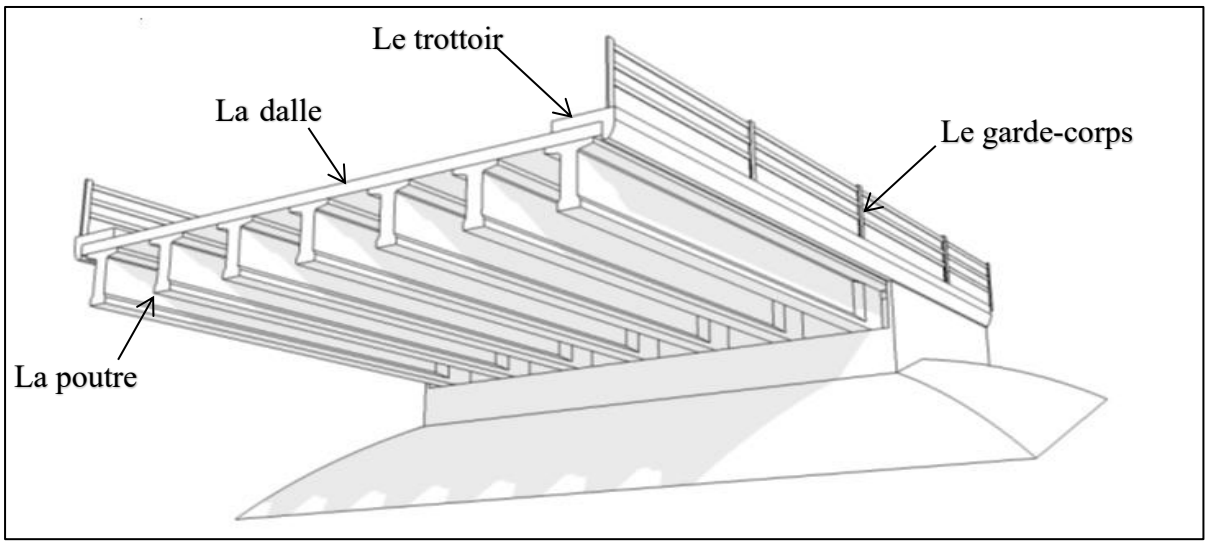


Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

III.2.1.1. Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on essaie d'éviter le point le plus bas du sol, et d'économiser les hauteurs des piles adjacentes. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 289 m, avec un joint entre les poutres de 20 cm.

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 25 et 50m. Donc on propose une variante de 8 travées égales de 36.13 m de longueur. D'où une poutre de 36 m de longueur et une portée L = 35 m.

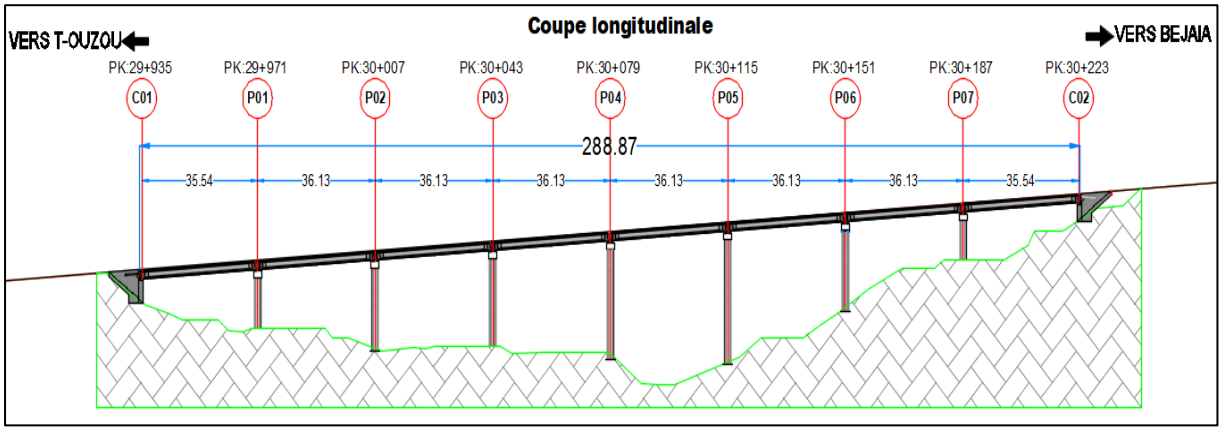


Figure III. 2 : Conception longitudinale VARIANTE 01

III.2.1.1. La conception de section transversale

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

Tableau III. 1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1

Elément	Ratio usuel	Valeur retenu
L'entraxe entre les poutres	$0.9\ m \leq d \leq 1.5\ m$	$d = 1.5\ m$
Nombre des poutres	$N = (L_a / d) + 1$ $N = (9 / 1.5) + 1$	N = 7 poutres
La hauteur de la poutre	$L/20 \leq h_t \leq L/16$	$h_t = 1.8\ m$
La largeur de la table	Pour éviter le risque de déversement ($b \geq 1.05$)	$b = 1.1\ m$
L'épaisseur de la table	$12\ cm \leq e_t \leq 15\ cm$	$e_t = 15\ cm$
La largeur de talon	$0.6\ m \leq b_{talon} \leq 0.9\ m$	$b_{talon} = 0.6\ m$
L'épaisseur de l'âme	Mi- travée : $E_a \geq 14+\phi$ (cm) avec : $\phi = 8\ cm$	$E_a = 25\ cm.$
	Section d'about	$E_a = 60\ cm.$
L'épaisseur de talon	$10cm \leq e_{talon} \leq 20cm$	$e_{talon} = 20\ cm$
Epaisseur de l'hourdis	$20cm \leq e_{hourdis} \leq 30cm$	$e_{hourdis} = 25\ cm$

➢ *Les goussets :*

Ces angles sont disposés pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier, les Câbles précontraints et

La table de compression :

$1/10 \leq \alpha_1 \leq 1/15$ ➔ $\alpha_1 = 1/10$

La variation de l'épaisseur est majorée en 5 cm.

α_2 : est sensiblement égale à 45°.

La variation de l'épaisseur est majorée environ de 15 cm.

Le talon :

L'angle α_3 est égal à 45°.

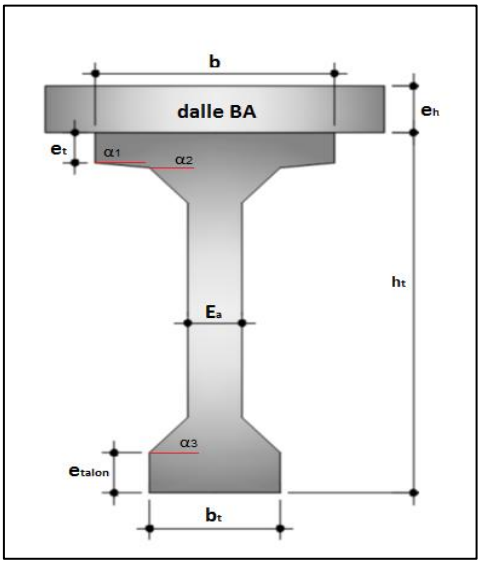


Figure III. 3 : Notation des dimensions

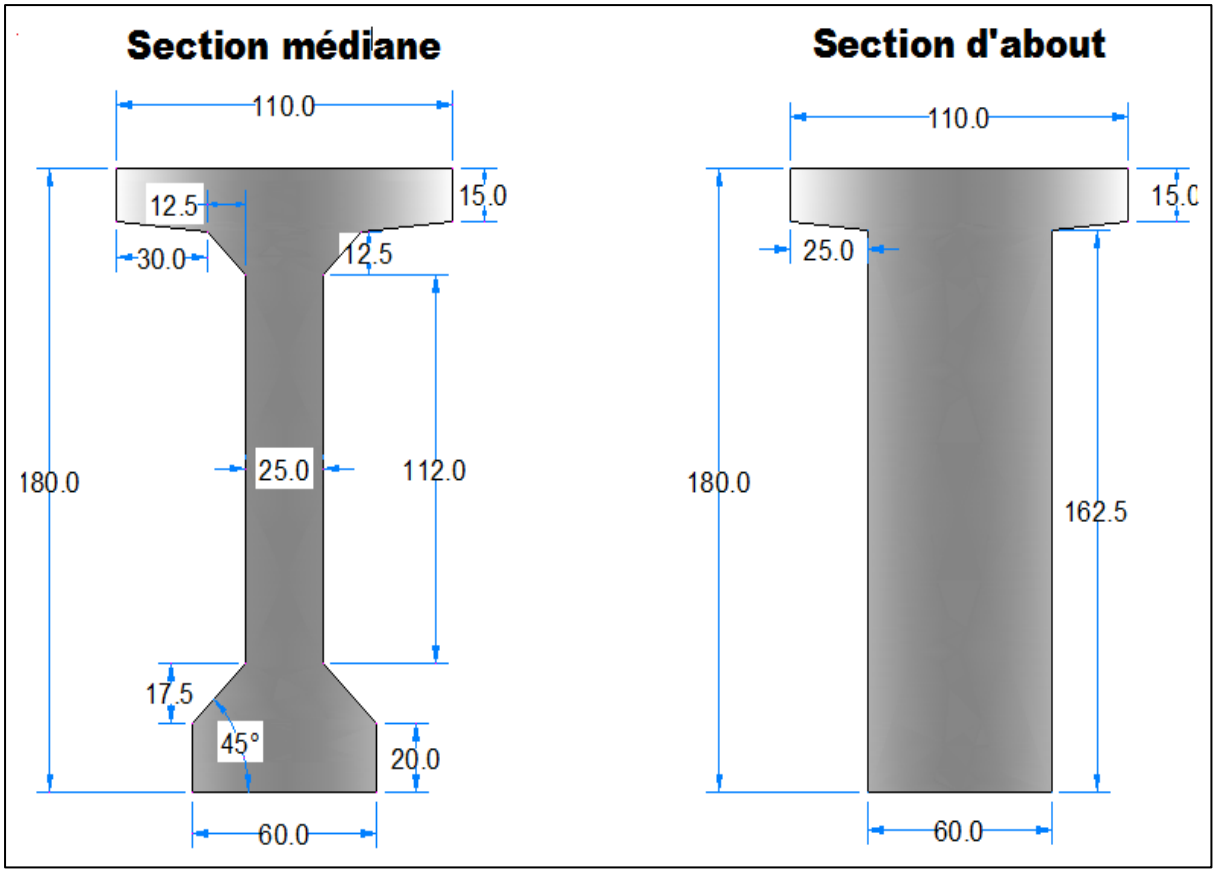


Figure III. 4 : Les sections de la poutre VARIANTE 01

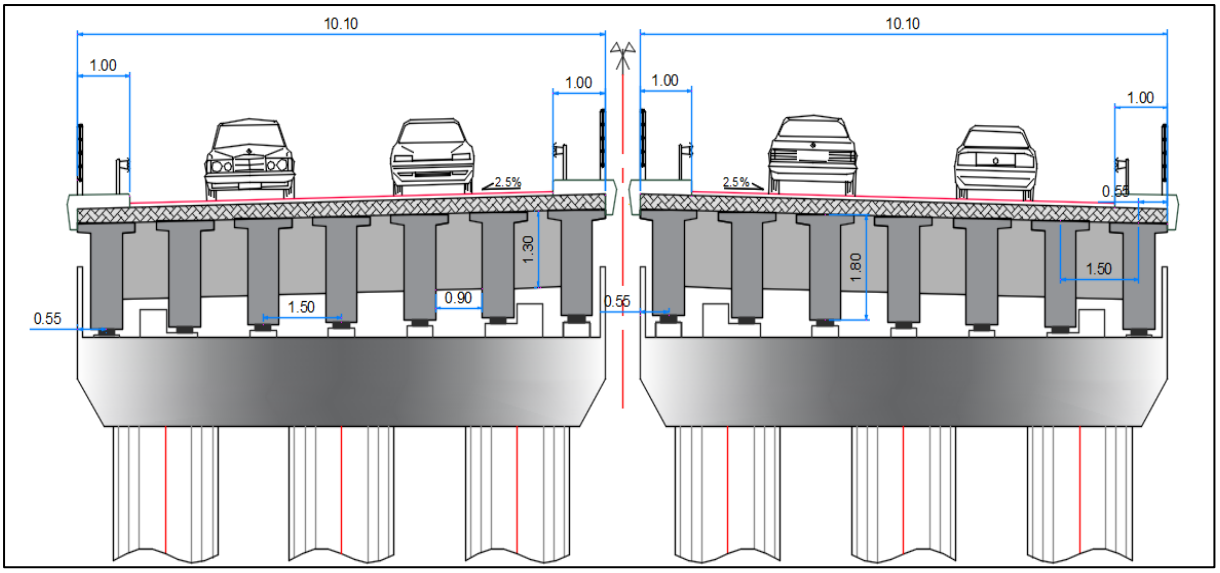


Figure III. 5 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 01

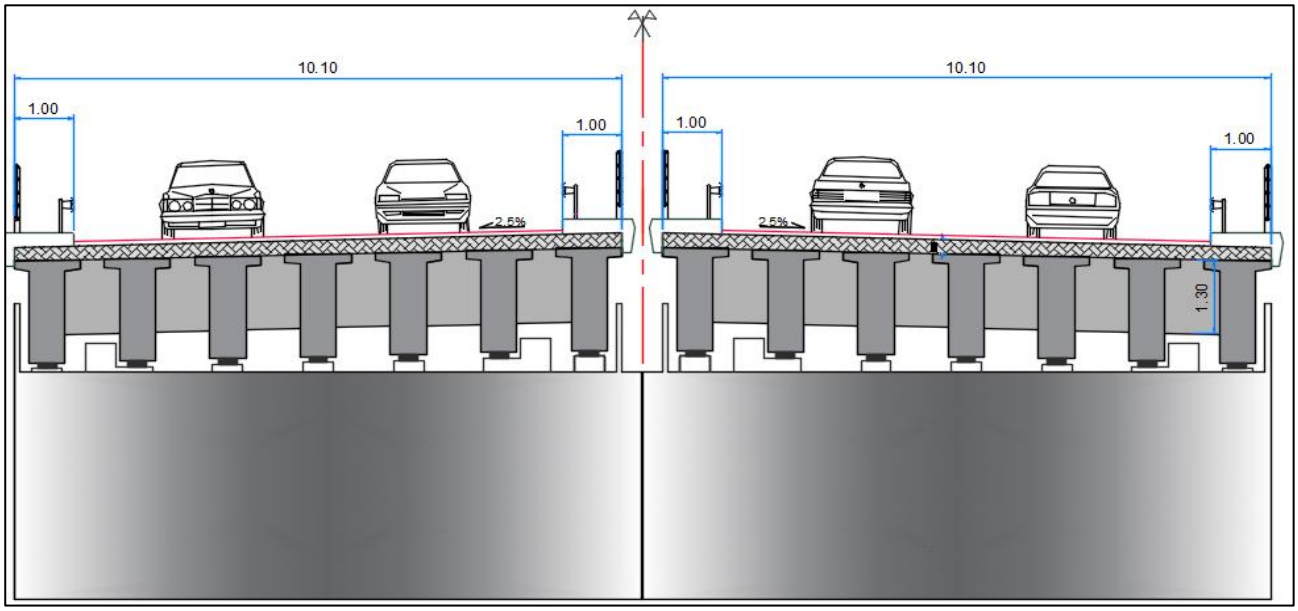


Figure III. 6 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 01

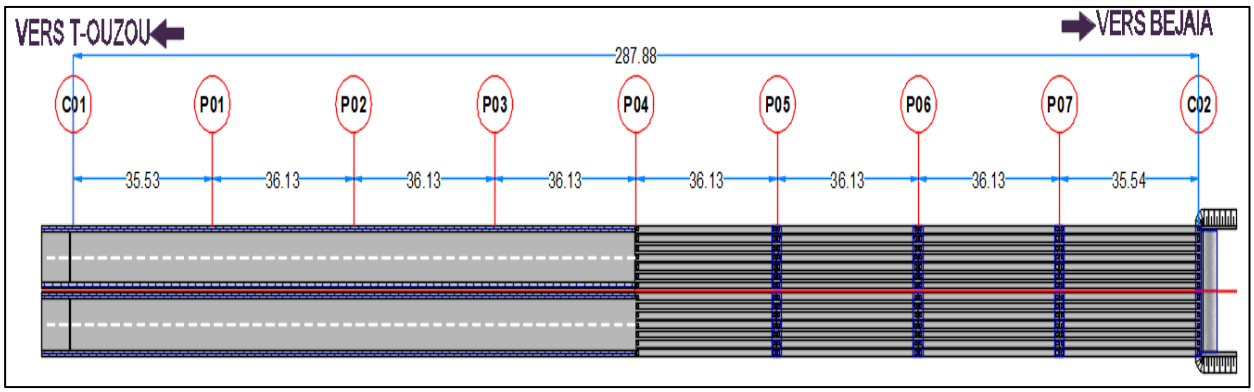
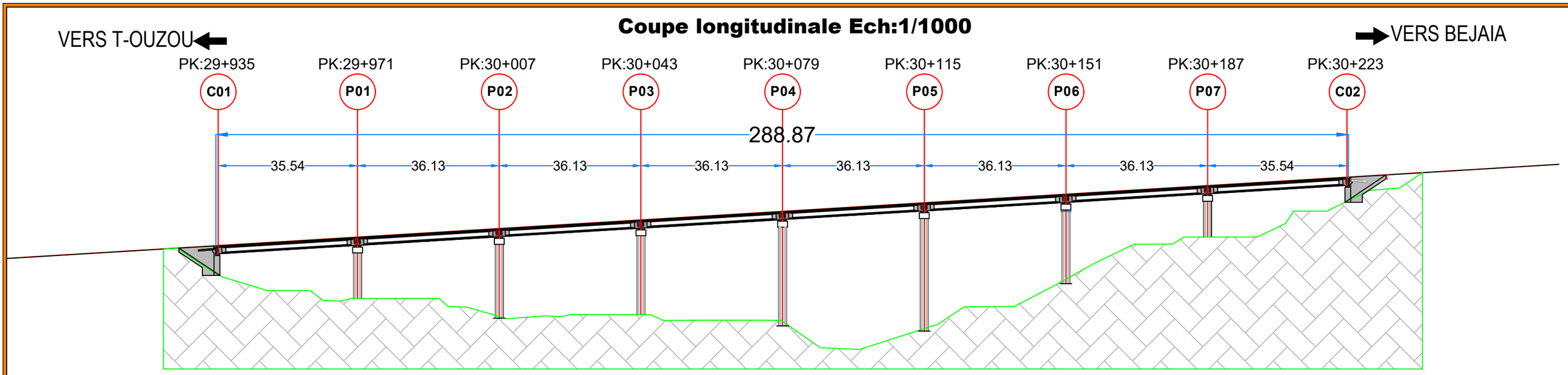
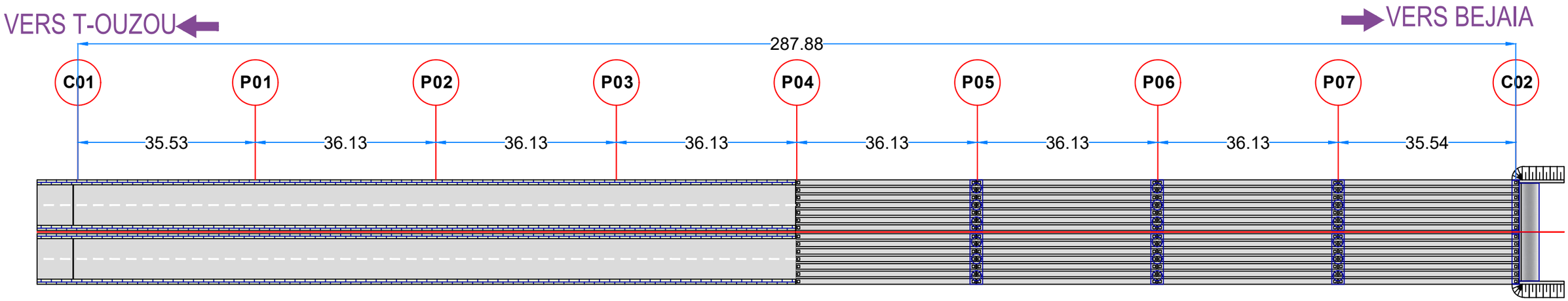


Figure III. 7 : Vue en plan VARIANTE 01

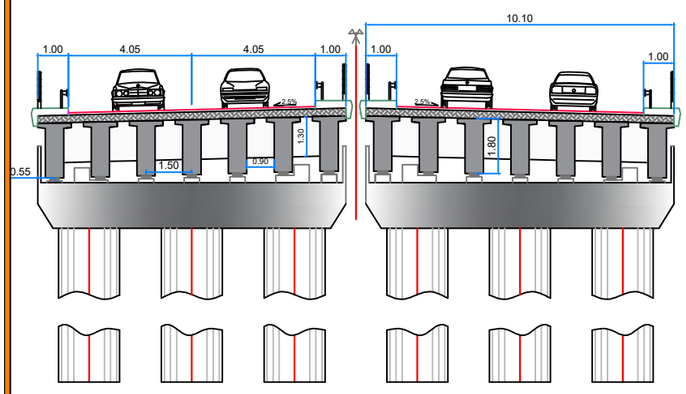
Coupe longitudinale Ech:1/1000



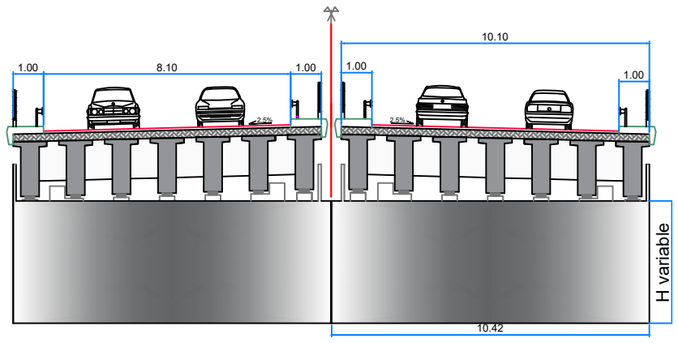
Vue en plan Ech:1/800



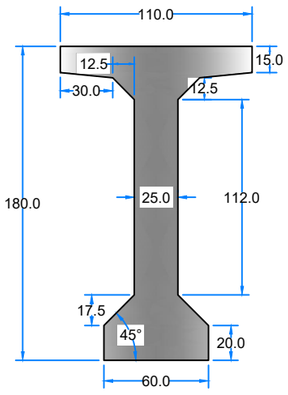
Coupe transversale sur pile Ech:1/200



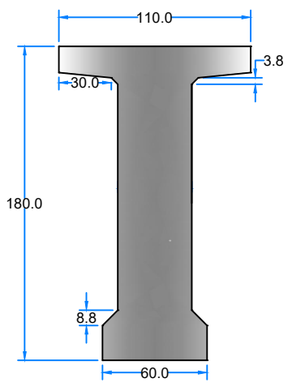
Coupe transversale sur culée Ech : 1/200



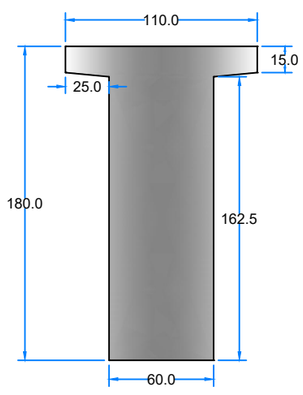
Section médiane Ech:1/35



Section intermédiaire Ech:1/35



Section d'about Ech:1/35



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p.32 Vieux Kouba -16051.alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'etudes	Réalisé par	Encadré par	N°Planche	Anneé universitaire
Conception et étude d'un pont sur la déviation de la ville d'Azazga wilaya de Tizi-Ouzou	-Belgacem Nassim -Cheniti Billel	Achir Sedik Rezika	1/1	2020/2021

III.2.1. VARIANTE 02 : PONT CAISSON A HAUTEUR VARIABLE

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

III.2.1.1. Conception longitudinale

Dans le cas de notre conception on propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable entre PK 29+933.34 et PK 30+214.83 qui donne

- Deux travées principales de 90 m.
- Deux travées de rive de 51.25 m. (57% de la travée principale).

On obtient donc une longueur totale de l'ouvrage égale à 282.5 m.

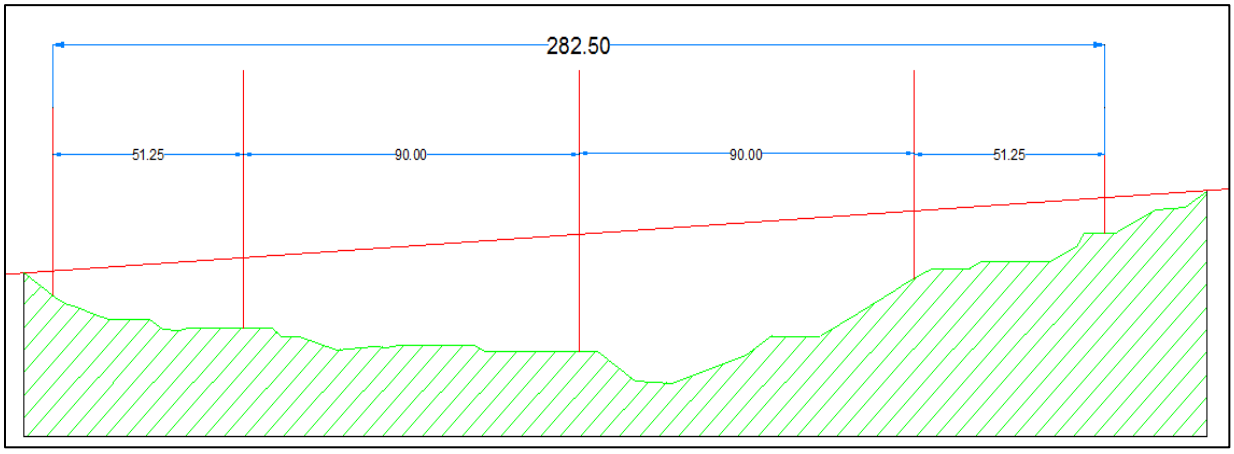


Figure III. 8 : Implantation des piles et culées VARIANTE 02

III.2.1.2. 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

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	7 m	3
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	3 m	2
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	4 m	2 × (3× 10) = 60
Partie coulée sur cintre	≥ 0.05L	8.5 m côté droite 5.5 m côté gauche	2

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

III.2.1.1. Conception transversale

La largeur de notre tablier est égale à 10.10 m qui est bien inférieur à 20 m, donc la solution la plus économique est constituée par un caisson à deux âmes avec deux hourdis à dalle pleine qui formeront un **caisson à section fermé**.

A base de guide **SETRA 2003** (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) on a pu faire un pré-dimensionnement de la section d'après le tableau ci-dessous :

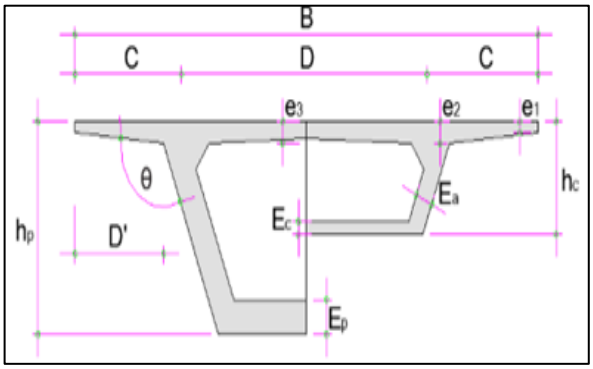


Figure III. 9 : Les dimensions de voussoir

Tableau III. 3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	1010 cm
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	252.5 cm
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	505 cm
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/5$	50 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	**e_1**	$e_1 \geq 20$ à 25 cm	25 cm
	e_2	$D'/5 \geq e_2 \geq D'/7$ cm ; $D' = C - E_a/2$	40 cm
	e_3	$e_3 \geq D/25$ cm.	25 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10%
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	30°
Gousset inférieur		$40° \leq \gamma \leq 45°$	40°
Loi de variation (parabolique)		$y(x) = y_p - 2\times (y_p - y_c).(x/L) + (y_p - y_c) . (x/L)^2$	
Hauteur du voussoir	**Sur pile**	$L/h_p = 14 + L/45$	550 cm
	A la clef	$L/h_c = 19 + L/7$	280 cm
Epaisseur de l'hourdis inf.	**Sur pile**	$E_p = 2.5 \times E_c$	75 cm
	A la clef	$E_c \geq \max(18 ; 3\times Ø ; E_a/3)$	30 cm

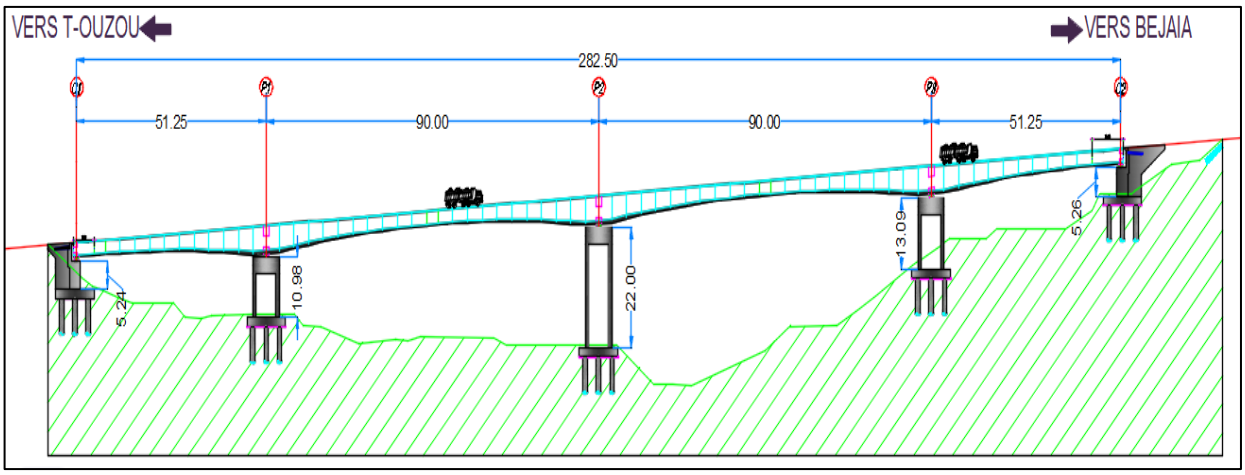


Figure III. 10 : Profil en long VARIANTE 02

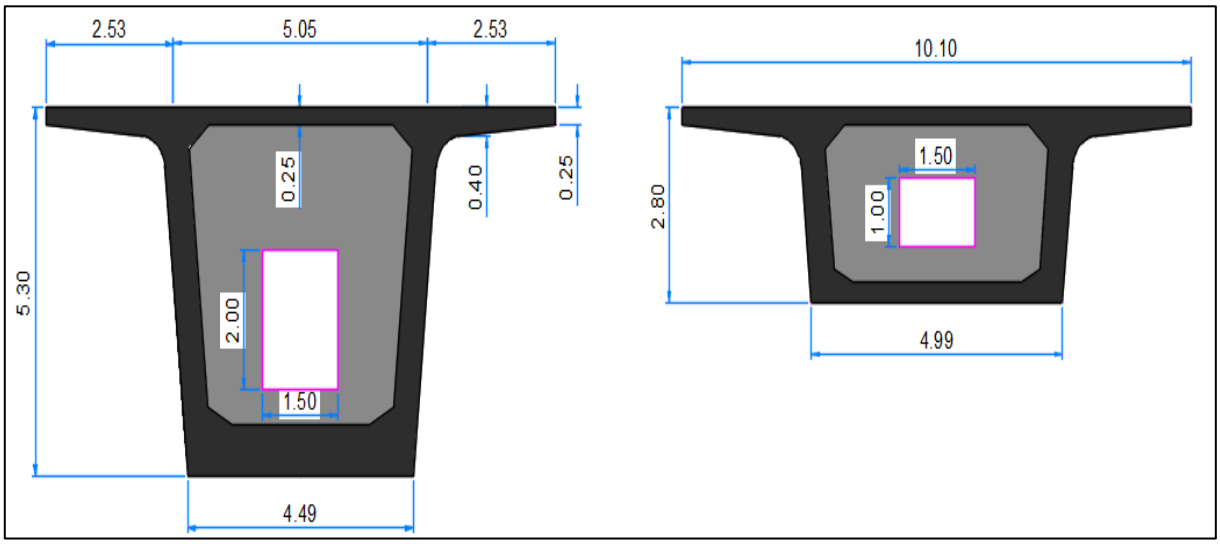


Figure III. 11 : Les dimensions des voussoirs courants VARIANTE 02

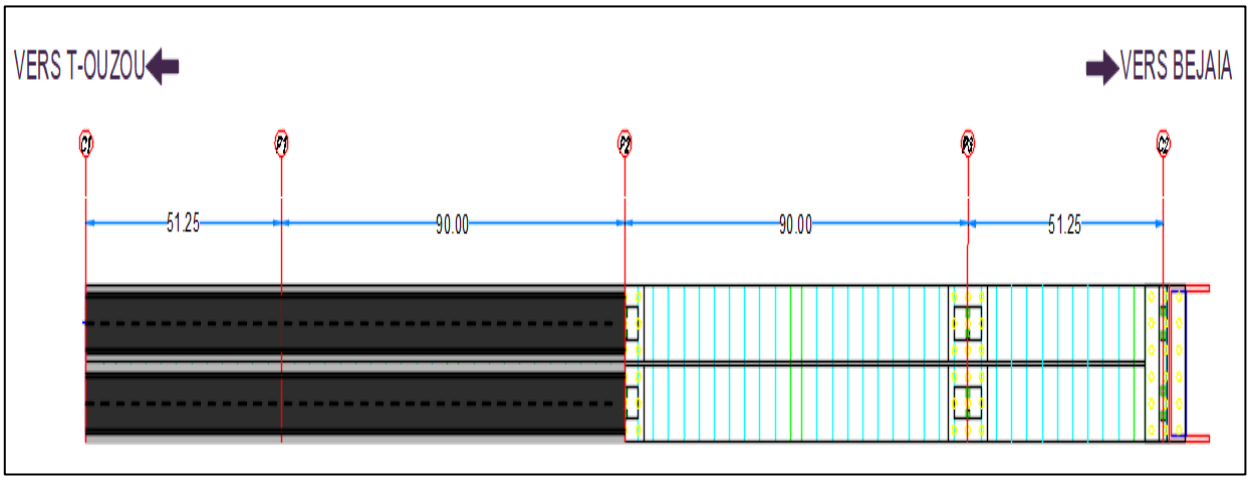


Figure III. 12 : Vue en plan VARIANTE 02

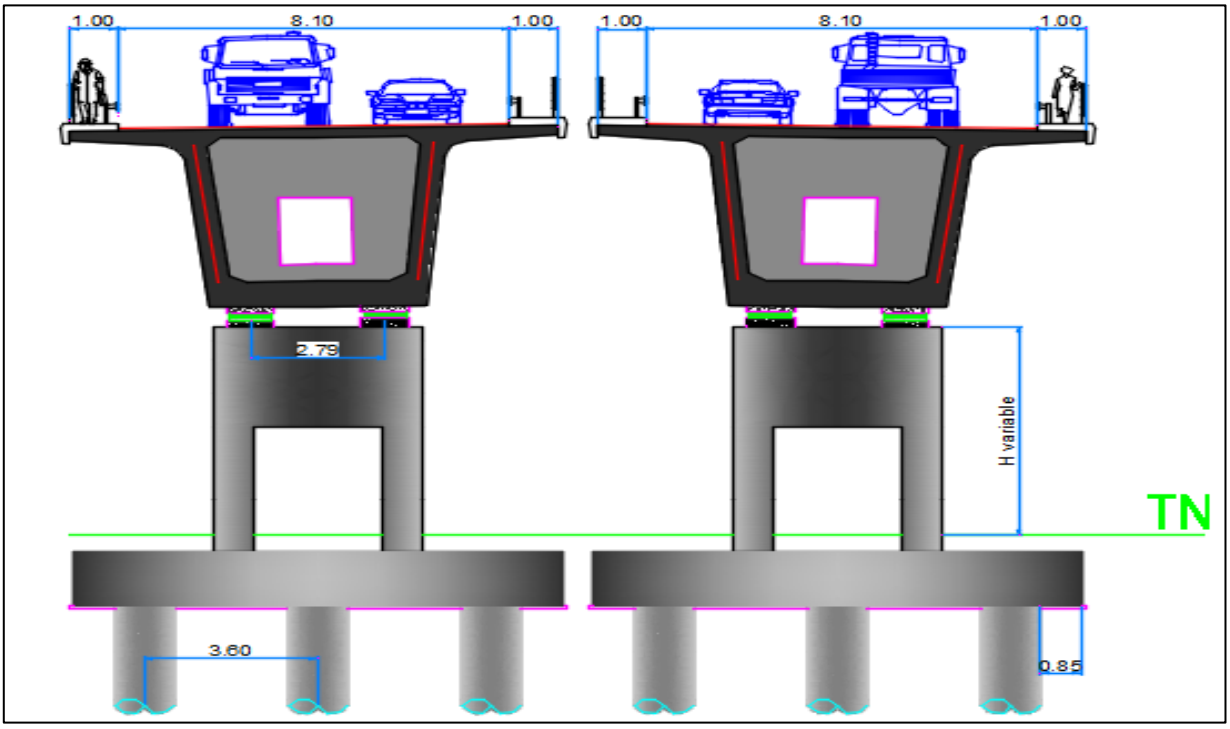


Figure III. 14 : Coupe transversale sur pile VARIANTE 02

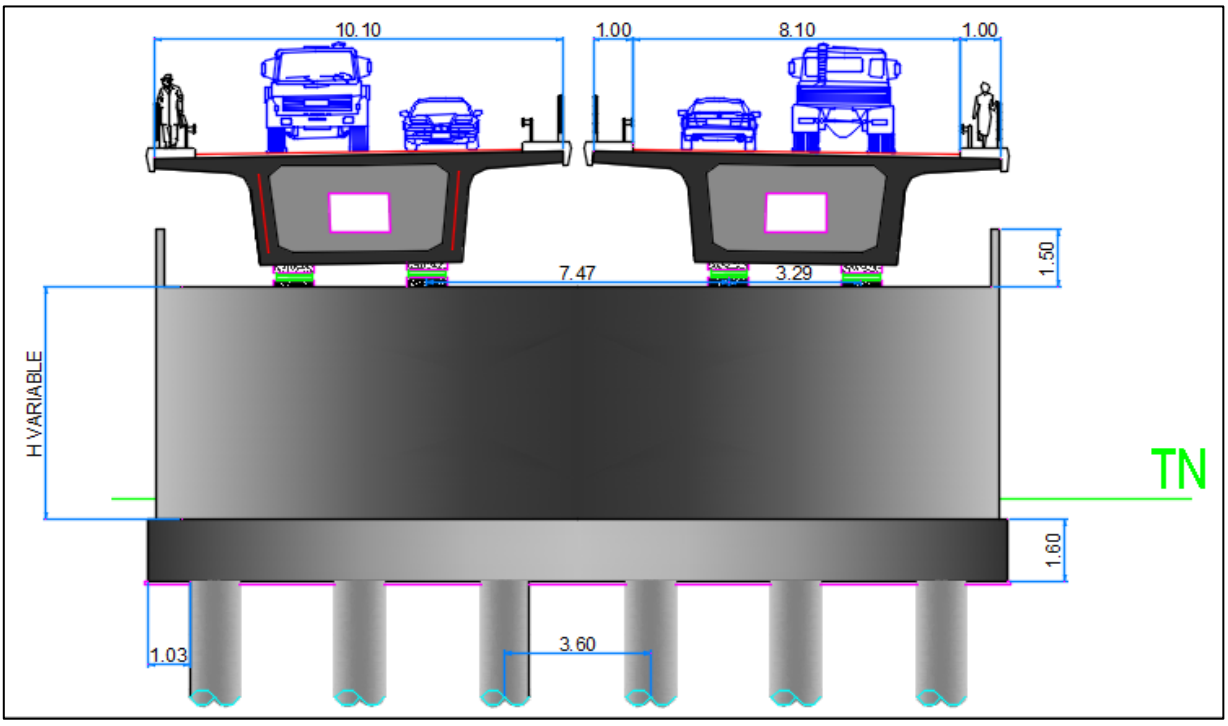
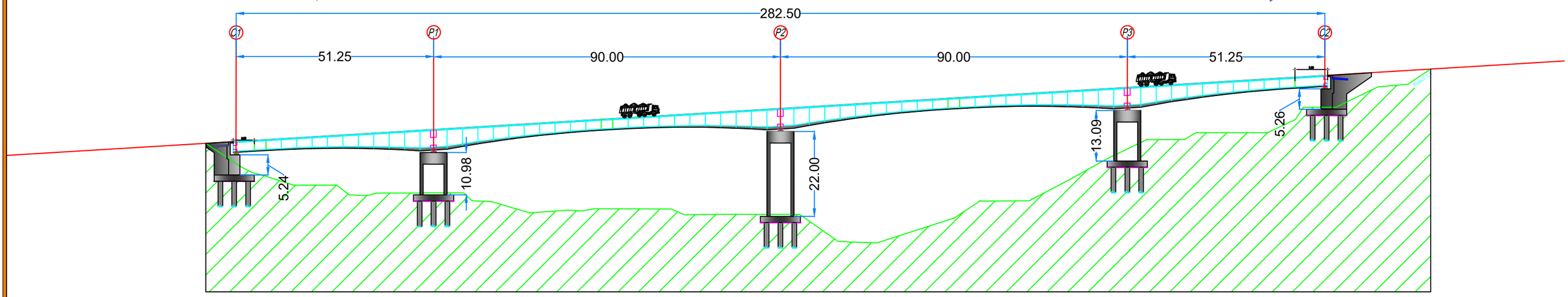


Figure III. 13 : Coupe transversale sur culée VARIANTE 02

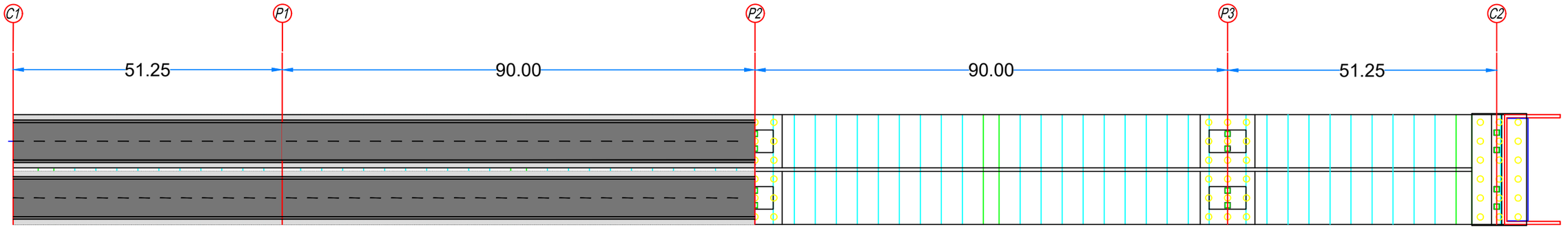
Coupe longitudinale Ech:1/1000

VERS T-OUZOU ← → VERS BEJAIA

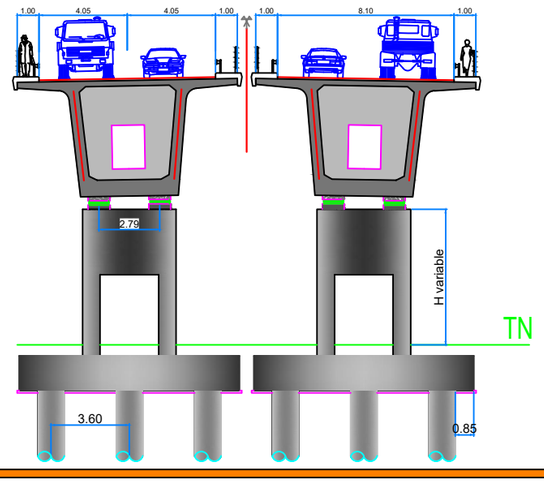


VERS T-OUZOU ← → VERS BEJAIA

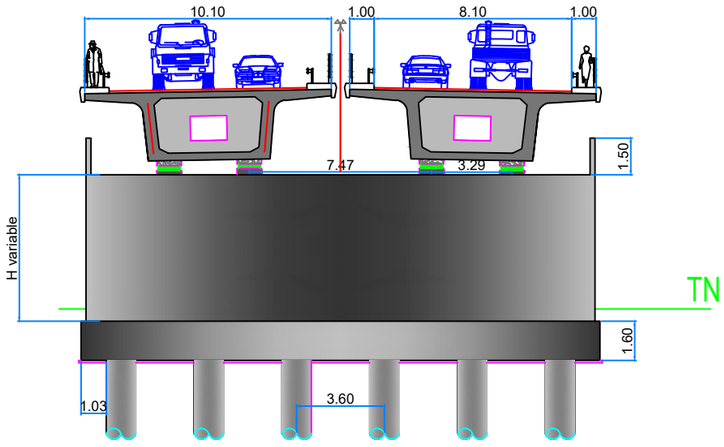
Vue en plan Ech:1/800



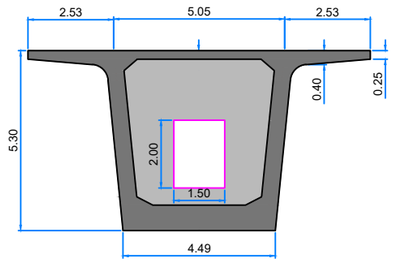
Coupe transversale sur pile Ech:1/280



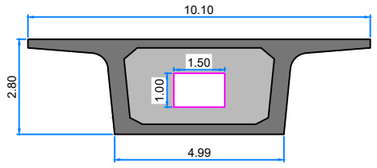
Coupe transversale sur culée Ech : 1/100



VSP Ech : 1/180



VSC Ech : 1/180



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p.32 Vieux Kouba -16051.alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'etudes	Réalisé par	Encadré par	N°Planche	Anneé universitaire
Conception et étude d'un pont sur la déviation de la ville d'Azazga wilaya de Tizi-Ouzou	-Belgacem Nassim -Cheniti Billel	Achir Sedik Rezika	1/1	2020/2021

III.2.2. VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRE

Parmi les types d'ouvrages qui existe, on opte aux ponts mixtes (acier-béton) bipoutres qui sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses comme des milieux urbains ou rurales. Ils sont construits par des profilés métalliques continus solidarisés par des entretoises plus souvent des profilés du commerce ; en acier S355K2+N, et parfois des profilés reconstitués soudés (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

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.2.2.1. Conception longitudinale

Cette variante comporte quatre travées indépendantes intermédiaire de longueur **L =52 m** chacune, et deux travées de rive d'une longueur **L= 35m** chacune, avec une largeur totale de **10.10 m** par sens.

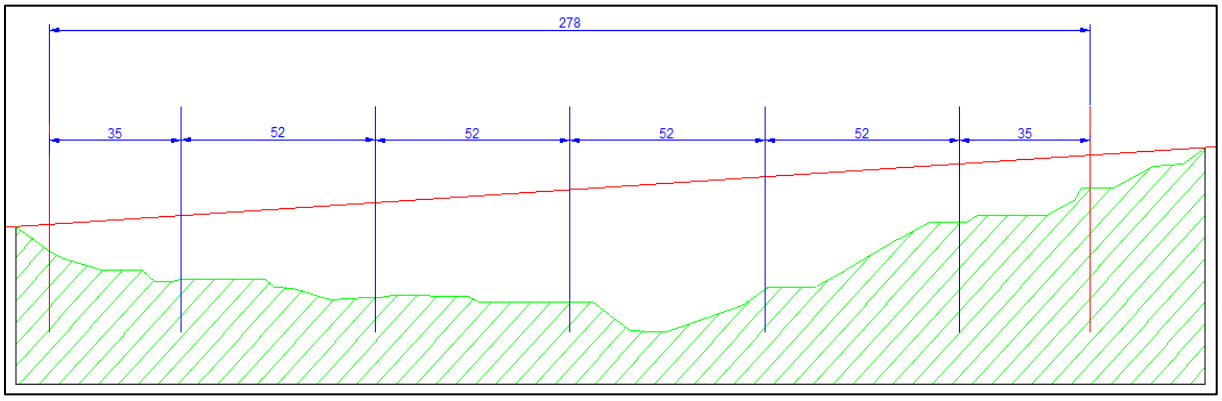


Figure III. 15 : Implantation des piles et culés de la VARIANTE 03

III.2.2.2. Conception transversale

Pour une largeur de tablier égale à **10** mètres inférieur à 1**3m**, on opte à utiliser le pré-dimensionnement des bipoutres à entretoises a la place du type bipoutre à pièces de pont.

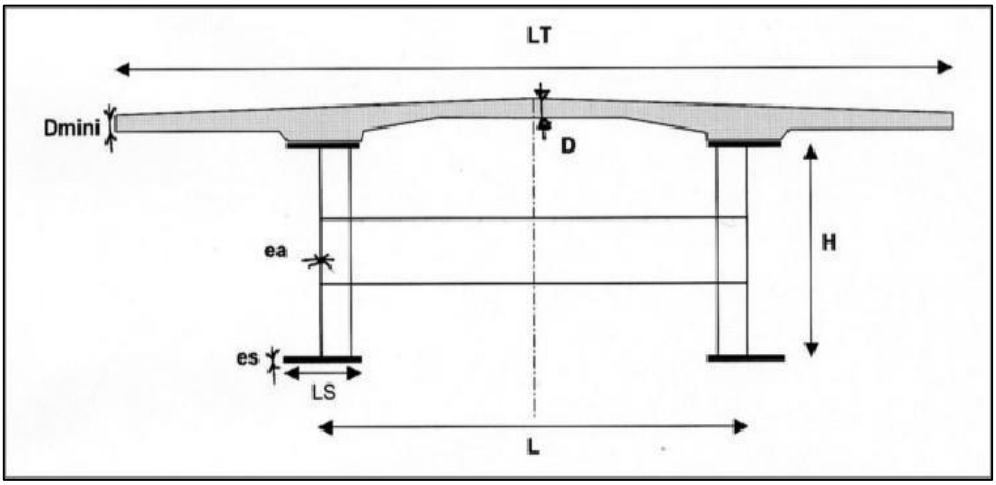


Figure III. 16 : Paramètres du dimensionnement d'une bipoutre à entretoise.

Ci-dessous un tableau récapitulatif des donnes afin de réaliser la coupe transversale on se basant sur le guide SETRA (Pont mixte acier-béton/2009) :

Tableau III. 4 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA

Élément	Formule	Résultat
X	-	52 m
Hauteur de poutre (H)	Max ((X/28)×(L_t/12)^0.45)) ; 0.4+(X/35) . Max (1.71;1.88)	1.9 m
Entraxe des poutres	L= 0,55× L_t	5.6 m
Largeur des semelles inf	B_{inf} = (0.25+ (L_t /40)+(X/125)) × (0.92+(L_t/150))	0.9 m
Largeur des semelles sup	B_{sup} = B_{inf} - 0,1	0.8 m
Entretoise courante	Profilés IPE 500 à IPE 700	IPE 700
Entraxe des entretoises	L'entraxe des entretoises est inférieur ou égal à 8 m.	6 m
La dalle	(En général entre 24 et 40 cm).	25 cm

- *Pré-dimensionnement des autres sections (Les semelles et l'âme) :*

L'épaisseur des semelles varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale est voisine de 25 mm L'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 150 mm pour les aciers de type S355 et 100 mm pour les aciers de limite élastique supérieure.

Pour les semelles inférieures, il est fortement souhaitable de limiter la variation d'épaisseur des tôles à +50% et -33%. Le nombre de changements d'épaisseur de semelles est illustré dans la figure au-dessous.

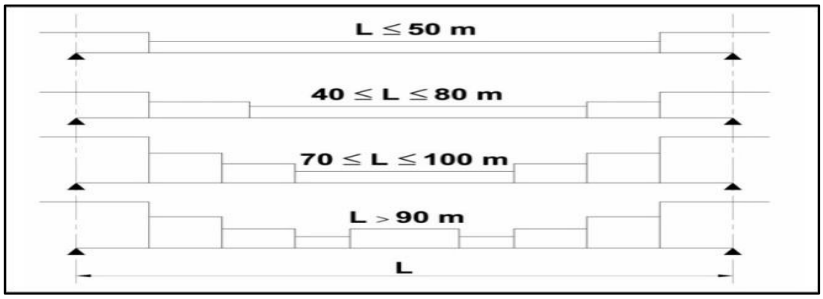


Figure III. 17 : Variations de l'épaisseur des semelles des profilés PRS

Dans notre cas, la travée de notre ouvrage est égale 52 m elle est comprise dans l'intervalle [40m, 80m], cependant on résulte (3) changement d'épaisseur de la semelle, ce qui signifie qu'on aura trois (3) changements de section.

Ont utilisant l'acier S355 de qualité N, et d'après le tableau suivant qui représente les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes on peut déterminer l'épaisseur de chaque section.

Tableau III. 5 : Les épaisseurs et les qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes.

Nuance	Épaisseur	Qualité
S355	e ≤ 30mm	K2
S355	30mm < e ≤ 80 mm	N ou M
S355	80 mm < e ≤150 mm	NL ou ML
S460	e ≤50 mm	M
S460	50 mm< e ≤120 mm	ML

On conclure que les épaisseurs des différentes sections sont comprises dans l'intervalle **[30 mm ; 80 mm].**

Les âmes d'un pont rectiligne sont des tôles planes. Si le tablier est courbe en plan, les âmes sont courbées par pointage au moment du soudage sur les semelles. L'épaisseur des âmes varie selon les sections du tablier. L'épaisseur minimale recommandée est de 14 à 16 mm et l'épaisseur maximale est déterminée par le calcul mais dépasse rarement 30 à 35 mm. Les variations d'épaisseur des âmes sont comprises en général entre 2 et 5 mm.

Le tableau suivant résume tous les paramètres géométriques de la poutre principale(en mm):

Tableau III. 6 : Paramètres du pré dimensionnement des semelles et de l'âme

La section	Semelle supérieure (mm)		Semelle inférieure (mm)		Âme (mm)	
	Épaisseur t_s	Largeur b_s	Épaisseur t_i	Largeur b_i	Épaisseur t_w	Hauteur h_w
S1	40	800	45	900	24	1900
S2	35	800	40	900	22	1900
S3	30	800	35	900	20	1900

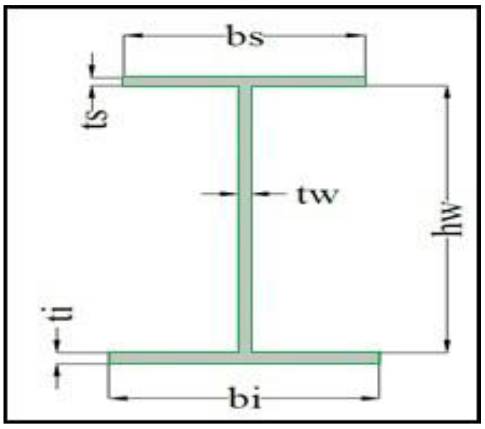
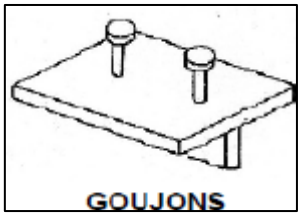


Figure III. 18 : Section représentatif des paramètres géométriques

➢ *La connexion entre la dalle et la charpente métallique*



Afin d'assurer le blocage des déplacements de la dalle vis-à-vis de la charpente (glissement et soulèvement), ainsi que le fonctionnement mixte de l'ensemble en utilise généralement des goujons à tête qui sont souder sur la façade supérieure des poutres métalliques.

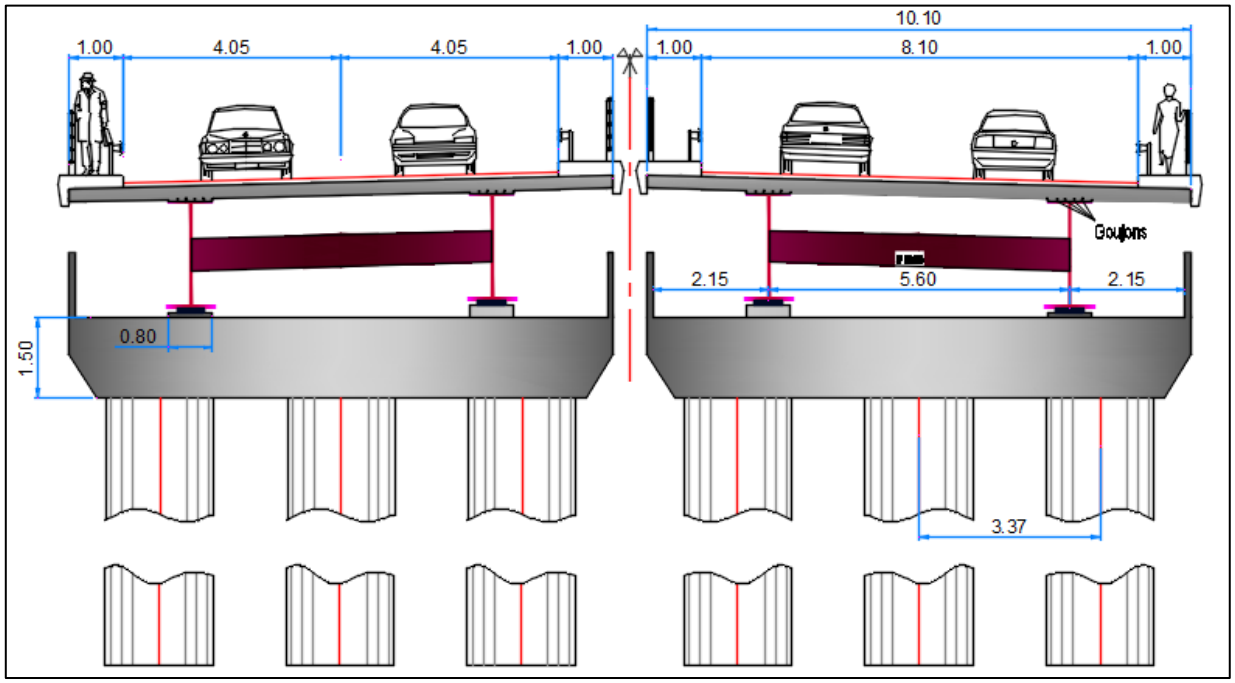


Figure III. 19 : Coupe transversale VARIANTE 03

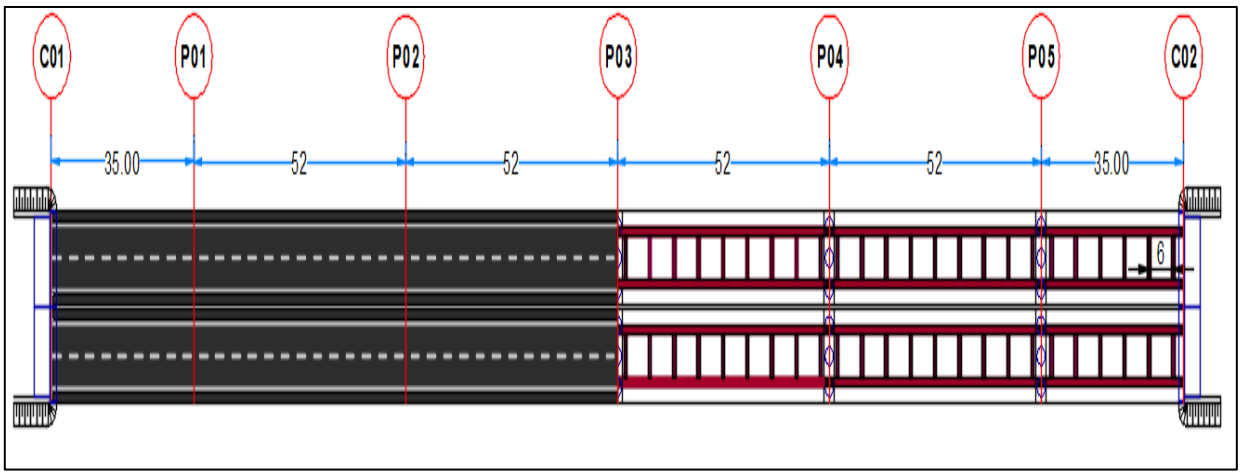


Figure III. 20 : Vue en plan VARIANTE 03

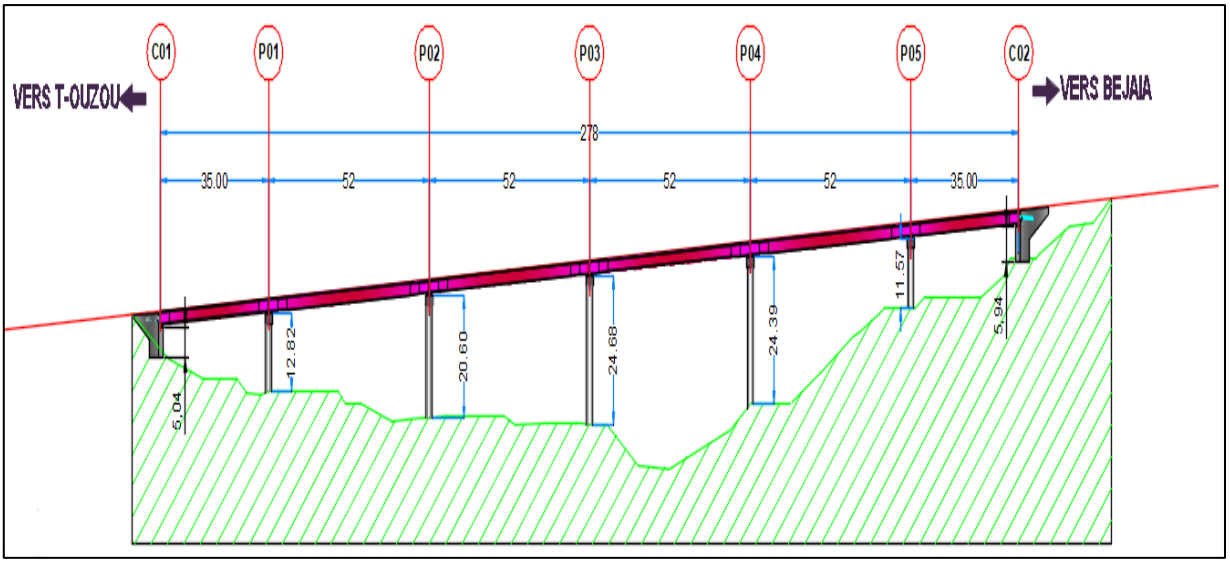


Figure III. 21 : Coupe longitudinale VARIANTE 03

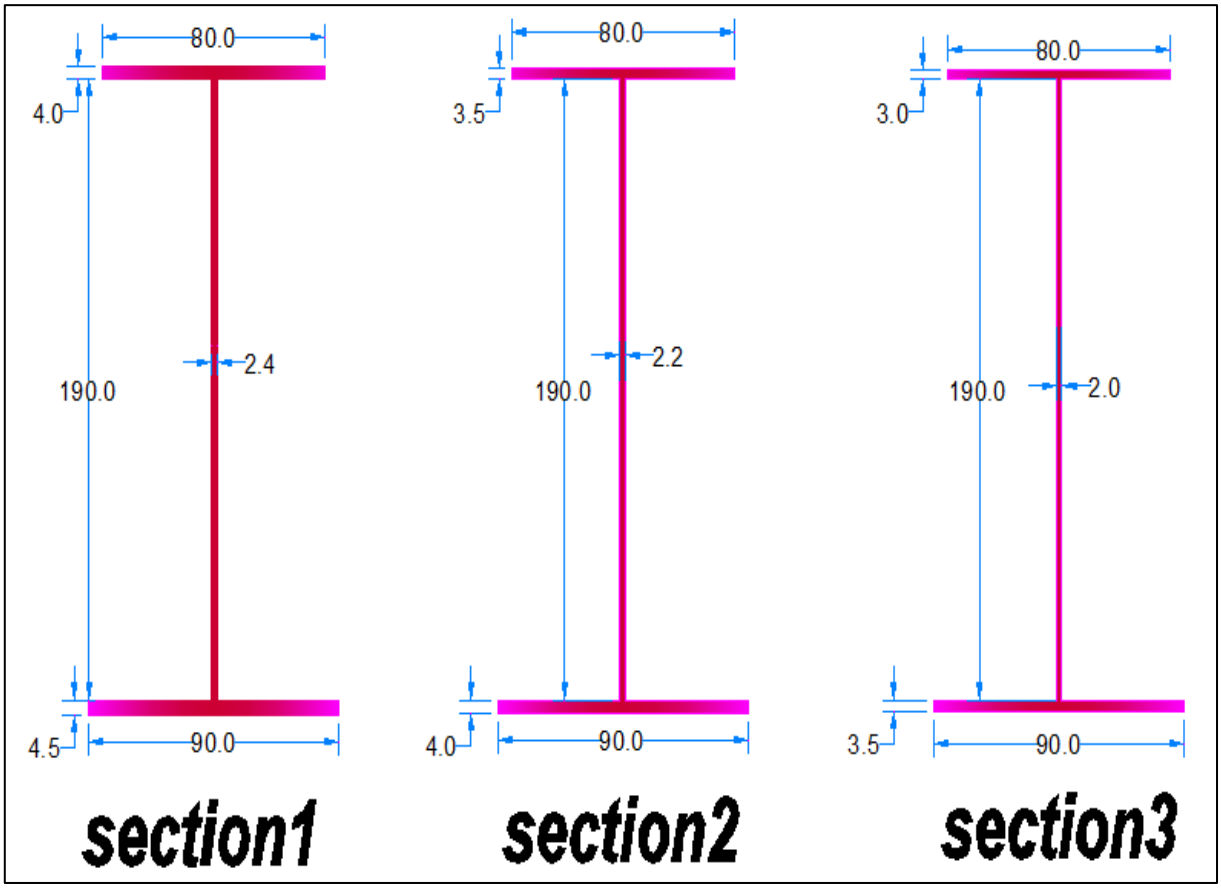
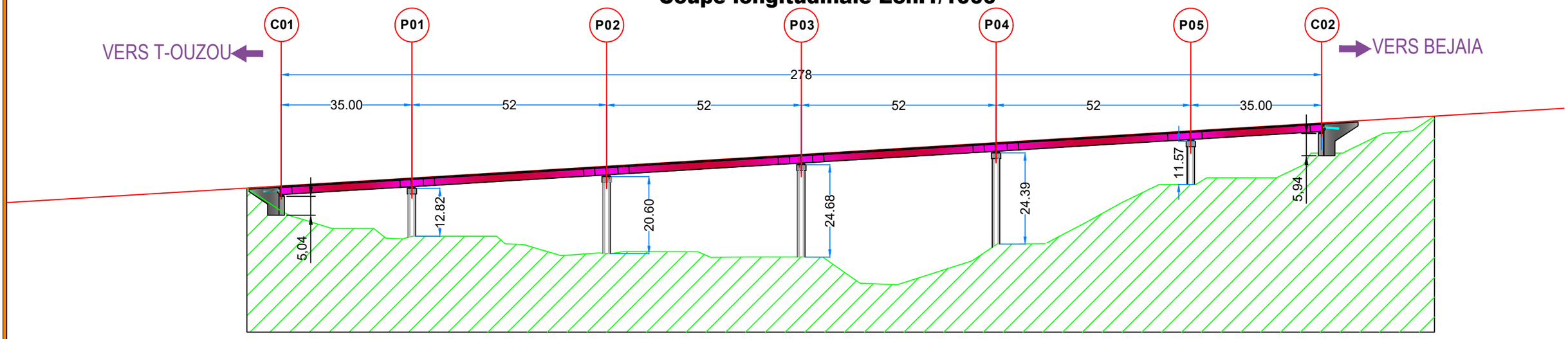
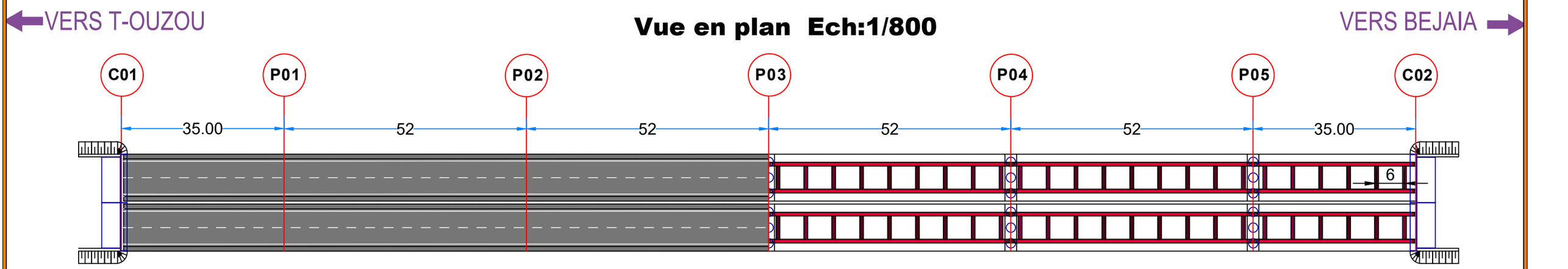


Figure III. 22 : Les dimensions des sections de la poutre métallique.

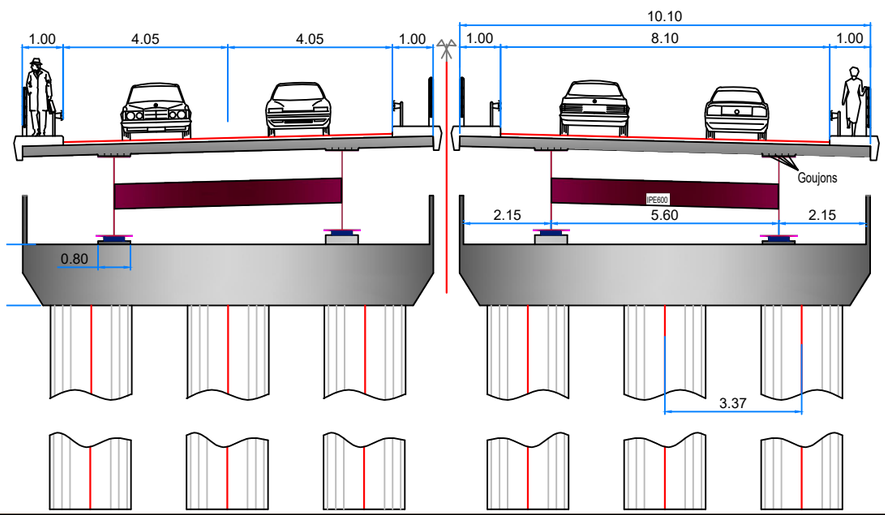
Coupe longitudinale Ech:1/1000

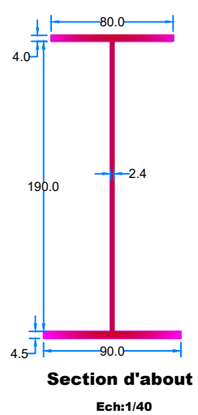


Vue en plan Ech:1/800

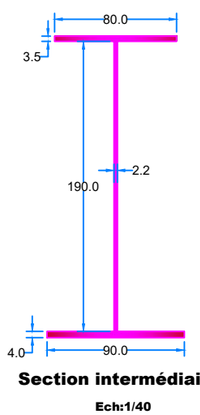


Coupe transversale sur pile Ech:1/150

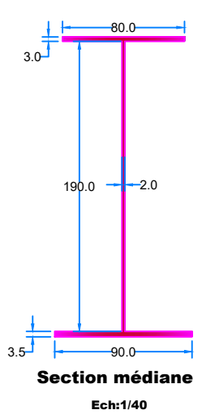




Section d'about
Ech:1/40



Section intermédiaire
Ech:1/40

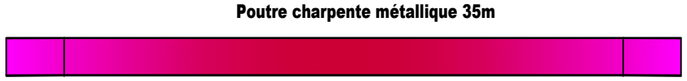


Section médiane
Ech:1/40

Poutre charpente métallique 52m



Poutre charpente métallique 35m



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p.32 Vieux Kouba -16051.alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'etudes	Réalisé par	Encadré par	N°Planche	Anneé universitaire
Conception et étude d'un pont sur la déviation de la ville d'Azazga wilaya de Tizi-Ouzou	-Belgacem Nassim -Cheniti Billel	Achir Sedik Rezika	1/1	2020/2021

III.3. ANALYSE MULTICRITERE

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

Tableau III. 7 : Avantages et inconvénients des 3 variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1 : Pont a poutres précontraintes post tension	1-Une bonne réutilisation des coffrages. 2-Maîtriser de la préfabrication des poutres. 3-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique. 4-La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation	1-L'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint. 2- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation+pile) importante. 3- Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
Variante 2 : Pont caisson a hauteur variable	1- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. 2-Souplesse d'exécution liée a la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 3-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. 4-La facilité de franchir en courbe.	1- Le poids est très important. 2- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. 3-La difficulté de coulage sur place.
Variante 3 : Pont mixte bipoutre	1- La possibilité de franchir des grandes portées. 2- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. 3- La rapidité de l'exécution.	1- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. 2- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. 3- Un coût très élevé. 4- Entretien périodique. 5- Dépense de transport et de levage des pièces. 6- Sensibilité au gradient thermique.

- *Devis estimatif des trois variantes :*

Tableau III. 8 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes

Variante	Surface en m²	Cout (DA/m²)	Totale (DA)
Variante 1	6025.83	270000	1.63×10^9
Variante 2	5892.95	400000	2.36×10^9
Variante 3	5799,08	350000	2.03×10^9

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

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Tous les ouvrages d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service, ces charges ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage à long terme. Pour réduire les effets de ses charges, il faut connaitre leur influence sur l'ouvrage, leur nature et l'importance de ses charges.

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.

Après l'évaluation des charges et surcharges, on va étudier les efforts longitudinaux dues aux ces charges et surcharges.

IV.2. HYPOTHESES DE CALCUL

IV.2.1. Les règlements

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.

IV.2.2. Caractéristiques de matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

IV.2.2.1. 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
$\gamma_{béton}$= 25 KN/m^3		

Pour **j** jours :

La résistance caractéristique à la compression sera :

$$\begin{cases} fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}, & \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ fcj = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}, & \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

IV.2.2.2. Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- 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 mm²
Section d'un câble **S**	1 680 mm²
Diamètre de la gaine **Φ**	80 mm
Résistance ultime f_{prg}	1770 MPa
Limite élastique f_{peg}	1583 MPa
Contrainte à l'origine σ_{P0}	1416 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.2.2.3. 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 $t < 1h$

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 "$\mathbf{E_{ij}}$" sont définis dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5 : Les modules de déformation longitudinale

Module de déformation E		Superstructure	Infrastructure
Instantanée (courte durée <24h)	$E_{ij}=11000\times\sqrt[3]{fcj}$	35982 MPa	33000 MPa
Différée (longue durée)	$E_{ij}=3700\times\sqrt[3]{fcj}$	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	$\sigma_s = {}^{fe}/_{\gamma s}$	Situation durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		Situation accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \min\{0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta \times ftj}\};\eta=1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \min\{0.4 f_e ; 88\sqrt{\eta \times ftj}\};\eta=1.6$		200	200

Classe de justification de la précontrainte :

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

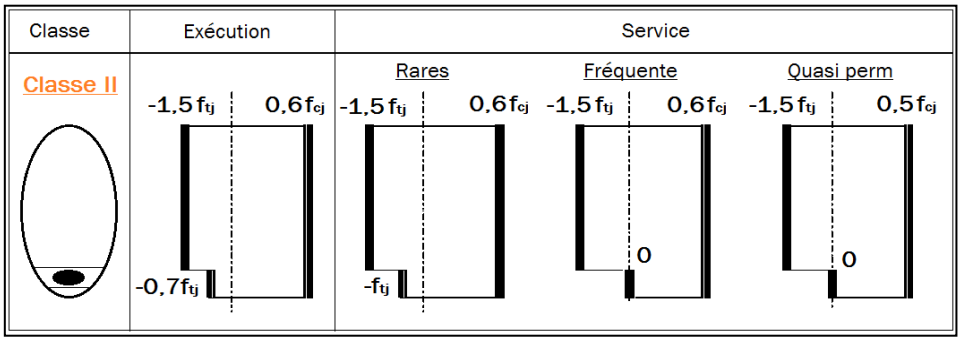


Figure IV. 1 : Limitation des contraintes des sections en B.P

IV.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.3.1. Les actions appliquées sur l'ouvrage

Les actions appliquées à l'ouvrage sont :

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

IV.3.2. Évaluation des charges et surcharges

IV.3.2.1. Évaluation des charges

Les charges permanentes (CP) :

- *Poids propre de la poutre :*

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

- **Section d'about : 1.161 m²**
- **Section intermédiaire : 0.922 m²**
- **Section médiane : 0.710 m²**

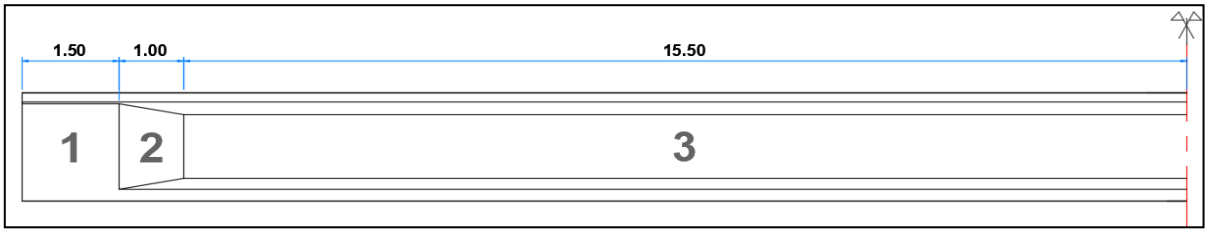


Figure IV. 2 : Demi-poutre

$P_1 = 25 \times 1.161 \times 1.5 = 43.54$ KN

$P_2 = 25 \times 0.922 \times 1 = 23.05$ KN

$P_3 = 25 \times 0.710 \times 15.5 = 275.13$ KN

Le poids total de la poutre sera :

$P_t = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3) = 683.43$ KN

Le poids de la poutre par mètre linéaire : $P_t = 18.98$ KN/ml

- *Poids de la dalle :*

Epaisseur e la dalle est : 25cmLargeur de tablier 10.10 m

$P_d = 0.25 \times 10.1 \times 36 \times 25 = 2272.5$ KN

Le poids de la dalle Par mètre linéaire : $P_d = 63.13$ 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

$P_{entretoise} = 25 \times 1.089 \times 0.3 \times 6 = 49.01$ KN

$P_{2entretoises} = 2 \times 49.013 = 98.03$ KN

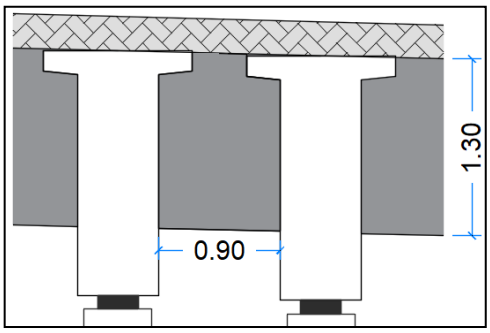


Figure IV. 3 : Détail de l'entretoise

- *Le poids des charges permanentes (CP) :*

$$\mathbf{CP = 7 \times P_t + P_d + 2 \times P_{2entretoise} = 7154.51\ KN}$$

Tableau IV. 7 : Résultats de calcul des CP

Eléments	Nombre	Poids (KN)
Poutre	7	4783.98
Dalle	1	2272.5
Entretoise	2	98.03
Le poids des charges permanentes (CP) (1 travée)		**7154.51**

Les compléments de charges permanentes (CCP) :

- *Poids du revêtement :*

Le revêtement (8cm) :

$P_{rev} = 24 \times 8.1 \times 0.08 = 15.55$ KN/ml

- *Poids du Trottoir et corniche :*

Le trottoir :

$P_1 = 0.227 \times 25 = 5.675$ KN/ml

Pour les deux coté :

$P_1 = 11.35$ KN/ml

La corniche :

$P_2 = 0.131 \times 25 = 3.275$ KN/ml

Pour les deux coté :

$P_2 = 6.55$ KN/ml

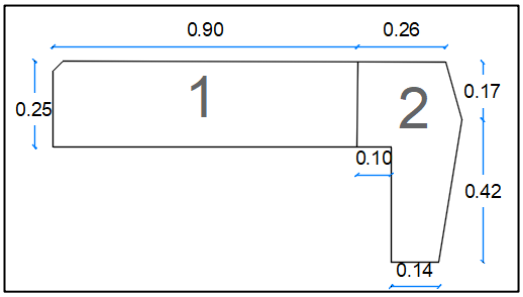


Figure IV. 4 : Détail de la corniche et le trottoir

- *Glissière de sécurité :*

$P_{gl} = 0,6$ KN/ml. Pour les deux coté : $P_{2gli} = 1.2$ KN/ml

- *Garde-corps :*

$P_{gc} = 1$ KN/ml. Pour les deux coté : $P_{2gc} = 2$ KN/ml

Tableau IV. 8 : Résultats de calcul des CCP

Eléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	15.55	559.87
Trottoirs	11.35	408.60
Corniches	6.55	235.80
Glissières de sécurité	1.2	43.2
Gardes de corps	2	72
Poids des charges complémentaires permanentes CCP (1 travée)		**1319.47**

Poids totale du tablier :

Poids total du tablier : G= CP +CCP

Tableau IV. 9 : Poids total du tablier

Poids total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN)	**8473.98**
Poids linéaire total du tablier (CP+ CCP) 1 travée) (KN/ml)	**235.39**
Poids total du tablier (8 travées L=289.4 m) (KN)	**68121.38**

IV.3.3. Évaluation des surcharges

IV.3.3.1. Les caractéristiques de pont

- La largeur roulable : $L_r = 8.1$ m
- La largeur chargeable : $L_c = L_r - 2\times0.5 = 8.1-1 = 7.1$ m.
- Nombre des voies : $N = [L_c /3] = [7.1/3] = 2$ voies.
- La largeur de la voie $L_v = L_c / N = 7.1/2 = 3.55$ m.
- La classe du pont : tous les ponts supports chaussées de largeur roulable ≥ 7 m sont rangés dans premier classe. $L_r = 8.1\text{m} \geq 7\text{m}$. 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(l)**
- 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.

IV.3.3.2. 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 :

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

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

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge **A(*l*)** est multipliée par le coefficient a_1 dans le tableau IV. 10 :

Tableau IV. 10 : Le coefficient a_1

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	-	-	-

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

Et la valeur A_1 trouvé est multiplié par le coefficient $\mathbf{a_2 = v_0/v.}$

Avec : v : la largeur de la voie = 3.55 m.

v_0 : donnée par le tableau IV. 11.

Tableau IV. 11 : La valeur de v_0

Classe	v_0
Première classe	**3.5 m**
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

$a_2 = 3.5/3.55 = 0.986$

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

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

Tableau IV. 12 : Résultat de calcul de A(l)

Nombre de voies chargées	*l* (m)	A(*l*) (KN/m2)	a_1	a_2	$a_1 \times a_2 \times A(l)$ (KN/m2)	L_v (m)	A(*l*) (KN/ml)
1	36	9.8	1	0.986	**9.66**	3.55	**34.30**
2	36	9.8	1	0.986	**9.66**	7.1	**68.60**

IV.3.3.3. 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 :

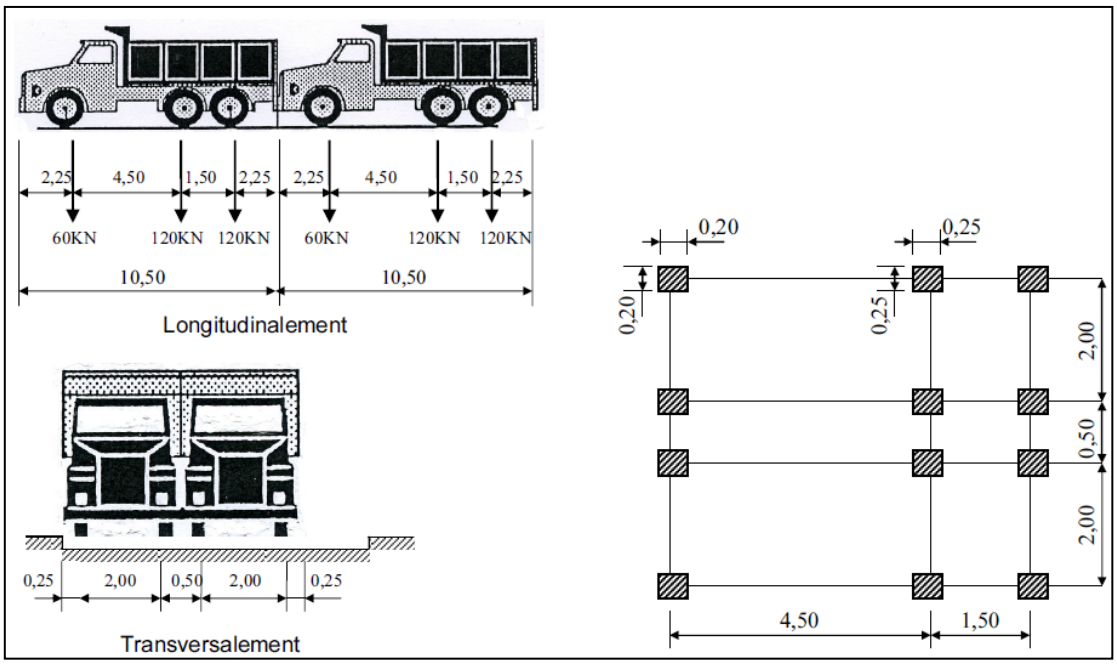


Figure IV. 5 : Système Bc

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 IV. 13 :

Tableau IV. 13 : Coefficients b_c

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

Le résultat de la charge Bc donné par le tableau IV. 14 :

Tableau IV. 14 : Résultat de calcule de Bc

Nombre de file de Bc	Bc (KN)	b_c	Bc×b_c (KN)
1 file	600	1.2	**720**
2 files	1200	1.1	**1320**

➢ *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 larguer roulable.

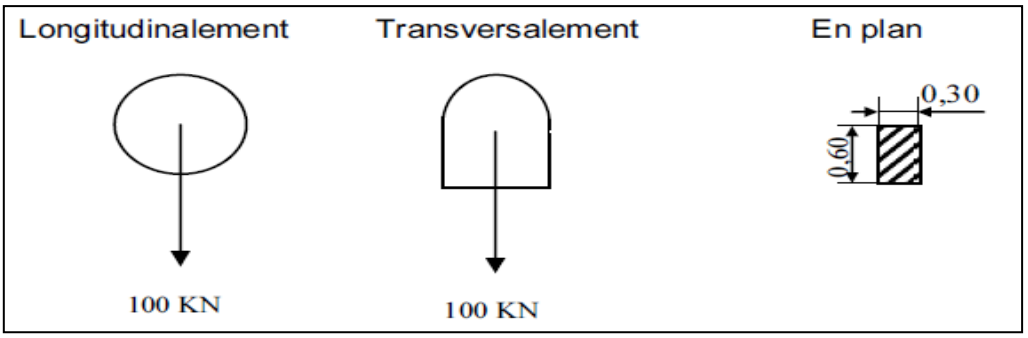


Figure IV. 6 : Système Br

➢ *Système Bt :*

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

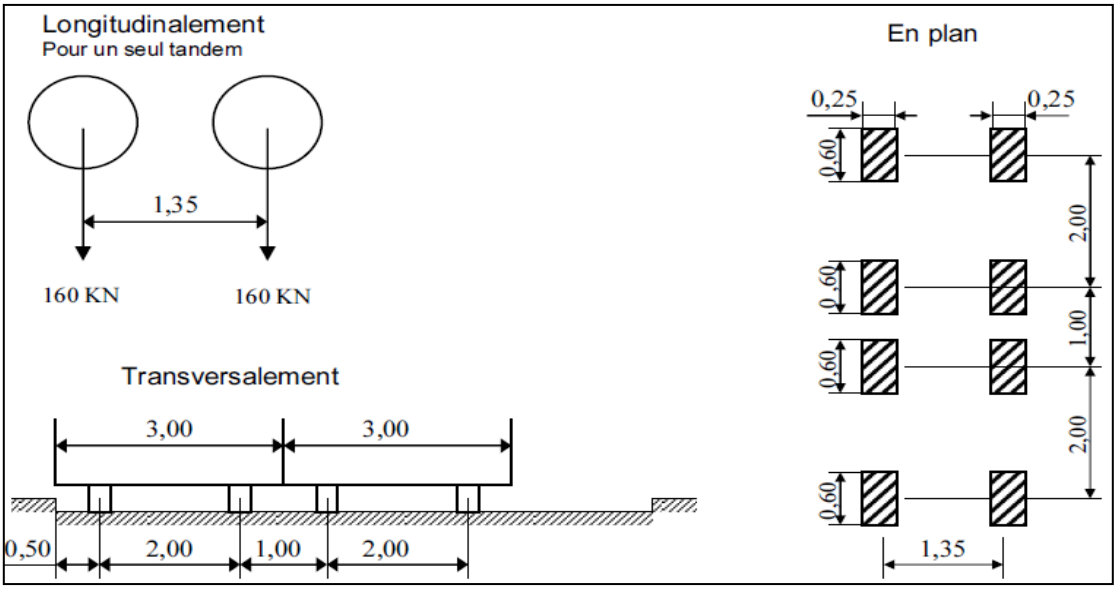


Figure IV. 7 : Système Bt

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

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 IV. 15 :

Tableau IV. 15 : 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 IV. 16 :

Tableau IV. 16 : Résultat de calcule de Bt

Nombre de tandems de Bt	Bt (KN)	b_t	Bt×b_t (KN)
1 tandem	320	1.2	384
2 tandems	640	1.2	768

IV.3.3.4. 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.

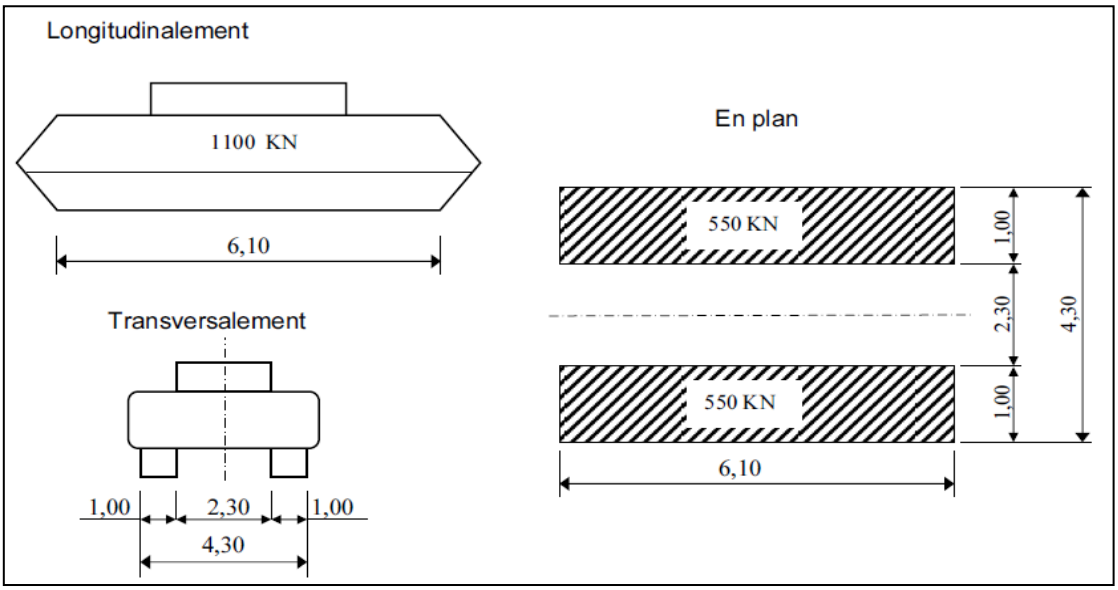


Figure IV. 8 : Convoi Mc120

IV.3.3.5. 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.

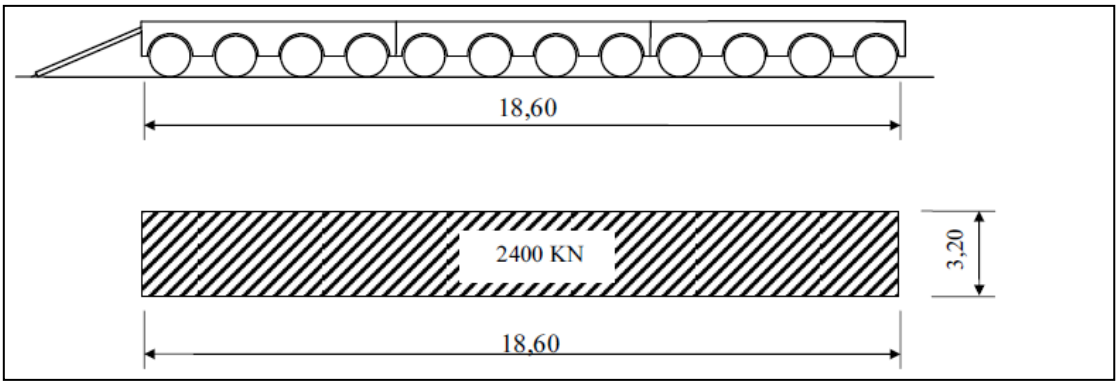


Figure IV. 9 : Convoi type D240

IV.3.3.6. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (**δ**) appelé coefficient de majoration dynamique, 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 supposé 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 IV. 17 : Résultat de calcule de coefficient de majoration dynamique

Système de charge		L (m)	G (KN)	S (KN)	**δ**
Bc	1 file	36	8473.98	720	**1.061**
	2 files			1320	**1.071**
Br				100	**1.051**
Bt	1 tandem			384	**1.056**
	2 tandems			768	**1.062**
Mc120				1100	**1.068**

IV.3.3.7. 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 :

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

S : est la surface chargée en (m^2).

Tableau IV. 18 : 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	127.80	9.66	**60.39**
2	255.60	9.66	**118.19**

- *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.

IV.3.3.8. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons pour les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Pour un seul trottoir : ST1 =1.5×1= 1.5 KN/ml.
- Pour deux trottoirs : ST2 =2×1.5×1= 3 KN/ml.

IV.3.3.9. Action thermique

- *Variation uniforme :*

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

IV.4. Evaluations des efforts longitudinaux

IV.4.1. Sous charge Q uniformément répartie

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 :

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

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

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

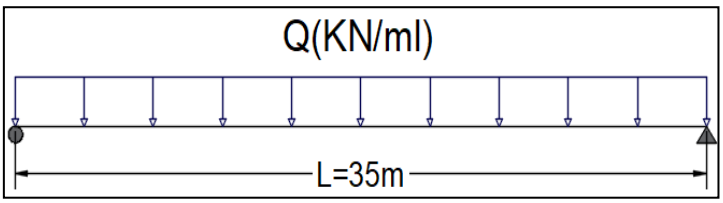


Figure IV. 10 : Charge Q uniformément répartie

- 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 :

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

IV.4.1.1. Sous La charge permanente

Tableau IV. 19 : 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)
235.39	0	27033.07	**36044.09**	**4119.33**	2059.66	0

IV.4.1.2. Sous la charge de système A(*l*)

Tableau IV. 20 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous la charge de système A(*l*)

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

IV.4.1.3. Sous surcharge sur trottoir ST

Tableau IV. 21 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous surcharge sur trottoir ST

ST	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 trottoir chargé ST1	1.5	0	172.27	**229.69**	**26.25**	13.13	0
2 trottoir chargé ST2	3	0	344.53	**459.38**	**52.5**	26.25	0

IV.4.2. Sous la charge de système Bc

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

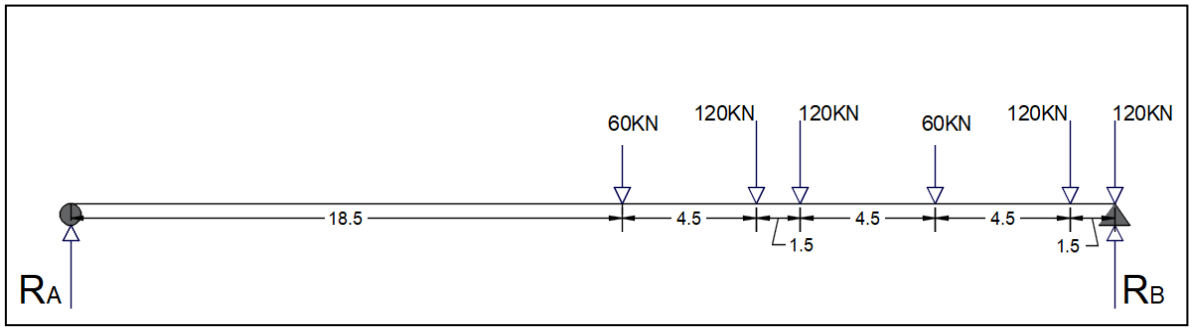


Figure IV. 11 : Position de Bc à x=0

$\Sigma M/_B=0$ donc on a : $R_A \times 35 - [120\times0 - 120\times1.5 + 60\times6 + 120\times10.5 + 120\times12 + 60\times16.5]=0$

➔ 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.

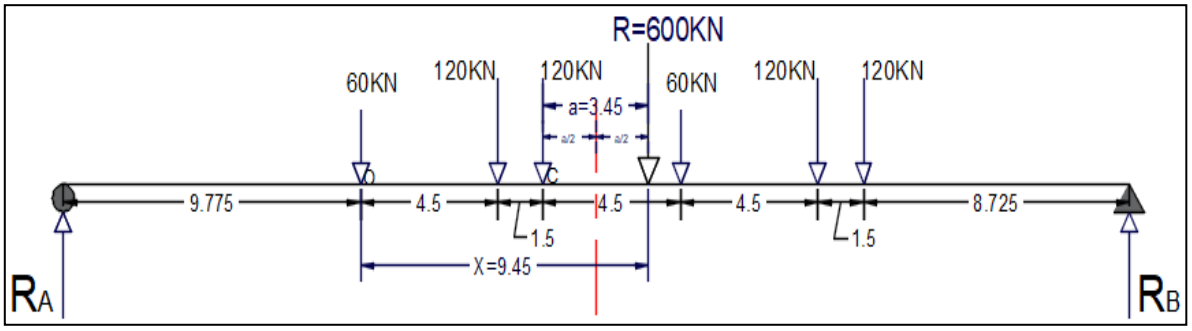


Figure IV. 12 : Disposition de système Bc

$$X = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i} \rightarrow X = \frac{60\times0+120\times4.5+120\times6+60\times10.5+120\times15+120\times16.5}{600} = \mathbf{9.45m}$$

a = X-6 = 3.45m ➔ **a/2 = 1.725 m.**

$\Sigma M/_A=0$:

$60\times9.775+120\times14.275+120\times15.775+20.275\times60+24.775\times120+120\times26.275 = R_B\times35$

➔ R_B = 329.57 KN, alors : R_A = 600-329.57 = 270.43 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.

$M/_C = R_A \times15.775 - 60\times6 - 122\times1.5 = 3726.03$ KN.m

Le moment fléchissant réelle :

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

Tableau IV. 22 : 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	1.061	**4743.98**	**610.04**
2 files	1.1	1.071	**8779.27**	**1128.95**

IV.4.3. Sous la charge de système Bt

▪ *Calcul de l'effort tranchant T_{max} :*

à x=0 :

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

$R_A\times35 = 160\times1.35$

Donc :

R_A= 6.17 KN

R_B =320-6.17 = 313.83 KN

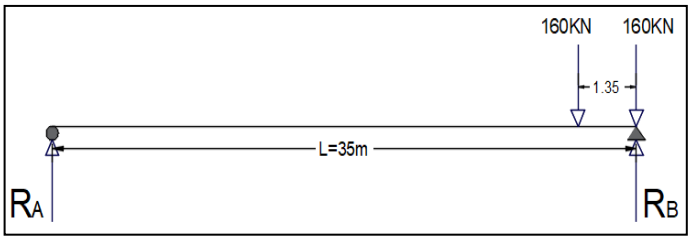


Figure IV. 13 : Position de Bt à x=0

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

▪ *Calcul Le moment fléchissant M_{max} :*

à x= L/2 :

$R_B = R_A$=160 KN

$M (L/2) = R_A\times35/2-160\times1.35/2$

M (L/2) = 2692 KN.m

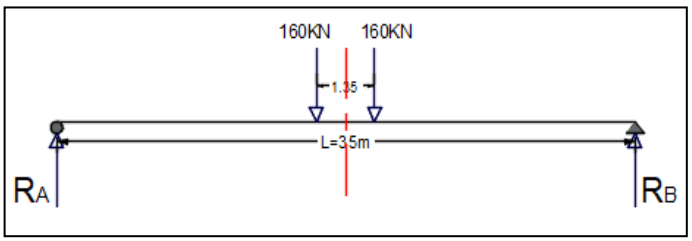


Figure IV. 14 : Position de Bt à x=L/2

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

Tableau IV. 23 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Bt

Nombre de tandems de Bt	b_t	δ	$\mathbf{M_{max}}$ **[KN. m]**	$\mathbf{T_{max}}$ **[KN]**
1 tandem	1.2	1.056	**3411.30**	**397.69**
2 tandems	1.2	1.062	**6861.37**	**799.89**

IV.4.4. Sous la charge de système Mc120

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

$\Sigma M/_B = 0 : R_A \times 35 = 1100 \times 3.05m$
$R_A = 95.86$ KN
$R_B = 1100 - 95.86 = 1004.14$ KN
$\mathbf{T_{max} = R_B \times \delta}$

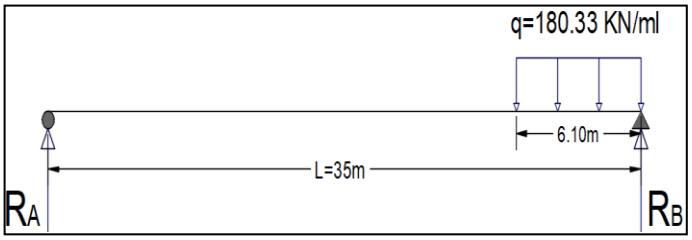


Figure IV. 15 : Position de Mc 120 à x=0

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

$R_B = R_A = 550$ KN.
$M(L/2) = R_A \times (35/2) - 550 \times (3.05/2)$
$= 8786.25$ KN.m

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

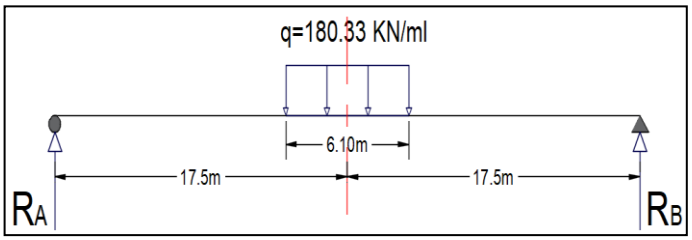


Figure IV. 16 : Position de Mc 120 à x=L/2

Tableau VI. 24 : Moment fléchissant max et effort tranchant max Sous la charge de système Mc120

δ	$\mathbf{M_{max}}$ **[KN. m]**	$\mathbf{T_{max}}$ **[KN]**
1.068	**9383.72**	**1072.42**

IV.4.5. Sous la charge de système D240

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

$\Sigma M/_B = 0 : R_A \times 35 = 2400 \times 9.30$
Donc : $R_A = 637.71$ KN
$T_{max} = R_B = 2400 - 637.71$
$\mathbf{T_{max} = 1762.29\ KN}$

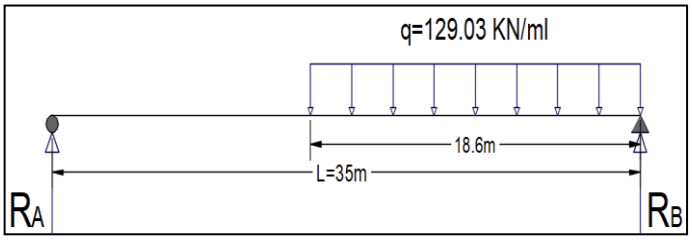


Figure IV. 17 : Position de D240 à x=0

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

$R_B = R_A = 1200$ KN.
$M_{max} = M (L/2)$
$= R_A \times (35/2) - 1200 \times (9.30/2)$
M_{max} =15420 KN.m

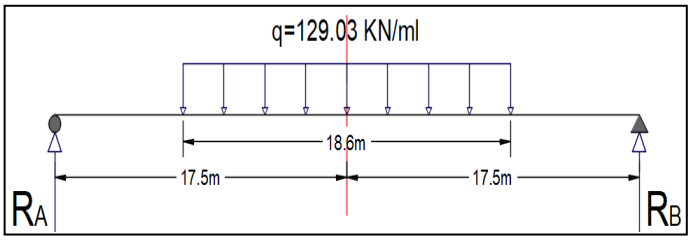


Figure IV. 18 : Position de D240 à x=L/2

Tableau IV. 25 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants max

Les charges et les surcharges			Moment max M_{max} [KN.m]	Moment par Poutre $M_0=M_{max}/7$ [KN.m]	Effort tranchant max T_{max} [KN]	Effort tranchant par poutre $T_0=T_{max}/7$ [KN]
Charge permanent	G		36044.09	5149.16	4119.33	588.48
Surcharge A(*l*)	1 voie		5252.19	750.31	600.25	85.75
	2voies		10504.38	1500.63	1200.5	171.50
Surcharge B	Bc	1 file	4743.98	677.71	419.61	59.94
		2 files	8779.27	1254.18	776.53	110.93
	Bt	1tandem	3411.30	487.33	397.69	56.81
		2tandems	6861.37	980.20	799.89	114.27
	Br		919.63	131.38	105.1	15.01
Convoi	Mc120		9383.72	1340.53	1072.42	153.20
	D240		15420	2202.86	1762.29	251.76
Surcharge sur trottoir	1 trottoir		229.69	32.81	26.25	3.75
	2 trottoirs		459.38	65.63	52.5	7.50

IV.5. CONCLUSION

Après avoir définir les caractéristiques des matériaux, et mentionner les règlements applicables sur un pont, et évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferraillage passif et actif.

CHAPITRE V

LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

V. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

V.1. INTRODUCTION

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre, mais en effet, pour un calcul exact des sollicitations du tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement sur les poutres pour avoir la poutre plus sollicitée, pour cela, En utilisant la méthode de GUYON-MASSONNET.

Cette méthode a pour but de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant revenant à chaque poutre en calculant le coefficient de répartition transversale $\mathbf{K_\alpha}$ dépendant essentiellement de la rigidité torsionnelle $\boldsymbol{\alpha}$, et du coefficient d'entretoisement $\boldsymbol{\theta}$.

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

V.2.1. Détermination des paramètres de calcul

Tous les coefficients sur les quelles sera basée cette méthode dépendent de deux paramètres essentiels :

- Paramètre d'entretoisement θ :
  Il caractérise la souplesse de l'entretoisement, il est donné par la formule suivante :

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

- Paramètre de torsion α :
  Il caractérise la torsion du pont, il est donné par la formule :

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

Remarque : Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle qui joue le rôle d'entretoises.

V.2.1.1. Calcul de paramètre d'entretoisement θ

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

Indice	Désignation	Valeur
b	: demi-largeur active de la dalle, b =0.5× n× b1	5.25 m
n	: le nombre de poutres.	7 poutres
b_1	: distance entre-axe des poutres.	1.5 m
L	: portée de la travée.	35 m
ρ_p	: rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur, $\rho_p = E \times I_P / b_1$	0.192×E
I_P	: Moment d'inertie équivalente de la poutre.	0.288 m^4
ρ_D	: rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur, $\rho_D = E\ I_D / l_1$	$1.302\times10^{-3}\times E$
$l1$	: unité de largeur.	1 m
I_D	: Moment d'inertie de la dalle, $I_D = (l_1 \times d^3)/12$	1.302×10^{-3}
		θ = 0.523

V.2.1.2. Calcul de paramètre de torsion α

➢ *Calcul de Rigidité torsionnelle de la poutre γ_P :*

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

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

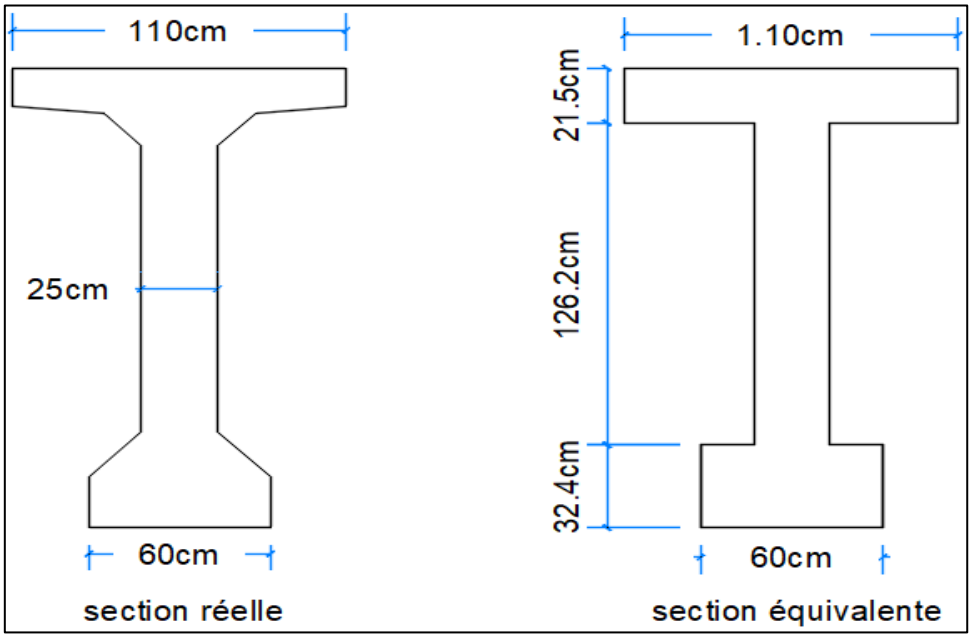


Figure V. 1 : Schéma représente La section équivalente de la poutre

$C_p = (G/3) [(1.1 \times 0.215^3) + (1.262 \times 0.25^3) + (0.6 \times 0.324^3) + (1.5 \times 0.25^3 / 2)]$

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

Indice	Désignation	Valeur
γ_P	: rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur, $\gamma_P = Cp / b_1$	$5.83 \times 10^{-3} \times E$
C_p	: rigidité torsionnelle de la poutre, $C_p = G / 3 \times [\sum b_i h_i + (b_1 \times h^3 / 2)]$	$8.75 \times 10^{-3} \times E$
γ_D	: rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur, $\gamma_D = C_D / l_1$	$1.085 \times 10^{-3} \times E$
C_D	: rigidité torsionnelle de la dalle, $C_D = 2 \times G \times I_D$	$1.085 \times 10^{-3} \times E$
G	: module de déformation transversale du béton, $G = E / [2 \times (1+n)]$	E/2.4
n	: Coefficient de poisson.	0.20
		α = 0.219

V.2.2. Répartition transversale des moments fléchissant

V.2.2.1. Coefficients de répartition transversale K_α

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ ;
- Du paramètre de torsion α ;
- De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

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

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

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

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

Tel que :

K_0 : valeur de K pour α = 0.

K_1 : valeur de K pour α = 1.

C'est notre cas ou **θ=0.523,** donc on utilise cette formule : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{b}$

- *Calcul de Coefficients K_0 et K_1 :*

Dans le cas ou θ ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, dans notre cas on fera une interpolation entre la valeur θ = 0.50 et θ = 0.55 pour trouver les valeurs correspondantes à θ = 0.523

Tableau V. 3 : Tableau de K pour θ = 0.50 et α=0

θ = 0.50	K_0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6203	0.8288	1.0273	1.1877	1.2575	1.1877	1.0273	0.8288	0.6203
b/4	-0.0021	0.3111	0.6223	0.9226	1.1877	1.3721	1.4336	1.425	1.3968
b/2	-0.5198	-0.1466	0.2317	0.6223	1.0273	1.4336	1.8038	2.0981	2.3613
3b/4	-0.9828	-0.5703	-0.1466	0.3111	0.8288	1.425	2.0981	2.8125	3.514
b	-1.4286	-0.9828	-0.5198	-0.0021	0.6203	1.3968	2.3613	3.514	4.7981

Tableau V. 4 : Tableau de K pour θ = 0.55 et α=0

θ = 0.55	K_0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.4848	0.7666	1.036	1.2556	1.3521	1.2556	1.036	0.7666	0.4848
b/4	-0.0883	0.2657	0.6183	0.9592	1.2556	1.4423	1.4571	1.3746	1.2654
b/2	-0.5233	-0.1538	0.223	0.6185	1.036	1.4571	1.8274	2.0885	2.3046
3b/4	-0.8871	-0.5279	-0.1538	0.2657	0.7666	1.3746	2.0885	2.8585	3.6081
b	-1.2289	-0.8871	0.5233	-0.0883	0.4848	1.2654	2.3046	3.6081	5.0997

Par une interpolation entre le tableau de θ = 0.50 et de θ = 0.55 on obtient Le tableau suivant qui donne le coefficient K_0 pour θ = 0.523

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K_0[\theta=0.523] = K_0\,[\theta=0.50] + (K_0\,[\theta=0.55] - K_0\,[\theta=0.50]) \times \frac{0.523-0.50}{0.55-0.50}$$

Tableau V. 5 : Tableau de K pour θ=0.523 et α=0

θ = 0.523	K_0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5580	0.8002	1.0313	1.2189	1.3010	1.2189	1.0313	0.8002	0.5580
b/4	-0.0418	0.2902	0.6205	0.9394	1.2189	1.4044	1.4444	1.4018	1.3364
b/2	-0.5214	-0.1499	0.2277	0.6206	1.0313	1.4444	1.8147	2.0937	2.3352
3b/4	-0.9388	-0.5508	-0.1499	0.2902	0.8002	1.4018	2.0937	2.8337	3.5573
b	-1.3367	-0.9388	-0.0400	-0.0418	0.5580	1.3364	2.3352	3.5573	4.9368

Par une interpolation entre le tableau de θ = 0.50 et de θ = 0.55 on obtient Le tableau suivant qui donne le coefficient K1 pour θ = 0.523

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$K_1[\theta=0.523] = K_1\,[\theta=0.50] + (K_1\,[\theta=0.55] - K_1\,[\theta=0.50]) \times \frac{0.523-0.50}{0.55-0.50}$$

- Tableau de K pour θ = 0.50 et α=1 (voir annexe)
- Tableau de K pour θ = 0.55 et α=1 (voir annexe)

Tableau V. 6 : Tableau de K pour θ = 0.523 et α=1

θ=0.523	K_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8446	0.9181	1.0022	1.0865	1.1304	1.0865	1.0022	0.9181	0.8446
b/4	0.6593	0.7422	0.8422	0.9620	1.0865	1.1733	1.1741	1.1347	1.0915
b/2	0.5240	0.6073	0.7101	0.8422	1.0022	1.1741	1.3156	1.3786	1.3805
3b/4	0.4255	0.5063	0.6073	0.7422	0.9181	1.1347	1.3786	1.6121	1.7920
b	0.3476	0.4255	0.5240	0.6593	0.8446	1.0915	1.4075	1.7920	2.2260

- *Calcul de Coefficient K_α :*

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

θ = 0.523, α = 0.219 ➔ **$K_\alpha = K_0 + 0.47\times (K_1 - K_0)$**

Tableau V. 7 : Tableau de K pour θ=0.523 et α=0.219

θ=0.523	K_α								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6927	0.8556	1.0176	1.1567	1.2208	1.1567	1.0176	0.8556	0.6927
b/4	0.2877	0.5026	0.7247	0.9501	1.1567	1.2958	1.3173	1.2763	1.2213
b/2	-0.0301	0.2060	0.4544	0.7247	1.0176	1.3173	1.5801	1.7576	1.8865
3b/4	-0.2976	-0.0540	0.2060	0.5026	0.8556	1.2763	1.7576	2.2595	2.7276
b	-0.5451	-0.2976	0.2251	0.2877	0.6927	1.2213	1.8992	2.7276	3.6627

➢ *Calcul de coefficient K_α pour chaque poutre :*

Pour obtenir les coefficients de répartition K_α pour chacune des sept poutres 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.

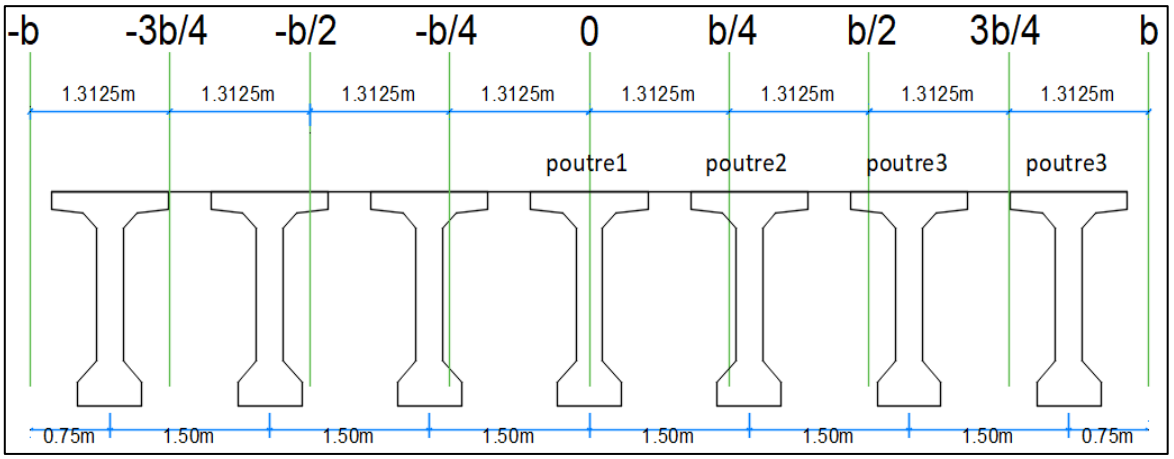


Figure V. 2 : Position des poutres transversalement

Tableau V. 8 : Valeurs du coefficient de répartition Kα 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	0.6927	0.8556	1.0176	1.1567	1.2208	1.1567	1.0176	0.8556	0.6927
Poutre 2	0.2423	0.4602	0.6861	0.9179	1.1368	1.2989	1.3549	1.3450	1.3163
Poutre 3	-0.1065	0.1317	0.3835	0.6613	0.9713	1.3056	1.6308	1.9010	2.1268
Poutre 4	-0.4037	-0.1584	0.2142	0.4105	0.7858	1.2527	1.8183	2.4601	3.1284

V.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.

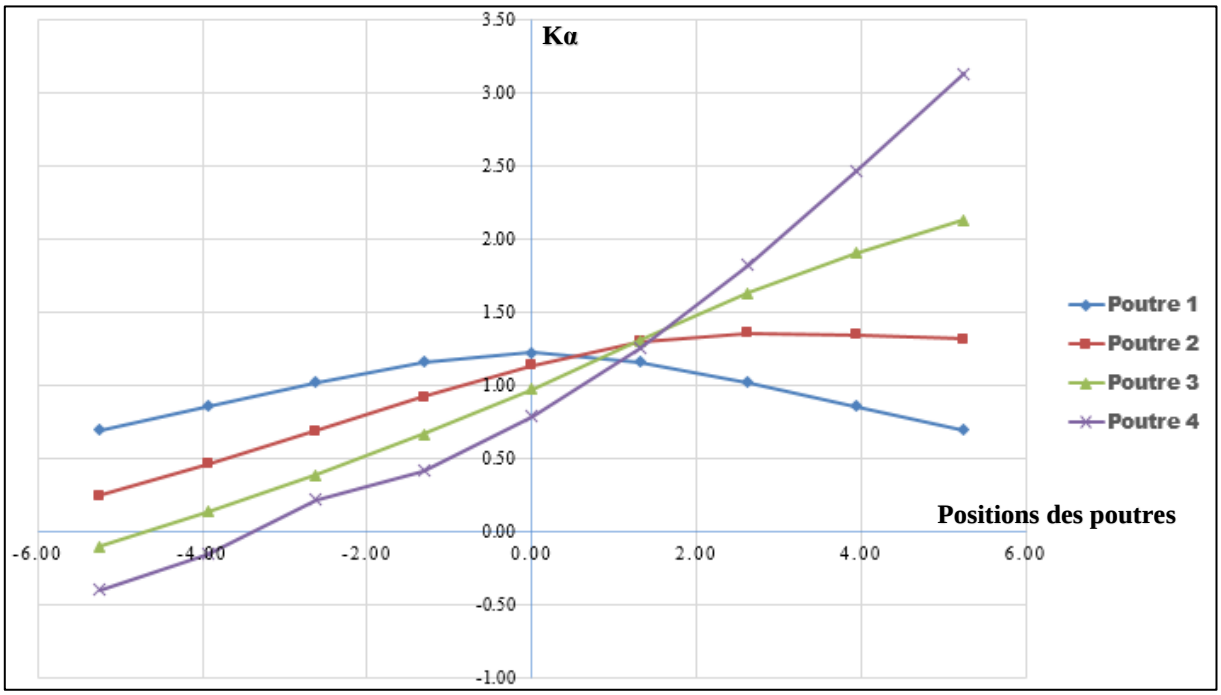


Figure V. 3 : Les lignes d'influence du coefficient K_α

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

V.2.2.3. Etude du chargement

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

- Le système **A(*l*)** chargera toute la largeur chargeable 7.10m, soit 3.55m 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, donc sera éloigné de 2.4m des bordures.

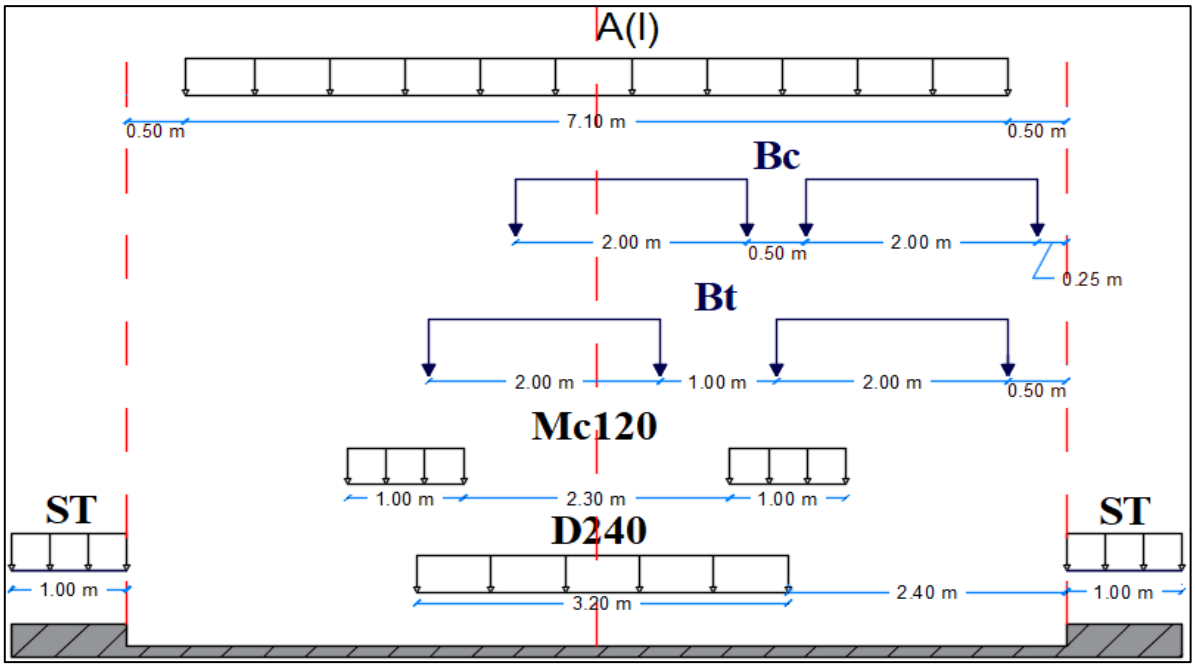


Figure V. 4 : Positionnement des charges

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 :*

$$K_{\alpha moy} = \sum K_{\alpha i} / n$$

Avec :

$K_{\alpha i}$: valeur sera directement lue sur le graphe.

n : nombre de charges.

- *Pour les surcharges réparties :*

$$K_{\alpha moy} = S/l$$

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.

- Le poids propre est considéré répartie uniformément sur toute la largeur de la dalle (malgré il y a un manque d'uniformité sur les deux poutres de l'extrémité).

Cette réparation est assurée par un coefficient $K_{\alpha moy}$ =1. Donc toutes les poutres avoir le même effet.

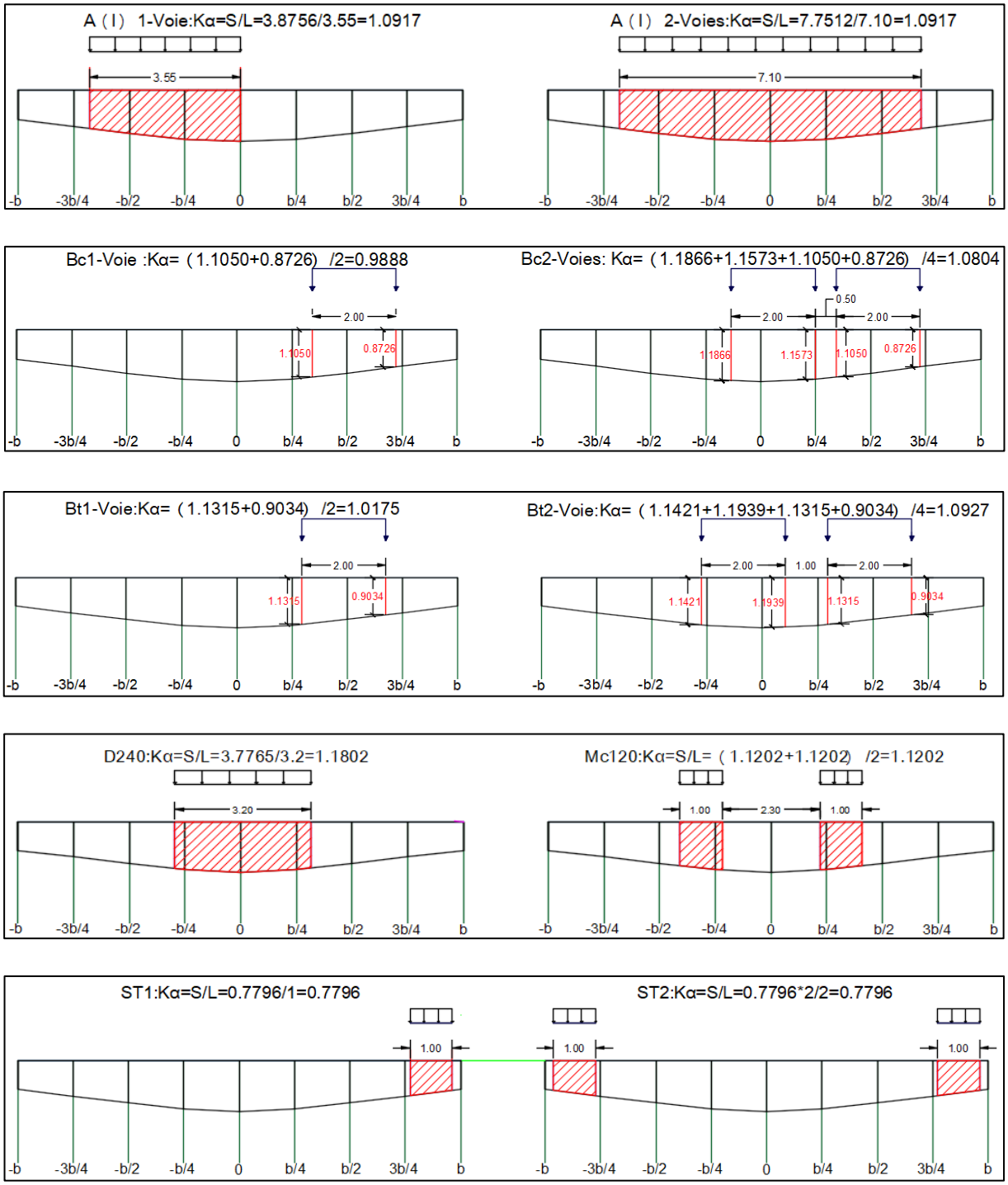


Figure V. 5 : Calcule de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 1

Calcule de $K_{\alpha moy}$ pour les autres poutres (voir ANNEXE A).

V.1.1.1Calcul du moment fléchissant

Les moments longitudinaux dû aux chaque chargements étant calculés, et divisés par le nombre de poutres, pour donner les moments équitablement répartis, qui sont à leur tour multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par chaque poutre : $M_{réel} = K_{\alpha moy} \times M_0$

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

Désignation			M_0 [KN.m]	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				$\mathbf{K_{\alpha moy}}$	$M_{réel}$ [KN.m]	$\mathbf{K_{\alpha moy}}$	$M_{réel}$ [KN.m]	$\mathbf{K_{\alpha moy}}$	$M_{réel}$ [KN.m]	$\mathbf{K_{\alpha moy}}$	$M_{réel}$ [KN.m]
Charge Permanente			5149.16	1.0000	5149.16	1.0000	5149.16	1.0000	5149.16	1.0000	5149.16
Surcharge A(L)		*1 voie*	750.31	1.0917	819.12	1.2930	970.15	1.4135	1060.57	1.4772	1108.36
		2voies	1500.63	1.0917	1638.23	1.0637	1596.22	0.9926	1489.52	0.9177	1377.12
Surcharge B	*BC*	*1 file*	677.71	0.9888	670.12	1.3329	903.32	1.6500	1118.22	1.9279	1306.56
		2 files	1254.18	1.0804	1355.02	1.2458	1562.46	1.3519	1695.53	1.4224	1783.95
	BT	*1tandem*	487.33	1.0175	495.86	1.3285	647.42	1.5928	776.22	1.8128	883.43
		2tandems	980.20	1.0927	1071.06	1.1888	1165.26	1.2323	1207.90	1.2493	1224.56
Convoi	*Mc120*		1340.53	1.1202	1501.66	1.0852	1454.74	0.9897	1326.72	0.8805	1180.34
	D240		2202.86	1.1802	**2599.81**	1.1252	2478.65	0.9911	2183.25	0.8323	1833.44
Surcharge de trottoir	*1 trottoir*		32.81	0.7796	25.58	1.3316	43.69	2.0064	65.84	2.7720	90.96
	2 trottoirs		65.63	0.7796	51.16	0.8451	55.46	1.0135	66.51	1.2500	82.03

Les combinaisons des charges pour détermination de la poutre la plus sollicitée :

Tableau V. 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 A(l)-1**Voie + **1.6 ST**	8343.81	8585.47	8730.13	8806.60
	1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies + **1.6 ST**	9654.39	9587.16	9416.45	9236.62
	1.35 G + 1.6 Bc1-Voie + **1.6 ST**	8105.41	8478.53	8822.38	9123.71
	1.35 G + 1.6 Bc2-Voies + **1.6 ST**	9201.25	9533.15	9746.06	9887.54
	1.35 G + 1.6 Bt1-Voie + **1.6 ST**	7826.59	8069.08	8275.17	8446.71
	1.35 G + 1.6 Bt2-Voies + **1.6 ST**	8746.91	8897.63	8965.85	8992.51
	1.35 G + 1.35 Mc120	8978.61	8915.27	8742.44	8544.82
	1.35 G + 1.35 D240	10461.11	10297.54	9898.75	9426.50
ELS	**G + 1.2A(l)-1**Voie + **ST**	6183.26	6364.50	6473.00	6530.35
	G + 1.2 A(l)2-Voies + **ST**	7166.20	7115.78	6987.74	6852.87
	G + 1.2 Bc1-Voie + **ST**	6004.46	6284.30	6542.19	6768.19
	G + 1.2 Bc2-Voies + **ST**	6826.34	7075.27	7234.95	7341.05
	G + 1.2Bt1-Voie + **ST**	5795.35	5977.22	6131.78	6260.43
	G + 1.2 Bt2-Voies + **ST**	6485.59	6598.63	6649.79	6669.79
	G + Mc120	6650.82	6603.90	6475.88	6329.49
	G + D240	7748.97	7627.81	7332.41	6982.59

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

$$\mathbf{M_{max} = 10461.11\ KN.m}$$

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

$$\mathbf{M_{max} = 7748.97\ KN.m}$$

V.2.3. Répartition transversale des efforts tranchants

Le calcul des efforts tranchants se fera de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant.

V.2.3.1. Coefficient de répartition ε_α, ε'_α :

Les Coefficient ε_α, ε'_α dépend de θ et α, pour la détermination de ces deux paramètres :

Dans le tableau de Guyon-Massonnet sont données les ε_0, $\varepsilon_1$et ε'_1 qui correspond à $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$.

Pour θ ne figurant pas dans les tableaux de Guyon-Massonnet on doit faire une interpolation.

La détermination des coefficients ε_α se fait comme celle de K_α mais avec quelque spécification.

- ***En section sur appui*** : On utilisera ε'_α obtenue par interpolation entre ε'_0 et ε'_1 avec $\varepsilon'_0 = \varepsilon_0$ et $\varepsilon'_1 \neq \varepsilon_1$.

L'interpolation se fera comme suite :

$$\varepsilon'_\alpha = \varepsilon'_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon'_0) \times \alpha \quad \text{si} \quad |y| + |e| \leq 3b/4.$$
$$\varepsilon'_\alpha = \varepsilon'_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon'_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{si} \quad |y| + |e| > 3b/4.$$

- ***En section courante*** : On utilisera $\varepsilon\alpha$ obtenu par interpolation entre ε_0 et ε_1.

L'interpolation se fera comme suite :

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha \text{ si } |y| + |e| \leq 3b/4.$$
$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha} \text{ si } |y| + |e| > 3b/4.$$

Le calcul de $\varepsilon_{\alpha moy}$ se fait à partir des lignes d'influence sous chargement et le calcul de l'effort tranchant réelle par $\mathbf{T = T \times \varepsilon_{\alpha moy}}$

V.2.3.2. Calcul l'effort tranchant aux appuis x=0

- *Calcul de Coefficients ε'_0 et ε'_1 :*

Par une interpolation entre le tableau de $\theta = 0.50$ et de $\theta = 0.60$ on obtient Le tableau qui donne le coefficient ε'_0 et ε'_1 pour $\theta = 0.523$

- Tableau de ε'_0 pour $\theta = 0.50$ (voir annexe).
- Tableau de ε'_0 pour $\theta = 0.60$ (voir annexe).

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$\varepsilon'_0[\theta=0.523] = \varepsilon'_0[\theta=0.50] + (\varepsilon'_0[\theta=0.60] - \varepsilon'_0[\theta=0.50]) \times \frac{0.523-0.50}{0.60-0.50}$$

Tableau V. 11 : Valeurs de coefficient Ɛ'0 pour θ = 0.523

	θ = 0.523									
Ɛ'0	y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	0	0.0883	0.1271	0.1641	0.1943	0.2075	0.1943	0.1641	0.1271	0.0883
	b/4	-0.0069	0.0460	0.0987	0.1496	0.1943	0.2239	0.2301	0.2229	0.2118
	b/2	-0.0829	-0.0239	0.0361	0.0987	0.1641	0.2301	0.2890	0.3332	0.3712
	3b/4	-0.1490	-0.0875	-0.0239	0.0460	0.1271	0.2229	0.3332	0.4512	0.5665
	b	-0.2121	-0.1490	-0.0829	-0.0069	0.0883	0.2120	0.3712	0.5665	0.7874

- Tableau de $Ɛ'_1$ pour θ = 0.50 (voir ANNEXE A).
- Tableau de $Ɛ'_1$ pour θ = 0.60 (voir ANNEXE A).

L'équation d'interpolation est donnée par :

$$Ɛ'_1[\theta=0.523] = Ɛ'_1[\theta=0.50] + (Ɛ'_1[\theta=0.60] - Ɛ'_1[\theta=0.50]) \times \frac{0.523-0.50}{0.60-0.50}$$

Tableau V. 12 : Valeurs de coefficient Ɛ'1 pour θ = 0.523

	θ = 0.523									
Ɛ'1	y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	0	0.0765	0.0309	0.1466	0.2048	0.2930	0.2048	0.1466	0.1070	0.0765
	b/4	0.0578	0.0791	0.1067	0.1469	0.2073	0.2981	0.2118	0.1532	0.1082
	b/2	0.0489	0.0647	0.0850	0.1142	0.1573	0.2207	0.3135	0.2257	0.1584
	3b/4	0.0482	0.0611	0.0777	0.1010	0.1343	0.1815	0.2472	0.3373	0.2360
	b	0.0556	0.0679	0.0835	0.1049	0.1343	0.1735	0.2238	0.2851	0.3544

- *Calcul de Coefficient $Ɛ'_\alpha$:*

$$Ɛ'_\alpha = Ɛ'_0 + (Ɛ'_1 - Ɛ'_0) \times \alpha \quad si \quad |y| + |e| \leq 3b/4$$
$$Ɛ'_\alpha = Ɛ'_0 + (Ɛ'_1 - Ɛ'_0) \times \sqrt{\alpha} \quad si \quad |y| + |e| > 3b/4$$

Tableau V. 13 : Valeurs du coefficient de répartition Ɛ'α pour θ = 0.523 et α=0.2778

θ = 0.523	Ɛ'α								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0828	0.1060	0.1603	0.1966	0.2263	0.1966	0.1603	0.1227	0.0828
b/4	0.0234	0.0615	0.1004	0.1490	0.1971	0.2402	0.2260	0.1902	0.1633
b/2	-0.0212	0.0176	0.0590	0.1021	0.1626	0.2280	0.3005	0.2829	0.2716
3b/4	-0.0567	-0.0179	0.0236	0.0717	0.1287	0.2035	0.2930	0.3979	0.4118
b	-0.0868	-0.0475	-0.0050	0.0455	0.1098	0.1940	0.3022	0.4348	0.5848

➢ *Calcul de coefficient $\mathcal{E}'_{\alpha}$ pour chaque poutre :*

Pour obtenir les coefficients de répartition $\mathcal{E}'_{\alpha}$ pour chacune des sept poutres 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.

Tableau V. 14 : Valeurs du coefficient de répartition $\mathcal{E}'_{\alpha}$ 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	0.0828	0.1060	0.1603	0.1966	0.2263	0.1966	0.1603	0.1227	0.0828
Poutre 2	0.0170	0.0552	0.0945	0.1423	0.1922	0.2384	0.2367	0.2035	0.1788
Poutre 3	-0.0314	0.0074	0.0489	0.0934	0.1529	0.2210	0.2983	0.3157	0.3117
Poutre 4	-0.0696	-0.0306	0.0114	0.0605	0.1206	0.1994	0.2969	0.4137	0.4860

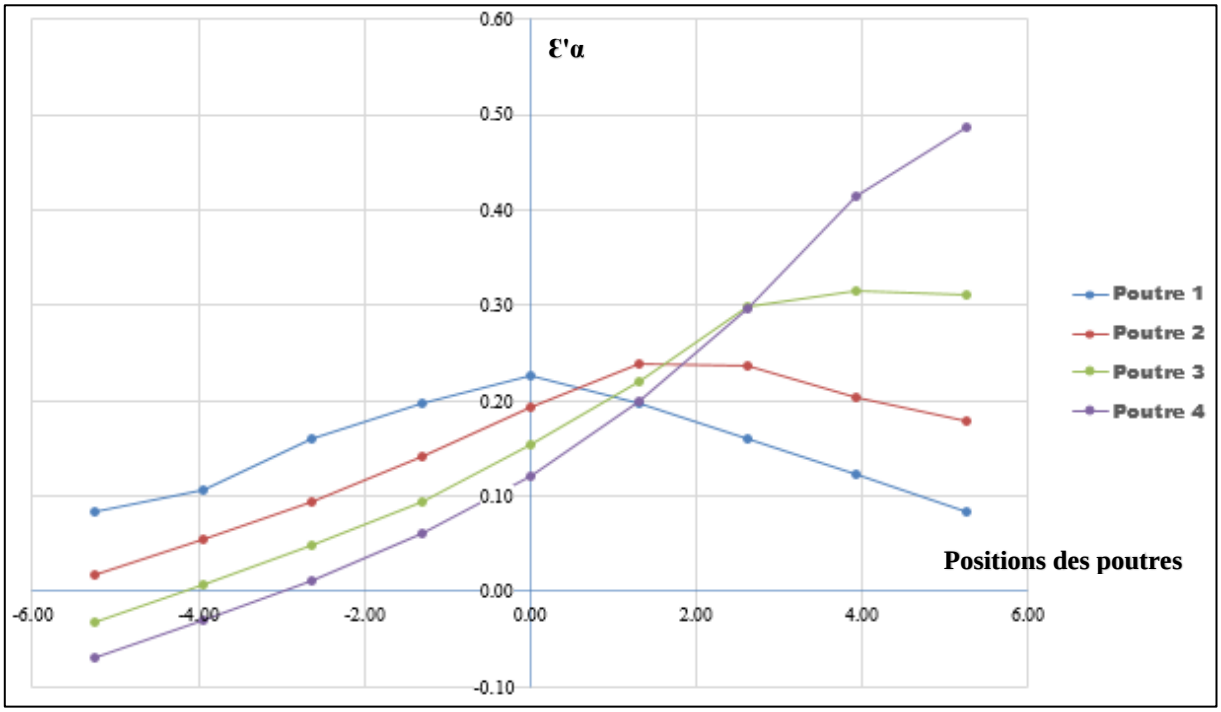


Figure V. 6 : Les lignes d'influence du coefficient $\mathcal{E}'_{\alpha}$

➢ *Calcul de coefficient $\mathcal{E}'_{amoy}$:*

Après avoir tracé les lignes d'influences, et charge le tablier du pont conformément au RCPR (se fera de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant).

On détermine pour chaque chargement le coefficient de répartition résultant.

- *Pour les surcharges concentrées :*

$$\varepsilon'_{\alpha moy} = \sum \varepsilon'_{\alpha i} / n$$

Avec :

$K_{\alpha i}$: valeur sera directement lue sur le graphe.

n : nombre de charges.

- *Pour les surcharges réparties :*

$$\varepsilon'_{\alpha moy} = S/l$$

Avec :

S : aire du graphe sous la largeur chargée.

l : largeur chargée.

On calcul de l'effort tranchant réelle par $T_{réel} = T \times \varepsilon_{\alpha moy}$

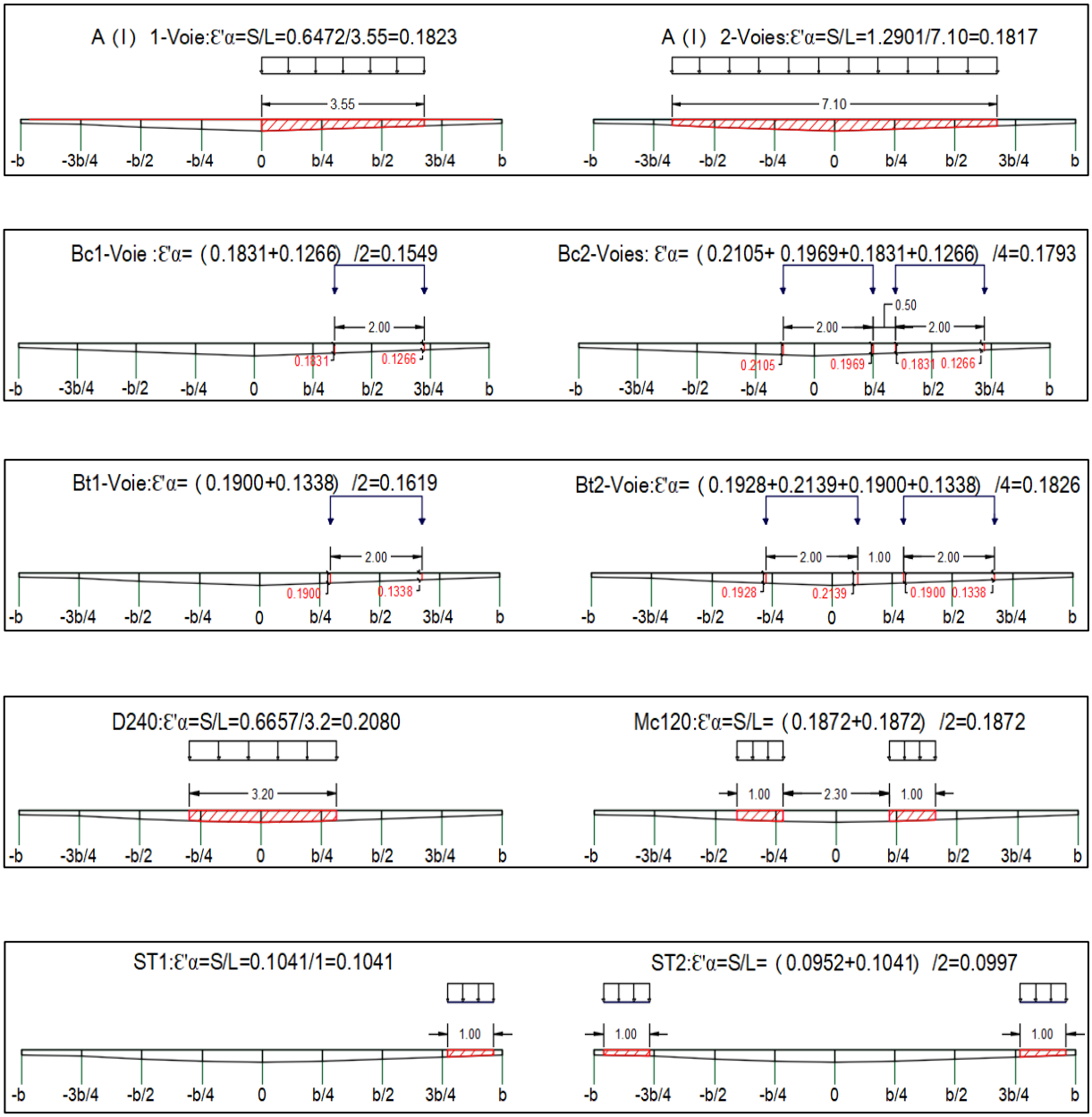


Figure V. 7 : Calcule de Ɛ'$_{\alpha moy}$ pour la poutre 1

Calcule de Ɛ'$_{\alpha moy}$ pour les autres poutres (voir ANNEXE A).

Tableau V. 15 : Tableau des efforts tranchants réels sur appui pour les différentes positions des poutres

Désignation			T [KN]	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
				$\varepsilon'_{\alpha moy}$	$T_{réel}$ [KN]	$\varepsilon'_{\alpha moy}$	$T_{réel}$ [KN]	$\varepsilon'_{\alpha moy}$	$T_{réel}$ [KN]	$\varepsilon'_{\alpha moy}$	$T_{réel}$ [KN]]
Charge Permanente G			588.48	1.0000	588.48	1.0000	588.48	1.0000	588.48	1.0000	588.48
Surcharge A(L)		*1 voie*	600.25	0.1823	109.43	0.2254	135.30	0.2445	146.76	0.2390	143.46
		2voies	1200.50	0.1817	218.13	0.1763	211.65	0.1626	195.20	0.1424	170.95
Surcharge B	*BC*	*1 file*	419.61	0.1549	65.00	0.2224	93.32	0.2818	118.25	0.3186	133.69
		2 files	776.53	0.1793	139.23	0.2121	164.70	0.2263	175.73	0.2311	179.46
	BT	*1tandem*	397.69	0.1619	64.39	0.2257	89.76	0.2728	108.49	0.2981	118.55
		2tandems	799.8900	0.1826	146.06	0.2001	160.06	0.2039	163.10	0.2013	161.02
Convoi	*Mc120*		1072.42	0.1872	200.76	0.1838	197.11	0.1616	173.30	0.1364	146.28
	D240		1762.29	0.2080	**366.56**	0.1923	338.89	0.1582	278.79	0.1293	227.86
Surcharge de trottoir	*1 trottoir*		26.25	0.1041	2.73	0.1920	5.04	0.3138	8.24	0.4474	11.74
	2 trottoirs		52.5	0.0997	5.23	0.1147	6.02	0.1517	7.96	0.1993	10.46

Les combinaisons des charges pour détermination de la poutre la plus sollicitée :

Tableau V. 16 : Tableau des combinaisons aux états limites (ELS et ELU) en (KN)

Etat limite	Combinaisons d'action	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELU	**1.35 G + 1.6 A(l)-1**Voie + **1.6 ST**	977.90	1020.55	1042.00	1040.72
	1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies + **1.6 ST**	1151.83	1142.71	1119.51	1084.71
	1.35 G + 1.6 Bc1-Voie + **1.6 ST**	906.81	953.39	996.38	1025.08
	1.35 G + 1.6 Bc2-Voies + **1.6 ST**	1025.59	1067.60	1088.35	1098.31
	1.35 G + 1.6 Bt1-Voie + **1.6 ST**	905.83	947.69	980.77	1000.87
	1.35 G + 1.6 Bt2-Voies + **1.6 ST**	1036.51	1060.17	1068.14	1068.81
	1.35 G + 1.35 Mc120	1065.46	1060.54	1028.40	991.92
	1.35 G + 1.35 D240	1289.29	1251.94	1170.81	1102.06
ELS	**G + 1.2A(l)-1**Voie + **ST**	725.02	756.85	772.55	771.09
	G + 1.2 A(l)2-Voies + **ST**	855.47	848.48	830.68	804.08
	G + 1.2 Bc1-Voie + **ST**	671.71	706.48	738.34	759.36
	G + 1.2 Bc2-Voies + **ST**	760.79	792.14	807.31	814.29
	G + 1.2Bt1-Voie + **ST**	670.97	702.21	726.63	741.20
	G + 1.2 Bt2-Voies + **ST**	768.98	786.57	792.16	792.16
	G + Mc120	789.23	785.59	761.78	734.75
	G + D240	955.03	927.36	867.27	816.34

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

$$\mathbf{T_{max} = 1289.29\ KN}$$

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

$$\mathbf{T_{max} = 955.03\ KN}$$

V.3. CONCLUSION

A partir des résultats précédents, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 1 (poutre centrale).

CHAPITRE VI

MODELISATION DU TABLIER

VI. MODELISATION DU TABLIER

VI.1. INTRODUCTION

Après l'étude transversale du tablier de notre ouvrage (calcule analytique en utilisant la méthode de GUYON-MASSONNET. On vérifié les résultats de calcul analytique par calcul numérique en utilisant un logiciel de calcul à base d'éléments finis comme : autodesk robot structural analysis professional.

VI.2. LES ETAPES DE MODELISATION

La modélisation en 3d de note ouvrage passe par les étapes suivantes :

- La déclaration des lignes de constructions.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des Éléments plaques.
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux utilisés (Béton 35).
- Définition et affectation des différentes sections.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure (Appui simple et Appuis double dans l'extrémité).
- Définir le type de maillage [Quadrangle (4 nœuds) avec taille ″ 0.5m×0.5m ″]
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

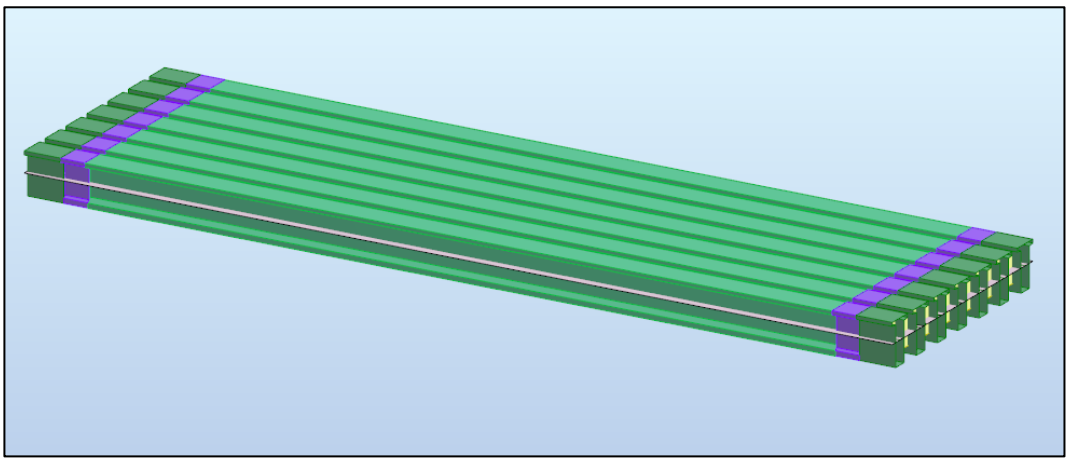


Figure VI. 1 : Modèle du tablier en 3D

VI.3. RESULTATS

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenues sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). Les résultats ci-dessous sont donnés en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

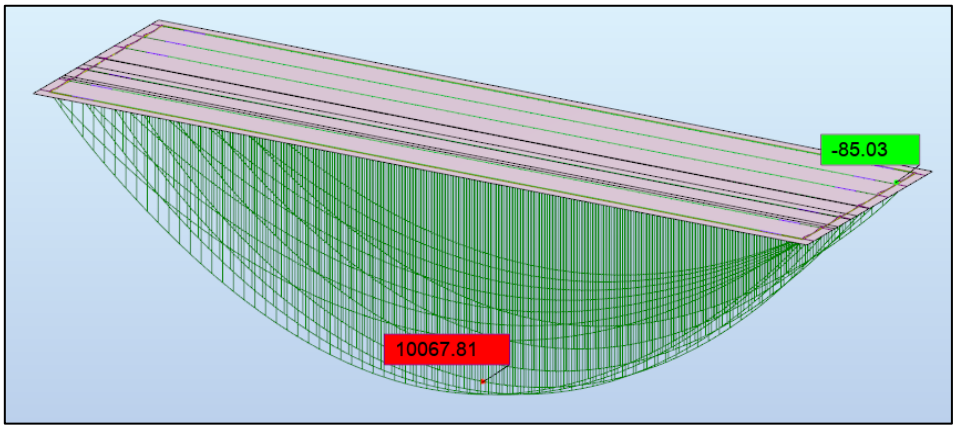


Figure VI. 2 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240)

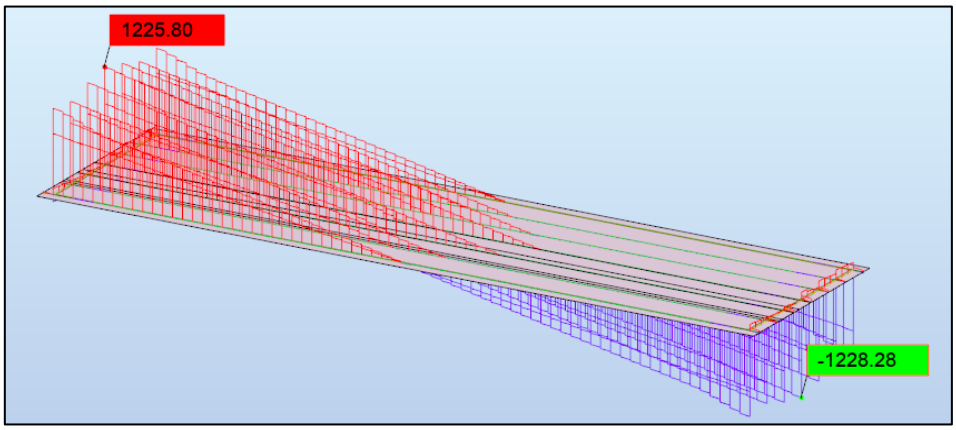


Figure VI. 3 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.35 D240)

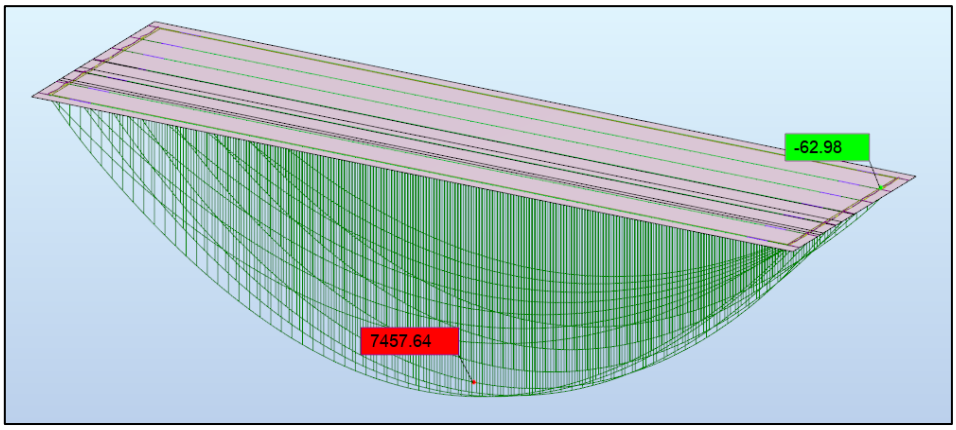


Figure VI. 4 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + D240)

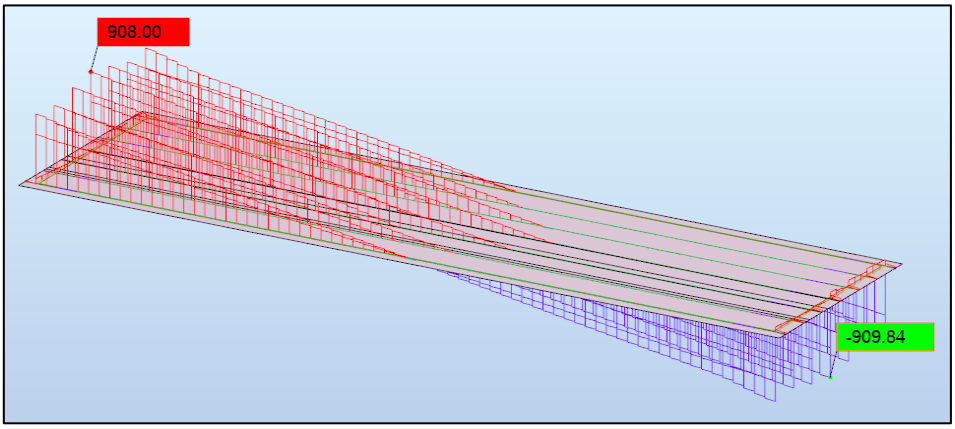


Figure VI. 5 : Effort tranchant maximum à l'ELS (Combinaison G + D240)

VI.4. COMPARAISON ENTRE LES VALEURS ANALYTIQUES ET NUMERIQUES

Tableau VI. 1 : Comparaison entre les valeurs analytiques et numériques

Etat limite	Méthode	Combinaisons qui donner l'effort max	Moment max (KN.m)	L'erreur (%)	Effort tranchant max (KN)	L'erreur (%)
ELU	Manuel	**1.35G+1.35D240**	10461.11	4	1289.29	5
	Automatique	**1.35G+1.35D240**	10067.81		1228.28	
ELS	Manuel	**G+D240**	7748.97		955.03	
	Automatique	**G+D240**	7457.64		909.84	

L'erreur trouvé étant dans la marge admissible.

VI.5. CONCLUSION

Après avoir calculé les différentes sollicitations analytique et numérique (Autodesk robot) on constate qu'il y a une légère différence.

Les prochains calculs seront faits par les résultats obtenus automatiquement.

CHAPITRE VII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.
Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels.

- La valeur de la précontrainte P.
- L'excentricité 'e_0' définie comme étant la distance du c.d.g de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

VII.2. DETERMINATION DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE

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 :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$ (section sous-critique).

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$ (section sur critique).

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

Tableau VII. 1 : Les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle) et résultats de logiciel

Indice	Désignation	Valeur
B	: L'aire de la section.	1.536 m²
h	: Hauteur de la section.	2.05 m
v	: La distance entre son CDG et la fibre supérieure.	0.843 m
v'	: La distance entre son CDG et la fibre inférieure.	0.957 m
I	: Moment d'inertie de de la section par rapport au centre de gravité.	0.342 m^4
ρ	: Rendement géométrique de la section ρ = I / (B×v× v').	0.365
d'	: L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h.	0.205 m
M_m	: Moment minimale (généré sous les charge permanentes G).	4.769 MN.m
M_M	: Moment maximal a L'ELS généré sous la combinaison G+D240.	7.457 MN.m

ΔM	: $\Delta M = M_M - M_m$	2.688 MN.m
σ_{bt1}	: Contrainte limite de traction hors section d'enrobage.	-4.05 MPa
σ_{bt2}	: Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage.	-2.70 MPa

Application Numérique :

P_I = -0.71 MN ; P_{II} = 4.42 MN ➔ $P_I < P_{II}$: Section sur critique .

P_{min} = sup (P_I ; P_{II}) = 4.42 MN

VII.3. DETERMINATION NOMBRE DE CABLE

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

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15 peut créer.

P_0 = min (0.8 f_{prg} Ap, 0.9f_{peg} Ap).

f_{prg} = 1 770 MPa ; f_{peg} = 1 583 MPa ; Ap = 1 680 mm² ➔ **P_0 = 2.38 MN.**

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

$$n \geq \frac{4.42}{(1-0.25)\times 2.38} \geq 2.47$$ donc on prend : **n = 3 câbles**

VII.4. 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 10 %
- **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 :

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

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

Tableau VII. 2 : 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 [%]	10.00	10.00	15.00	25.00
B [m²]	0.71	0.71	1.09	1.09
I [m⁴]	0.279	0.279	0.503	0.503
v [m]	0.83	0.83	0.75	0.75
v' [m]	0.97	0.97	1.30	1.30
M [KN.m]	2.73	2.73	4.09	7.46
e_0 [m]	0.77	0.77	1.10	1.10
P [MN]	3.21	6.43	6.07	5.36
σ_{sup} [MPa]	5.29	2.49	1.77	7.28
σ_{inf} [MPa]	3.62	16.78	12.25	0.84
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VII.5. TRACE DU CABLE

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

VII.5.1. Rayon de courbure

On admet qu'il est égal à :

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

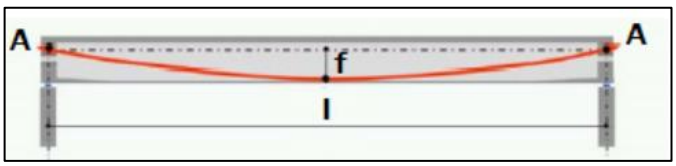


Figure VII. 1 : Rayon de courbure

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)**.

VII.5.2. L'angle de déviation β

Sur une longueur l peut être calculé par :

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

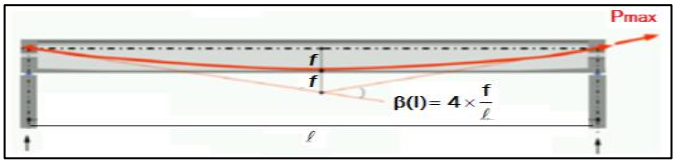
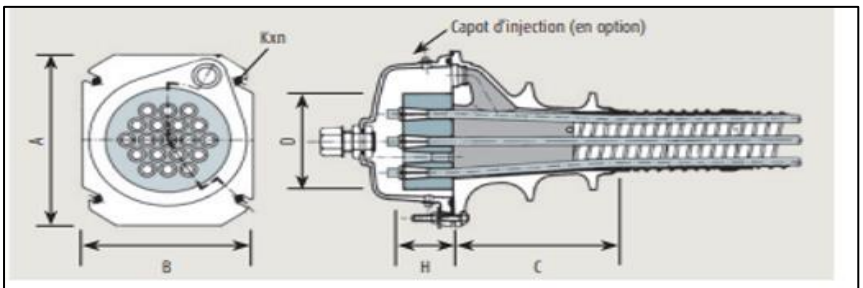
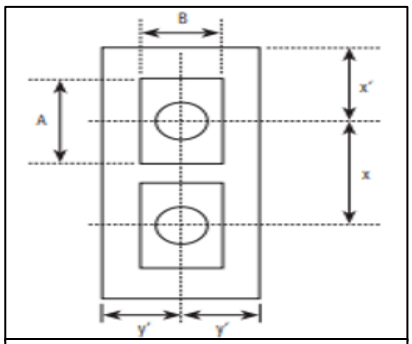


Figure VII. 2 : L'angle de déviation

VII.5.3. Caractéristiques des plaques d'ancrages



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4



Distances a et b

Unités	a = b (mm) $f_{cm,0}$ (MPa) 24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Figure VII. 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 :

$x \geq A+30$ (mm) ➔ $x \geq 27$cm

On prend x = 35 cm

$x \geq 0.85 \times a$ ➔ $x \geq 31.4$cm

y' = 30cm. (on prend la disposition de l'ancrage au milieu de l'âme).

Avec :

- f_{c28} = 35MPa
- a = 369.5 mm (obtenue par l'interpolation de tableau distances a et b).

VII.5.4. 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. On opte pour la dernière disposition ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

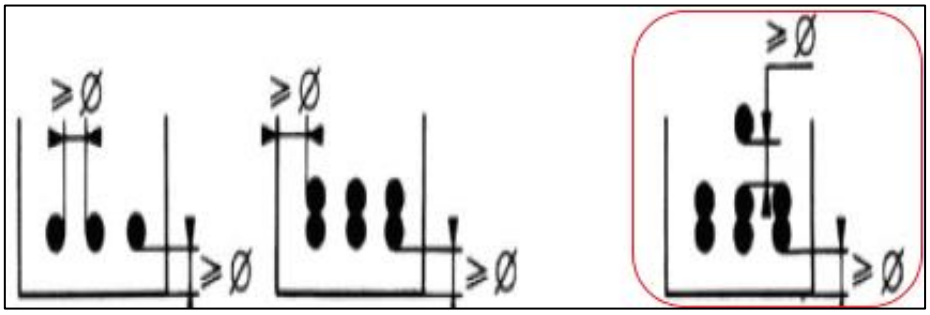
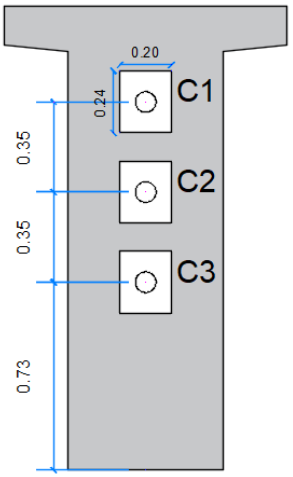
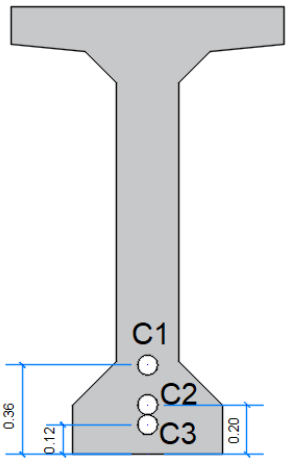


Figure VII. 4 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte

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

Tableau VII. 3 : Position des câbles

Câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
C1	**0.73**		**0.12**	
C2	**1.08**		**0.2**	
C3	**1.43**		**0.36**	

VII.5.5. L'angle de relevage α

Angle d'inclinaison d'un alignement droit [une distance de 1 à 1.20 m (on prend 1m)] du câble à partir de son ancrage qui est donné 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 ; $B_n = B - n \times B_{Gaine}$
- n : nombre des câbles.
- B_{Gaine} : surface de la gaine.
- b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{lit} \times \Phi$.
- b_0 : largeur brute ; b_0=0.6 m.
- n_{lit} : nombre de lits ; n_{lit}=1 .
- Φ : diamètre de la gaine ; Φ=0.08 m.

Tableau VII. 4 : Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage

b_n	B_n	P	σ_x	$\bar{\tau}$	$\bar{V}$	**$-14.05° \leq \alpha \leq 30.10°$**
0.52 m	1.52 m^2	5.36 MN	3.52 MPa	2.59 MPa	2.21 MPa	

On fixe : α_{C1}= 3.77°, α_{C2}=5.44°, α_{C3}=6.61°

VII.5.6. Résultats

Tableau VII. 5 : 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	3.77	0.73	0.66	0.12	0.54	265.57	0.064
C2	34	5.44	1.08	0.98	0.2	0.78	184.13	0.092
C3	34	6.61	1.43	1.31	0.36	0.95	151.45	0.112

VII.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

La force de précontrainte dans un câble varie à la fois dans l'espace (le long de l'abscisse du câble) et dans le temps.
La tension en un point du câble dans la structure diffère de la force du vérin avec lequel le câble a été tendu, du fait d'un certain nombre de pertes qui font baisser significativement la tension du câble.
Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- **Les pertes instantanées :** Il s'agit des pertes qui se produisent à la mise en tension du câble. Elles comportent :
  - Pertes due au frottement $\Delta\sigma_\varphi$.
  - Pertes par recul de l'ancrage $\Delta\sigma_g$.
  - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton $\Delta\sigma_e$.

- **Les pertes différées :** Il s'agit des pertes qui se développent dans le temps :
  - Pertes dues au retrait du béton $\Delta\sigma_r$.
  - Pertes dues au fluage du béton $\Delta\sigma_{fl}$.
  - Pertes par relaxation $\Delta\sigma_\rho$.

VII.6.1. Les pertes instantanées

IV.6.1.1. Pertes due au frottement

Ce type des pertes se produit par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. Ces pertes sont données par la formule suivante : $\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1\text{-}e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$

- σ_{p0} : la tension à l'origine, $\sigma_{p0} = \min\{0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}\} = 1416$ MPa.
- x : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).

Tableau VII. 6 : Valeurs des coefficients f et φ

- f :Coefficient de frottement en courbe, f =0.18 rad-1.

- φ :Coefficient de frottement en ligne, φ = 0.002 m-1.

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients *f* et φ

Cas	Nature des armatures	*f* : $3 \leqslant R \leqslant 6$ (m)	*f* : $R \geqslant 6$ (m)	φ (m^{-1})
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 VII. 7 : Les résultats de calcule 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	0.064	0.048	65.72	71.90	5.08
C2	18	0.092	0.053	72.58		
C3	18	0.112	0.056	77.39		

IV.6.1.2. 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 mm.
- E_p : module d'élasticité des câbles précontraints, E_p = 190000 MPa.

Tableau VII. 8 : 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	0.0026	17.46	130.56	0	0
C2	18	0.0029	16.60	137.39	0	
C3	18	0.0031	16.06	141.99	0	

IV.6.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

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

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

- 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,

$$P = nP_0 (1 - \Delta\sigma_\varphi(\%) - \Delta\sigma_g(\%)).$$

- 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 VII. 9 : Les résultats de calcul des pertes dues au raccourcissement instantané du béton

B	I	e	M_p	P	σ_{bi} (L/2)	$\Delta\sigma_e$ (L/2)	$\Delta\sigma_e$ (L/2)
0.71 m^2	0.28 m^4	0.75 m	2.73 MN	6.78 MN	15.80 MPa	41.72 MPa	2.95 %

La valeur des pertes instantanées totales est :

$$\mathbf{\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e = 113.62\ MPa = 8.02\ \%}$$

VII.6.2. Les pertes différées

IV.6.2.1. 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 : $\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [1 - r(t)]$

- t : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.
- r(t) : une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

Très souvent, on peut négliger r(t1) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r$

- ε_r : retrait final, $\varepsilon_r = 2\times10^{-4}$
- $\Delta\sigma_r = 38$ MPa, $\Delta\sigma_r = 2.68$ %

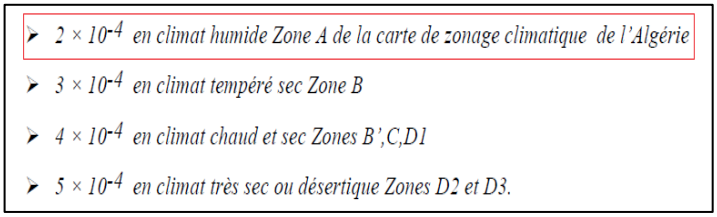


Figure VII. 5 : Valeur de ε_r

IV.6.2.2. 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 : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5\ \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P\times e^2}{I} - \frac{M_P \times e}{I}$, 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 VII. 10 : Les résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton

B	I	e	M_p	P	σ_b	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{fl}$
1.09 m^2	0.50 m^4	1.08 m	2.73 MN	5.36 MN	7.06 MPa	93.15 MPa	6.58%

IV.6.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les câbles de précontrainte, La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

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

- 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.
- $\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$ =1302.38 MPa.
- $\Delta\sigma_\rho$ = 59.74 MPa, $\Delta\sigma_\rho$ = 4.22 %.

La valeur des pertes différées totales est :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho = 180.94\ MPa = 12.78\ \%}$$

La valeur des pertes totales est :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff} = 294.56\ MPa = 20.80\%}$$

VII.7. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS

VII.7.1. Les Caractéristiques des sections de vérification

Tableau VII. 11 : Caractéristiques nettes des sections de vérification

Section	x = 0		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)	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05
B_n (m^2)	1.15	1.52	0.70	1.07	0.70	1.07	0.70	1.07
v_n (m)	0.84	0.86	0.81	0.74	0.81	0.73	0.81	0.73
v'_n (m)	0.96	1.19	0.99	1.31	0.99	1.32	0.99	1.32
I_n (m^4)	0.34	0.61	0.27	0.49	0.27	0.49	0.27	0.48
ρ (%)	36.88	39.14	49.06	47.44	48.58	47.07	48.40	46.94
d_{moy}(m)	1.05		0.44		0.28		0.23	

VII.7.2. Effort de précontrainte

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

- Valeur caractéristique maximale : $\mathbf{P_1 = 1.02\ P_0 - 0.8\ \Delta P}$
- Valeur caractéristique minimale : $\mathbf{P_2 = 0.98\ P_0 - 1.2\ \Delta P}$

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

IV.7.2.1. Contrainte admissible

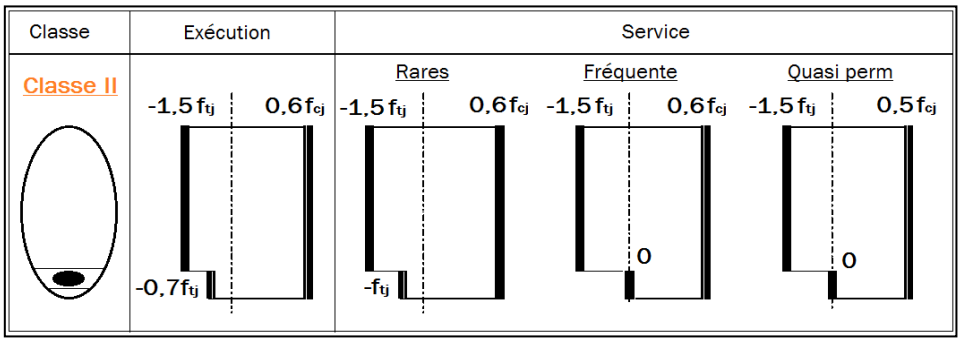


Figure VII. 6 : Limitation des contraintes des sections en B.P

Tableau VII. 12 : 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	$0.5\ \Delta\sigma_{inst}$	4.01	3.53	3.33
Phase2	21	-4.05	-1.89	100	$\Delta\sigma_{inst}$	8.02	6.82	6.31
Phase3	21	-4.05	-1.89	100	$\Delta\sigma_{inst} + 0.5\Delta\sigma_{diff}$	14.41	6.46	5.76
Phase4	21	-4.05	-2.7	100	$\Delta\sigma_{totale}$	20.80	6.09	5.21

VII.7.3. Vérification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

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

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

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

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

$$\boldsymbol{\sigma_{Max} = \sigma_P + \sigma_{P1}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{Min} = \sigma_P + \sigma_{P2}}$$

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

Tableau VII. 13 : Vérification des contraintes normales pour chaque phase

Phase		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e_0 (m)		-0.10	0.55	0.71	0.76	-0.10	0.55	0.71	0.76
M (MN)		0.00	2.01	2.55	2.73	0	2.01	2.55	2.73
P_1 (MN)		3.53	3.53	3.53	3.53	6.82	6.82	6.82	6.82
P_2 (MN)		3.33	3.33	3.33	3.33	6.31	6.31	6.31	6.31
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	5.98	7.64	8.20	0.00	5.98	7.64	8.20
	σ_{inf}	0.00	-7.23	-6.83	-10.02	0.00	-7.23	-9.31	-10.02
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3.93	-0.65	-2.41	-3.01	7.60	-1.26	-4.67	-5.82
	σ_{inf}	2.11	11.99	14.20	14.95	4.09	23.20	27.47	28.93
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3.70	-0.61	-2.28	-2.84	7.02	-1.16	-4.32	-5.38
	σ_{inf}	1.99	11.31	13.39	14.10	3.78	21.45	25.40	26.75
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3.93	5.33	5.22	5.19	7.60	4.73	2.97	2.37
	σ_{inf}	2.11	4.76	7.37	4.93	4.09	15.97	18.16	18.91
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3.70	5.37	5.36	5.36	7.02	4.82	3.32	2.81
	σ_{inf}	1.99	4.08	6.56	4.08	3.78	14.22	16.09	16.73
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_0 (m)		0.14	0.87	1.04	1.09	0.14	0.87	1.04	1.09
M (MN)		0.00	3.01	3.82	4.09	0	5.61	7	7.46
P_1 (MN)		6.46	6.46	6.46	6.46	6.09	6.09	6.09	6.09
P_2 (MN)		5.76	5.76	5.76	5.76	5.21	5.21	5.21	5.21
σ_P (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.51	5.76	6.18	0.00	8.41	10.55	11.27
	σ_{inf}	0.00	-8.06	-10.34	-11.12	0.00	-15.02	-18.95	-20.27
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.96	-2.43	-4.06	-4.61	2.79	-2.29	-3.83	-4.35
	σ_{inf}	6.04	21.16	24.17	25.18	5.70	19.97	22.80	23.76
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.64	0.39	-0.45	-4.11	5.01	0.74	-0.84	-3.72
	σ_{inf}	5.39	18.88	21.56	22.47	4.88	17.08	19.51	20.33
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.96	2.08	1.70	1.57	2.79	6.11	6.72	6.92
	σ_{inf}	6.04	13.10	13.83	14.07	5.70	4.94	3.85	3.49
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.64	4.90	5.31	2.07	5.01	9.15	9.71	7.55
	σ_{inf}	5.39	10.82	11.22	11.35	4.88	2.06	0.56	0.06

VII.7.4. Vérification des contraintes tangentielles

Selon le mode de rupture du béton, il y'a deux contraintes admissible à calculer :

- Rupture par fissuration :

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

- Rupture par compression-cisaillement :

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

La contrainte tangentielle $\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n} \leq$ Min ($\bar{\tau}_1$; $\bar{\tau}_2$).

Avec :

- σ_x : La contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$,

P = $\sum_{i=1}^{3} P_i \cos \alpha_i$

- V_{red} : l'effort tranchant maximal réduit de service, $V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^{3} P_i \sin \alpha_i$.

Si $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$ on a : $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ ➔ Min ($\bar{\tau}_1$; $\bar{\tau}_2$) = $\bar{\tau}_1$.

Tableau VII. 14 : Les résultats de calcul σ_x et $\bar{\tau}_1$

P_i (MN)	α_i (°)	$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$	
$P_i = P_0(1 - \Delta\sigma_{totale}) = 1.88$	3.77	1.88	0.12	$B_n = 1.52\ m^2$
	5.44	1.88	0.18	**σ_x= 3.70 MPa**
	6.61	1.87	0.22	**$\bar{\tau}_1$ =2.63 MPa**
La somme		5.63	0.52	

σ_x= 3.70 MPa < $0.4 f_{c28}$=14 MPa, donc on vérifier : $\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}_1}$.

Tableau VII. 15: Vérification des contraintes tangentielles

V_{ser}	V_{red}	S_n	I_n	b_n	τ	$\tau \leq \bar{\tau}_1$
0.91 MPa	0.39 MPa	0.51 m^3	0.61 m^4	0.52 m	0.63 MPa	Vérifié

VII.8. 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 :

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

- σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$, σ_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 VII. 16 : Résultat de calcul β_u

Vu	Vu_{red}	S_n	I_n	b_n	τ_u	σ_x	σ_y	β_u
1.23 MPa	0.71 MPa	0.51 m^3	0.61 m^4	0.52 m	1.15 MPa	3.70 MPa	0 MPa	15.89°
							On prend : **β_u=30°**	

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

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

γ_s=1.15

➔ $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **1.70 cm**

- 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 MPa, **condition est vérifiée**

VII.9. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VII.9.1. 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 :

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

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.

Le ferraillage passif mécaniquement n'est pas nécessaire, on disposera un ferraillage minimal (de construction).

On choisit **6 HA12.**

VII.9.2. 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 cm^2/ml placé sur le pourtour, on choisit **un cadre de HA12**

- *Longitudinales :*

$$As \geq \max \begin{cases} 3cm^2/ml \times \text{périmètre de la poutre} \\ 0.1\% \text{ section nette de la poutre} \end{cases} \rightarrow As \geq 18.27\ cm^2$$

On prend **20HA12**

VII.9.3. 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

VII.9.4. 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.**

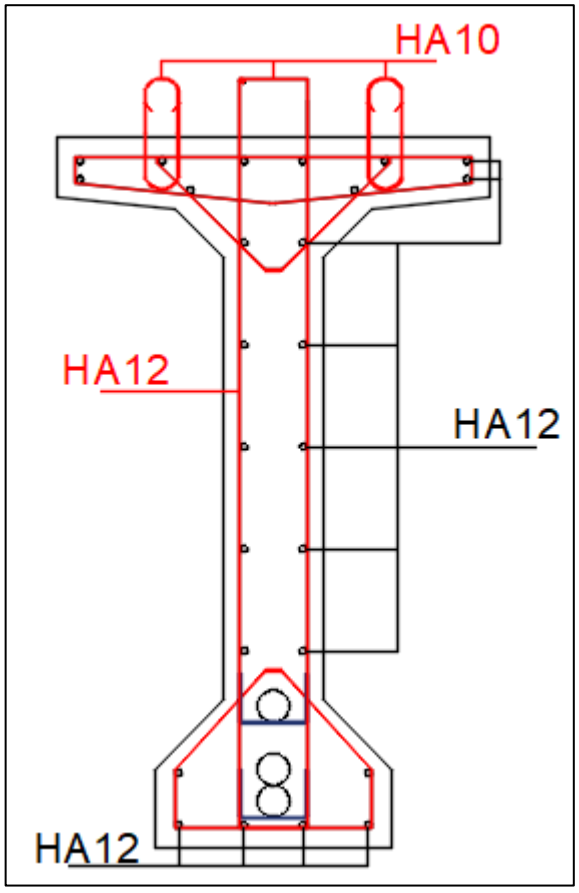


Figure VII. 7 : Ferraillage de la poutre à mi-travée

VII.10. VERIFICATION DE LA FLECHE

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

VII.10.1. La flèche admissible

La flèche admissible est donnée par la formule suivante :

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

➔ $f_{adm} = \frac{35}{500} = 7$ cm

VII.10.2. Flèche due au poids propre du poutre

La flèche due au poids propre du poutre est : $f_{gp} = 3.5$ cm

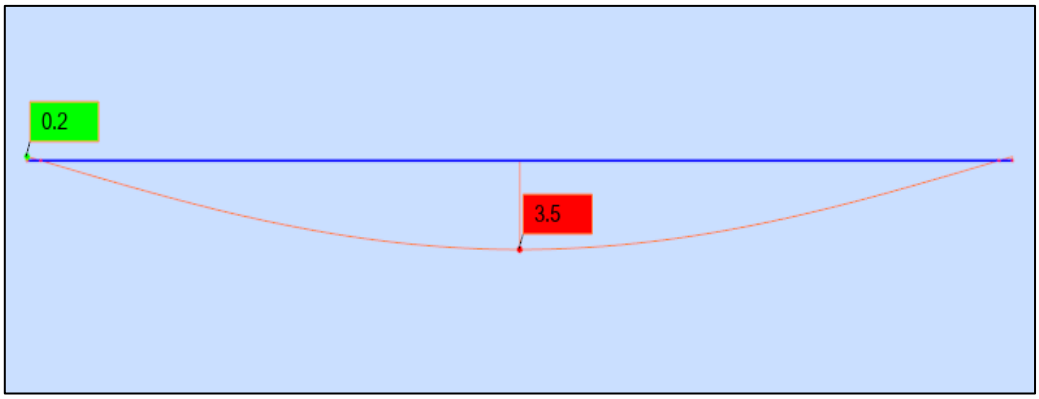


Figure VII. 8 : Flèche due au poids propre du poutre

VII.10.3. Flèche due au poids du tablier G

La flèche due au poids du tablier G est : $f_G = 6.38$ cm

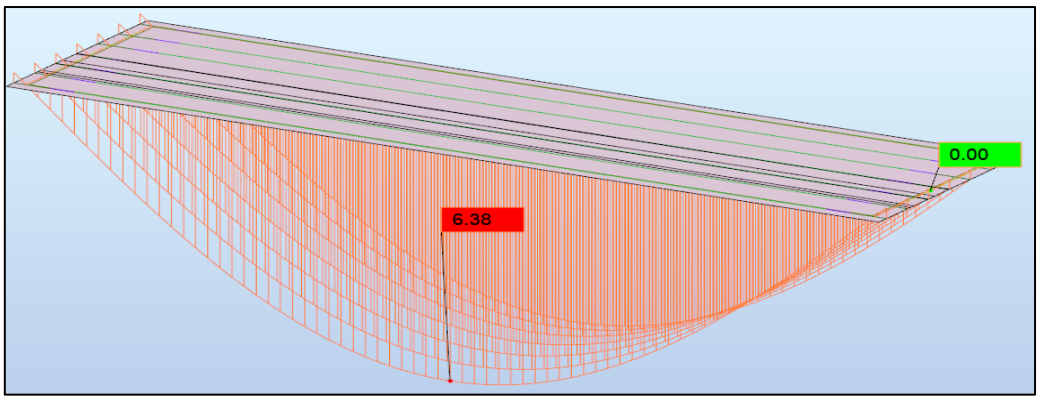


Figure VII. 9 : La flèche due au poids du tablier G

VII.10.4. Contre flèche due à la précontrainte

La contre flèche due à la mise en tension des câbles de Précontraintes : $f_p = -6.5$ cm

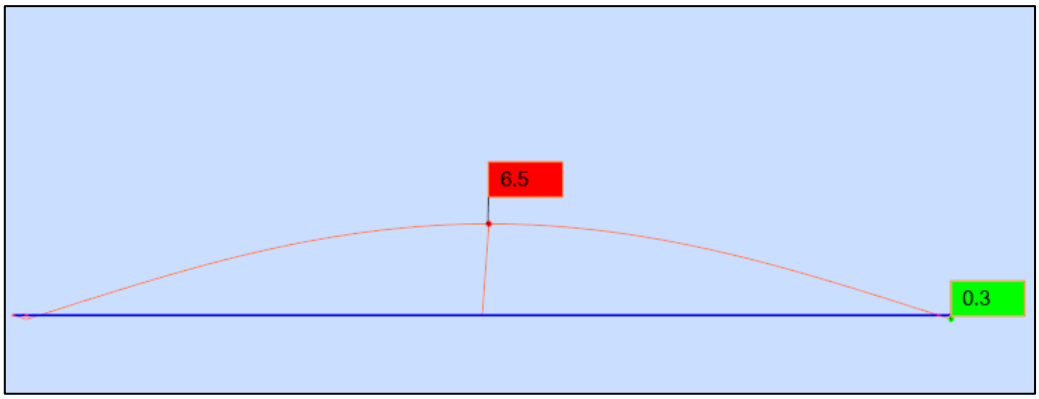


Figure VII. 10 : Contre flèche due à la précontrainte

VII.10.5. Flèche maximale à ELS

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

$$f_{ELS} = 9.27 \text{ cm}$$

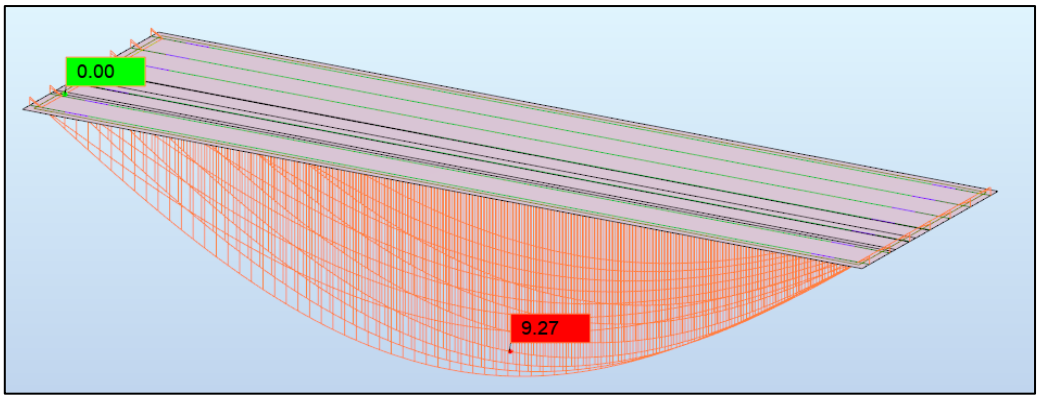


Figure VII. 11 : Flèche maximale à ELS

VII.10.6. Flèche due à la Construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - f_{gp}) = \frac{3}{4} \times (6.5\text{-}3.5) = 2.25$ cm.

VII.10.7. La flèche totale

- **En service à vide :** $f_{tot\,v} = f_G + f_p + f_c = 2.13$ **cm**
- **En service en charge :** $f_{tot\,c} = f_{ELS} + f_p + f_c = 5.02$ **cm**

➔ $f_{tot\,v}$ ***et*** $f_{tot\,c} < f_{adm}$ **:** Condition vérifie.

VII.11. CONCLUSION

La maitrise du précontraint est l'élément décisif dans l'étude des ponts a poutres précontraintes. Cette maitrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans toutes les phases de l'exécution et de service.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'HOURDIS ET EQUIPEMENT DU PONT

VIII. ETUDE DE L'HOURDIS ET EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1. INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert d'une couverture pour le pont, dans notre cas il joue le rôle d'entretoise donc il assure la réparation transversale des efforts. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres qui a 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 ferraillage 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.

VIII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS

VIII.2.1. La modélisation de la dalle

La dalle est modélisée comme un élément de barre de section (10.10 m ×0.25 m) sur 1 mètre linéaire de largeur repose sur 7 appuis (les poutres).

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

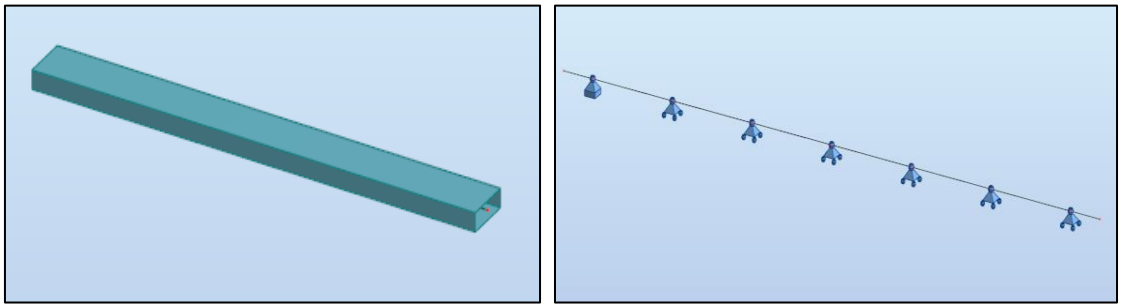


Figure VIII. 1 : Modélisation de la dalle

VIII.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).

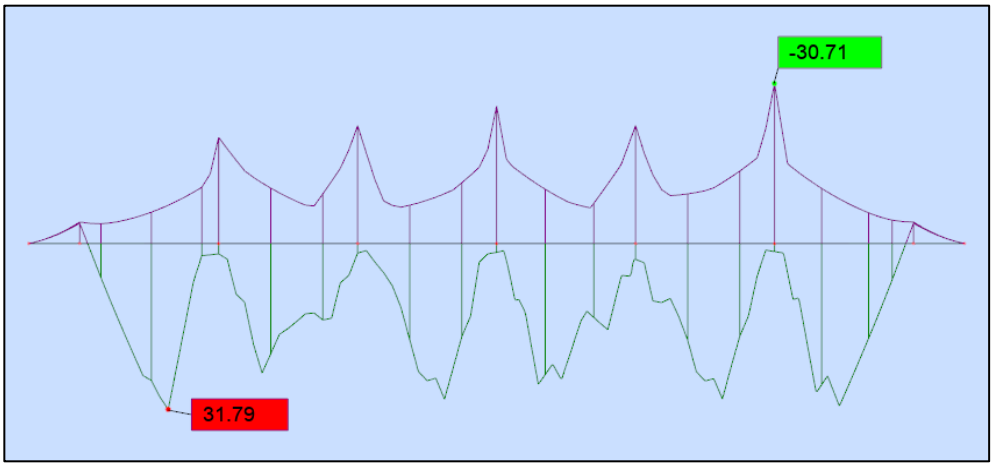


Figure VIII. 2 : Moment maximum à l'ELS

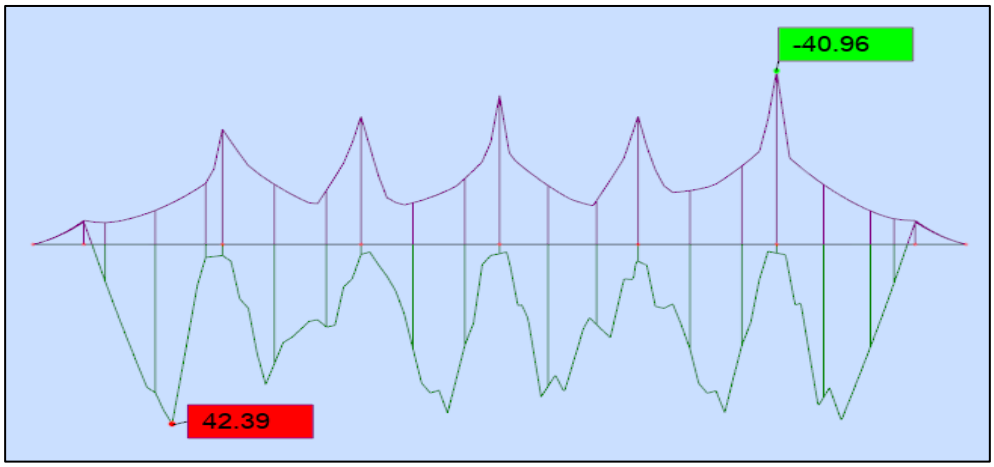


Figure VIII. 3 : Moment maximum à l'ELU

VIII.2.3. Ferraillage de la dalle

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

Le ferraillage longitudinal est le tiers de celui de ferraillage transversal

Les résultats sont présentés comme suite :

IV.2.3.1. Les armatures transversales

Tableau VIII. 1 : Ferraillage transversal de la dalle

	Armatures transversales			
Nappe	As (cm^2)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement (cm)
Supérieure	6.8	5HA14=7.70cm^2	5	20
Inférieure	7.0	5HA14=7.70cm^2	5	20

IV.2.3.2. Les armatures longitudinales

On prend 5HA12 (As = 5.65 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm et enrobage =5 cm.

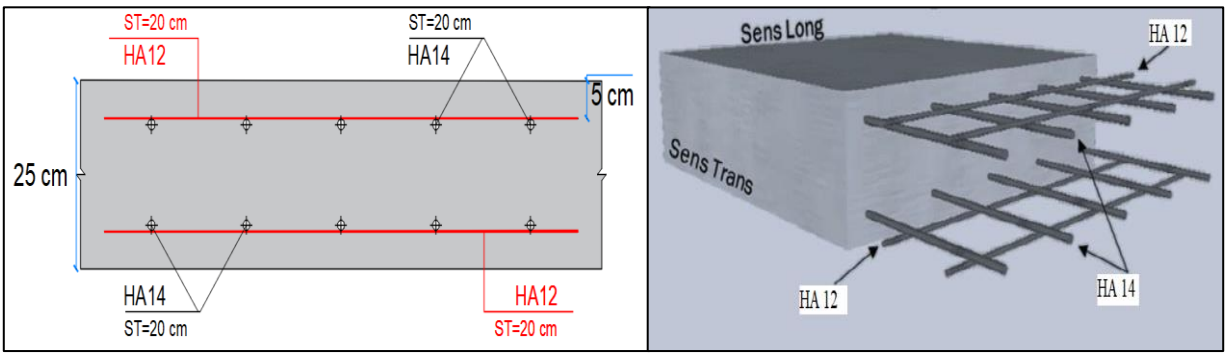


Figure VIII. 4 : Ferraillage de la dalle (coupe longitudinales)

VIII.3. EQUIPEMENT DU PONT

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est rendu un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords tout en favorisant son bon fonctionnement.

Nous allons étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que les appareils d'appuis, les joints de chaussées…

VIII.3.1. L'appareil d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

On utilise les appareils d'appui du **type B**, ils comportent **n+1** frettes métalliques et **n** feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $\mathbf{e = t_i / 2}$.

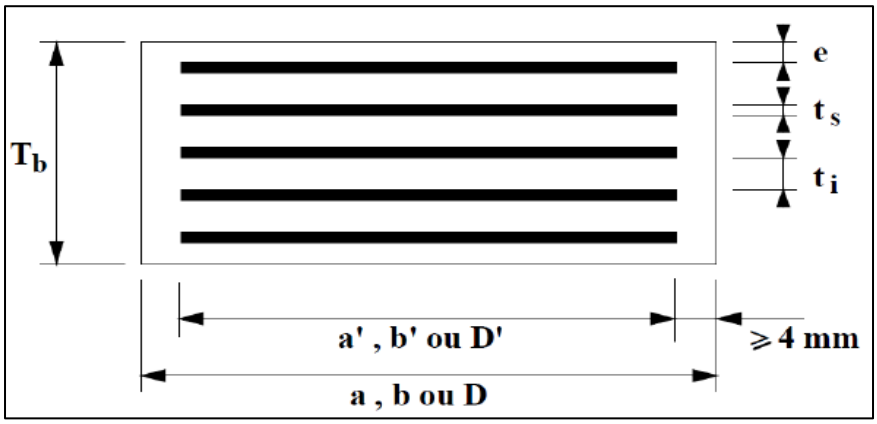


Figure VIII. 5 : Géométrique d'un appareil d'appui

- **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 ≤ b).
- $\mathbf{t_i}$: épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- $\mathbf{t_s}$: épaisseur d'une frette élémentaire.
- **T** : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T = n\,(t_i + t_s) + t_s + 2\,e$.
- $\mathbf{T_e}$: épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n \times t_i + 2\,e$.
- **n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **e** : enrobage.

IV.3.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

➢ *Aire de l'appareil d'appui :*

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_p} = \frac{1.23}{20}, \quad a \times b \geq 615\ cm^2$$

On prend : a=35 cm, b=35 cm,

- R_{max} : Réaction maximale à ELU, R_{max} = 1.23 MN
- σ_p : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis, σ_p = 20 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 mm≤ T(mm) ≤ 70 mm

Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}, \ \sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 10.04\ MPa \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 9.72 \quad \rightarrow \quad t_s > 1.54\ mm \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases}$$

Donc on prend : **t_i =10 mm, t_s =3 mm, e = 5mm**

$T = n\,(t_i + t_s) + t_s + 2\,e = 4 \times (10+3) + 3 + 2 \times 5 = 65$ mm

$T_e = n \times t_i + 2\,e = 4 \times 10 + 2 \times 5 = 50$ mm

- σ_e: Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : σ_e = 235 MPA
- G : module de cisaillement d'élastomère ; G = 0.9 MPa

➢ *Vérification de l'appareil d'appui :*

Ci-après un tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis :

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20$ MPa
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times Pu < Pc$
Limite de la distorsion	$\delta \leq 0.7 + 4(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p)$
Non-glissement	$H \leq f \times N$

- **Résistance à la compression :**

On doit vérifier que :

$\sigma_m \leq 20$ MPa avec : $\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$; N: réaction d'appui a ELU égale 1.23 MN

Application numérique :

$\sigma_m = 10.04 \leq 20$ MPa **condition vérifié .**

- **Stabilité au flambement : $\gamma_s \times Pu < Pc$**

Sachant que :

- γ_s =3 coefficient partielle de sécurité.
- Pu : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons a l'ELU.
- Pc : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivante :

$$\mathbf{Pc = 4GBS^2 d/h}$$

- B : l'aire nominale de l'appui (a×b)
- d : somme d'une épaisse de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.
- h : hauteur total de l'appareil d'appui.
- S : facteur de forme $S = \frac{a \times b}{2 \times t_i (a+b)}$.

Application numérique :

S = 8.75, d = 0.013 m , B = 0.12 m², h = 0.065 m

➔ Pc = 6.75 MN

On aura donc : 3×1.23 = 3.69 MN < 6.75 MN **condition vérifié.**

- **Limite de la distorsion :**

On doit vérifier : que pour

- $p = \frac{pu}{pc} \leq 0.25$ On aura : $\delta \leq 0.7 + 4(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p)$

Où

- $p = \frac{pu}{pc} \geq 0.25$ On aura : $\delta \leq \delta c = 1.4(1 - 2p)$

Application numérique :

P = 0.18 < 0.25 donc : $\delta \leq 0.7 + 4(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p) = 0.7$

$$\boldsymbol{\delta 0} = \frac{\mathbf{C}}{\boldsymbol{T_e}}$$

Avec :

- C : diamètre pour un appui circulaire, petite cote pour un appui rectangulaire.

Avec : $0.7 \leq \delta 0 \leq 2$

$\delta 0 = 0.7$ vérifier.

$$\delta = \frac{\Upsilon}{T_e} = \frac{0.107}{0.05} = 2.14$$

Donc $\delta = 2.14 > 0.7$ ce qui implique que la condition n'est pas vérifiée.

Alors on place de dispositif de non distorsion.

- **Condition de non-glissement :**

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante : $H \leq f \times N$

Où :

- H : l'effort horizontal.
- f : coefficient de frottement. $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$
- N : l'effort de compression verticale.

Pour la pile :

$$\begin{cases} N = RG /(2\times N_{POUTRE}) = 0.73\ MN \\ \sigma_m = N/(a\times b) = 5.95\ MPa \rightarrow f = 0.2 \\ H = E1/ (2\times N_{POUTRE}) + (0.2\times F_{freinnage}) / (2\times N_{POUTRE}) + (0.4\times F_{tem}\times F_{déf}/9) \\ H = 0.28\ MN \leq 0.2 \times 0.73 = 0.146\ MN \quad \textbf{non vérifié.} \end{cases}$$

Pour la culée :

$$\begin{cases} N = RG /(NPOUTRE) = 0.75\ MN \\ \sigma_m = N/(a\times b) = 6.1\ MPa \rightarrow f = 0.198 \\ H = 0.35\ MN \leq 0.198 \times 0.75 = 0.148\ MN \quad \textbf{non vérifié.} \end{cases}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée on est obligé de faire des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans les plaques d'ancrages sur les 4 coins).

Plaques de fixation : ce sont des dispositifs en acier qui sert a fixé les appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

VIII.3.2. 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.

- *Détermination du souffle :*

Certains paramètres sont nécessaires pour déterminer le souffle du joint, ces éléments sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions.
La gamme des joints CIPEC se compose :

- Des joints de faibles souffles (JEP, WR et WOSd).
- Des joints de souffles moyens (Wd).
- Des joints de grands souffles (WP)

Le souffle se calcule par la formule ci-après :

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

W : souffle total du joint.
WD : souffle des déformations différées [retrait + fluage = 9.6 mm].
WT : souffle thermique = 6.1 mm.
WS : souffle sismique = 93 mm.

➔ **W= 43 mm**

S < 50 mm donc notre joint sera le **JEP3.**

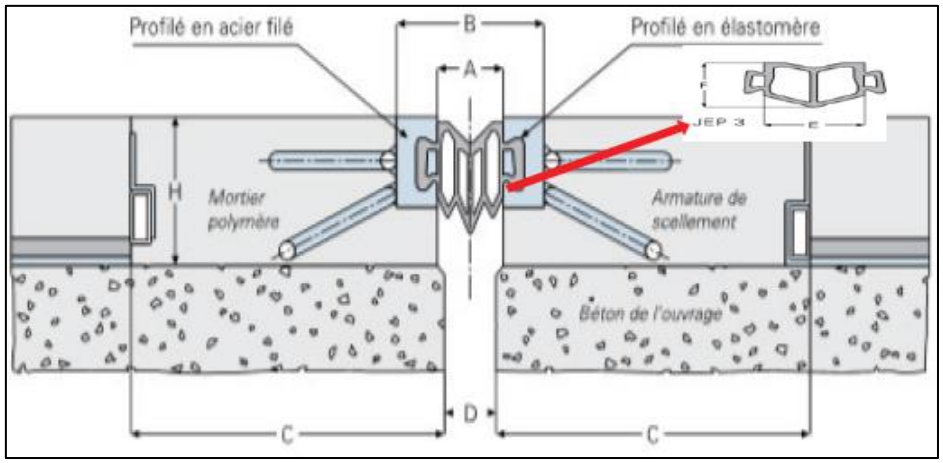


Figure VIII. 6 : Les éléments de Joint de chaussée

VIII.3.3. Les corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

VIII.3.4. Les garde-corps

Sont retenue pour protégées les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue d'esthétique.

VIII.3.5. Les glissières de sécurité

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues es véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

VIII.4. CONCLUSION

L'hourdis joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). C'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps …).

CHAPITRE IX

ETUDE SISMIQUE

IX. ETUDE SISMIQUE

IX.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 modelé 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.

IX.2. CARACTERISTIQUES 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 étudie 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 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2** (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), **ξ =5 %**.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères Suivants :

- **Critère n°1 : Masses modales :**

La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation.

Autrement dit, la masse des piles $\mathbf{M_p}$ doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier $\mathbf{M_t}$

$\mathbf{M_p < 0.43\ M_t}$

On a: $\mathbf{M_p}$= 17751.575 KN, $\mathbf{M_t}$ = 68 121.38 KN, $\mathbf{0.43\ M_t}$ =29292.195 KN

$\mathbf{M_p < 0.43\ M_t}$ ➔ **condition vérifier.**

- **Critère n°2 : Angle de biais :**

L'ouvrage étudie est droit, donc il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Critère n°3 : Angle de courbure :**

Pas de courbure dans l'ouvrage, donc il n'y a pas de vérification nécessaire vis-à-vis cette condition.

- **Critère n° 4 : 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.

IX.4. SEISME LONGITUDINAL

IX.4.1. Détermination de la masse du système

La masse du système est égale à la masse du tablier (**M_t** = 68 121.38 KN) seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettes.

IX.4.2. Détermination de la raideur du système

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit : $K_{App}= \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}}+\frac{1}{K_{AA}}}$

d'où $K_{AA}= G \times \frac{a \times b}{T}$ et $K_{pile}= n_f \times \frac{3EI}{h^3}$

Avec :

- **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 ➔ E = 33 000 MPa).
- **I** : inertie longitudinale d'un fût.
- **h** : hauteur du fût de pile.

Tableau IX. 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	2.94	20.58
P01	12.7	113.82	2.94	30.23
P02	19.4	31.93	2.94	17.98
P03	21.6	23.13	2.94	14.81
P04	27.8	10.85	2.94	8.59
P05	30	8.64	2.94	7.14
P06	20.7	26.29	2.94	16.04
P07	9.5	271.93	2.94	35.75
C02	/	Infini	2.94	20.58

Rigidité du système K_{sys} :

$$\mathbf{K_{sys}=\sum K_{App} = 171.70\ MN/m}$$

IX.4.3. Période longitudinale du système

$$T=2\pi\sqrt{\frac{M_{SYS}}{K_{SYS}}} = 1.25\ s$$

IX.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 :

$$\text{Sae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

On a : $T_2 \le T \le 3.0$ s ➔ **Sa (T, ξ) = 2.35 m/s²**

IX.4.5. Effort longitudinal globale

$$F_{long} = M \times Sa = \mathbf{16018.87\ KN}$$

IX.4.6. Evaluation des déplacements

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier long}} = \frac{T^2}{4\times\pi^2}\,Sa = \mathbf{0.093\ m}$$

IX.4.7. Répartitions des efforts sismiques

$$F_i = \frac{K_i}{K_{sys}} = F_{long}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau IX. 2 : Répartition des efforts sismiques longitudinaux sur chaque appui

Appuis	C01	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	C02
F_i (KN)	1920.07	2820.26	1677.65	1381.77	801.20	665.92	1496.62	3335.30	1920.07

IX.5. SEISME TRANSVERSAL

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y pas d'interaction importante entre des piles adjacentes, dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la $i^{éme}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times Sa \times T_i$$

- M_i : est la masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier efférent à la pile).
- $T=2\pi\sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$: est la période fondamentale de la même pile.

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0.90 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.10$$

Tableau IX. 3 : Répartition des efforts sismiques transversales sur chaque appui

Appuis	M(Kg)	T(s)	Sa (m/s²)	F_i (KN)	$\frac{T_i}{T_{i+1}}$
C01	423 699.00	0.90	3.26	1 383.13	0.973
P01	991 933.00	0.98	3.00	2 975.71	0.988
P02	1 018 230.50	1.01	2.92	2 971.61	0.960
P03	1 026 865.50	1.02	2.88	2 961.95	0.982
P04	1 051 200.50	1.06	2.77	2 909.43	1.066
P05	1 059 835.50	1.08	2.72	2 881.58	1.045
P06	1 023 333.00	1.02	2.90	2 966.44	1.078
P07	979 373.00	0.97	3.03	2 966.69	0.973
C02	423 699.00	0.90	3.26	1 383.13	

IX.6. SEISME VERTICAL

L'effet vertical de séisme sur les piles peuvent être en général négliger, pour zone de séismicité n'est pas élevée.

IX.7. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E1 = Ex \pm 0.3\ Ey \pm 0.3\ Ez$$
$$E2 = 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez$$
$$E3 = 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez$$

Avec : Ex, Ey, Ez Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement.

Tableau IX. 4 : Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison

Appuis	Ex (KN)	Ey (KN)	E1(KN)	E2 (KN)	E3 (KN)
C01	1920.07	1 383.13	2 335.01	1 959.15	990.96
P01	2820.26	2 975.71	3 712.98	3 821.79	1 738.79
P02	1677.65	2 971.61	2 569.13	3 474.90	1 394.78
P03	1381.77	2 961.95	2 270.36	3 376.48	1 303.12
P04	801.20	2 909.43	1 674.03	3 149.79	1 113.19
P05	665.92	2 881.58	1 530.40	3 081.36	1 064.25
P06	1496.62	2 966.44	2 386.55	3 415.43	1 338.92
P07	3335.30	2 966.69	4 225.31	3 967.28	1 890.60
C02	1920.07	1 383.13	2 335.01	1 959.15	990.96

IX.8. CONCLUSION

L'évaluation du risque sismique est très importante, ce dernier a des conséquences souvent désastreuses sur les structures de génie civil et par conséquent sur la vie humaine. D'où la nécessité d'une bonne estimation de ses effets.

CHAPITRE X

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.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.

X.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, fluage + retrait) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

X.2.1. Conception de la pile

Tableau X. 1 : Positionnement et hauteur des piles

	Position	Hauteur de pile (m)	Hauteur de fût (m)
Pile 1	PK29+971	14.2	12.7
Pile 2	PK30+007	20.9	19.4
Pile 3	PK30+043	23.1	21.6
Pile 4	PK30+079	29.3	27.8
Pile 5	PK30+115	31.5	30.0
Pile 6	PK30+151	22.2	20.7
Pile 7	PK30+187	11	9.5

- *Le chevêtre :*

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux futs.
· Longueur L =10.1m.
· Largeur l = 2m.
· Hauteur H= 1.2m.

- *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 3.37 m.

- *La semelle :*

Elles ont pour objectif de transmettre les efforts au sol, nous adopterons les dimensions suivantes :
· Epaisseur : 2 m.
· Largeur : 9.6 m.
· Longueur : 10.1 m.

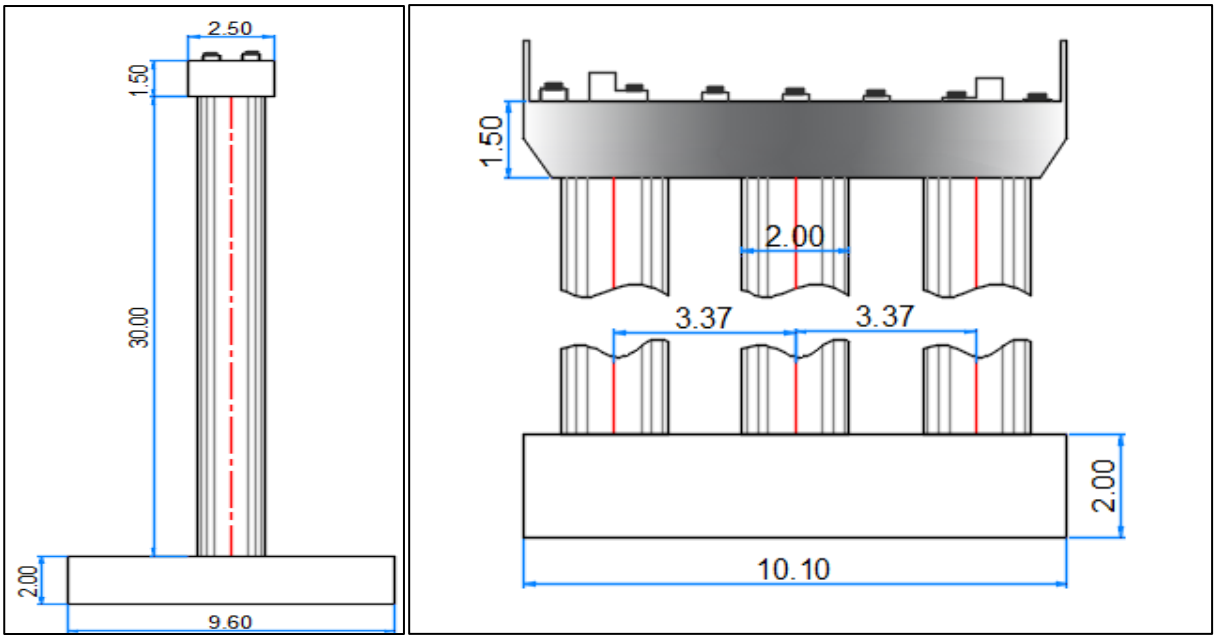


Figure X. 1 : Dimension de la pile la plus haute

X.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement **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 : $l_f = 0.7 \times l_0 = 21$ m(l_0 est la hauteur du fût).
- i : rayon de giration de la section : $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{D}{4} = 0.5$ m.

$\lambda = 42 \leq 70$ ➔ **Pas de risque de flambement.**

X.2.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments.

X.2.3.1. Les efforts verticaux

Tableau X. 2 : Efforts verticaux sollicitant la pile

Charge/Surcharge	Valeur (KN)
G (Tablier)	8473.98
G (Chevêtre)	946.88
G (Fûts)	7068.58
G (Semelle)	4848.00
A(l) (2voies)	2240.46
Bc (2files)	1595.24
Mc120	1140.01
D240	2118.86
ST	105.00

X.2.3.2. Les efforts horizontaux

Les efforts horizontaux dus à variation linéaire :

- *Fluage + Retrait H_{f+R} :*

$$H_{f+R} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta_{f+R}}{T_e} \text{ , } \Delta_{f+R} = \frac{(\varepsilon_f + \varepsilon_r) \times L}{2}$$

- ε_f : coefficient du fluage, de $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$.
- ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.
- T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère, T_e=50 mm.
- G : module de cisaillement d'élastomère, G = 0.9 MPa.
- a,b: dimensions de l'élastomère(a=b=35 cm).
- L :la portée de travée, L=35 m.

➔ **Δ_{f+R}= 0.0096 m**

H_{f+R}=148.56 KN

- *Température H_T:*

$$H_{f+R} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta l}{T_e}$$

- Δl: L'allongement du tablier est donné par la relation : $\Delta l = \alpha \times \Delta T \times \frac{L}{2}$
- α est le coefficient de dilatation thermique , $\alpha = 9.9 \times 10^{-6}\ °C^{-1}$(pour Béton armé)
- ΔT : La variation de température selon RCPR ΔT est prise : +35° C et -15° C (Pour le calcul on prend ΔT=+35° C).

➔ **Δl = 0.0061 m**

H_T=93.59KN

Tableau X. 3 : Efforts horizontaux sollicitant la pile

L'effort horizontal	Valeur (KN)
Freinage A(l)	76.17
Freinage Bc	150
Température	93.59
Fluage + Retrait	148.56
Séisme longitudinal	665.92
Séisme transversal	2881.58

X.2.3.3. Les moments

Tableau X. 4 : Les moments sollicitant la pile

	La charge	Valeur (KN.m)
Moment par rapport la base du fût **(Bras de levier=31.5m)**	Freinage A(l)	2399.23
	Freinage Bc	4725.00
	Température	3275.79
	Fluage + Retrait	5199.67
Moment par rapport la base de la semelle **(Bras de levier=33.5m)**	Freinage A(l)	2551.57
	Freinage Bc	5025.00
	Température	3483.78
	Fluage + Retrait	5529.80

X.2.4. Etude des éléments de la pile

X.2.4.1. 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 (10.1 m × 2.5 m ×1.5 m) repose sur 3 appuis (les fûts).

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

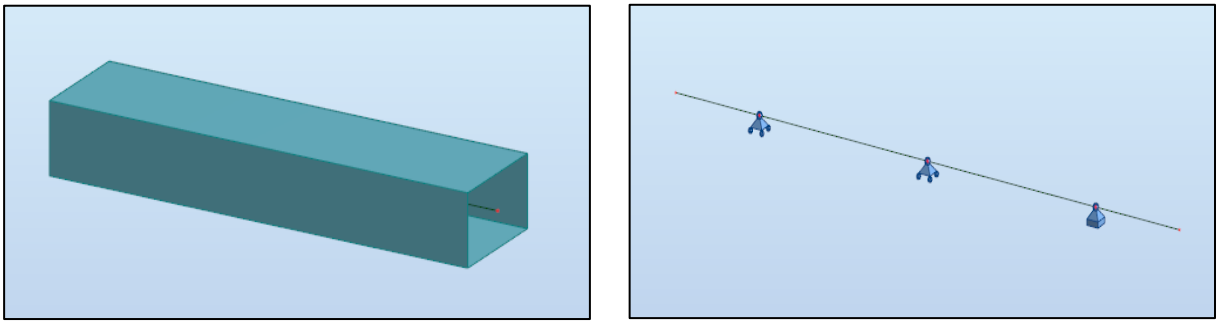


Figure X. 2 : Modélisation du chevêtre

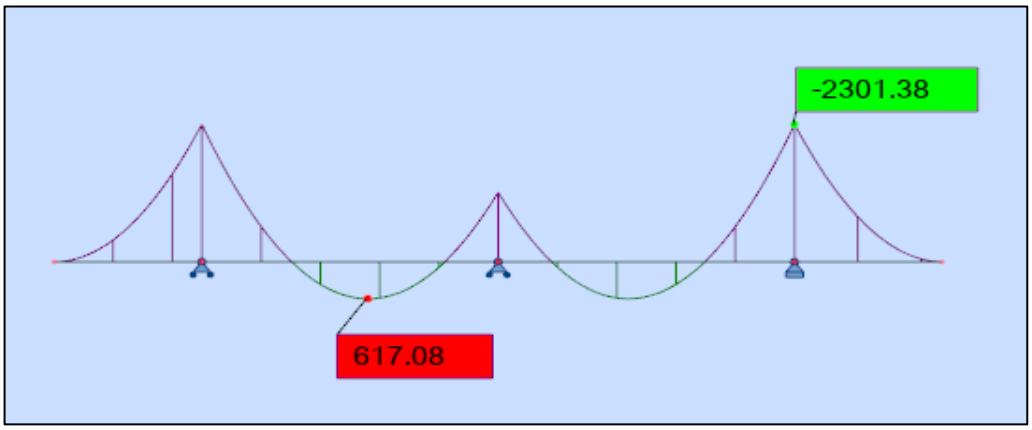


Figure X. 3 : Moment maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies + 1.6 ST)

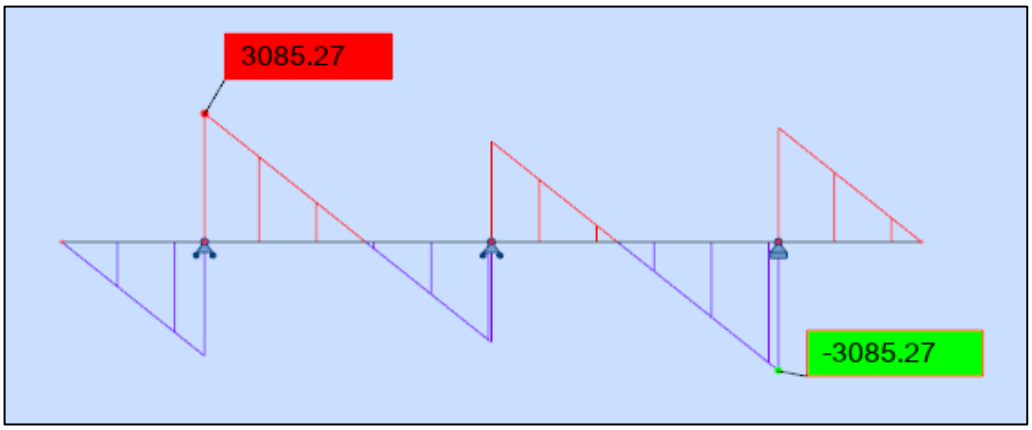


Figure X. 4 : Effort tranchant maximum à l'ELU (Combinaison 1.35 G + 1.6 A(l)2-Voies + 1.6 ST)

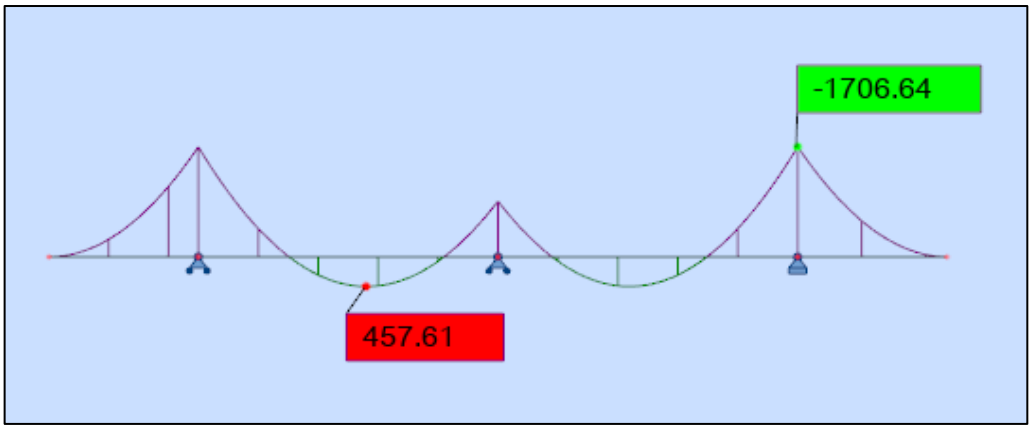


Figure X. 5 : Moment maximum à l'ELS (Combinaison G + 1.2 A(l)2-Voies + ST)

- *Ferraillage du chevêtre à la flexion :*

  Le ferraillage du chevêtre à la flexion est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Tableau X. 5 : Ferraillage du chevêtre à la flexion

	Armatures longitudinales					
	M (KN.m)		As (cm^2)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement (cm)
Nappe sup	**ELU**	-2301.38	50.9	12HA25=58.90cm^2	7	20
	ELS	-1706.64				
Nappe inf	**ELU**	617.08	35.7	12HA20=37.70cm^2	7	20
	ELS	457.61				

Armatures transversales				
T (KN)		Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement
ELU	3085.27	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 est limité par : $\begin{cases} L_t = L_c & \text{si } L_c \leq \Phi + H_c \\ L_t = \Phi + H_c & \text{si } L_c > \Phi + H_c \end{cases}$

H_c =1.5 m, Φ = 2 m, L_c =2.5 m ➔ **L_t = 3m**

- 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 m.
- Ω : L'aire de torsion, $\Omega = (H_c - b_n)\times(L_t - b_n)$ =2.81 m^2.
- C : moment de torsion maximal par ml.

***Evaluation de moment de torsion* C :** C =Max (C_1, C_2)

- Phase de construction : $C_1 = P_G \times e$

P_G = 236.83 KN/ml, e = 0.6 m ➔ C_1 = 311,87 KN.m/ml

- Phase de service : $C_2 = P_{D240} \times e$

P_{D240} = 174.48 KN/ml, e = 0.6 m ➔ C_2 = 104.69 KN.m/ml

Donc : **C =Max (C_1, C_2) = 311.87 KN.m/m**

- e :entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres.

Ferraillage :

As = $\frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$ = 5.68 cm^2

- P : périmètre de la section creuse équivalent, P = 7 m.
- σ_a: Contrainte admissible d l'acier, σ_a =333.333 MPa.

Les armatures : **6HA12** → A_S =6.79 cm^2 avec espacement de 20 cm.

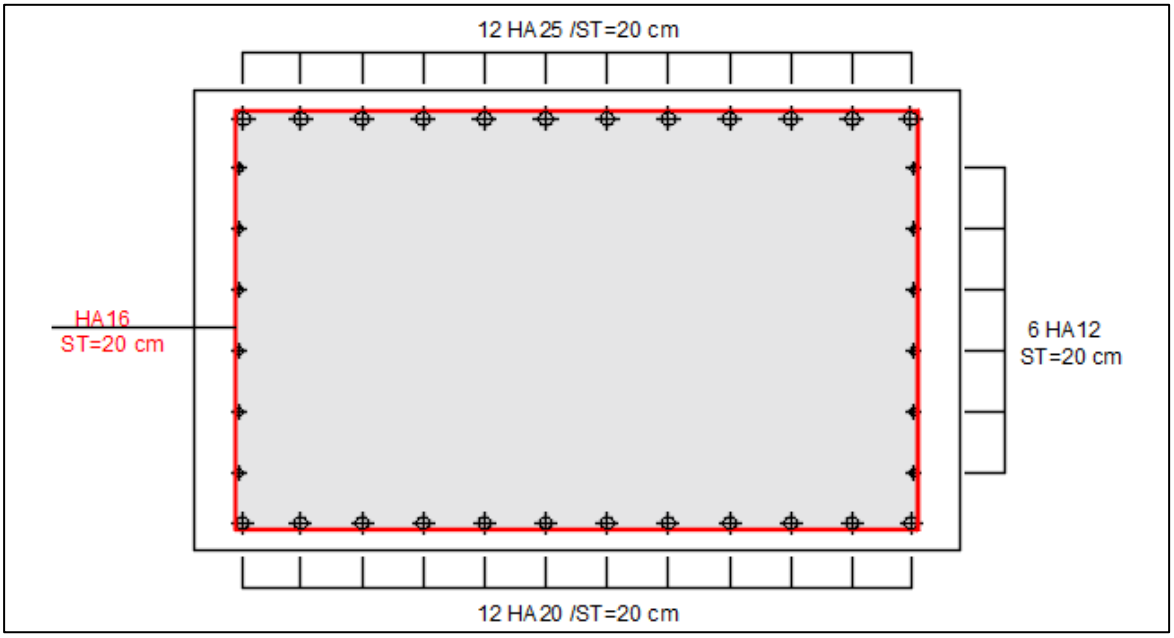


Figure X. 6 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale)

X.2.4.2. Etude des fûts de la pile

Le fût est un élément qui est encastré à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée, nous allons étudier le fût le plus long.

➢ *Evaluation des efforts agissant sur les fûts de la pile :*

- **Efforts dû aux charges verticales et horizontales :**

Tableau X. 6 : Evaluation des efforts agissant sur un seul fût

	Effort vertical (KN)	Effort horizontal (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
G (Tablier)	2824.66	/	/	/
G (Chevêtre)	315.63	/	/	/
G (Fût)	2356.19	/	/	/
A(l) (2voies)	746.82	25.39	31.50	799.74
Bc (2files)	531.75	50.00	31.50	1575.00
Mc120	380.00	/	/	/
D240	706.29	/	/	/
ST	35.00	/	/	/
Température H_T	/	31.20	31.50	982.74
Fluage + Retrait H_{f+R}	/	49.52	31.50	1559.90

- **Effort dû aux séismes :**

▪ *La modélisation de la pile :*

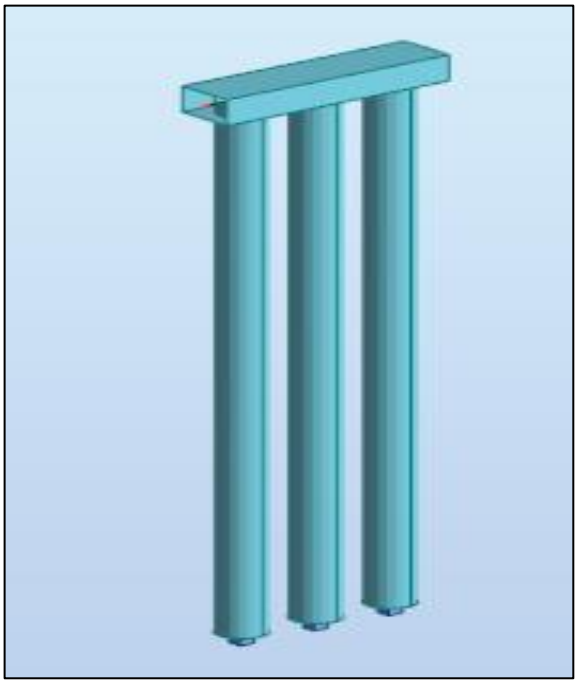


Figure X. 7 : Modélisation de la pile

Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

Diagramme du moment transversale $\boldsymbol{M_T}$:

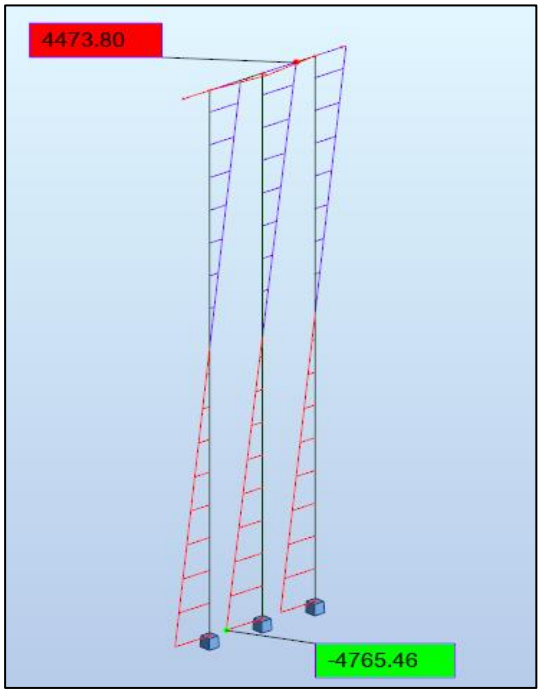


Figure X. 8 : $\boldsymbol{M_T}$ **maximum sous E1**

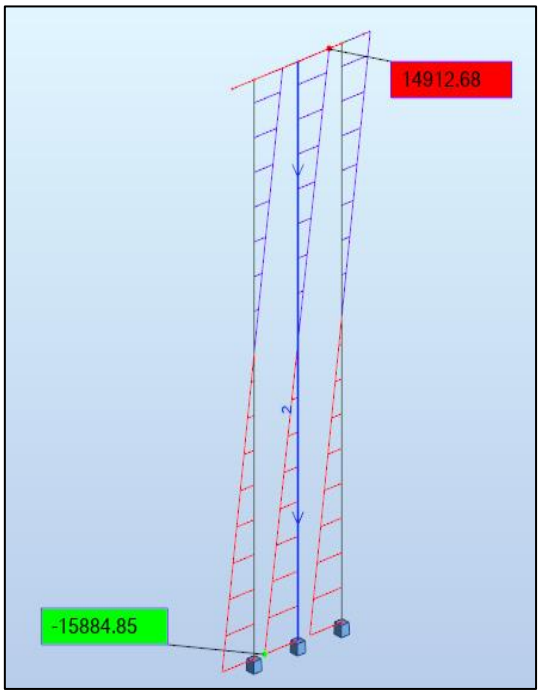


Figure X. 9 : $\boldsymbol{M_T}$ **maximum sous E2**

- *Diagramme du moment longitudinale* $\boldsymbol{M}_{\mathrm{L}}$:

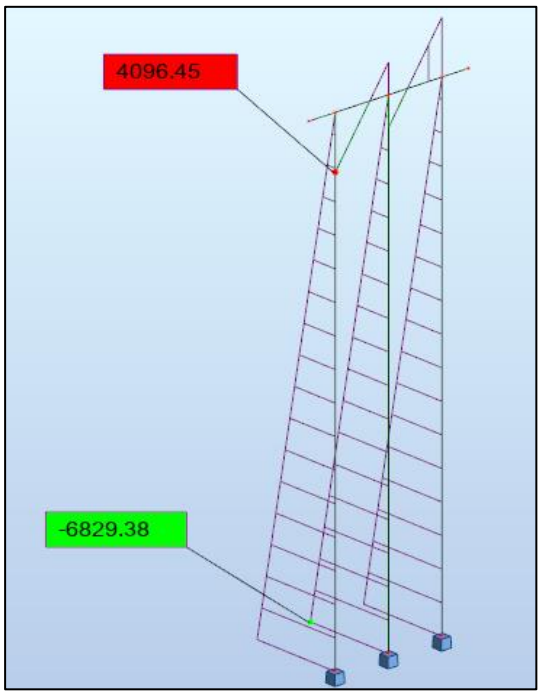


Figure X. 10 : $\boldsymbol{M}_{\mathrm{L}}$ **maximum sous E1**

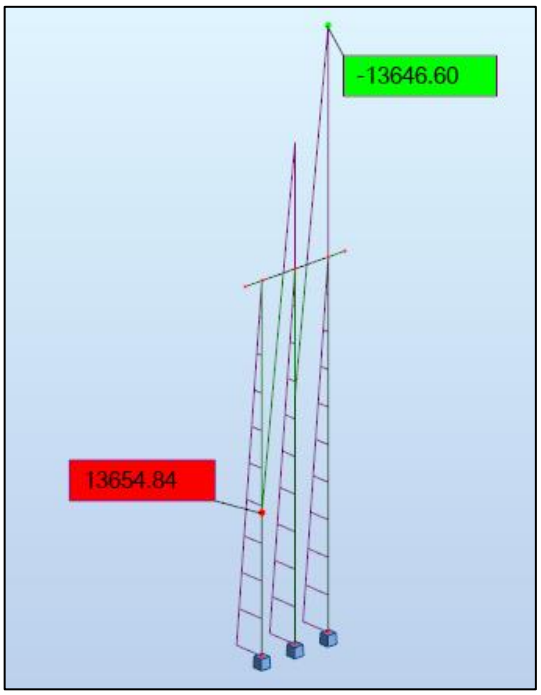


Figure X. 11 : $\boldsymbol{M}_{\mathrm{L}}$ **maximum sous E2**

- *Diagramme de l'effort normale :*

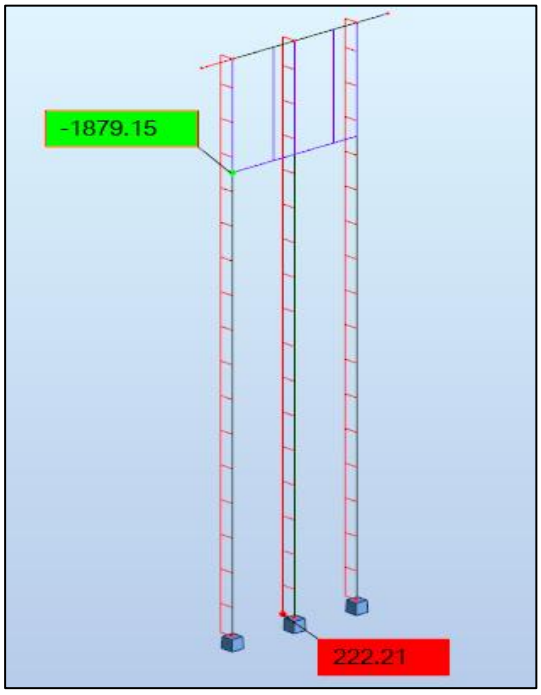


Figure X. 12 : Effort normale maximum sous E1

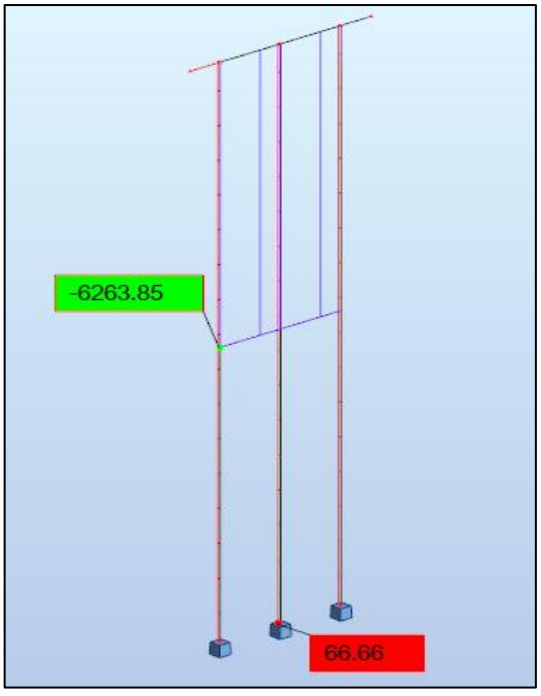


Figure X. 13 : Effort normale maximum sous E2

Tableau X. 7 : Moment fléchissant et effort normale du aux actions sismique pour un seul fût

EFFORT	M_T (KN.m)	M_L(KN.m)	N(KN)
E1	4765.46	6829.38	222.21
E2	15884.85	13646.6	66.66

- *Combinaison des efforts :*

Tableau X. 8 : Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max

	Combinaisons	N(KN)	M_L(KN.m)	M_T (KN.m)
ELU	1.35G+1.6Bc+1.6ST+0,9 H_T + 1.35 H_{f+R}	8327.04	5510.33	0
ELS	G+1.2Bc+ST+0,6 H_T +H_{f+R}	6169.58	4039.54	0
ELA	G + E1 + 0.40 H_T + H_{f+R}	5718.69	9372.02	4765.46
	G + E2 + 0.4 H_T + H_{f+R}	5563.14	16189.24	15884.85

- *Ferraillage de fût :*

Le ferraillage de fût est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Tableau X. 9 : Ferraillage de fût

Armatures longitudinales			
As (cm²)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement
537.3	On prend deux nappes : n1 :40 HA32 n2 :30 HA32	5	n1 :15 cm n2 :20 cm

Armatures transversales			
T (KN)	Choix des barres	Enrobage (cm)	Escapement
174.93	2 cerces de HA16	5	12.5cm zone critique 25 cm zone courant

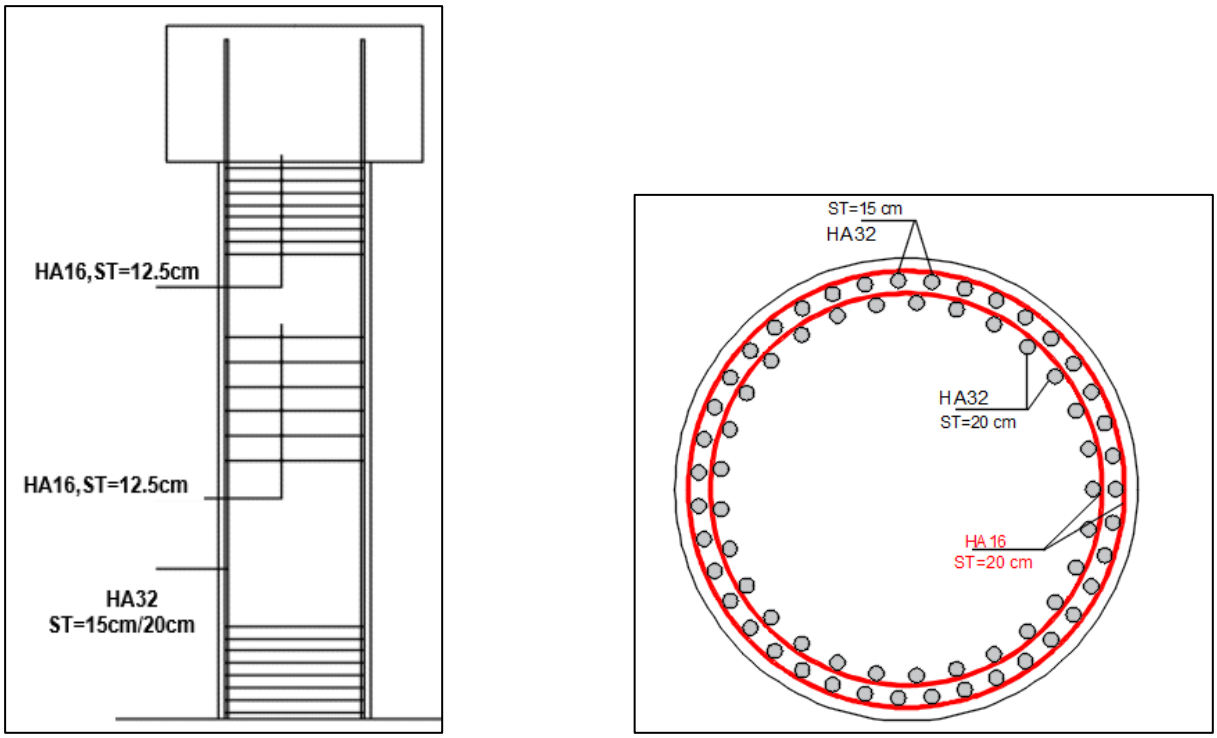


Figure X. 14 : Ferraillage de fût

X.2.4.3. Etude de fondation

- Choix du type de *fondation* :

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 12m de longueur, et de diamètre Φ = 1.2m.

- *Evaluation des efforts agissant sur la semelle :*

Tableau X. 10 : Evaluation des efforts agissant sur la semelle

	Effort vertical (KN)	Effort horizontal (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
G (Tablier)	8473.98	/	/	/
G (Chevêtre)	946.88	/	/	/
G (Fûts)	7068.58	/	/	/
G (Semelle)	4848.00	/	/	/
A(l) (2voies)	2240.46	76.17	33.50	2551.57
Bc (2files)	1595.24	150.00	33.50	5025.00
Mc120	1140.01	/	/	/
D240	2118.86	/	/	/
ST	105.00	/	/	/
Température H_T	/	93.59	33.50	3135.40
Fluage + Retrait H_{f+R}	/	148.56	33.50	4976.82

➢ *Combinaison des efforts :*

	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	1.35G+1.6Bc+1.6ST+0,9 H_T + 1.35 H_{f+R}	31525.93	524.79	17580.57
ELS	G+1.2Bc+ST+0,6 H_T +H_{f+R}	23356.73	384.72	12888.06

➢ *Nombre de files de pieux :*

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

On opte trois files de trois pieux au niveau des piles et des culées.

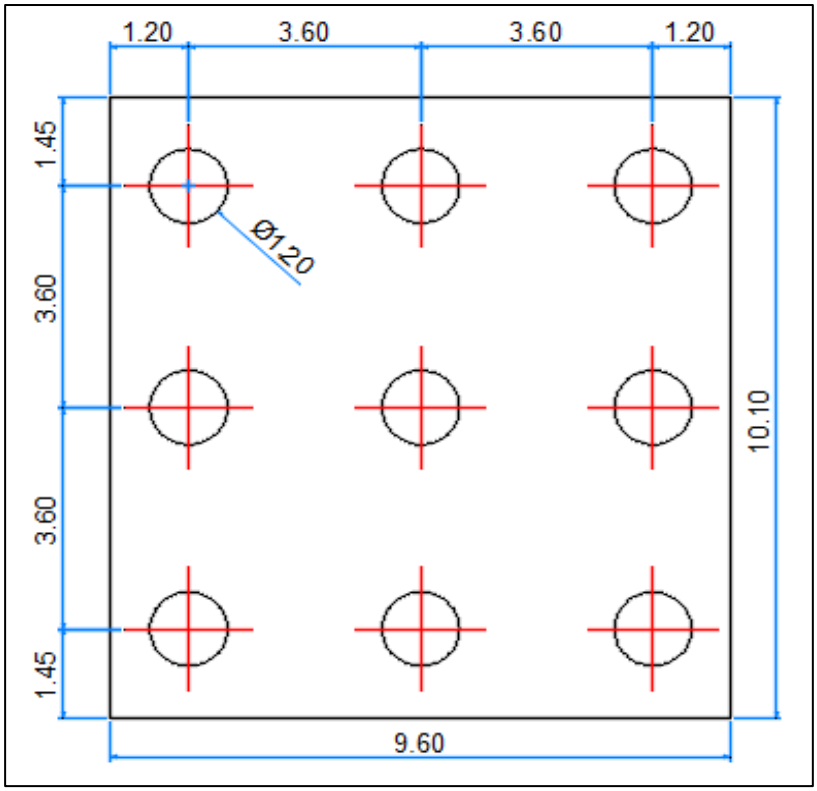


Figure X. 15 : Plan de disposition des pieux sous la semelle

➢ *Effort revenant à chaque pieux :*

Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum y^2}$$

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 X. 11 : Effort revenant à chaque pieux

	Combinaisons	N_{max}(KN)	N_{min} (KN)
ELU	1.35G+1.6Bc+1.6ST+0,9 H_T + 1.35 H_{f+R}	**4316.80**	2688.97
ELS	G+1.2Bc+ST+0,6 H_T +H_{f+R}	**3191.86**	1998.52

➢ *Ferraillage de la semelle :*

On applique la méthode des bielles tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\alpha \geq 45°} \\ \mathbf{h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \end{cases}$$

Avec :
L : entraxe des deux files de pieux, L=3.6 m.
b : diamètre de fut, b=2 m.
d : hauteur utile de la semelle h=H-0.1=1.9 m.

On a: $\begin{cases} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow h = 1.9\ m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3\ m \\ \tan\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \rightarrow \alpha = 55° \end{cases}$ Les conditions sont vérifiées.

- **Armatures transversales inferieures :**

$$A_{inf}^{t} = \frac{N_i}{\overline{\sigma_s}} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Tableau X. 12 : Calcul la section d'acier

	N_i (MN)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	A_{inf}^{t}(cm²)
ELU	4.32	434.78	**67.93**
ELS	3.19	333.33	65.52

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, auront pour largeur (L) telle que :

$L = h + \emptyset_{pieu} = 3.1$ m.

Donc : $A_{inf}^{t} = 21.91$ cm²/ml On prend **7 HA25/ml (**As= 34.36 cm²**)** avec :ST=15 cm.

- **Armatures longitudinales inferieures :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les futs et les pieux.

$A_{inf}^{l} = \frac{1}{3} \times A_{inf}^{t} = 11.45$ cm² On prend **7 HA16/ml (**As= 14.07 cm²**)** avec :ST=15 cm.

- **Armatures de construction :**

Armatures transversales supérieures :

$A^{t}_{sup} = \frac{1}{4} \times A^{t}_{inf}$ = 8.59 cm² On prend **7 HA14/ml (**As= 10.78 cm²**)** avec :ST=15 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A^{l}_{inf} = \frac{1}{4} \times A^{t}_{inf}$ = 8.59 cm² On prend **7 HA14/ml (**As= 10.78 cm²**)** avec :ST=15 cm.

- **Armatures latérales :**

$A^{lat} = \frac{1}{10} \times A^{t}_{inf}$ = 6.79 cm² On prend **10 HA12 (**As= 11.31 cm²**)** avec :ST=20 cm.

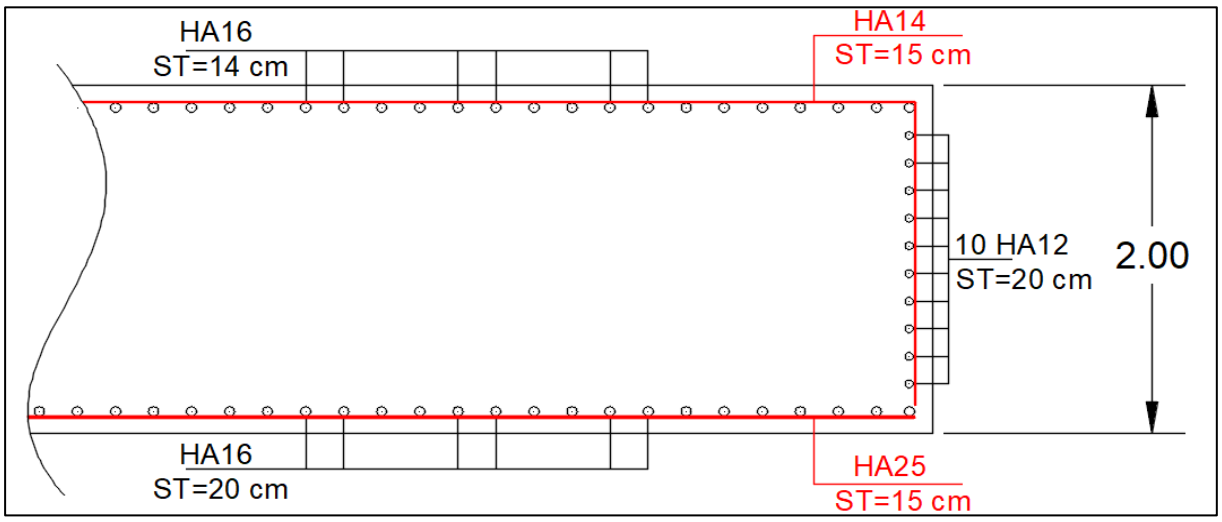


Figure X. 16 : Ferraillage de la semelle

X.2.4.4. Ferraillage 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 4éme 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/m^3.
- y : déplacement en tête du pieu.
- I : moment d'inertie du pieu, I=0.101 m^4

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 :

$\lambda = \frac{1}{\alpha}$ ➔ $\alpha = \sqrt[4]{\frac{Cu\ b}{4EI}}$ =0.228 ➔ $\lambda \times l$ =2.73 *(l : hauteur du pieu 12 m).*

➢ *Effort tranchant en tête de pieu :*

$$\bar{P} = \frac{H_{max}}{n}$$

ELS: H_{max} = 384.72 KN ➔ $\bar{P}$ = 42.75 KN

ELU : H_{max} = 524.79 KN ➔ $\bar{P}$ = 58.31 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 X. 13 : 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 : λ×l =2.73 Par interpolation on trouve : $\chi_{\theta P}$ =1.21 et $\chi_{\theta M}$=1.52

Les valeurs du moment : ELS : $\bar{M}$ = 384.72 KN

ELU : $\bar{M}$ = 524.79 KN

➢ *Ferraillage de pieu :*

Le ferraillage de pieu est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

- **Section d'acier :**

As = 113.1 cm² ➔ Donc : on prend 2**5 HA25** (As = 122.72 cm²) avec :ST=15cm.

- **Armatures transversales :** On prend : 1 cerce **HA14**

Avec : ST=10 cm dans la zone critique

ST=20 cm dans la zone courant

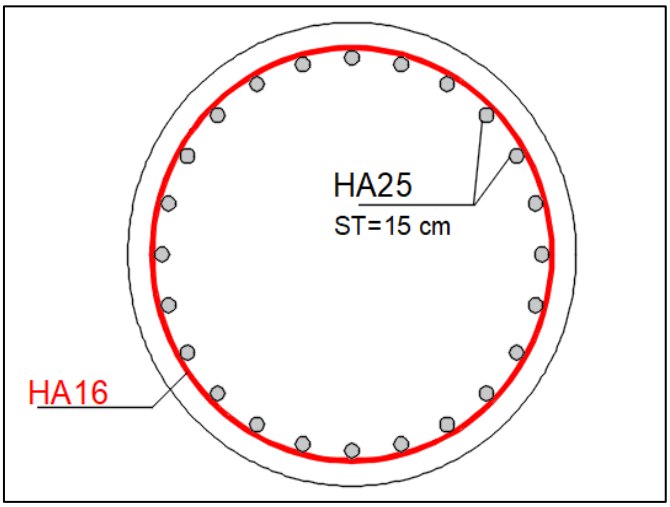


Figure X. 17 : Ferraillage de pieu

X.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée représente l'appui d'extrémité du pont, elle est constituée de plusieurs éléments dont le but est d'assurer l'accès à l'ouvrage en respectant l'exigence de sécurité (transmission des efforts, stabilité) et de service (limitation de déplacement horizontaux en tête).

X.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès a l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boite renversée.

On opte pour une culée remblayée.

X.3.1. Pré dimensionnement de la culée

Tableau X. 14 : 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= 10.42 m H= 2.47 m e ≥ Max (0.30 m, H/8); e =0.35 m
Mur de frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais.	L= 10.42 m H= 6.9 m e= 1.45 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais.	l= 9 m e=0.6 m
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze.	L=9.82 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 e=0.3 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier.	L=10.42 m l=9.6m e=2 m

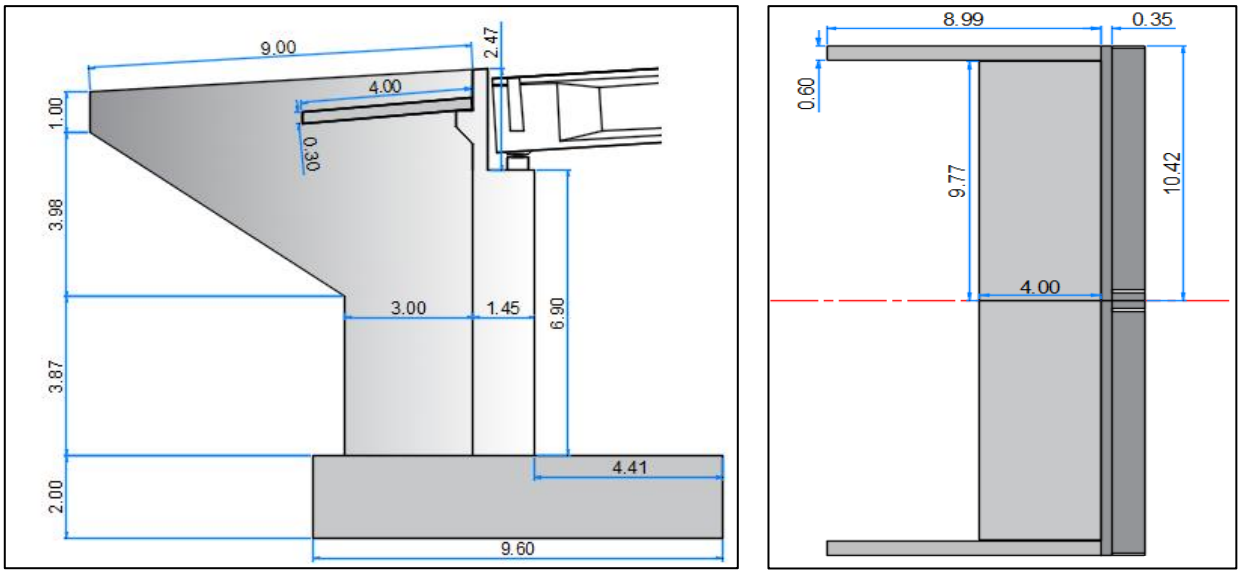


Figure X. 18 : Dimensions de la culée

X.3.2. Evaluation des efforts dus aux poussées

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$F_a = \frac{1}{2}\ Ka\,\gamma\ H^2\ L$$

Avec : γ = 18 KN/m^3 poids volumique de terre.

X.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée θ :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- φ :Angle de frottement interne (pour remblai φ = 30°).
- β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal .

Dans les conditions normales (β = 0°, θ = 0°), On prend :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow K_a = \tan^2\left(\frac{180}{4}-\frac{30}{2}\right) = 0.33$$

X.3.3. Evaluation des efforts statiques agissant sur la culée

Les efforts et les moments agissants sur la culée sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X. 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	4236.99	-	0.00	-	0.00	-
Semelle	5001.60	-	0.00	1.00	0.00	-
Mur frontal	2606.30	-	0.33	5.47	860.08	-
Dalle de transition	146.55	-	1.26	10.40	184.65	-
Mur en retour	702.60	-	4.09	7.70	2873.63	-
Corbeau	58.92	-	1.24	10.08	73.06	-
Mur garde Grève	225.20	-	0.88	10.18	198.18	-
Poids des terres amont	4357.13	-	2.56	6.11	11154.26	-
Poids des terres sur DDT	254.53	-	1.26	10.40	320.71	-
Poussé des terres	-	3638.93	-	-3.72	-	-13548.97
H_T	-	46.80	-	-8.90	-	-416.49
H_{f+R}	-	74.28	-	-8.90	-	-661.10

Tableau X. 16 : Effort dû aux surcharges d'exploitation et surcharges sur remblais

Sollicitation / Désignations	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	M_N(KN.m)	M_H (KN.m)
A(l) (2voies)	1666.98	-	0.00	-	0.00	-
Bc (2files)	1471.52	-	0.00	-	0.00	-
Mc120	1072.06	-	0.00	-	0.00	-
D240	1762.29	-	0.00	-	0.00	-
ST	52.50	-	0.00	-	0.00	-
Freinage A(l)	-	118.19	-	-8.90	-	-1051.92
Freinage Bc	-	150.00	-	-8.90	-	-1335.00
Poids des Surcharges sur	294.60	-	2.56	-	754.18	-

remblais						
Poussé des Surcharges sur remblais	-	361.98	-	-5.59	-	-2021.63

X.3.4. Etude des éléments de la culée

- *Etude de mur frontal :*

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

Les efforts et les moments agissants sur le mur frontal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X. 17 : Evaluation des efforts agissant sur Le mur frontal

Sollicitation / Désignations	N(KN)	H(KN)	X(m)	Y(m)	M_N(KN.m)	M_H (KN.m)
Tablier	4236.99	-	-0.33	-	-1398.21	-
Mur frontal	2606.30	-	0.00	-	-	-
Dalle de transition	146.55	-	0.93	8.40	136.29	-
Corbeau	58.92	-	0.90	8.08	53.03	-
Mur garde Grève	225.20	-	0.55	8.18	123.86	-
Poids des terres sur DDT	254.53	-	0.93	8.40	236.72	-
H_T	-	46.80	-	-6.90	-	-512.54
H_{f+R}	-	74.28	-	-6.90	-	-512.54
A(l) (2voies)	1666.98	-	-0.33	-	-550.10	-
Bc (2files)	1471.52	-	-0.33	-	-485.60	-
Mc120	1072.06	-	-0.33	-	-353.78	-
D240	1762.29	-	-0.33	-	-581.55	-
ST	52.50	-	-0.33	-	-17.33	-
Freinage A(l)	-	118.19	-	-6.90	-	-815.53
Freinage Bc	-	150.00	-	-6.90	-	-1035.00
Poussé des Surcharges sur remblais	-	297.16	-	-4.59	-	-1362.49

- **Combinaison des efforts :**

Tableau X. 18 : Sollicitations de mur frontal sous la combinaison max

	Combinaisons	N(KN/ml)	M(KN.m/ml)
ELU	1.35G+1.6Bc+1.6ST+0,9 H_T + 1.35 H_{f+R}	1209.40	-1411.58
ELS	G+1.2Bc+ST+0,6 H_T +H_{f+R}	897.01	-1045.73
	Combinaisons	T(KN/ml)	
ELU	1.35G+0.9 H_T +1.35 H_{f+R} +1.6(Poussé des Surcharges sur remblais)	377.04	

- **Ferraillage de mur frontal :**

Le ferraillage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Section d'acier As = 14.5 cm² ➔ Donc : on prend **5HA20/ml** (As = 15.71 cm²) avec :ST=20cm.

Armatures de construction : $As_1 = \frac{As}{3} = \frac{15.71}{3} = 5.24\ cm^2$

➔ on prend **5HA14/ml** (As_1 = 7.70 cm²) avec :ST=20 cm.

Armatures transversales :

On prend **5HA12/ml** **(**As_T= 5.65 cm²**)** avec :ST=20 cm.

➢ *Etude de la dalle de transition :*

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet du :

Tableau X. 19 : Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition

	Valeur de charge (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids de la dalle de transition	7.5	15	15
Poids propre du revêtement	1.92	3.84	3.84
Poids du remblai	12.96	25.92	25.92
Surcharges	10	20	20

- **Combinaison des efforts :**

Tableau X. 20 : Combinaison des efforts

	Combinaisons	M (KN.m/ml)	V (KN)
ELU	1.35G+1.6Q	92.43	92.43
ELS	G+1.2Q	68.76	68.76

- **Ferraillage de la dalle de transition :**

Le ferraillage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Section d'acier As = 12.3 cm² ➔ Donc : on prend **7HA16/ml** (As = 14.07 cm²) avec :ST=15cm.

Armatures de construction : $As_1 = \frac{As}{3} = \frac{14.07}{3} = 4.69\ cm^2$

➔ on prend **7HA12/ml** (As_1 = 7.92 cm²) avec :ST=15 cm.

Armatures transversales : $As_T = \frac{As}{4} = \frac{14.07}{4} = 3.52\ cm^2$

On prend **7HA10/ml** (As_T=5.50 cm^2) avec :ST=15 cm.

➢ *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 :

$$R_{per} = \frac{G \times l}{2} = \frac{(7.5+1.92+12.96)\times 4}{2} = 44.76\ KN/ml$$

Réaction des surcharges sur remblais :

$$R_{sur\text{-}rem} = \frac{10\times 4}{2} = 20\ KN/ml$$

- **Combinaison des actions :**

ELU : $R_{ELU} = 1.35\ R_{per} + 1.6\ R_{sur\text{-}rem}$ ➔ R_{ELU} = 119.62 KN/ml

ELS : $R_{ELS} = R_{per} + 1.2\ R_{sur\text{-}rem}$ ➔ R_{ELS} = 90.61 KN/ml

- **Ferraillage du Corbeau :**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Section d'acier As = 11.2 cm² ➔ Donc : on prend **5HA20/ml** (As = 15.71 cm²) avec :ST=20cm.

➢ *Etude de mure garde grève :*

- **Evaluation des efforts :**

- Moment des poussées des terres :

$$M_{PT} = \frac{P\times h}{3}, \text{ avec : } P = \frac{1}{2}\ Ka\ \gamma\ h^2\ L$$

Tableau X. 21 : Calcul de moment des poussées des terres

Ka	γ (KN/m³)	h (m)	L (m)	P (KN)	M_{PT}(KN.m)	$M_{PT\text{-}ELU}$ (KN.m)	$M_{PT\text{-}ELS}$ (KN.m)
0.33	18	2.47	1	18.12	14.92	$1.35M_p$ =20.14	M_p =14.92

- Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$M_f = \frac{2\times\mu\times P\times h}{0.25+2h}$, P = 60 KN

μ : Coefficient de pondération, μ =1.6 à L'ELU et 1.2 à L'ELS ➔ $M_{f\text{-}ELU}$ = 91.38 KN/m ; $M_{f\text{-}ELS}$ = 68.53 KN/m

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

$$M_P = \frac{12K}{0.75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x}dx \text{ , avec : } K = Ka\times b_c\times\delta\times\gamma$$

- γ**:** Coefficient de pondération, égale à : **1.6** à **ELU 1.2** à **ELS.**
- b_c: coefficient de pondération du système Bc, b_c **= 1.2.**
- δ :coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai, δ = 1.061.
- Ka = 0.33.
- h : hauteur de mur garde grevé, h=2.47 m .

K_{ELS} = 0.33 × 1.2 × 1.061 × 1.2 = 0.672
K_{ELU} = 0.33 × 1.2 × 1.061 × 1.6 = 0,504

Le tableau suivant explicite les valeurs de M_p/K pour les différentes valeurs de la hauteur :

Tableau X. 22 : Les valeurs de Mp/K

h (m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p/K(t.m)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation, on obtient pour h=2.47 m : M_p/K =8.49 t.m

$M_{p\text{-}ELU} = M_p/K \times K_{ELU}$= 57.11 KN.m

$M_{p\text{-}ELS} = M_p/K \times K_{ELS}$= 42.83 KN.m

- **Combinaison des actions :**

M_{ELU} = 168.63 KN.m

M_{ELS} = 126.82 KN.m

- **Ferraillage du mur garde grève :**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, Le ferraillage du mur garde grève est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010(détaillés à l'Annexe B).

Section d'acier As = 19.1 cm² ➔ Donc : on prend **5HA25/ml** (As = 24.54 cm²) avec :ST=20cm.

Armatures de construction : $As_1 = \frac{As}{3} = \frac{24.54}{3} = 8.18\ cm^2$

➔ on prend **5HA16/ml** (As_1 = 10.05 cm²) avec :ST=20 cm.

Armatures transversales : $As_T = \frac{As}{4} = \frac{24.54}{4} = 6.14\ cm^2$

On prend **5HA14/ml** **(**As_T=7.70 cm^2) avec :ST=20 cm.

- *Etude de mur en retour :*

Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés (côté de mur frontal et côté de semelle).

Il est soumis aux charges suivantes :
- Le poids propre, y compris la superstructure.
- Poussé horizontale répartie (des terres et surcharges).

Le calcul des sollicitations sur le mur en retour, à était conduit à travers un élément coque, Construit avec le logiciel de calcul Robot.
Le résultat de modélisation obtenue à l'ELS est présente sur la figure ci-après :

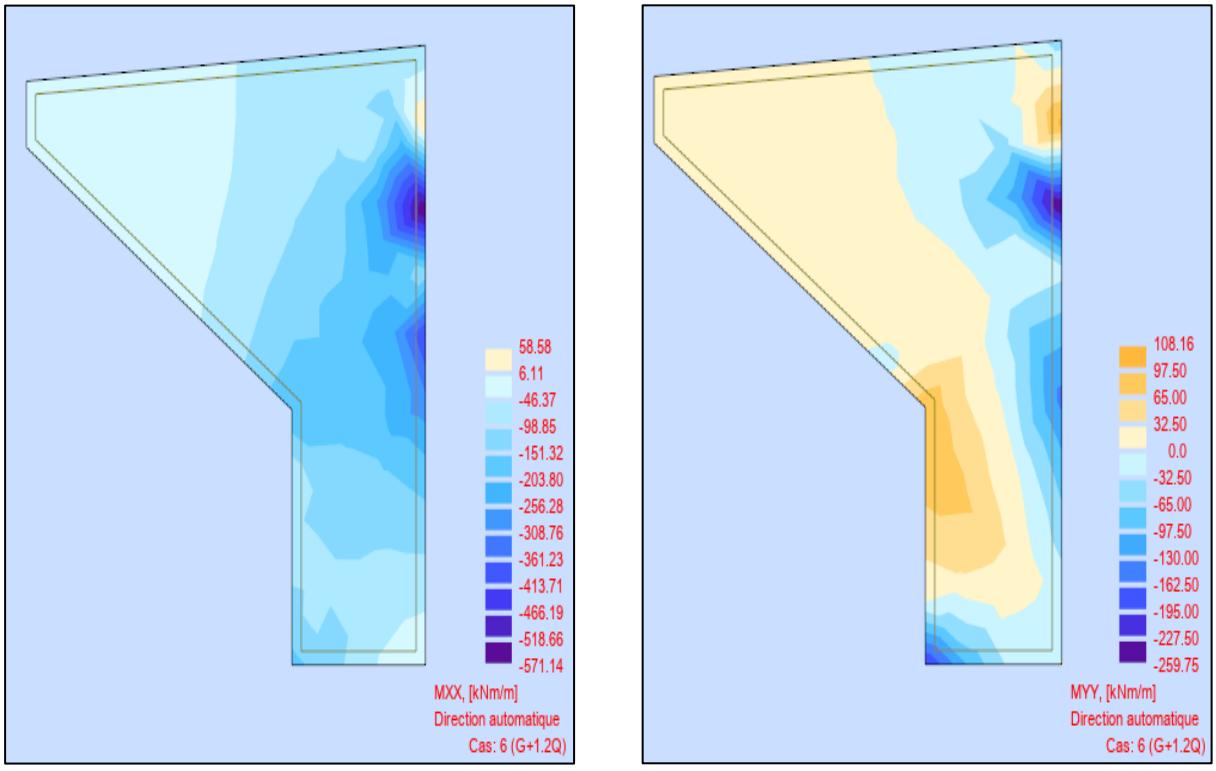


Figure X. 19 : Les sollicitation sur mur en retour à L'ELS

➔ M_{XX}= -361.23 KN.m/ml M_{YY}= -162.50 KN.m/ml

- **Ferraillage de mur en retour :**

Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot (détaillés à l'Annexe B), en flexion simple à l'ELS :

- Ferraillage horizontal As= 29.5 cm² (**7HA25**; As=34.36cm²/ml, ST= 15 cm)

- Ferraillage vertical As= 12.80 cm² (**7HA16**; As=14.07cm²/ml, ST = 15 cm)

Pour le coté extérieur on adopte les armatures de constructions de répartitions suivantes :

- Ferraillage horizontal $As_1 = \frac{As}{3} = \frac{29.5}{3} = 11.45cm^2$ (**7HA16**; As_1= As_1 cm²/ml, ST= 15 cm).
- Ferraillage vertical $As_1 = \frac{As}{3} = \frac{14.07}{3} = 4.69cm^2$ (**7HA12**; As= 7.92cm²/ml, ST=15 cm).

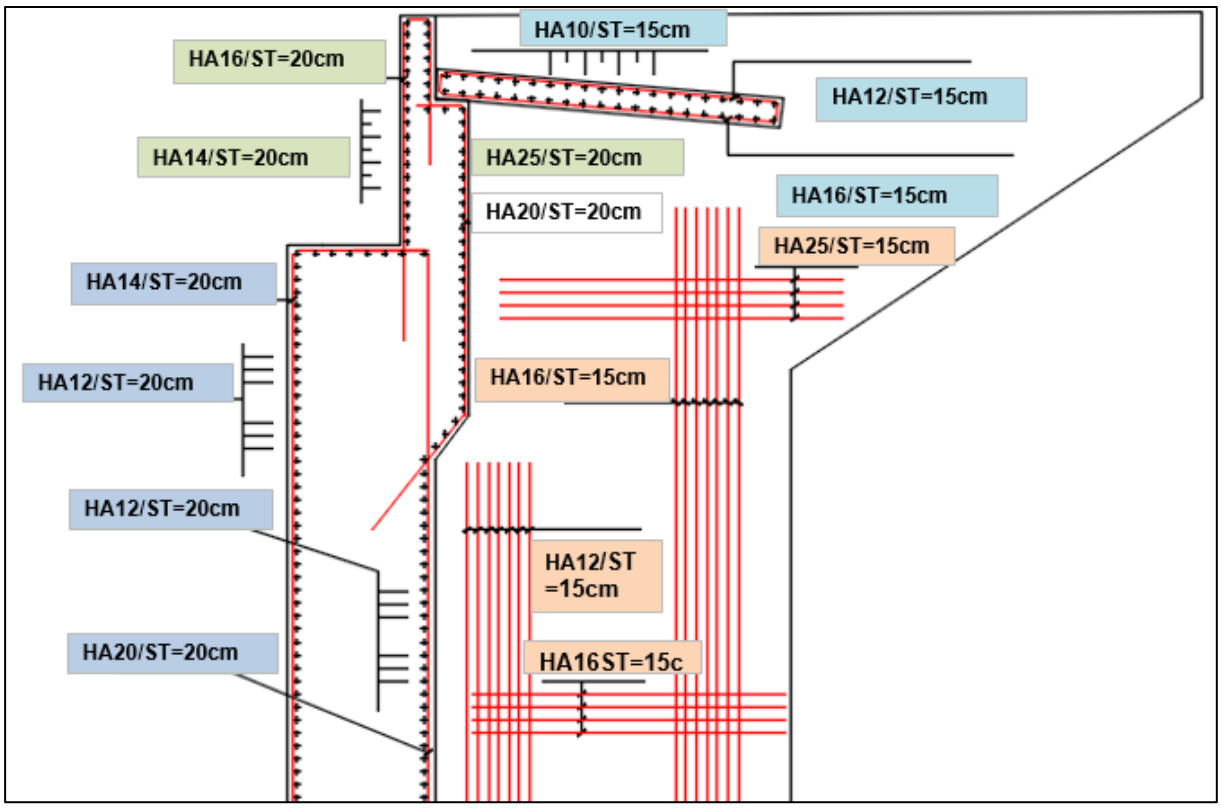


Figure X. 20 : Ferraillage de la culée

X.4. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, et détermination de ferraillage de la pile et la culée permettre d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établis est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années du cursus universitaire passées à l'Ecole
Nationale Supérieure des Travaux Publics (E.N.S.T.P).

Ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur et son rôle dans la réalisation des ouvrages d'art, qui ne se limite pas au simple calcul mais aussi à son bon sens de réflexe et son intuitivité d'adopter les solutions à des problèmes existants de la meilleure façon possible, en tenant compte de l'économie et de la sécurité tout en respectant le règlement.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, ce mémoire, nous a donné l'opportunité de côtoyer les ingénieurs et les spécialistes expérimentés dans le domaine des ouvrages d'art. Ce fût une première étude pour nous, parmi tant d'autres (nous l'espérons), en tant qu'élèves ingénieurs, car elle nous a permis d'acquérir une certaine expérience que nous comptons mettre en œuvre dans le monde professionnel.

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- TLEMCEN, 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.

- 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 pour θ = 0.50 et α=1

θ = 0.50	K_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8609	0.9276	1.0028	1.0767	1.1146	1.0767	1.0028	0.9276	0.8609
b/4	0.6834	0.7617	0.8547	0.9642	1.0767	1.1557	1.1603	1.1293	1.0937
b/2	0.5516	0.6326	0.7308	0.8547	1.0028	1.1603	1.2911	1.3544	1.3376
3b/4	0.4538	0.534	0.6326	0.7617	0.9276	1.1293	1.3544	1.5704	1.7409
b	0.3751	0.4538	0.5516	0.6834	0.8609	1.0937	1.3876	1.7409	2.1362

Tableau 2 : Tableau de K pour θ = 0.55 et α=1

θ = 0.55	K_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8255	0.9069	1.0016	1.0981	1.1489	1.0981	1.0016	0.9069	0.8255
b/4	0.6309	0.7192	0.8275	0.9595	1.0981	1.194	1.1902	1.1411	1.0889
b/2	0.4916	0.5777	0.6859	0.8275	1.0016	1.1902	1.3443	1.4071	1.4308
3b/4	0.3922	0.4737	0.5777	0.7192	0.9069	1.1411	1.4071	1.6611	1.852
b	0.3153	0.3922	0.4916	0.6309	0.8255	1.0889	1.4308	1.852	2.3314

Tableau 3 : Tableau de ε'_0 pour θ = 0.50

	θ = 0.50									
	y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
ε'_0	0	0.0987	0.1319	0.1635	0.1890	0.2001	0.1890	0.1635	0.1319	0.0987
	b/4	-0.0003	0.0495	0.0990	0.1468	0.1890	0.2184	0.2282	0.2268	0.2220
	b/2	-0.0827	-0.0233	0.0369	0.0990	0.1635	0.2282	0.2871	0.3339	0.3758
	3b/4	-0.1564	-0.0908	-0.0233	0.0495	0.1319	0.2268	0.3339	0.4476	0.5593
	b	-0.2274	-0.1564	-0.0827	-0.0003	0.0987	0.2223	0.3758	0.5593	0.7636

Tableau 4 : Tableau de ε'_0 pour θ = 0.60

	θ = 0.60									
	y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
ε'_0	0	0.0533	0.1109	0.1663	0.2119	0.2323	0.2119	0.1663	0.1109	0.0533
	b/4	-0.0288	0.0343	0.0974	0.1588	0.2119	0.2425	0.2364	0.2097	0.1775
	b/2	-0.0834	-0.0257	0.0337	0.0974	0.1663	0.2364	0.2956	0.3307	0.3558
	3b/4	-0.1243	-0.0765	-0.0257	0.0343	0.1109	0.2097	0.3307	0.4632	0.5908
	b	-0.1609	-0.1243	-0.0834	-0.0288	0.0533	0.1775	0.3558	0.5908	0.8671

Tableau 5 : Tableau de ε'_1 pour θ = 0.50

	θ = 0.50									
	y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
ε'_1	0	0.0796	0.0110	0.1481	0.2028	0.2839	0.2028	0.1481	0.1097	0.0796
	b/4	0.0613	0.0828	0.1100	0.1486	0.2053	0.2887	0.2093	0.1539	0.1104
	b/2	0.0526	0.0687	0.0890	0.1176	0.1589	0.2183	0.3032	0.2220	0.1584
	3b/4	0.0521	0.0654	0.0820	0.1050	0.1372	0.1820	0.2430	0.3249	0.2311
	b	0.0597	0.0722	0.0878	0.1088	0.1370	0.1741	0.2208	0.2771	0.3400

Tableau 6 : Tableau de ε'_1 pour $\theta = 0.60$

	θ = 0.50									
ε'_1	y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	0	0.0660	0.0978	0.1419	0.2114	0.3237	0.2114	0.1419	0.0978	0.0660
	b/4	0.0460	0.0669	0.0958	0.1411	0.2136	0.3295	0.2200	0.1508	0.1009
	b/2	0.0365	0.0512	0.0714	0.1027	0.1519	0.2288	0.3480	0.2379	0.1586
	3b/4	0.0352	0.0470	0.0632	0.0875	0.1246	0.1800	0.2613	0.3788	0.2522
	b	0.0418	0.0535	0.0692	0.0922	0.1254	0.1718	0.2337	0.3121	0.4028

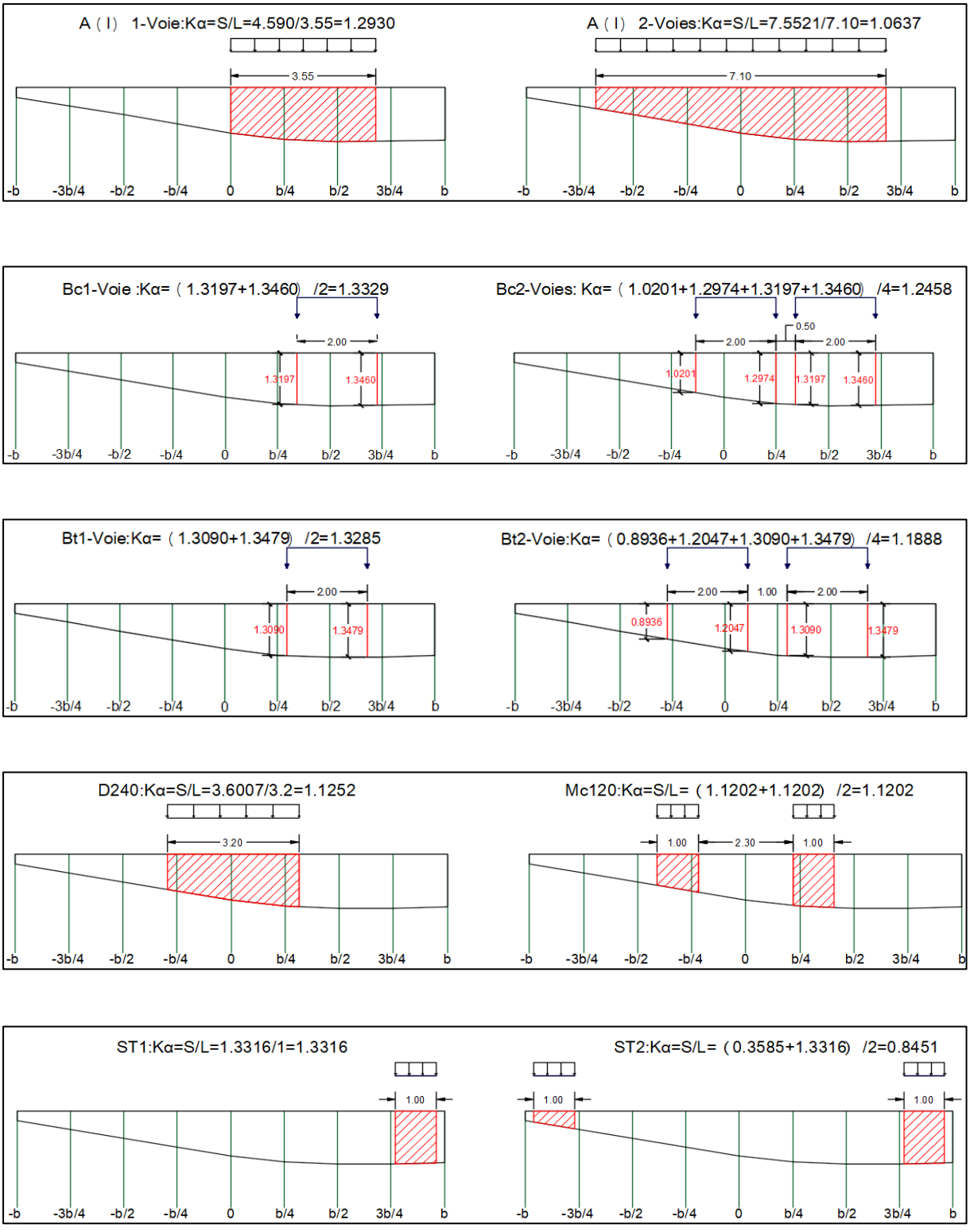


Figure 1 : Calcule de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 2

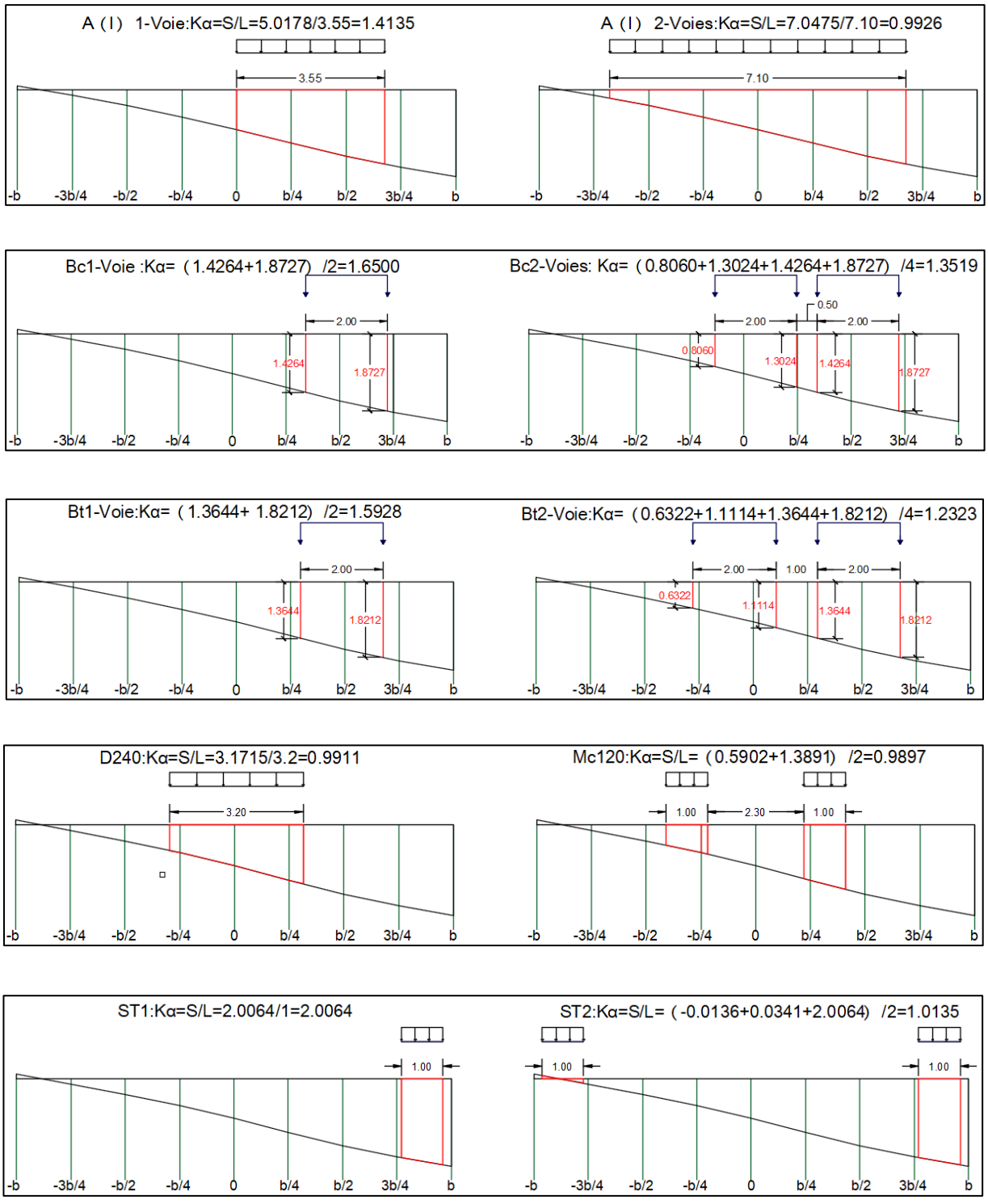


Figure 2 : Calcule de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 3

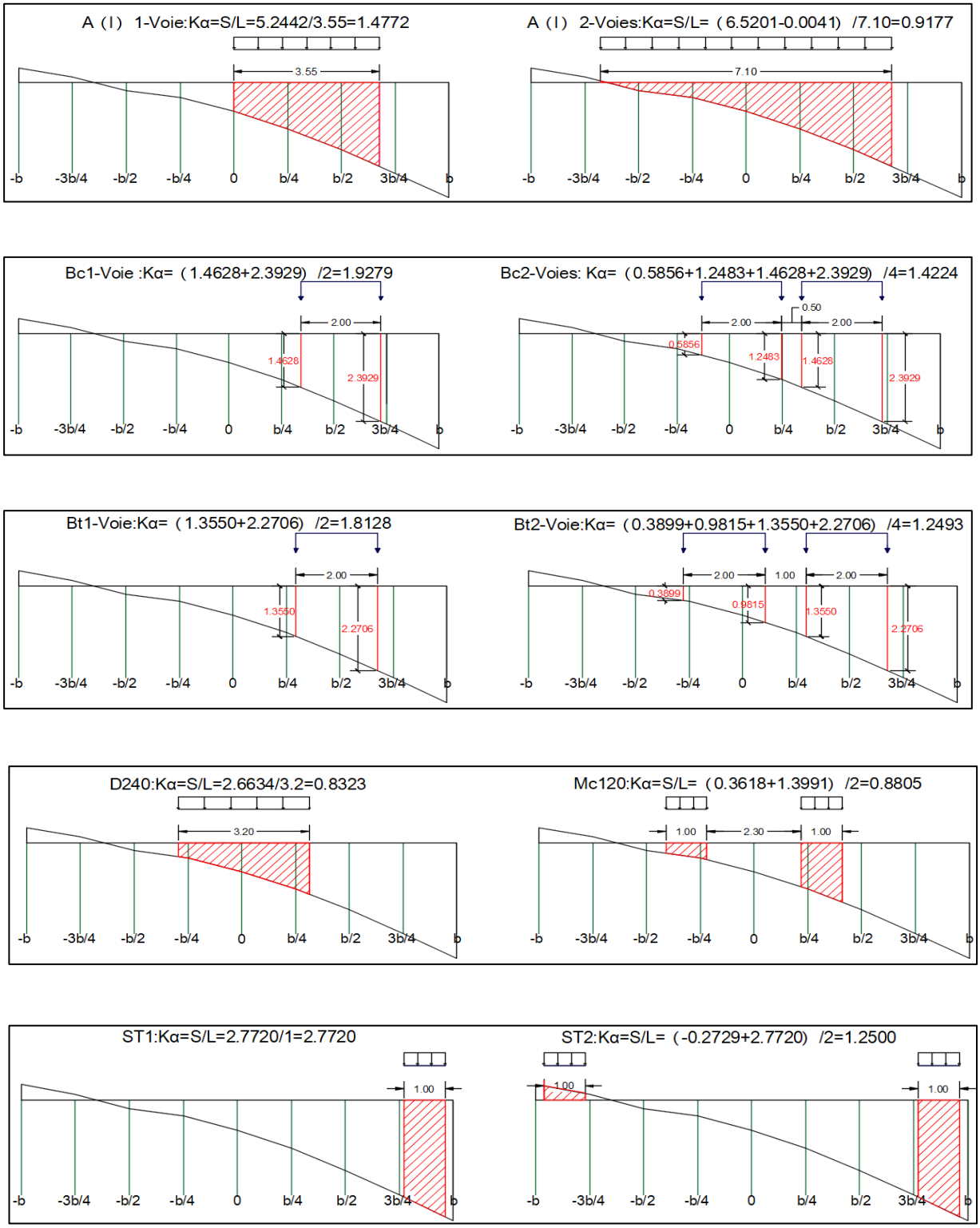


Figure 3 : Calcule de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 4

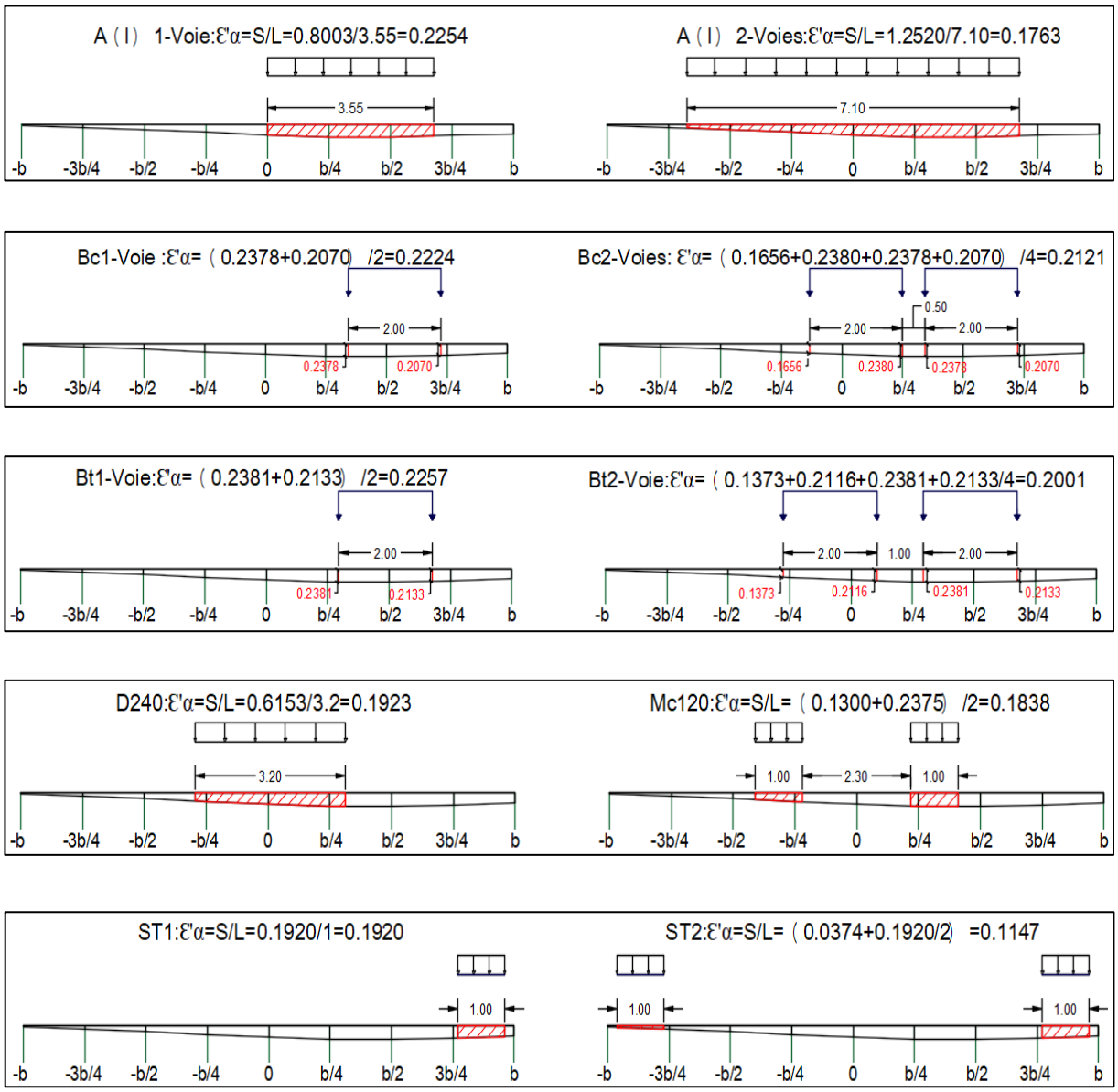


Figure 4 : Calcule de $Ɛ'_{\alpha moy}$ pour la poutre 2

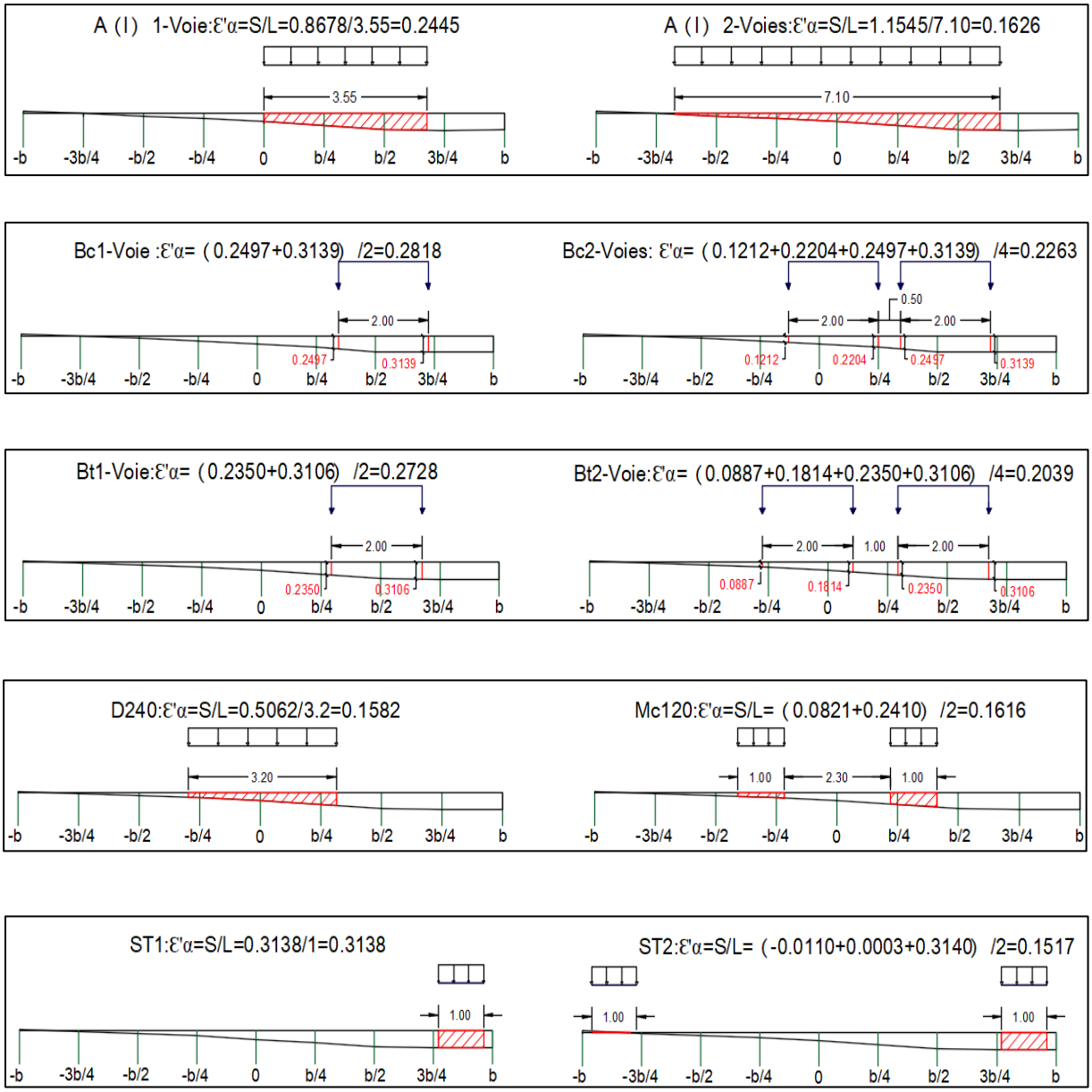


Figure 5 : Calcule de $Ɛ'_{\alpha moy}$ pour la poutre 3

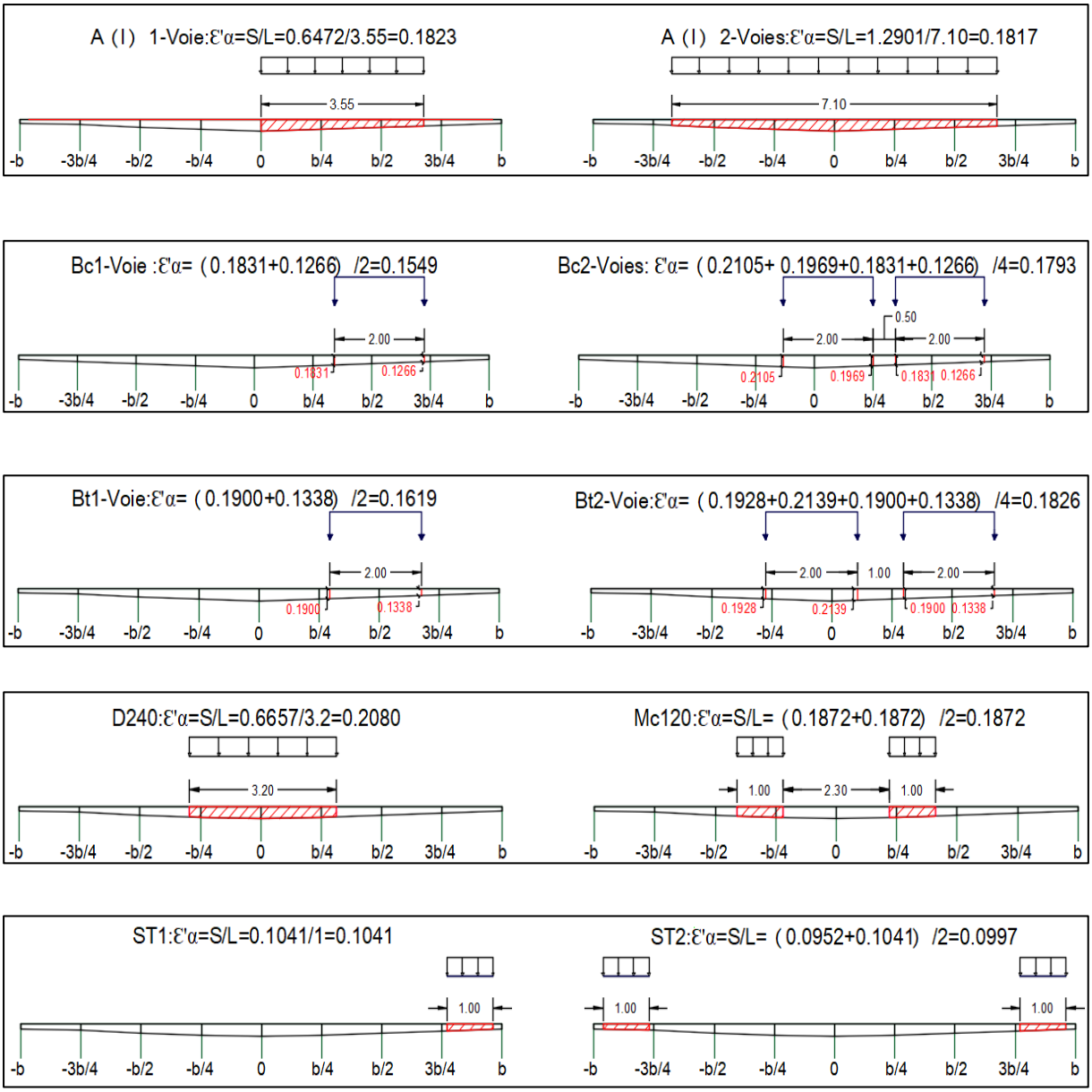


Figure 6 : Calcule de $Ɛ'_{\alpha moy}$ pour la poutre 4

ANNEXE B

Ferraillage de l'Hourdis
Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

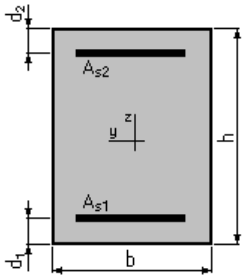
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-40.96	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	-30.71	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 6.8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.34 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -40.96 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.9 (cm)
Bras de levier: Z = 19.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.02 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -30.71 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 5.4 (cm)
Bras de levier: Z = 18.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage de l'Hourdis
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

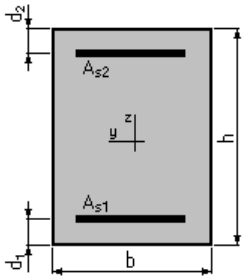
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	42.39	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	31.79	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.1 (cm2)		
théorique	ρ = 0.35 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 42.39 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.9 (cm)
Bras de levier: Z = 19.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.06 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 31.79 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 5.5 (cm)
Bras de levier: Z = 18.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage du chevêtre
Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

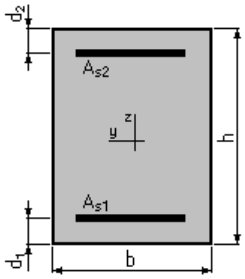
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:

b = 250.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-2301.38	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	-1706.64	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 50.9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)
théorique ρ = 0.14 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -2301.38 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7.2 (cm)
Bras de levier: Z = 140.1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.53 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -1706.64 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 26.7 (cm)
Bras de levier: Z = 134.1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée: σ_s' = 23.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage du chevêtre
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

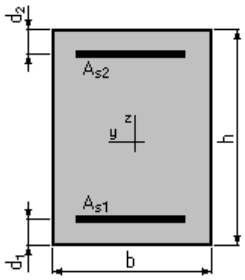
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:

b = 250.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	617.08	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	457.61	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 35.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 35.7 (cm2)		
théorique	ρ = 0.10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 617.08 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	3.55	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5.1	(cm)
Bras de levier:	Z = 141.0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.37	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = 457.61 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2.65
Position de l'axe neutre:	y = 22.7 (cm)
Bras de levier:	Z = 135.4 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 0.5 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 6.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage du chevêtre
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

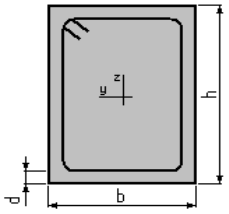
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non 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^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3085.27	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.9 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 10.1 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 20.1 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 10 + 7*20 + 1*25 + 1*35 + 7*40 (cm)

Ferraillage longitudinal des fûts
(Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

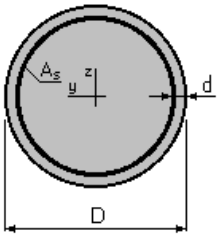
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	6169.58	4039.54	0.00
2.	ELU	8327.04	5510.33	0.00
3.	ELA	5563.14	16189.24	15884.85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 537.3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 62.8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1570.8 (cm2)
théorique ρ = 1.71 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 6169.58 (kN) M_y = 4039.54 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.91
Position de l'axe neutre: y = 128.9 (cm)
Bras de levier: Z = 142.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 42.6 (MPa) comprimée: σ_s' = 80.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 8327.04 (kN) M_y = 5510.33 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.64 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 131.6 (cm)
Bras de levier: Z = 134.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.68 (‰)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s =335.1 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 5563.14 (kN) M_y = 16189.24 (kN*m) M_z = 15884.85 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 65.8 (cm)
Bras de levier: Z = 163.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 6.86 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s =500.0 (MPa) comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

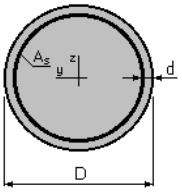
Ferraillage transversal des fûts
(Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 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 :



D = 200.0 (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	174.93	8327.04

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3.5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 8.0 (cm2)
Cadres: 4 ∅ 16
Espacement : S_t = 40.0 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 20 + 3*40 (cm)

Ferraillage des pieux
(Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

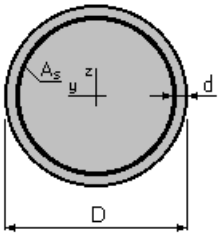
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2688.97	204.48	0.00
2.	ELS	1998.52	149.90	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 1.00 (%)
minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 2688.97 (kN) M_y = 204.48 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.65 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 125.3 (cm)
Bras de levier: Z = 55.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.39 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 1998.52 (kN) M_y = 149.90 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.09
Position de l'axe neutre: y = 185.5 (cm)
Bras de levier: Z = 56.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée : σ_s' = 32.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage de mur frontal
(Calcul de Section en Flexion Composée)

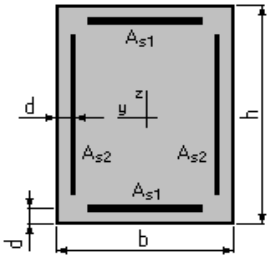
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 145.0 (cm)
d = 7.0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	1209.40	-1411.58	0.00
2.	ELS	987.01	-1045.73	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 29.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 725.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1209.40 (kN) M_y = -1411.58 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 16.6 (cm)
Bras de levier: Z = 131.4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s =434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 157.7 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 987.01 (kN) M_y = -1045.73 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.01
Position de l'axe neutre: y = 38.5 (cm)
Bras de levier: Z = 125.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 248.1 (MPa) comprimée: σ_s' = 78.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage de la dalle de transition
(Calcul de Section en Flexion Simple)

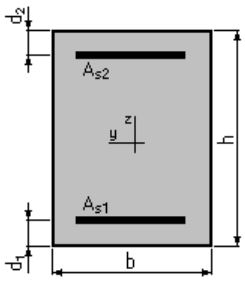
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	99.72	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	68.76	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 12.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.0 (cm2)
théorique ρ = 0.49 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 99.72 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.25 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4.4 (cm)
Bras de levier: Z = 23.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.12 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 68.76 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 7.9 (cm)
Bras de levier: Z = 22.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage du Corbeau
(Calcul d'une Section Comprimée)

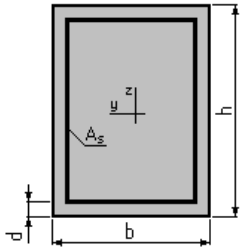
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- 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 **L**imite **U**ltime (fondamental)	92.43
Etat **L**imite de **S**ervice	68.76
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000.0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724.0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3.0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3.0	(m)
Inertie	I_y = 533333.3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333.3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11.5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28.9	(cm)
Elancement	λ_y = 26.0		Elancement	λ_z = 10.4	
	α = 0.77		N_u (béton seul)	= 5702.38	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0.2 (MPa)
0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 11.2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 11.2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.42 (%)
minimum	ρ_{min} = 0.28 (%)
maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

Ferraillage du mur garde grève
(Calcul de Section en Flexion Simple)

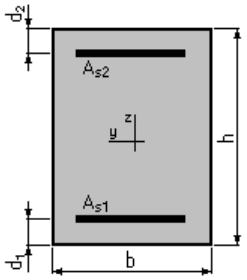
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:

b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	168.63	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	126.28	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 19.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.4 (cm2)		
théorique	ρ = 0.64 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 168.63 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.8 (cm)
Bras de levier: Z = 27.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.92 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 126.28 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.5 (cm)
Bras de levier: Z = 26.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

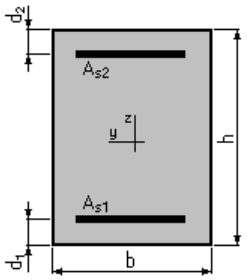
Ferraillage horizontal de mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	-361.23	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 29.5 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.54 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = -361.23 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 18.1 (cm)
Bras de levier: Z = 49.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

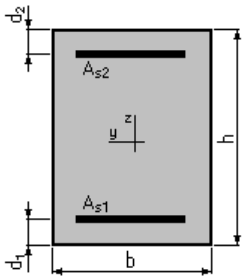
Ferraillage vertical de mur en retour (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	-162.50	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 12.8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.23 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = -162.50 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 12.7 (cm)
Bras de levier: Z = 50.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)