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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Conception et étude d'un viaduc au niveau des travaux d'aménagement des gorges de KHERRATA sur RN 09

Présenté par :
BRAHMI Mounir
GUETTICHE Fawzi

Encadré par :
Mr SEBAH Omar
Mme BOUKEZZI

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous citons nommément :

- A notre encadreur Mr SEBAH Omar et à notre Co-encadreur Mme BOUKEZZI pour leurs aides, leurs conseils et leurs dirigés du début à la fin de ce travail.
- A tout le personnel de l'ENSTP, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances.
- A tout le personnel de la Direction des travaux publics « DTP » de la willaya de Bejaia, qui nous ont aidé à réaliser ce travail.
- Nous tenons également à remercier l'ensemble des étudiants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils ont apporté à notre travail. Durant les cinq ans de notre formation.
- Aux personnes de la bibliothèque.
- Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encourager et nous ont soutenus.

BRAHMI Mounir

GUETTICHE Fawzi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes chers parents, qui sont la cause de mon existence dans cette vie,

Pour Leur soutient, leur patience et leur amour qui m'ont donné la force pour continuer mes études.

Aucune dédicace, aucun mot ne pourrait exprimer à leur juste valeur la gratitude et L'amour que je vous porte,

Aujourd'hui, Je mets entre vos mains, le fruit de longues années d'études,

À mes sœurs : Saloua, Chahrazad, et à mes frères : Fayçal, Khirddine,

Je leurs souhaite une bonne continuation dans leurs études.

À ma précieuse famille, mes cousins et cousines, Oncles et tantes,

À mes amis et collègues, Et à toutes les personnes que j'ai connues et qui m'ont aidée,

Un grand MERCI à tous.

BRAHMI Mounir

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes chers parents, qui sont la cause de mon existence dans cette vie,

Pour Leur soutient, leur patience et leur amour qui m'ont donné la force pour continuer mes études.

Aucune dédicace, aucun mot ne pourrait exprimer à leur juste valeur la gratitude et L'amour que je vous porte,

Aujourd'hui, Je mets entre vos mains, le fruit de longues années d'études,

À mes sœurs : Aida, Naziha, et à mon frère : Rami.

Je leurs souhaite une bonne continuation dans leurs études.

À ma précieuse famille, mes cousins et cousines, Oncles et tantes,

À mes amis et collègues, Et à toutes les personnes que j'ai connues et qui m'ont aidée,

Un grand MERCI à tous.

GUETTICHE Fawzi

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة منشاة فنية المتمثلة في جسر مختلط ثنائي العارضات يتكون من 5 مقاطع اثنان جانبيان طولهما 35 م والثلاثة الاخرى طولهم 55 م وعرضه 9.50م حيت كل مقطع يتكون من عارضتين يرتكز هذا الجسر على 6 مساند من الخرسانة المسلحة 4 وسيطة واثنان جانبيان، الجسر تم انجازه حسب التعليمات المستعملة في الجزائر

RCPR20080 RPOA 2008. BAEL 91.

بعد تقييم الأحمال الذاتية والأحمال المختلفة، تمت دراسة سطح الجسر طوليا وتقييم القوى المؤثرة على المساندة الوسطية بواسطة برنامج **"روبو"**

كلمة مفاتيح: جسر، مختلط ثنائي العارضات، مساند، خرسانة

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un pont mixte, d'une longueur de 235 ml et une largeur de 9.5m, Le tablier repose sur 6 appui (4 piles et 2 culées), il constitué de 5 travées, deux travées de rive de 35 m chacune et les trois autres de 55m chacune. Cette étude est faite en utilisant les règlements utilisés en Algérie tel que BAEL91, RCPR2008, RPOA2008.

L'étude du tablier et les efforts agissant sur la pile ont été déterminé à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, toute en introduisant les spectres de réponse du site de construction.

Mots clés : Pont, béton, bipoutre mixte, charpente, pile, culée, entretoise

Abstract

The aim of this work is the study of a mixed girder bridge, with a length of 235 ml and a width of 9.5m, the deck rests on 6 supports, it consists of 5 spans, two side spans of 35 m each and the other three of 55 m each. This study is made using the regulations used in Algeria such as BAEL91, RCPR2008, RPOA2008.

The design of the deck and the forces acting on the pile were determined using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software, while introducing the response spectra of the construction site.

Key words: Bridge, concrete, composite twin girder, frame, pier, abutment, spacer

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE……...1

Chapitre I : Recherche Bibliographie

I.1 Introduction :..... 2
I.2 Classification de la connexion : 2
I.2.1 Connecteurs ductiles (souples) : 3
I.2.2 Connecteurs non ductiles (rigides) : 3
I.3 Différents types de connexion : 5
I.3.1 Connexion complète (totale) : 5
I.3.2 Connexion partielle :..... 5
I.4 Comportement de la connexion en fonction de différents paramètres : 5
I.4.1 Influence de la portée des poutres sur la connexion : 6
I.4.2 L'influence de la nuance d'acier du profile :..... 8
I.4.3 L'influence de la géométrie du profile : 11
I.4.4 L'influence de type de béton : 11
I.4.5 Nombre et type de connecteurs : 12
I.5 Conclusion 13

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1 Introduction..... 14
II.2 Présentation du projet : 14
II.2.1 Objectif de projet : 14
II.2.2 Situation du projet :..... 14
II.2.3 Caractéristique de l'ouvrage 15
II.3 Les données de l'ouvrage..... 15
II.3.1 Les données fonctionnelles 15
II.3.1.1 Le tracé en plan :..... 15
II.3.1.2 Le profil en long : 15
II.3.1.3 Le profil en travers : 16
II.3.2 Les données naturelles : 16
II.3.2.1 Les données géologiques : 17

II.3.2.2 Les données géographiques : 17
II.3.2.3 Données géotechniques 18
II.3.2.4 Données sismologique : 22
II.3.2.5 Données Climatique : 23
II.3.2.6 Vent..... 23
II.4 Conclusion 23

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

III.1 INTRODUTION…….24
III.2. PROPOSITIONS DES VARIANTES…….....24
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES……...24
III.3.1. Variante N° 01 : « Pont Mixte à Bipoutre »……..24
III.3.1.1. Conception longitudinale :……....24
III.3.1.2. Conception transversale :……..25
III.3.2. Variante N° 02 : ≪Pont à poutres précontraintes du type VIPP≫……...27
III.3.2.1. Conception longitudinale :……28
III.3.2.2. Conception transversale :……..28
III.3.3. Variante N° 03 : « Pont voussoirs en béton précontraint à section constante »…….. .30
III.3.3.1. Conception longitudinale :……....30
III.3.3.2. Conception transversale :……..30
III.4. Analyse des variantes……....32
III.5. Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers……..33
III.6. Conclusion…….35

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

IV.1. Introduction.....36
IV.2. Normes et règles de calcul 36
IV.3. Choix des matériaux.....36
IV.3.1. Le Béton :.....36
IV.3.1.1. Caractéristiques mécaniques du béton : 36
IV.3.2. Acier :.....38
IV.3.2.1. Coefficient partiel de la sécurité : 39
IV.4. Évaluation des actions :.....40
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic : 40

IV.4.1.1. Actions permanentes : 40
IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic : 42
IV.4.2.1 Efforts de freinage : 46
IV.4.3 Température : 47
IV.4.4 Retraitait et fluage 48
IV.5. Conclusion 48

Chapitre V : Modélisation et Evaluations des Efforts

V.1. Introduction 49
V.2. Les phases de réalisation : 49
V.3. Logiciel de calcul : 51
V.3.1. Modélisation de l'ouvrage....51
V.3.2 Résultats : 57
V.4. Conclusion : 59

Chapitre VI : Vérification des sections mixtes

VI.1. Introduction : 60
VI.2. Calcule de section mixte : 60
VI.2.1. Hypothèses de calcul d'une section mixte : 60
VI.2.2. Effets du retrait : 60
VI.2.3. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton : 61
VI.2.3.1. Calcul de la contrainte due à ΔT : 62
VI.2.4. Détermination les caractéristiques des sections : 62
VI.2.4.1. Caractéristiques géométriques de section d'acier : 62
VI.2.4.2. Caractéristiques géométriques de section de béton : 63
VI.2.4.3. Caractéristiques géométriques de section mixte : 63
VI.2.5. Calcul effet du retrait : 65
VI.2.6. Calcul effet de la différence de température entre l'acier et le béton : 65
VI.2.7. Vérification des contraintes : 66
VI.2.7.1. Vérification des contraintes de cisaillement : 67
VI.2.8. Vérification des contraintes de cisaillement : 69
VI.2.9. Vérification au voilement de l'âme de la poutre : 70
VI.2.9.1. Justification de la section au niveau de pile : 70
VI.2.9.2. Vérification de la section mi – travée : 71

VI.2.10. Vérification de la poutre au déversement : 72
VI.2.10.1. Justification de la section au niveau de pile : 73
VI.2.10.2. Justification de la section au niveau de mi- travée : 74
VI.3. Calcul des déformations : 74
VI.3.1. Calcul de la flèche : 74
VI.3.1.1. 1ere travée: 74
VI.3.1.2. 2 éme travée : 75
VI.4. Conclusion 76

Chapitre VII : Etude transversale

VII.1. Introduction : 77
VII.2. Géométrie de l'hourdis : 77
VII.3. Méthode de calcul 77
VII.3.1. Évaluation des efforts 77
VII.4. Ferraillage de la dalle 78
VII.4.1. Ferraillages nappe supérieure (sur appui) 78
VII.4.2. Ferraillages nappe inférieure (en travée) 78
VII.5. Vérification 79
VII.6. Calcul des entretoises et pièces de pont : 79
VII.6.1. Entretoises : 79
VII.6.2. Pièces de pont : 81
VII.7. Calcul des connecteurs : 84
VII.7.1. Dispositions constrictives relatives à la connexion 85
VII.7.2. Résistance d'un goujon à tête : 85
VII.7.2.1. Type et dimension de goujon utilisé : 86
VII.7.3. La détermination du nombre des connecteurs pour chaque tronçon : 86

Chapitre VIII : Les équipements

VIII.1 Les appareils d'appuis : 90
VIII.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui : 90
VIII.1.1.1 Sur pile 90
VIII.1.1.2 Sur Culée : 94
VIII.1.2 Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure : 97
VIII.2 Les dés d'appuis : 100

VIII.3 Joint de chaussée : 101
VIII.3.1 Calcul du souffle des joints : 101
VIII.4. Conclusion 103

Chapitre IX : l'étude d'infrastructure

IX.1. Introduction : 103
IX.2. Etude de la pile : 103
IX.2.1 Critères de conception : 103
IX.2.2 Modèle de pile adopté : 103
IX.2.3 Dimensionnement des piles : 103
IX.2.4 Evaluation de la raideur totale K : 106
IX.2.5 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 : 106
IX.2.5.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal : 107
IX.2.5.2 Evaluation de l'effort sismique transversal : 108
IX.2.5.3 Evaluation de l'effort sismique vertical : 108
IX.2.6 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) : 109
IX.2.7 Evaluation des efforts agissant sur la pile : 109
IX.2.7.1 Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile : 110
IX.2.8 Combinaison des efforts : 111
IX.2.8.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement : 111
IX.2.9 Ferraillage de la pile : 111
IX.2.9.1 Ferraillage horizontal : 112
IX.2.9.2 Condition d'orientation de la section : 112
IX.2.9.3 Ferraillage transversal : 113
IX.3 Etude de la culée 114
IX.3.1 Pré-dimensionnement de la culée 114
IX.3.2 Efforts dus à la culée 115
IX.3.3 Ferraillage des éléments de la culée 117
IX.3.3.1 Ferraillage du mur garde grève 117
IX.3.3.2 Dalle de transition 118
IX.3.3.3 Corbeau d'appui de la dalle de transition 119
IX.3.3.4 Mur frontal 120
IX.3.3.5 Mur en retour 121
IX.4 Etude de fondation : 122
IX.4.1 Portance du terrain : 122

IX.4.2 Calcul des sollicitations : 123
IX.4.3 Etude du diagramme des contraintes : 123
IX.4.4 Calcul ferraillage de semelle sous la pile : 124
IX.4.5 Calcul ferraillage de semelle sous la culée : 125
IX.5 Conclusion 126

CONCLUSION GENERALE……..127

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXES A

ANNEXES B

ANNEXES C

Liste des figures

Chapitre I : Recherche Bibliographie

Figure I.1:Comportement des connecteurs 2
Figure I.2:Exemple de connecteurs ductiles 3
Figure I.3:Types de connecteurs en butée 4
Figure I.4:Type de connecteur linéaire. 4
Figure I.5:Poutre avec tôle profilée à nervures perpendiculaire au profilé. 7
Figure I.6:Degré minimum de connexion selon EC-4. 8
Figure I.7:Degré de connexion minimum en fonction de la nuance d'acier. 9
Figure I.8: Degré de connexion minimum en fonction de la nuance d'acier. 10
Figure I.9:Variation de Zs/Zb en fonction de la résistance de béton. 11
Figure I.10: L'influence de résistance de béton sur comportement des connecteurs……...12

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Figure II.1:situation de projet avec Google Maps 14
Figure II.2:vue en plan 15
Figure II.3: Profil en long 16
Figure II.4:Profil en travers 16
Figure II.5:Carte des sols de la wilaya de Bejaia 17
Figure II.6:Traversée de la RN9 par zone montagneuse. 17
Figure II.7:Coupe de sondage carotté N°4 19
Figure II.8:Les caisses des carottes**.** 20
Figure II.9:Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA-2008) 23

Chapitre III : ..... Conception et Pré-dimensionnement

Figure III.1:Coupe longitudinale 25
Figure III.2:Dimension des Poutres 26
Figure III.3: Dimension des entretoise 27
Figure III.4:Coupe transversale 27
Figure III.5:Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontrainte. 28
Figure III.6:coupe longitudinale 28
Figure III.7: dimension des poutres 29
Figure III.8: coupe transversale 29
Figure III.9: Coupe longitudinale 30
Figure III.10:Notations des dimensions. 30
Figure III.11:Demension de voussoir 31
Figure III.12:Coupe transversale 32

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Figure IV.1:position des entretoises 41
Figure IV.2:Les 11 cas de charge possibles. 43

Figure IV.3:Coefficient a1 44
Figure IV.4:Système de chargement Bc. 45
Figure IV.5:Système de chargement Bt. 45
Figure IV.6:Convoi de charge Mc 120. 47
Figure IV.7:Convoi exceptionnel D240 47

Chapitre V : Modélisation et Evaluations des Efforts

Figure V.1: Montage des prédalles. 50
Figure V2:Bétonnage de dalle centrale 50
Figure V.3:Bétonnage de portes à faux. 51
Figure V.4:Modélisation des poutres. 52
Figure V.5:Modélisation de la dalle. 52
Figure V.6:Modélisation des appuis. 53
Figure V.7:Les charges permanentes appliquées sur le modèle global. 54
Figure V.8:Affectations des charges type A(l). 55
Figure V.9:Affectations des charges type Bc. 55
Figure V.10:Affectations des charges type Bt. 56
Figure V.11:Affectations des charges type Mc 120 et D240. 56
Figure V.12:G 57
Figure V.13:M_{Max} à l'ELS(G+D240). 57
Figure V.14:T_{Max} à l'ELS(G+D240). 58
Figure 15:M_{Max} à l'ELU(1.35G+1.35D240). 58
Figure V.16: T_{Max} à l'ELU(1.35G+1.35D240). 59

Chapitre VI : Vérification des sections mixtes

Figure VI.1: Distribution des contraintes……61

Figure VI.2: section mixte à mi – travée…… 67

Chapitre VII : Etude transversale

Figure VII.1:Schéma de ferraillage général de dalle. 79
Figure VI.2:effet de vent sur la dalle mixte 80
Figure VI.3:les efforts appliqués sur la pièce de pont 81
Figure VI.4:exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier –béton 84
Figure VII.5:Disposition de connecteur de type goujons 89

Chapitre VIII : Les équipements

Figure VIII.1:Appareil d'appui en élastomère fretté 90
Figure VII.2:Appareil d'appui –sur pile- 94
Figure VII.3:Appareil d'appui- sur culée 97
Figure VIII.4:caractéristiques de dé d'appui 100
Figure VIII.5:schéma représentatif de rotation d'extrémité 102
Figure VIII.6:Joint de chaussée type FT150. 103

Figure IX.1:Confinement des sections creuses. 104
Figure IX.2:vue en plan de la pile 104
Figure IX.3:Dimensions de la pile la plus haut 105
Figure IX.4:Ferraillage longitudinal de pile. 113
Figure IX.5:Ferraillage fut de pile. 113
Figure IX.6:Les dimensions des éléments de la culée. 115
Figure IX.7:ferrailage de la culée 122
Figure IX.8:Ferraillage les éléments de la pile 125
Figure IX.9:Ferraillage les éléments de la culée. 126

Liste des tableaux

Chapitre I : Recherche Bibliographie

Tableau I.1: Degré minimum de connexion selon EC-4. 8

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1:La lithologie du sous-sol révélée par le sondage carotté N°17. 18
Tableau II.2:le niveau d'eau de sondage N°17. 20
Tableau II.3:R.Q.D de sondage N°17. 21
Tableau II.4:Les résultats des essais au laboratoire sondage N°17. 22

Chapitre III : ..... Conception et Pré-dimensionnement

Tableau III.1 :Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 2 29
Tableau III.2:Les dimensions des différents éléments constitutifs du voussoir. 31
Tableau III.3:Analyse des variantes. 33

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau IV.1:Valeurs nominales de limite d'élasticité fy et de résistance à la rupture en traction fu 38
Tableau IV.2:Coefficient Tableau IV.2:Coefficients s partiels de sécurité à l'ELU 39
Tableau IV.3:Coefficients partiels de sécurité à l'ELS 39
Tableau IV.4:Variation de hauteur de poutre 35m 40
Tableau IV.5:Variation de hauteur de poutre de longueur 55m. 41
Tableau IV.6:poids des poutres 41
Tableau IV.7:poids des entretoises 41
Tableau IV.8:Estimation du poids dû aux CCP 42
Tableau IV.9:Caractéristiques du pont 42
Tableau IV.10:Les classes des ponts routes. 42
Tableau IV.11:valeurs de A(l) pour les différents cas de charge 44
Tableau IV.12:Les valeurs de δ. 46

Chapitre V : Modélisation et Evaluations des Efforts

Tableau V.1:Combinaisons de charge en phase de service 54

Chapitre VI : Vérification des sections mixtes

Tableau VI.1: La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée 60
Tableau VI.2: Caractéristiques géométriques des sections acier. 63
Tableau VI.3:Caractéristiques géométriques de la section béton 63
Tableau VI.4:Caractéristiques géométriques de section mixte au niveau de pile 65
Tableau VI.5:Caractéristiques géométriques de section mixte à mi – travée 68

Tableau VI.6:récapitulatif des contraintes 70
Tableau VI.7:vérification de voilement pour la section au niveau de pile 71
Tableau VI.8:récapitulatif des contraintes 71
Tableau VI.9:vérification de voilement pour la section mi – travée..... 72

Chapitre VII : Etude transversale

Tableau VII.1:récapitulatif des contraintes..... 83
Tableau VII.2:vérification de voilement de pièce de pont sous moment maximum 84
Tableau VII.3:Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (MN/m) 88
Tableau VII.4:Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (MN/m) 89

Chapitre VIII : Les équipements

Tableau VIII.1:calcul des rigidités 99

Chapitre IX : l'étude d'infrastructure

Tableau IX.1:les hauteurs des piles 104
Tableau IX.2:Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. 106
Tableau IX.3:Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. 106
Tableau IX.4:Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 108
Tableau IX.5:Distribution de forces transversales sur chaque appui. 108
Tableau IX.6 :Paramètre 109
Tableau IX.7:Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 109
Tableau IX.8:Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 109
Tableau IX.9:Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée. 110
Tableau IX.10:Combinaison des efforts. 111
Tableau IX.11:Combinaisons des efforts. 111
Tableau IX.12:Calcul du coefficient de poussée K ad 116
Tableau IX.13:Evaluations des efforts statiques de la culée. 117
Tableau IX.15:Evaluations des efforts du mur frontal. 120
Tableau IX.16:Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.....121
Tableau IX.17:Résultats et ferraillage du mur en retour. 121
Tableau IX.18:Les valeurs des RQD et résistance à la compression. 123
Tableau IX.19:Les valeurs de la portance du terrain. 123
Tableau IX.20:Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. 123
Tableau IX.21:Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. 123

Symboles et notations

A : Section de l'acier de charpente

B : Section de béton

E : Module d'élasticité longitudinale

E_a: Module d'élasticité longitudinales des aciers de charpente

E_{ij}: module de déformation instantané

Evj : module de déformation différée

E_s: module d'élasticité longitudinales des aciers passifs

G : Module d'élasticité transversale ou module de cisaillement

$\boldsymbol{I_0}$: Moment d'inertie /CDG

$\boldsymbol{I}\Delta$: Moment d'inertie /Δ

L_e: Portée équivalente

PRd : La résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête

PK : pointe kilométrique

S_n: Section homogénéisée de la poutre mixte

V : effort tranchant

V' : Distance entre le CDG et la fibre inférieur

$\boldsymbol{b_{eff}}$ **:** Largeur efficace de la dalle

b_i: largeur de la semelle inferieure des poutres

$\boldsymbol{b_s}$: largeur de la semelle supérieure des poutres

$\boldsymbol{d}$ **:** diamètre des goujons

e : épaisseur de la dalle

$\boldsymbol{f_{bu}}$: contrainte de calcul pour le béton a l'ELU

$\boldsymbol{fcj}$: résistance caractéristique à la compression pour un béton au jours j

$\boldsymbol{f_e}$ **:** Limite d'élasticité des aciers passifs

$\boldsymbol{ftj}$: résistance caractéristique a la traction pour un béton au jours j

$\boldsymbol{f_u}$: Résistance minimale a la traction de l'acier de charpente

h: hauteur totale de la poutre

$\mathbf{h_w}$**:** hauteur de l'âme des poutres

n: Coefficient d'équivalence entre acier et béton.

ti: épaisseur de la semelle inferieure des poutres

ts: épaisseur de la semelle supérieure des poutres

tw: épaisseur de l'âme des poutres

U: Coefficient de Poisson

ε : Déformation

INTRODUCTION GENERALE

Il est admis que la communication est une fonction horizontale qui affecte toutes les activités d'un pays parce qu'elle joue un rôle moteur dans le développement économique et social à l'échelle régionale et mondiale, sa performance est, de nos jours, devenue déterminante dans les échanges commerciaux. A cet effet l'homme cherche à enrichir son environnement au fil des siècles pour se déplacer.

Les contraintes qui se sont présentés à l'homme l'ont poussé à créer des infrastructures de franchissement pour l'aider dans son quotidien, parmi elles on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

L'Algérie faisant partie des pays en voie de développement, elle a le potentiel nécessaire tel que les ressources naturelles pour devenir une force mondiale, mais cela ne sera possible sans un bon réseau routier.

C'est pourquoi des programmes de réalisation des ouvrages d'art ont été lancés durant ces dernières années. A cet effet, notre projet de fin d'étude PFE consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art, le projet se situe au niveau des gorges de KHERRATA dans la wilaya de BEJAIA.

Notre travail est constitué de neuf (09) chapitres :

Dans le premier chapitre, on a commencé avec une petite recherche bibliographique sur Comportement de la connexion acier béton dans les ponts mixtes ;

Les huit chapitres suivants sont consacrés à la présentation de l'ouvrage, à la conception et pré dimensionnement, suivie d'une définition des matériaux puis une évaluation des charges et surcharges ensuite une étude de la superstructure. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 2D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis. Et enfin une étude de l'infrastructure ;

On termine notre mémoire par une conclusion générale, mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

I.1 INTRODUCTION :

Le principe de la connexion entre la dalle en béton et le profilé métallique est de coupler dans un élément mixte les deux matériaux différents afin de faire participer chacun des matériaux de façon optimale. Compte tenu de leur comportement physique, cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont le rôle d'empêcher ou du moins de diminuer le glissement relatif entre les deux matériaux à assembler, ainsi que leur séparation par le soulèvement éventuel de la dalle.

Selon le comportement et la résistance de la connexion, exprimés par la relation entre la force sollicitant les connecteurs et le glissement mesuré à l'interface de contact, cette interaction est différente selon la nature de connexion ou selon le type de comportement des connecteurs (souple ou rigide).

I.2 CLASSIFICATION DE LA CONNEXION :

L'Eurocode 4 (1)propose deux classes de connecteurs selon leur comportement (fig. I.1). :

- **Les connecteurs rigides**
- **Les connecteurs ductiles.**

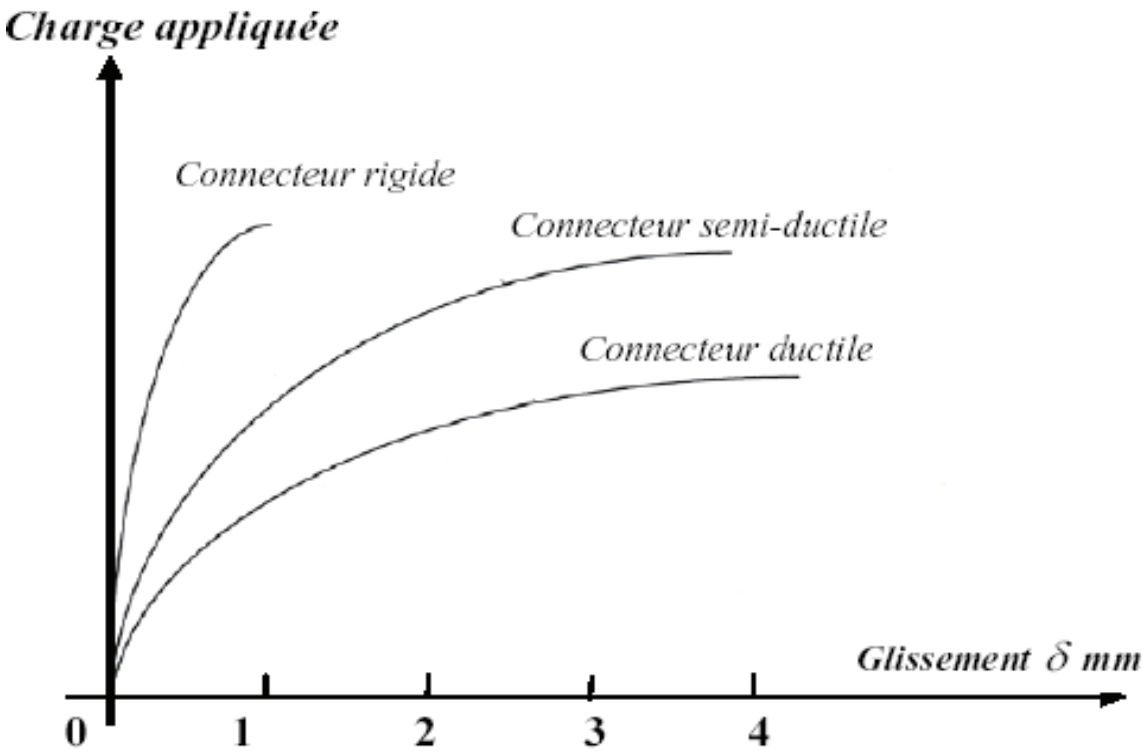


Figure I.1:Comportement des connecteurs

J.M. Aribert (2) et M. Rabih (3) proposent une troisième classe : les connecteurs **semi-rigides** ou **semi-ductiles.**

I.2.1 Connecteurs ductiles (souples) :

Les connecteurs ductiles sont ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connexion (La façon de ruine est plus malléable et n'est pas brutale). Si les connecteurs sont insuffisamment ductiles, l'effort rasant ne peut pas être uniformément redistribué entre tous les connecteurs.

On peut classer comme connecteurs ductiles (souples) : les connecteurs à goujon, boulons, crochets ou arceaux, en équerre (acier façonné) ou en cornière (fig. I.2).

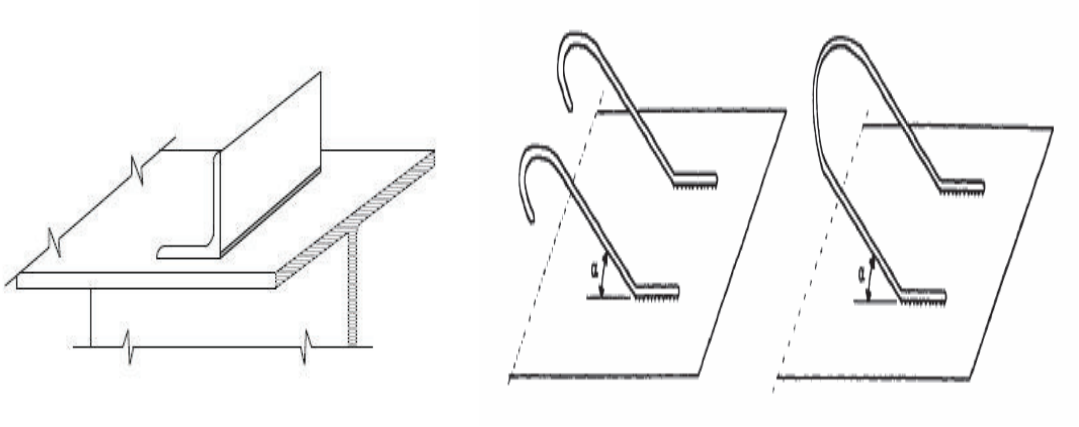


Figure I.2:Exemple de connecteurs ductiles

L'Eurocode 4 (1) considère que les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins de 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme connecteurs ductiles.

Les connecteurs les plus utilisés en pratique sont les goujons à tête grâce à leur facilité et leur rapidité de pose (10-15 s/goujon). De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité. La tête du goujon permet d'empêcher la perte d'adhérence de celui-ci et le soulèvement de la dalle en béton (3). En Algérie, ont tendance à employer les connecteurs en arceau ou crochet pour assurer la liaison entre la dalle et la poutre métallique.

I.2.2 Connecteurs non ductiles (rigides) :

Les connecteurs rigides ne permettent pas la redistribution des efforts rasants ; le cisaillement longitudinal est déterminé à partir de la répartition des contraintes dans les sections transversales critiques par la méthode élastique.
On considère comme connecteurs non ductiles (rigides) : les connecteurs en butée en forme de barreau, en T, en U, en fer à cheval, plaque linéaire perforée ; parfois l'associer d'une butée et d'un arceau (fig. I. .3, fig. I. .4)

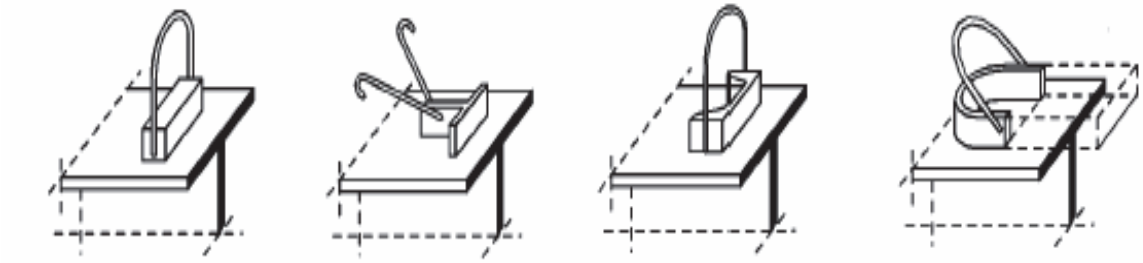


Figure I.3:Types de connecteurs en butée

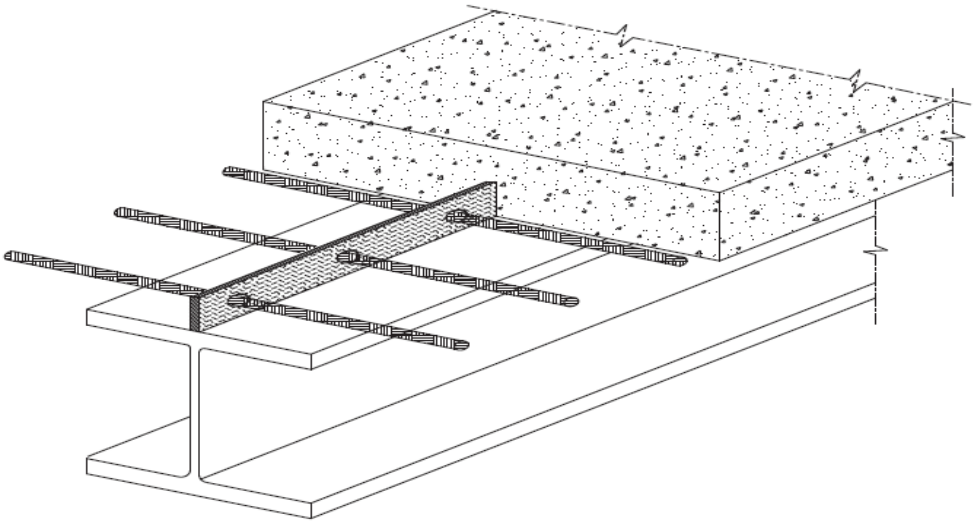


Figure I.4:Type de connecteur linéaire.

L'Eurocode 4 (1) considère que les connecteurs qui possèdent une capacité de déformation au moins égale à 2 mm sont des connecteurs rigides et 6 mm pour les connecteurs ductiles et de considérer comme non ductile tout connecteur qui n'est pas classé comme ductile, sans introduire de classe intermédiaire (semi-ductile)

J.M. Aribert (2) et M. Rabih (3) ont proposé d'introduire la notion de connecteur **«semi-ductile »** ou **«semi-rigide»** s'il peut adopter un comportement idéalement élasto-plastique, C'est essentiellement la capacité de déformation en glissement entre l'acier et le béton qui distingue un connecteur souple d'un connecteur rigide .

Il est à noter que de nombreuses études menées sur les connecteurs, depuis plus de 50 ans ont surtout montré qu'il n'existe pas de connecteur idéal. Le choix de tel ou tel connecteur dépend au moins autant de son coût et de sa facilité de mise en œuvre en fonction du temps que de ses performances mécaniques (3).

L'association de deux ou plusieurs goujons en même temps peut engendrer une liaison rigide et de ce fait l'ensemble de goujons employés peut être considéré comme non ductile (4).

I.3 DIFFERENTS TYPES DE CONNEXION :

Selon le type de connecteurs et leur nombre, on distingue deux types de connexion :

I.3.1 Connexion complète (totale) :

Lorsque la résistance de la connexion est telle que la résistance ultime à la flexion de la poutre ne serait pas augmentée par l'addition des connecteurs supplémentaires, et que le glissement qui est produit à l'interface est faible et peut être négligé, on considère la ***connexion est totale*** ou ***interaction complète***. La ruine de la poutre est engendrée par la plastification (ou par l'instabilité) de la section d'acier ou par la ruine du béton.

L. Bouazauoi (3) a mentionné dans ses travaux que dans le cas des goujons, la connexion complète n'existe pas, on est toujours en connexion partielle puisque c'est précisément le glissement à l'interface acier béton qui permet de solliciter les goujons.

I.3.2 Connexion partielle :

Lorsque le nombre des connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion totale, et que le glissement qui est produit à l'interface ne peut pas être négligé dans le calcul, car il influence sur la déformation et la résistance de la poutre mixte, on considère la ***connexion partielle*** ou ***interaction incomplète***. La ruine de la poutre mixte sera atteinte par la ruine de la connexion.

En pratique, la connexion partielle devrait être prise en compte dans les études élastiques des poutres, par exemple aux états limites de service, plus particulièrement pour le calcul de la flèche ou pour les problèmes de vibration (3).

I.4 COMPORTEMENT DE LA CONNEXION EN FONCTION DE DIFFERENTS PARAMETRES :

Le glissement entre la dalle en béton et le profilé métallique dépend essentiellement des facteurs principaux suivants :

- Influence de la portée des poutres sur la connexion
- Géométrie de la section du profilé (rapport entre les aires des semelles)
- Nuance d'acier des poutres métalliques.
- Type et résistance du béton (normal, haute performance)
- Nombre et type de connecteurs.

Dans ce qui suivra nous allons étudier l'influence de chacun de ces facteurs, sur le comportement de la connexion des poutres mixtes isostatiques et uniformément chargées entre les deux matériaux : acier et béton.

I.4.1 Influence de la portée des poutres sur la connexion :

Le degré minimum de connexion pour une capacité de glissement donné des connecteurs dépend en priorité de la portée de la poutre et de la géométrie de la section mixte.

De manière pratique l'*EC 4* (1) recommande pour le calcul *:*

a) en présence d'une dalle pleine seulement :

- Pour les profilés en acier à ailes égales (Af2/Af1=1):

$N/Nf \geq 0.4$ ..... si $L \leq 5$ m

$N/Nf \geq 0.25+0.03L \leq 1$ ..... si $5 \leq L \leq 25$ m

$N/Nf \geq 1.0$ ..... si $L \geq 25$ m

(1)

N/Nf : degré de connexion

L : la longueur de la poutre

- Profilés en acier dont l'aire de l'aile inférieure ne dépasse pas trois fois l'aire de l'aile supérieure (Af2/Af1≤ 3) :

$N/Nf \geq 0.4+0.03L \leq 1$ ..... si $L \leq 20$ m

$N/Nf \geq 1$ ..... si $L \geq 20$ m

(2)

b) en présence d'une tôle nervurée :

Les conditions de l'EC-4 [13] sont :

- Nervures sont perpendiculaires au profilé.
- bo/hp ≥2 ; avec $h_p \leq 60$mm (Fig. I.5)
- Diamètre des goujons $d_{RD} = 19$ ou 20 mm et de hauteur hors-tout: $h_{RD} \geq 76$mm.
- Le profilé à ailes égales ($A_{f2}/A_{f1}=1$).

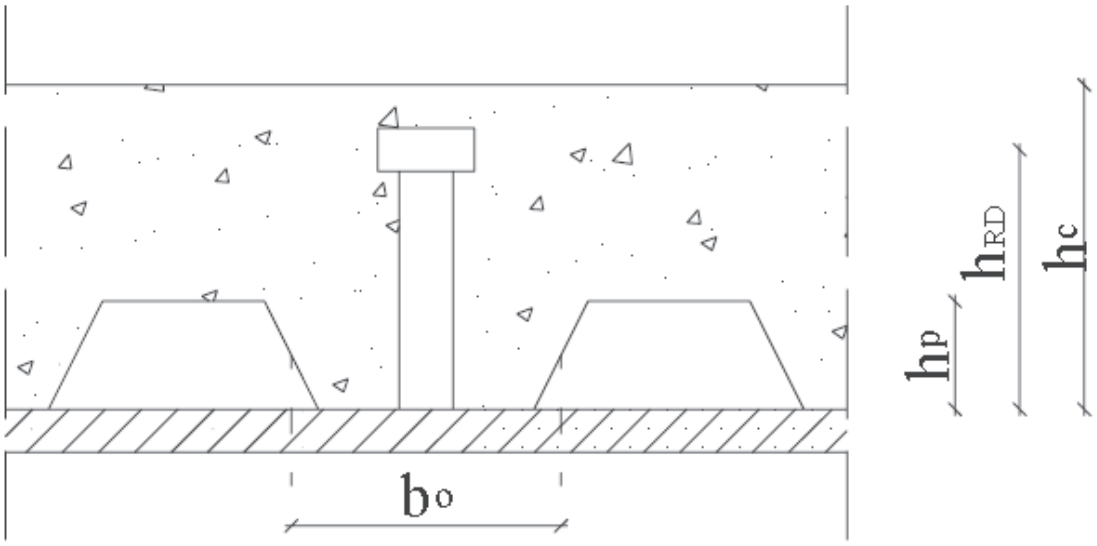


Figure I.5:Poutre avec tôle profilée à nervures perpendiculaire au profilé.

A_{f1} : Aire de la semelle supérieure de poutre métallique.

A_{f2} : Aire de la semelle inférieure de poutre métallique.

b_0 : Largeur de nervure de la tôle profilée

d_{RD} : diamètre du connecteur.

h_p : Hauteur de la tôle profilée.

h_{RD} : Hauteur hors-tout du goujon.

$$\left.\begin{array}{l} N/N_f \geq 0.4 \text{ ..... si } L \leq 10 \text{ m} \\ N/N_f \geq 0.04L \text{ ..... si } 10 \leq L \leq 25 \text{ m} \\ N/N_f \geq 1 \text{ ..... si } L \geq 25 \text{ m} \end{array}\right\} \quad (3)$$

Les résultats d'application des formules précédentes sont résumés au tableau I.1 et représentés aux figures I.6

Portée L [m]	*Af2/Af1=1 (Sans tôle)*	*Af2/Af1≤3 (Sans tôle)*	*Af2/Af1=1 (Présence de la tôle)*
0.00	0.40	0.40	0.40
5.00	0.40	0.55	0.40
10.00	0.55	0.70	0.40
15.00	0.70	0.85	0.60
20.00	0.85	1.00	0.80
25.00	1.00	1.00	1.00
30.00	1.00	1.00	1.00

Tableau I.1: Degré minimum de connexion selon EC-4.

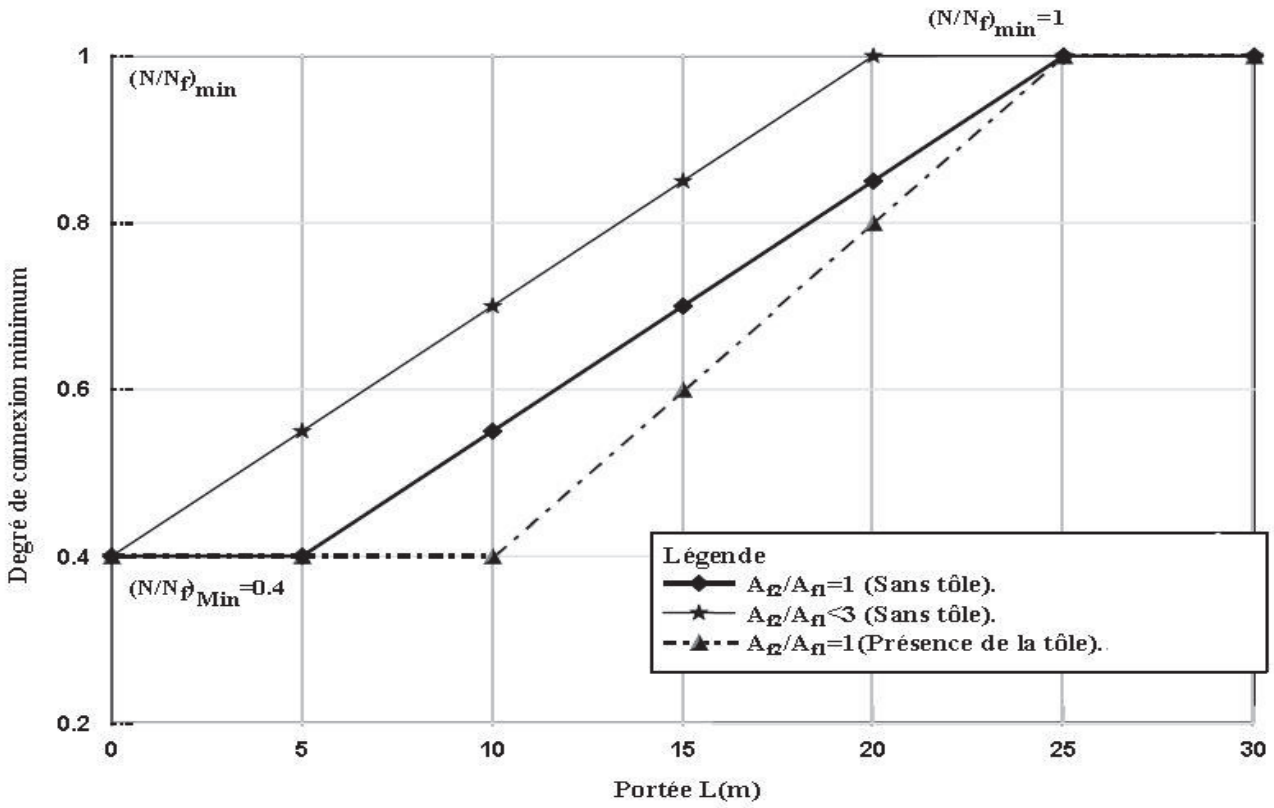


Figure I.6:Degré minimum de connexion selon EC-4.

La figure I.6 présente les valeurs de (N/Nf)min obtenues en fonction de la portée (L) et de la géométrie du profilé (Af2/Af1), que l'on peut constater :

- Le degré de connexion minimal (N/Nf)min= 0.4 est permis pour les poutres qui ne dépassent pas 5m de portée et qui ont des ailes égales, le même degré de connexion est permis pour les poutres de 10m de portée en présence de la tôle. Puis ce degré de connexion s'augmente régulièrement jusqu'à la connexion totale qui correspond à la portée supérieur ou égale à 25m.

- Les poutres qui ont des ailes inégales (Af2/Af1≤3), le degré de connexion minimal est varié de plus de 0.4 à 1.0 pour les portées qui inférieures ou égale à 20m. au-delà de cette portée la connexion doit être totale.

Le degré de connexion minimal (N/Nf)min des poutres mixtes augmente directement avec l'augmentation de la portée. Donc l'effet de la connexion est plus marqué pour les poutres de grande portée et cela dû à l'effet du moment de flexion qui les sollicite .

L'utilisation de la connexion complète (N/Nf =1) est obligatoire pour les poutres de 20m de portée avec les ailes inégales, et pour les poutres de 25m de portée si les ailes sont égales (Fig. I.7).

I.4.2 L'influence de la nuance d'acier du profile :

En 1997, J.M. Aribert (2) a présenté une approche analytique établissant une formule de transformation pour passer du degré minimum de connexion du l'EC-4 avec l'acier de nuance S355 au degré minimum avec une autre nuance d'acier tel que S235 à S460.

L'influence de la nuance des profilés sur le degré de connexion a pu être formulée de manière simple (2) et les formules précédentes ont pu être modifiées en conséquence :

- **Profilé en acier à ailes égales ($A_{f2}/A_{f1}=1$) :**

$$\begin{cases} (N/N_f)_{min} = 1-355/f_y(0.75-0.03L) \geq 0.4 \text{ ..... si } L \leq 25 \text{ m} \\ (N/N_f)_{min} = 1 \text{ .....…… si } L > 25 \text{ m} \end{cases} \quad (5)$$

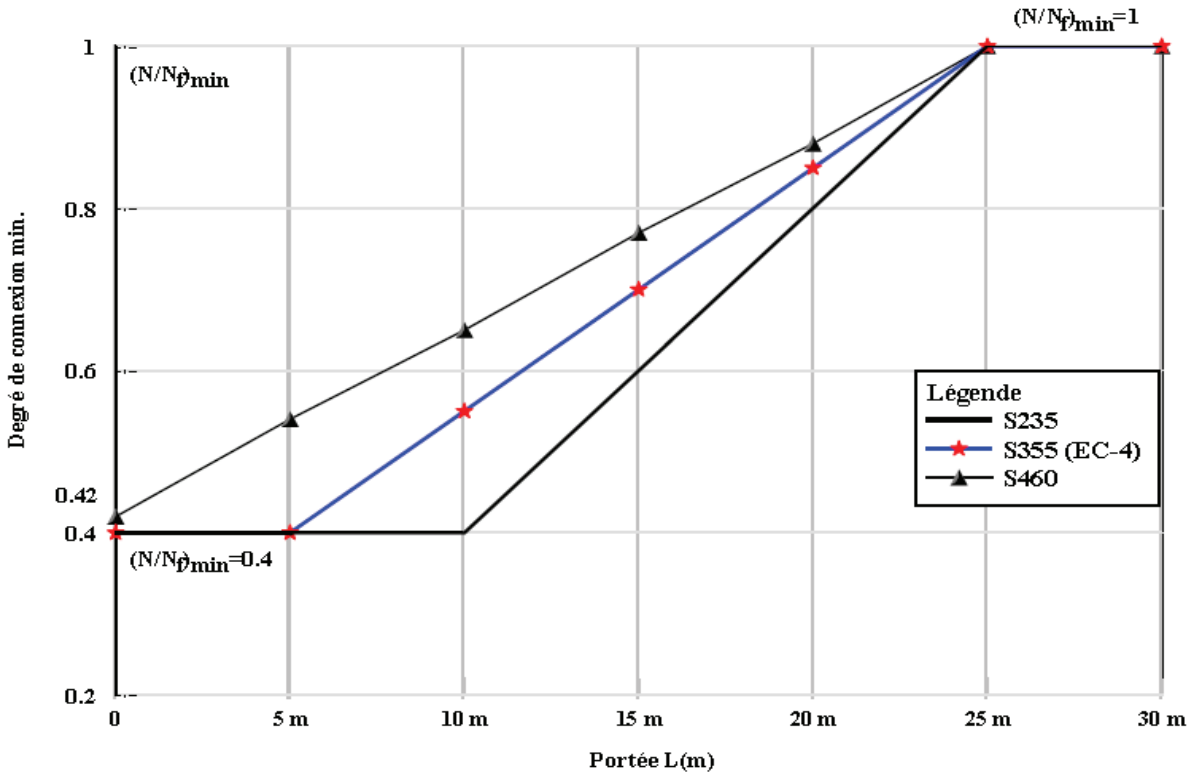


Figure I.7:Degré de connexion minimum en fonction de la nuance d'acier.

On constate sur la figure I.7 qui présentent les valeurs de $(N/N_f)_{min}$ obtenues en fonction de la nuance d'acier des profilés à ailes égales :

- Le degré de connexion minimal $(N/N_f)_{min}$ des poutres mixtes augmente directement avec l'augmentation de la nuance d'acier. Cette augmentation est très marqué pour les poutres de portée qui variée de 10 à 25m, puis on atteint la connexion totale $(N/N_f)_{min}=1$ pour les trois nuances à la même portée de 25m.
- Les courbes se divergent aux poutres de faible porté, puis ils se rapprochent jusqu'à un point commun qui correspond une portée de 25m, au-delà de ce point on constate que la connexion doit être complète.

- Dans le cas des poutres de faible portée, le degré de connexion (N/Nf)min= 0.4 est valable pour les poutres qui ne dépassent pas 5m pour S355 et 10m pour S235. Par contre la nuance S460 exige un degré minimal assez élevé que les deux nuances précédentes .

- **Profilé en acier à ailes inégales ($A_{f2}/A_{f1} \leq 2$) :**

$$(N/N_f)_{min} = 1\text{-}355/f_y(0.50\text{-}0.025L) \geq 0.4 \ldots\ldots \text{ si } L \leq 20 \text{ m}$$
$$(N/N_f)_{min} = 1 \ldots\ldots \text{ si } L > 20 \text{ m} \qquad (6)$$

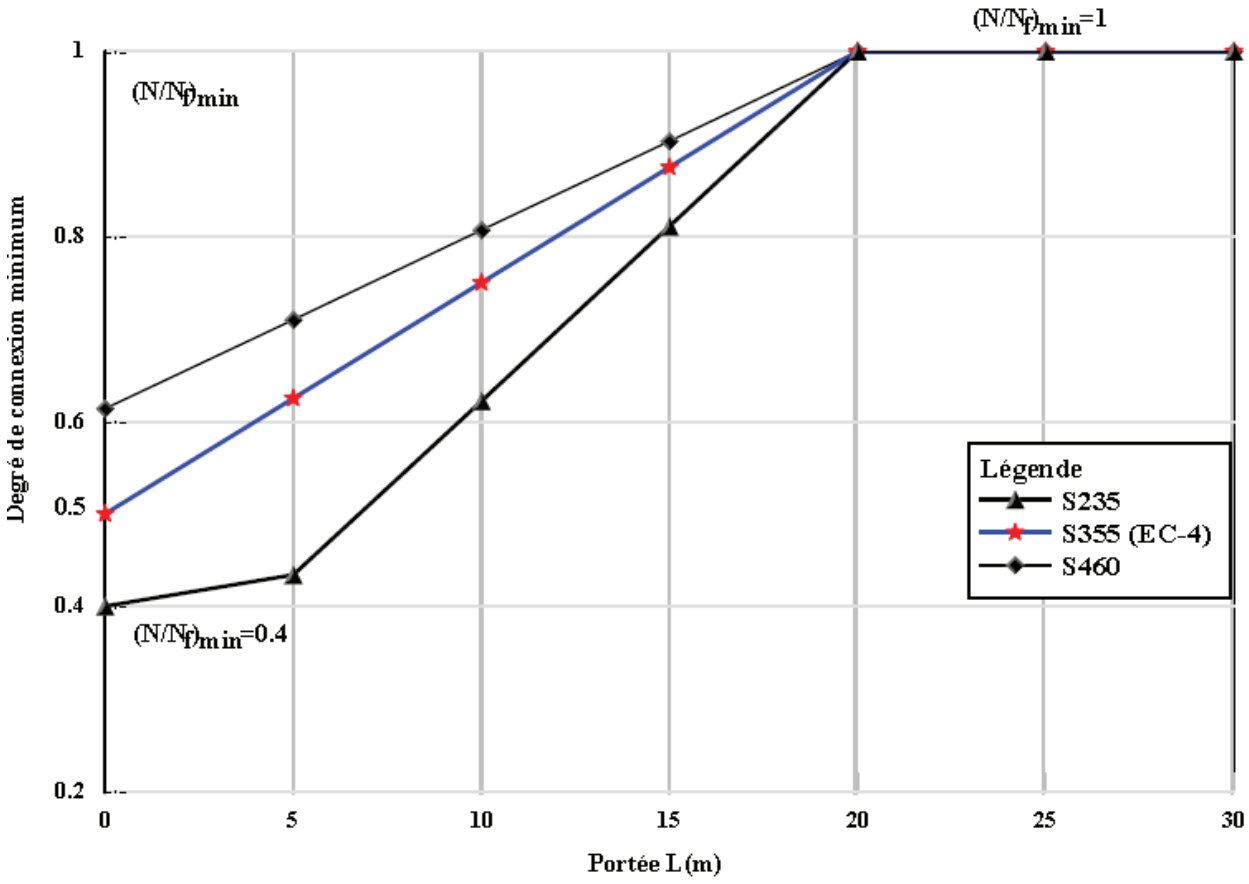


Figure I.8: Degré de connexion minimum en fonction de la nuance d'acier.

Sur la figure I.8 on a constaté pratiquement les mêmes observations précédentes. Les courbes se divergent aux poutres de faible porté, puis ils se rapprochent jusqu'à un point commun qui correspond une portée de 20m, au-delà de ce point on constate que la connexion doit être complète.

Les figures précédentes nous donnent les observations ci-après :

- Le degré de connexion minimal des poutres mixtes est augmenté directement par l'augmentation de la portée, le rapport entre les semelles du profilé et l'élévation de la nuance. Les trois facteurs précédents ont l'influence directe sur la résistance plastique des sections mixtes (décalage de l'axe neutre plastique vers le bas qui correspond l'augmentation de compression dans la dalle et de l'effort rasant) .
- Il est clair selon que l'EC-4 utilise les nuances d'acier inférieur ou égale à la nuance S355 (domaine d'utilisation du EC-4 (1) uniquement pour les nuances S255, S275 et S355)

- J.M. Aribert a montré que la méthode de l'EC-4 reste insécuritaire et ceci d'autant plus que la portée des poutres et la nuance d'acier sont élevées (2).

I.4.3 L'influence de la géométrie du profile :

Les études faites sur ce paramètre [Siouane] (1) (2) (5) en variant le degré de connexion minimal en fonction des rapports des ailes des sections transversales des profilés pour trois nuances montrent que le degré de connexion minimale devrait dépendre de la portée de la poutre mixte et de la géométrie de la section du profilé métallique.

J.M. Aribert (2) a présenté des essais expérimentaux sur des poutres où il varie la portée, la géométrie du profilé et la nuance d'acier afin de déterminer leurs degrés de connexion minimum et par conséquent valide l'équation (3.16). Il est clair que le degré de connexion croit proportionnellement avec la nuance d'acier et l'augmentation du rapport entre les semelles du profilé.

I.4.4 L'influence de type de béton :

La figure I.9 tirée de la référence [Siouane] (5) montre la variation du rapport Z_s/Z_b qui est plus élevée que celle du rapport I_s/I_b. Cette variation est remarquable pour les classes de ciment de faible résistance (f_{ck}< 250 bars). Par contre le béton de haute résistance (BHP) a une variation faible.

I_b : Moment d'inertie de la section mixte.

I_s : Moment d'inertie de la section du profilé métallique.

Z_b : Position du centre de gravité de la section mixte par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.

Z_s : Position du centre de gravité des armatures par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.

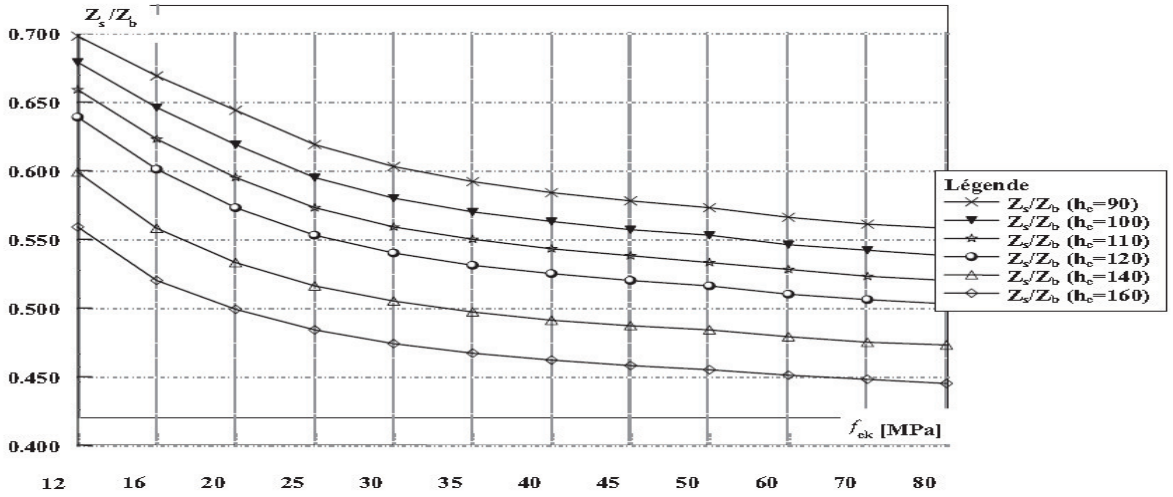


Figure I.9:Variation de Zs/Zb en fonction de la résistance de béton.

L'effort rasant plastique est lié indirectement à la résistance de béton, v étant la plus petite des valeurs (f_y. A_a ; f_{ck}. A_c) donc l'effort rasant augmente proportionnellement avec la résistance de béton si l'axe neutre se trouve dans le profilé métallique. Selon la formule :

$$P_{RD} = \min [P_{RD1}, P_{RD2}] \qquad (7)$$

Le mode de rupture de la connexion correspond à des ruines respectivement au niveau du goujon ou du béton enrobant le goujon. Il a été montré également que la résistance d'un connecteur à goujon dépend de la résistance de béton, si cette dernière est moyennement faible ($f_{c28} \leq 30$MPa) et dépend de la résistance de l'acier du connecteur, si la résistance de béton est élevée.

Les essais de poussée « Push-out » sur des connecteurs incorporés dans différents types de béton ont prouvé que leurs comportements sont non-linéaire (6).

S. Bullo et R. Di Marco (6) , ont montré que le béton normal de résistance jusqu'à C50/60 présente un comportement ductile (déformation élevée) des connecteurs contre la transmission réduite de la force de cisaillement par contre le béton BHP (haute performance) présente un comportement rigide des connecteurs (petites déformations) contre la force de cisaillement important (6) (fig. I.10).

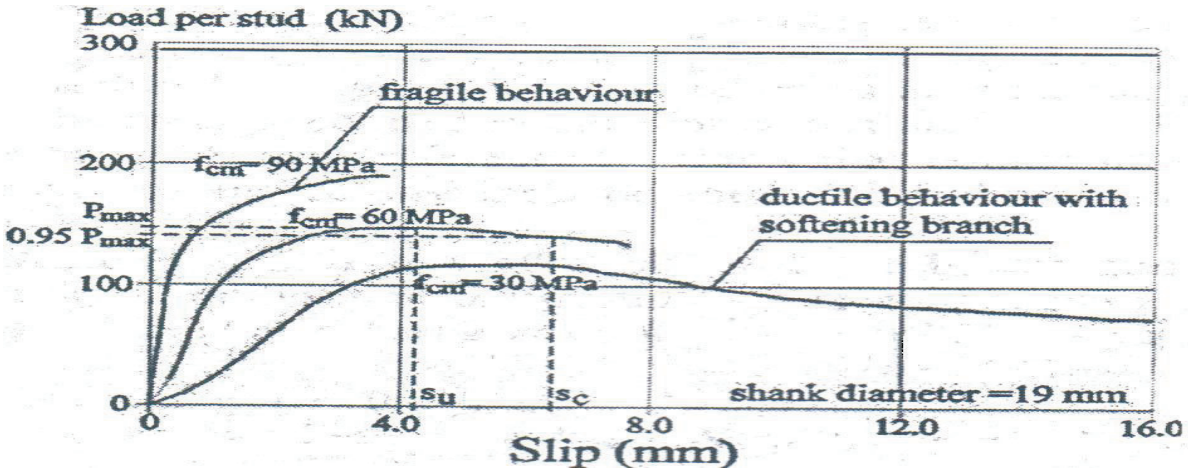


Figure I.10:L'influence de résistance de béton sur comportement des connecteurs (6).

Selon la figure I.10 on constate que la résistance de béton a une influence directe sur la rigidité et la ductilité de la connexion ; f_{ck} =30 MPa correspond un comportement très ductile par contre la résistance de 60 et 90 MPa correspond à des comportements rigides (non ductile).

C'est pour ça que l'EC-4 (1), prend la limite supérieure de résistance de béton de 50MPa (classe C50/60).

I.4.5 Nombre et type de connecteurs :

La caractérisation mécanique des connecteurs est effectuée à partir d'un essai normalisé de poussée rétro poussage appelé aussi essai «Push-Out ». On enregistre le glissement total à une extrémité en fonction de la charge appliquée. Le nombre de connecteurs à disposer sur une poutre est déterminé en comparant l'effort rasant à reprendre avec la résistance d'un connecteur en calcul élastique ou en calcul plastique. Ce nombre des connecteurs a une influence directe sur le degré de connexion comme il a été signalé précédemment. Les essais qu'ont été réalisés ont montré que la variation du nombre de connecteurs par section semble avoir une répercussion très importante sur leur capacité de déformation, et sur la résistance au cisaillement longitudinal de la dalle de béton qui présente une rupture proche d'un comportement fragile.

Une étude sur l'influence de nombre de connecteurs sur la capacité flexionnelle des poutres mixtes [Siouane] (5), effectuée sur une poutre mixte isostatique de 10m de longueur soumise à un chargement uniformément réparti de 20 kN/m². Cette poutre mixte est constituée d'un IPE400, d'une dalle en béton armé de 1,50m de large pour 100mm d'épaisseur, liée par des connecteurs à goujon de Ø19mm, a montré

que la capacité de résistance et la rigidité de la poutre augmentent proportionnellement avec l'augmentation du nombre de connecteurs. Dans le cas où la connexion n'existe pas (nc= 0), il a été remarqué que le profilé seul subit toutes les sollicitations. Par contre si on atteint la connexion totale (N/Nf =1) la résistance et la rigidité sont augmentées par l'effet mixte de collaboration acier-béton.

I.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a présenté les aspects qui peuvent être considérés comme fondamentaux pour la connaissance du comportement de la connexion mécanique des poutres mixtes.

La résistance à la flexion et la rigidité des poutres mixtes dépendent directement du degré de connexion. Ce dernier est influencé par les paramètres tels que : la portée des poutres, la nuance d'acier et la géométrie de la section du profilé métallique, selon les résultats des essais existe dans la littérature, on remarque l'influence du rapport des ailes de ces profilés sur le degré de connexion.

On constate également que le degré de connexion croit proportionnellement avec l'augmentation du rapport des aires entre les semelles du profilé et l'atteint le degré de connexion totale.

La résistance de béton, a une légère influence sur la résistance et la rigidité des poutres en cas de connexion totale, par contre elle a un rôle important dans le comportement des connecteurs.

Les connecteurs, le nombre de connecteurs et leurs caractéristiques ont une influence sur la liaison à l'interface de contact. Le nombre de connecteur augmente la résistance au cisaillement de la connexion au détriment de la dalle en béton.

II.1 INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel, tout en satisfaisant un certain nombre d'exigences, fonctionnelles et naturelles.

Ils peuvent êtres voutées, à poutres, en arc, suspendus, ou à haubans. Construit en maçonnerie, béton armé, béton précontraint, profilés métallique, ou mixte. Appuyés sur des piles et culées ou béquilles.

II.2 PRESENTATION DU PROJET :

II.2.1 Objectif de projet :

L'objet de notre travail consiste à concevoir et calculer l'ouvrage d'art 4.0 qui rentre

Dans le cadre du projet de l'aménagement de la voie routière RN9 Gorges de Kherrata.

II.2.2 Situation du projet :

L'ouvrage se situe dans le Nord de la ville de KHARRATA de PK 03+875 au PK : 05+075

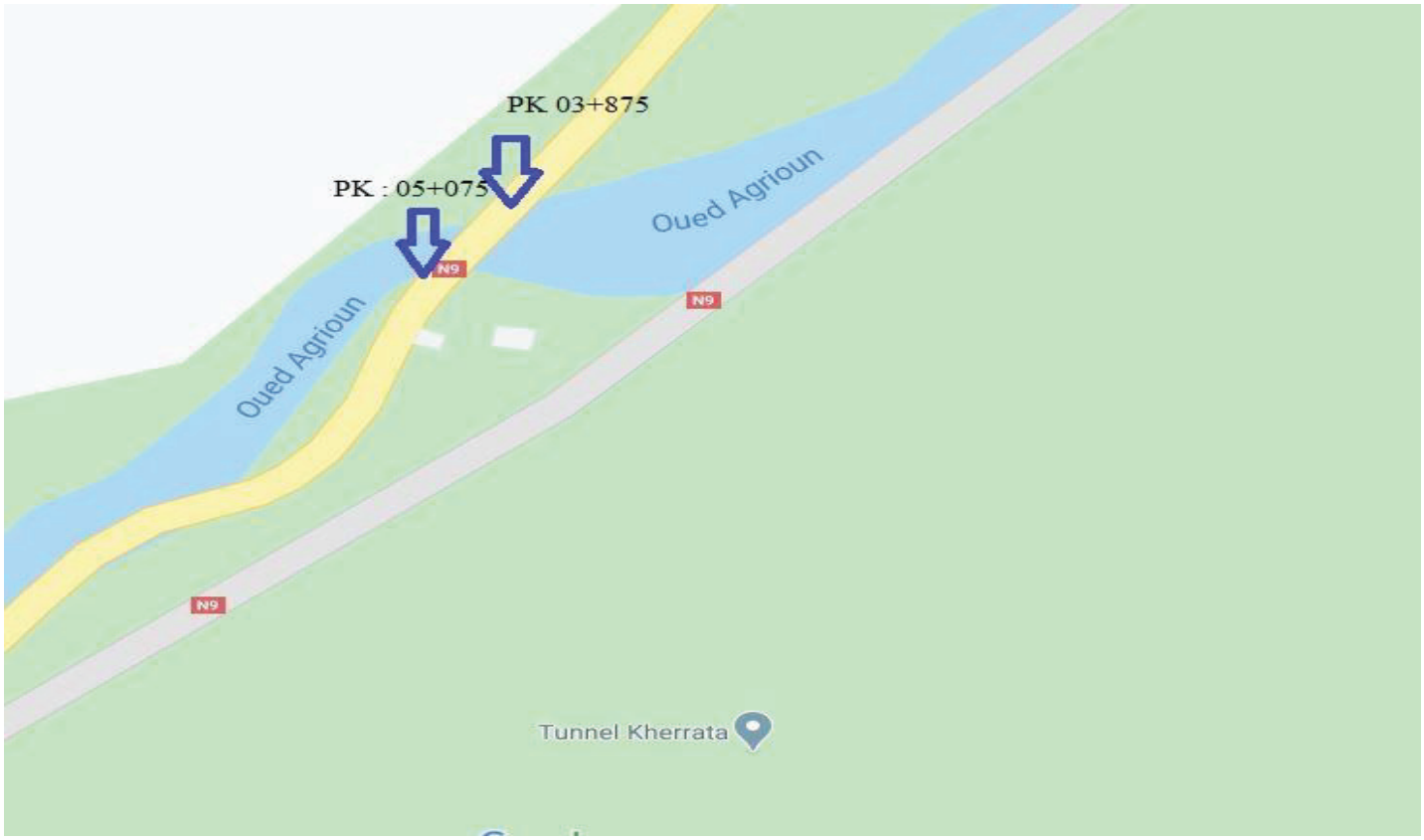


Figure II.1:situation de projet avec Google Maps

II.2.3 Caractéristique de l'ouvrage

Il s'agit d'un ouvrage droit dont la section transversale du passage supérieur présente un dévers Constant de 2.5%.

- La largeur du tablier est de 9.50 mètres.
- Nombre de voies de circulations : 2 voies (3.5 m par voie).

II.3 LES DONNEES DE L'OUVRAGE

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

- ❖ Les exigences fonctionnelles : qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant Au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

- ❖ Les exigences naturelles : qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la Vue d'ensemble.

II.3.1 Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service et à terme compte tenu de phasage fonctionnel éventuel. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis.

II.3.1.1 Le tracé en plan :

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

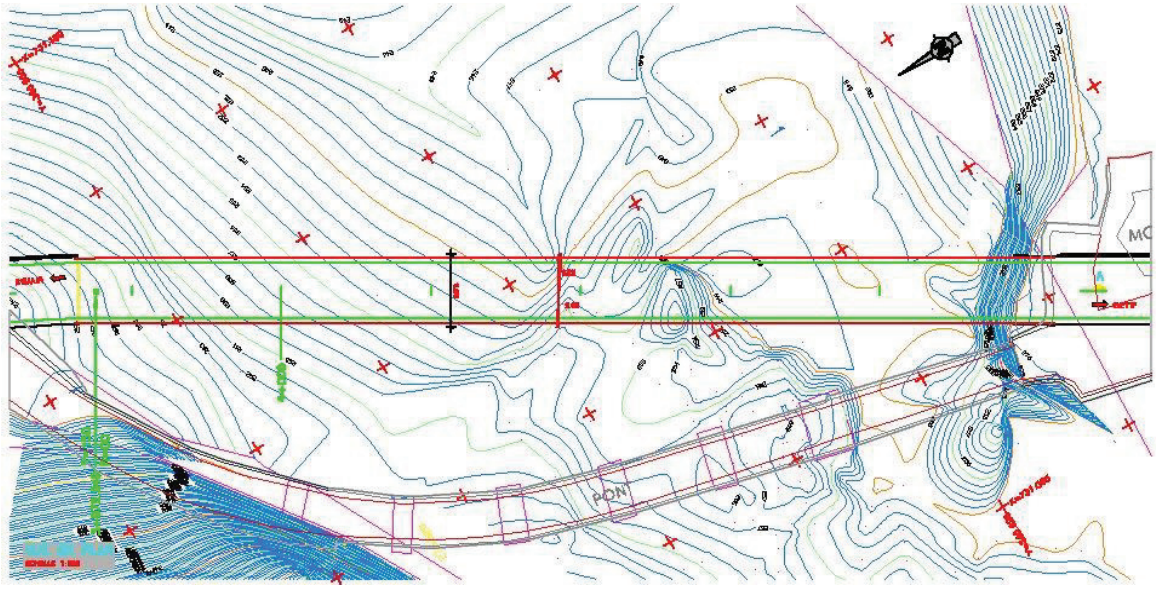


Figure II.2:vue en plan

II.3.1.2 Le profil en long :

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long.

Le profil en long de notre ouvrage présente un passage supérieur présente un dévers Constant de 2.5%. En partant de PK : 03+875 au PK : 05+075

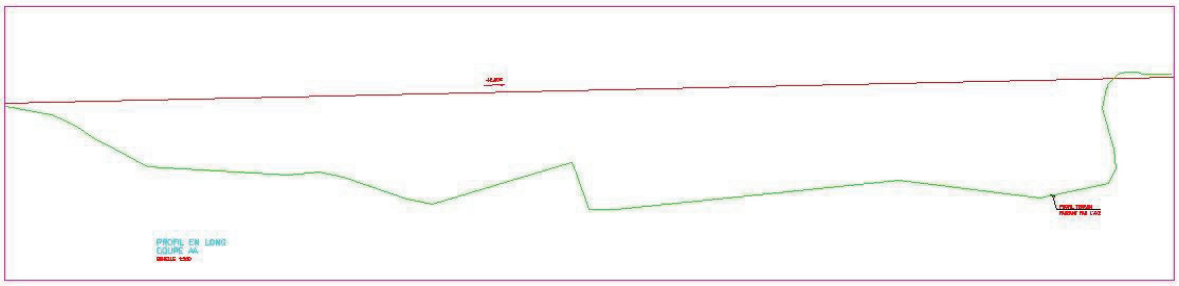


Figure II.3: Profil en long

II.3.1.3 Le profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les

Équipements de la voie dans le sens transversal.

Les composantes du profil en travers de notre projet sont :

La largeur totale de l'ouvrage et de 9.5 m :

- Chaussées 2 voies = 7 m.
- Accotement x2 : 0.75 m.
- Le divers : 2,5 %.

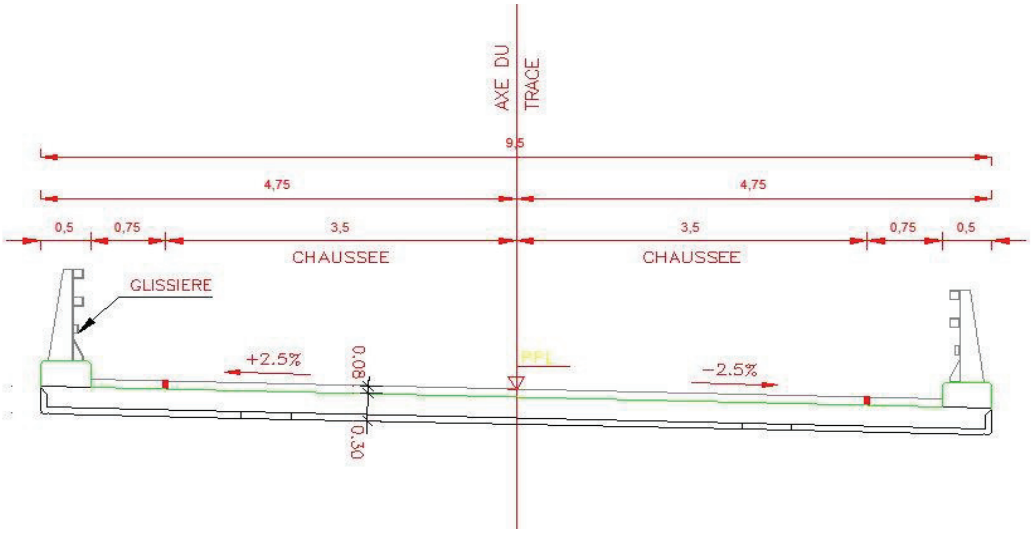


Figure II.4:Profil en travers

II.3.2 Les données naturelles :

Les données naturelles définissent comme l'ensemble des facteurs de l'environnement qui influent directement sur la structure. On distingue :

II.3.2.1 Les données géologiques :

Sur le plan géologique, la wilaya de BEJAIA, appartenant au domaine tellien, présente une structure complexe et diversifiée à cause de chevauchements enregistrés entre les différentes formations.

Les caractéristiques géologiques de la région sont détaillées dans le rapport géologique et géotechnique de la présente étude. Un aperçu succinct est présenté ci-après :

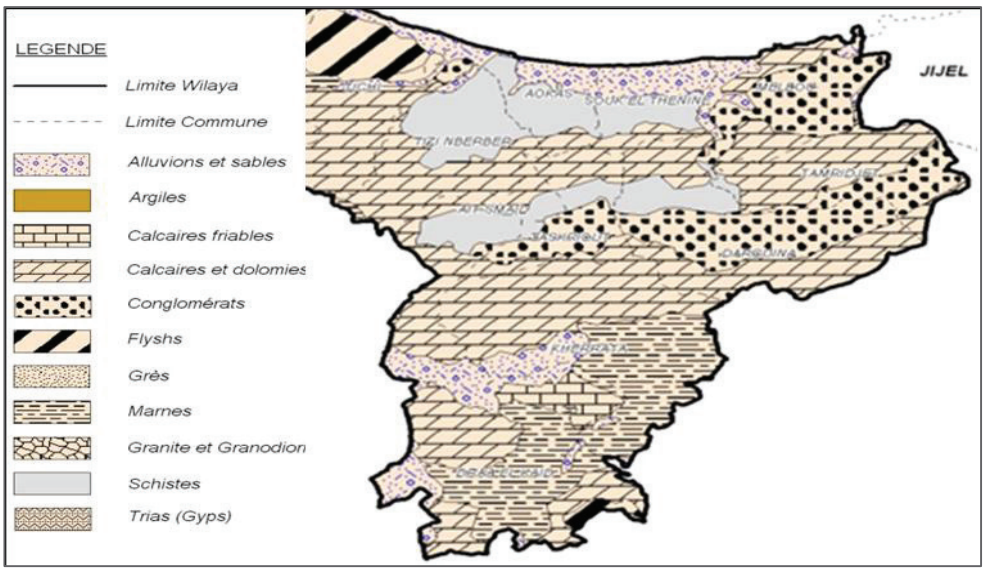


Figure II.5:Carte des sols de la wilaya de Bejaia

D'après la carte des sols de la région de BEJAIA, le site d'étude « les gorges de KHERRATA » est constitué de terrains calcaires à marno-calcaires.

II.3.2.2 Les données géographiques :

La wilaya de Bejaia est l'une des villes les plus importantes du pays dans le domaine touristique et économique. La RN9 est un axe important et stratégique qui permet les échanges NORD – SUD entre le port de BEJAIA et les wilayas des hauts plateaux.

La RN 9 au niveau des gorges de KHERRATA traverse une section très difficile incrustée entre une falaise et un ravin ou circule en contrebas l'oued AGRIOUN, elle est à une altitude de 350 m.



Figure II.6:Traversée de la RN9 par zone montagneuse.

II.3.2.3 Données géotechniques

L'étude géotechnique nous donne les résultats de la reconnaissance du sol qui doivent donner les informations sur le terrain naturel, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels.

II.3.2.3.1 Les essais in situ :

L'intervention du groupe de **laboratoire Soummam** charge par l'entreprise **ozgun** a constaté en la réalisation des sondages Carottés réalisés par une sondeuse de type SEDIDRILL travaillant par rotation et refroidissement à l'eau :

- ✓ Le sondage carotté n°17 est implanté au droit de l'ouvrage de type **Ouvrage d'Art N°4.0 (OA4.0)** Les coordonnées du sondage sont :

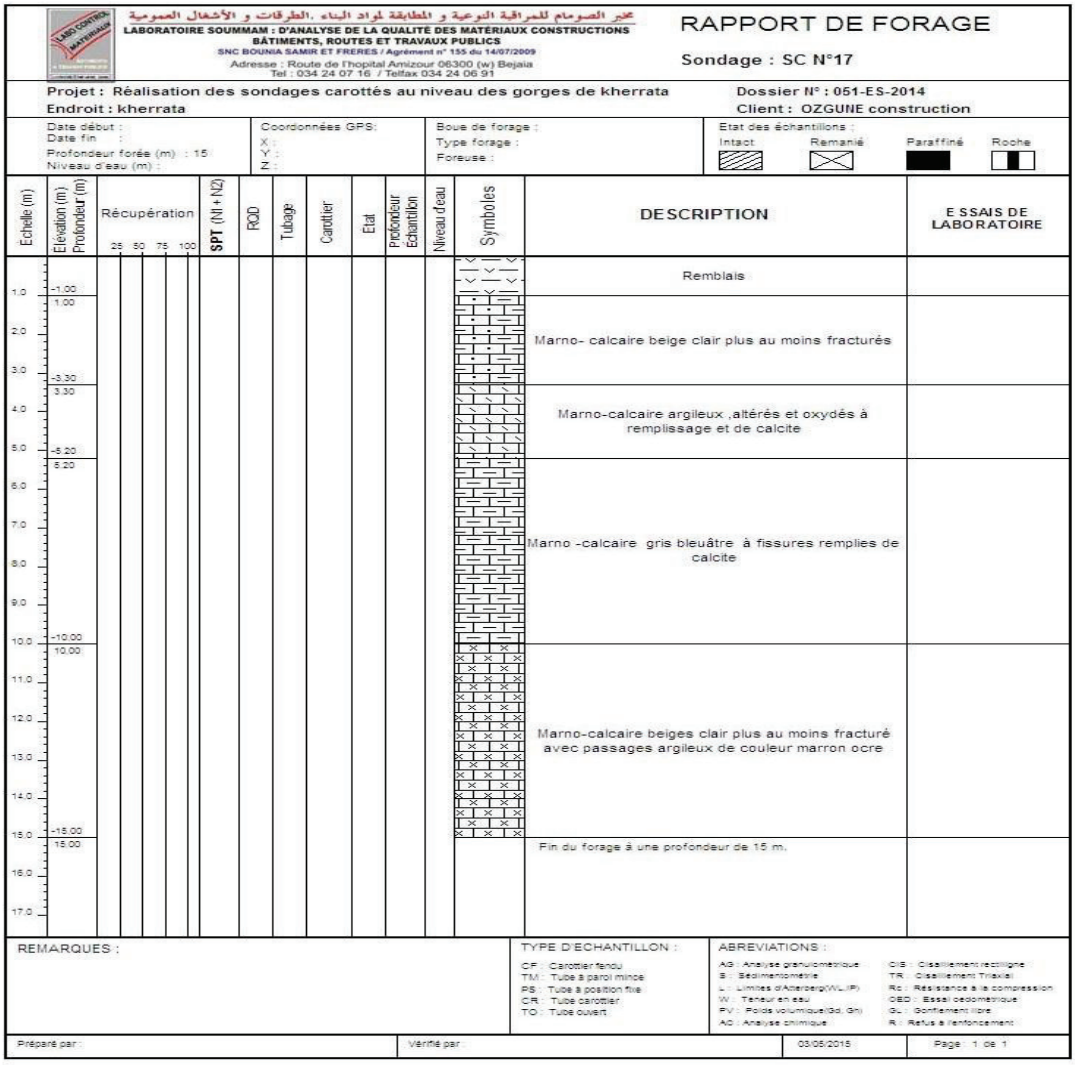
Y =731160.495

X=360931.039

La géologie du sous-sol du site révélé par le sondage carotté de 15m de profondeur est constituée de :

0.00-1.00 m	**remblais**
1.00-3.30 m	**Marno- calcaire beige clair plus au moins fracturés**
3.30-5.20 m	**Marno-calcaire argileux, altérés et oxydés à remplissage et de calcite**
5.20-10.00 m	**Marno -calcaire gris bleuâtre à fissures remplies de calcite**
10.00-15.00 m	**Marno-calcaire beiges clair plus au moins fracturé avec passages argileux de couleur marron ocre**

Tableau II.1:La lithologie du sous-sol révélée par le sondage carotté N°17.



مخبر الصومام للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء ،الطرقات و الأشغال العمومية
LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS
SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009
Adresse : Route de l'hopital Amizour 06300 (w) Bejaia
Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC N°17

Projet : Réalisation des sondages carottés au niveau des gorges de kherrata
Endroit : kherrata

Dossier N° : 051-ES-2014
Client : OZGUNE construction

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 15
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.0	-1.00 / 1.00										Remblais	
2.0											Marno- calcaire beige clair plus au moins fracturés	
3.0	-3.30 / 3.30											
4.0											Marno-calcaire argileux ,altérés et oxydés à remplissage et de calcite	
5.0	-5.20 / 5.20											
6.0											Marno -calcaire gris bleuâtre à fissures remplies de calcite	
7.0												
8.0												
9.0												
10.0	-10.00 / 10.00											
11.0											Marno-calcaire beiges clair plus au moins fracturé avec passages argileux de couleur marron ocre	
12.0												
13.0												
14.0												
15.0	-15.00 / 15.00											
16.0											Fin du forage à une profondeur de 15 m.	
17.0												

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :
Vérifié par :
03/05/2015
Page : 1 de 1

Figure II.7:Coupe de sondage carotté N°4



Figure II.8:Les caisses des carottes**.**

❖ **Poze de piézomètre :**

Le relevé a été effectué en période estivale et le résultat obtenu est consigné dans le tableau suivant :

N° DU SONDAGE CAROTTE	Date du relevé piézométrique	Le niveau d'eau
SC N° 17	14/05/2015	Trou de forage obstrué

Tableau II.2:le niveau d'eau de sondage N°17.

❖ **Détermination du rock qualité désignation (R.Q.D) :**

Les carottes prélevées dans le sondage carotté N°17 ont révélé la qualité de la roche suivante :

N° Sondage carotté	Profondeur (m)	R.Q.D%
SC N°17	1,00-2,00	81.1
	2,00-4,00	27
	4,00-6,00	38,5
	6,00-8,00	36,5
	8,00-10,00	74
	10,00-12,00	28,5
	12,00-14,00	40,5
	14,00-15,00	41
	Moyenne	45.87

Tableau II.3:R.Q.D de sondage N°17.

- Le sondage a recoupé un massif calcaire marneux avec un RQD moyen de **45.87%** traduisant un massif marno-calcaire de mauvaise qualité.

II.3.2.3.2 Essai laboratoire :

Les prélèvements d'échantillons de carottes à partir des caisses à carottes du sondage SC N°17 ont été effectués conformément à la norme en vigueur XP P94-202.

Des échantillons prélevés à différentes profondeurs ont été soumis aux essais suivants :

- Mesure des teneurs en eau NFP 94-050
- Mesure des densités NFP 94-053
- Résistance à la compression NF P94-077
- Teneur en carbonate NF P094-048

Les résultats des essais au laboratoire sont insérés dans le tableau suivant :

SC N°17	2m	4m	6m	8m	10m	12m	14m
Teneur /Eau Wn%	0.99	0.50	0.43	0.21	0.33	0.57	0.67
Densité Sèche Γ_d (T/M^3)	2.69	2.71	2.65	2.74	2.71	2.70	2.73
Densité Humide Γ_h (T/M^3)	2.72	2.72	2.66	2.75	2.72	2.72	2.75

Resistance à la compression (Rc) MPa	21.328	33.573	15.644	31.837	12.675	36.111	34.123
Taux de carbonates $CaCo_3$ %	52.30	73.40	46.15	42.40	71.30	41.53	48.23

Tableau II.4:Les résultats des essais au laboratoire sondage N°17.

❖ **Interprétation :**

- Ces formations ont donné des densités sèches et humides élevées.
- Les teneurs en eau obtenus sont très faibles.
- Les résultats des essais à la compression simple ont donné des valeurs de Rc moyennes à élevées.
- Ces essais sont réalisés sur des échantillons dont l'élancement (H/d) est de 2 et de diamètre supérieur à 50mm.
- Les analyses chimiques ont donné des teneurs en carbonate de l'ordre de 41.53 à 73.40 traduisant des formations marneuses à marno-calcaire.

II.3.2.4 Données sismologique :

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des

Déplacements, vitesses ou des accélérations.

La réponse dynamique de la structure sous l'action des charges dues au séisme est évaluée en accord avec les règles parasismiques algériennes RPOA 2008. Selon la carte des zones sismiques de L'Algérie incluse dans ces réglementations, les ouvrages d'art concernant à ce rapport sont situés dans la zone de la Wilaya de Bejaïa, dans la sismique zone IIa.

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classes en trois groupes.

Groupe 1 : Pont stratégique.

Groupe 2 : Pont important.

Groupe 3 : Pont d'importance moyenne .

Groupe	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe 1	0,20	0,30	0,40	0,50
Groupe 2	0,15	0,25	0,30	0,40
Groupe 3	0,10	0,20	0,25	0,30

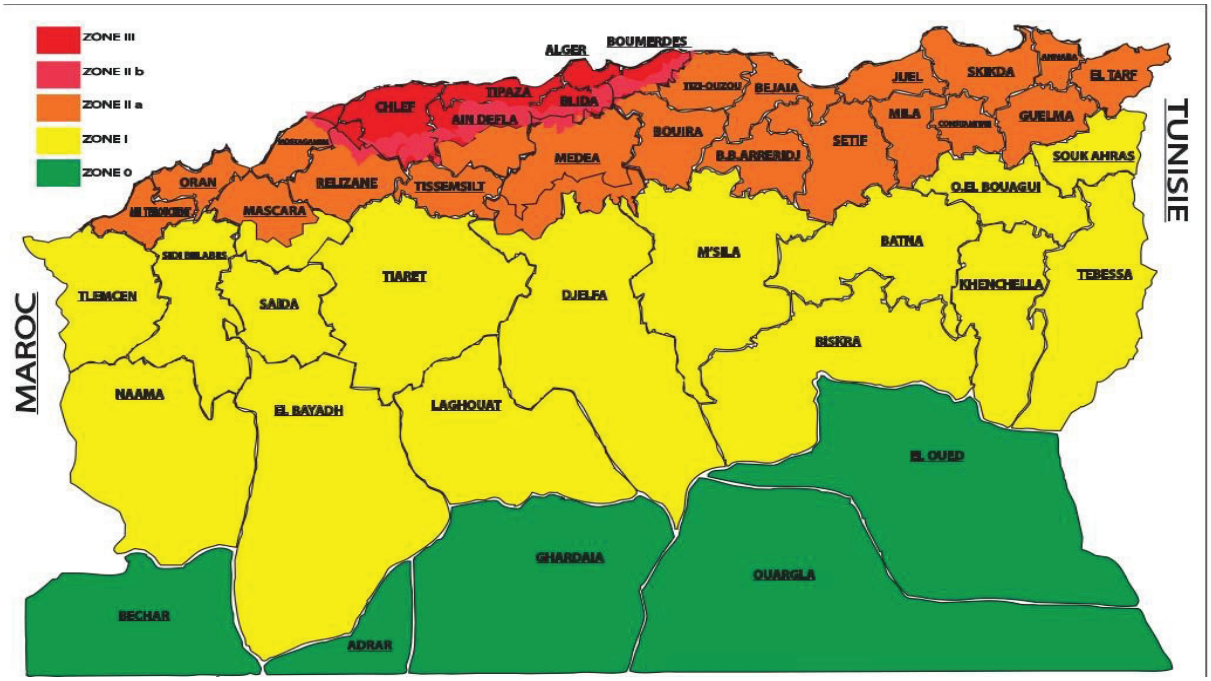


Figure II.9:Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA-2008)

L'ouvrage d'art N°4.0 (OA4.0) est classé comme étant du groupe 2.

- L'accélération sismique employée pour les structures a été : $a_c = 0,25g$

II.3.2.5 Données Climatique :

La pluviométrie et la température sont les deux paramètres les plus influents sur la végétation et le milieu en général.

Le climat de la wilaya de BEJAIA est de type méditerranéen, elle fait partie des zones les plus arrosée de Algérie. Le régime pluviométrique de la wilaya est entre 700 et 900 mm par an.

Ainsi que la moyenne des températures du mois le plus froid s'élève à 7,5°C et celle des températures maximales du mois le plus chaud est de 29,7° C.

II.3.2.6 Vent

Pour évaluer l'action du vent sur le pont, on considère que le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. En cas d'exploitation le vent développe sur toute surface frappée normalement une pression de 2KN/m².

II.4 CONCLUSION

Tout ouvrage en élévation, construit "in situ", permet à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

III.1. INTRODUTION

Ce chapitre présente la conception d'un pont qui a pour l'objectif de déterminer la nature et le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter, à la fin faire le choix du type de pont le plus approprié.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :
-Profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).

- Position possible pour les appuis.

- La nature du sol.

- Le gabarit à respecter.

- Débit de crue centennale.

- L'ouverture de l'ouvrage.

- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.2. PROPOSITIONS DES VARIANTES

On a proposé trois (3) variantes différentes avec pour chacune un pré dimensionnement, nous les analysons puis en tirant les avantages et les inconvénients de chacune, afin d'arriver à choisir la solution la plus rentable et avantageuse d'entre elles.
Variante N°01 : pont mixte à Bipoutres.

Variante N°02 : Ponts à poutres précontraintes du type VIPP.

Variante N°03 : pont voussoirs en béton précontraint à section constante.

III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1. Variante N° 01 : « Pont Mixte à Bipoutre »

La structure métallique est composée de deux poutres longitudinale et transversale (entretoises or pièces de pont). C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage.

Les ponts mixtes acier-béton (association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé solidarisées entre elles par des connecteurs qui empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature), portée principale de 40 à 90 m (130 m maximum pour les bipoutres), largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

Pour les ponts mixtes à bipoutres à des travées continues, la longueur optimale des travées de rives comprise entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

III.3.1.1. Conception longitudinale :

Dans cette variante il y a 5 travées continues, trois travées médianes de longueur L = 55m, et deux travées de rives de 35 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 235m.

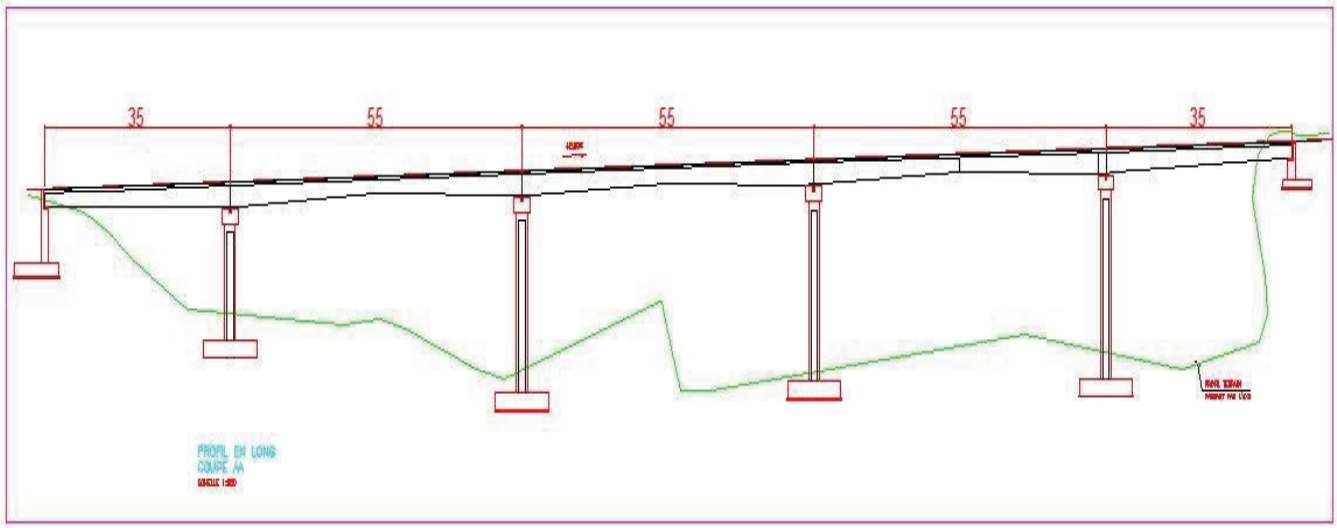


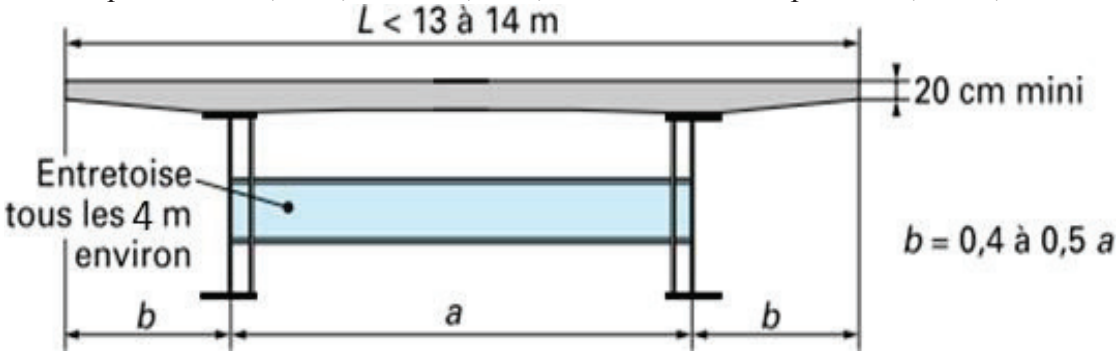
Figure III.1:Coupe longitudinale

III.3.1.2. Conception transversale :

La largeur du tablier est **9,5 m**, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises qui sont alors appelées entretoises de pont.

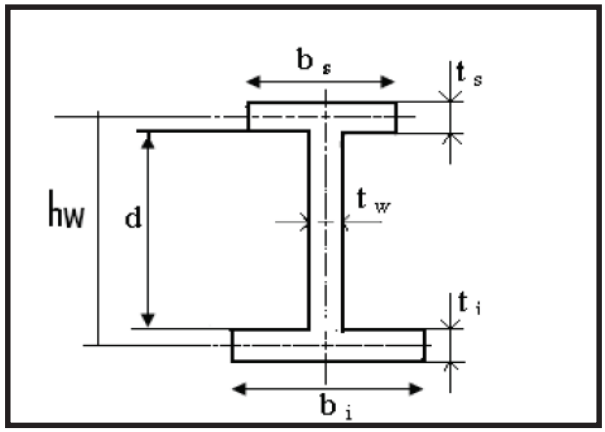
Donc : Pour : **La** ≈ 0,55 × L_t=0,55 × 9,5 = 5.22 on opte $\mathbf{L_a}$**= 5 m** ;

Par conséquence $\mathbf{L_b}$= 0,4 à 0,5× $\mathbf{L_a}$= 0,4 à 0,5× 5 = 2 à 2.5 on opte $\mathbf{L_b}$**= 2,25 m** ;



❖ **Conception des poutres principales :**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine.



h_w: Hauteur de l'âme.

t_w: Épaisseur de l'âme.

b_s: Largeur de la membrure supérieure.

t_s:Épaisseur de la membrure supérieure.

b_i: Largeur de la membrure inférieure.

t_i: Épaisseur de la membrure inférieure.

Elément	*La relation*	Valeur (m)
Hauteur des pouters H	-Max $(X/28(L_t/12)^{0.45}, 0.4+X/35)$ pour un ouvrage de hauteur constante. - X/24 sur pile et X/36 à mi- travée pour un ouvrage de hauteur variable avec plus de deux travées.	- sur pile : X/24= 55/24 = 2.4 m. -mi- travée : X/36=55/36 = 1.6 m
Largeur des semelles inf. Binf	$(0.25 +L_T/40 +X/125)(0.92+L_T/150)$	(0.25+9.5/40+55/125)(0.92+9.5/150) ≈1m
Largeur des semelles sup. Bsup	Binf- 0,100 pour un tablier à deux voies Binf- 0,200 pour un tablier à quatre voies	0.8m
Épaisseur des semelles inf. Binf	**$20 \leq t_i \leq 150$**	0.075 m
Épaisseur des semelles sup. Bsup	**$20 \leq t_s \leq 150$**	0.03m
Epaisseur de l'âme	**$t_w \geq 12$ mm**	0.03m

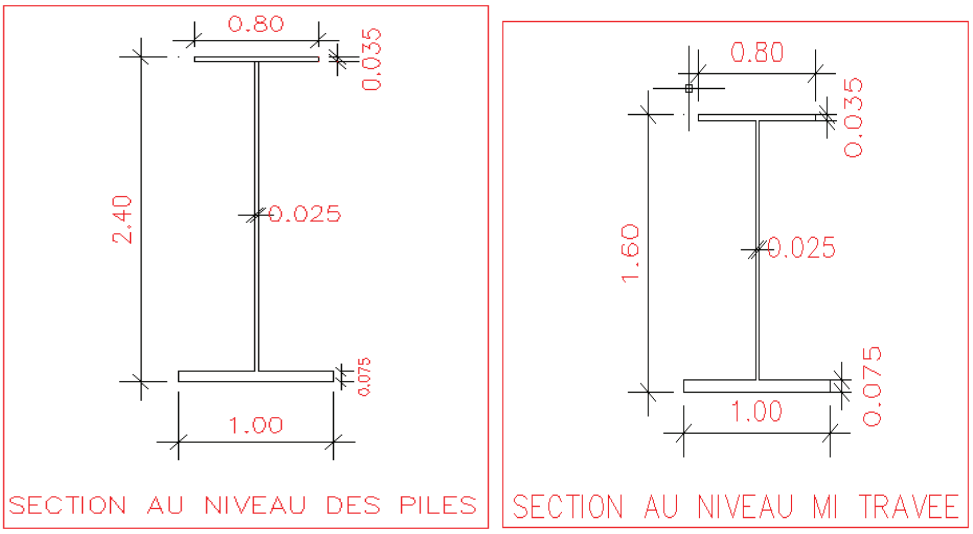


Figure III.2:Dimension des Poutres

❖ **Conception des entretoises de pont :**

Dans cette variante l'espacement des entretoises de pont égal à 5m mètres, et leurs dimensions transversales sont des dimensions des profile IPE500, et sont résumées dans le tableau ci-dessous

Elément	Courants	Sur appuis
	Valeur (mm)	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise de pont H_{ep}	500	1015
Epaisseur de l'âme t_{w-ep}	16	25

Largeur de la semelle b_{ep}	200	500
Epaisseur de la semelle t_{ep}	10.2	40

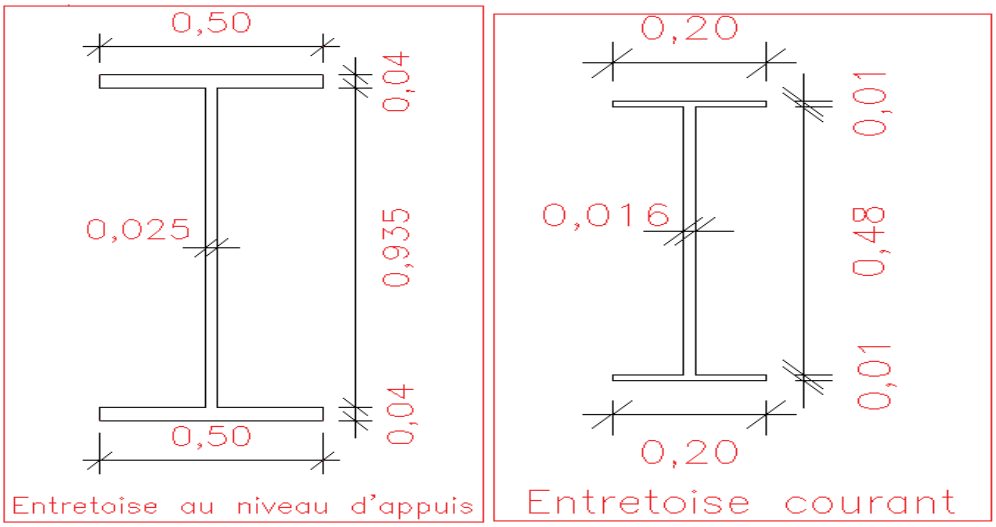


Figure III.3: Dimension des entretoise

❖ **L'épaisseur de la dalle :**

La dalle d'un bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et le plus souvent variable dans le sens transversal (en général entre 24 et 40 cm).

L'épaisseur de la dalle est constante, on opte pour **: h_{dalle}** = 30cm.

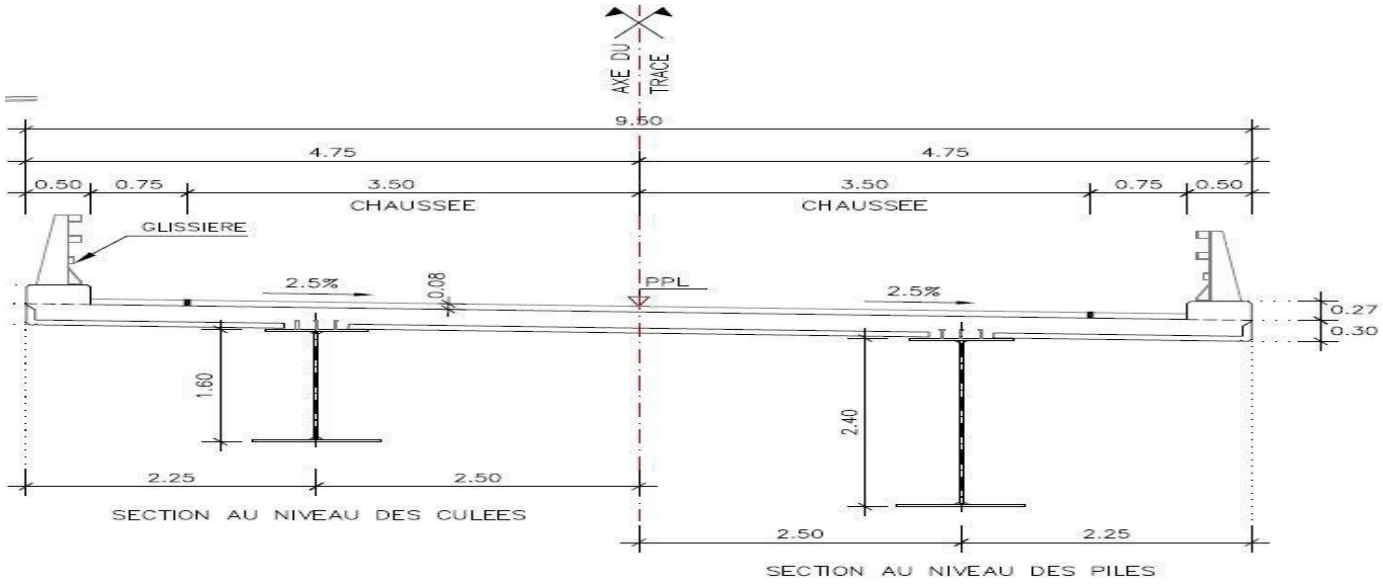


Figure III.4:Coupe transversale

III.3.2. Variante N° 02 : ≪Pont à poutres précontraintes du type VIPP≫

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

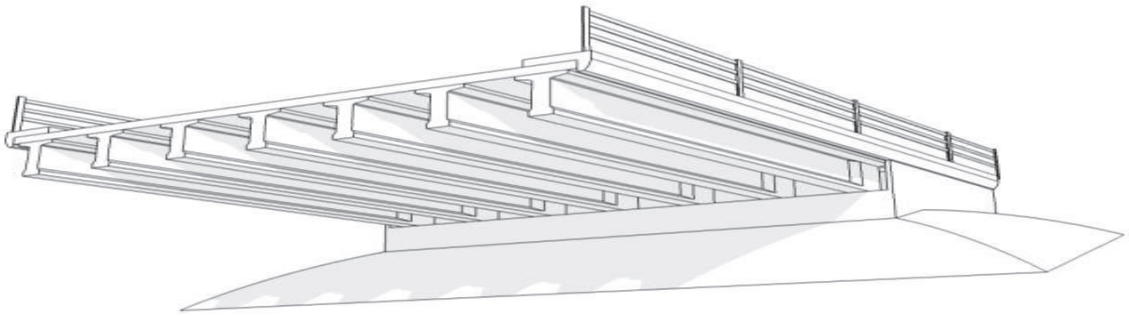


Figure III.5:Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontrainte.

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 45 mètres.la figure III.5 illustre le pont à poutres précontraintes du type VIPP.

III.3.2.1. Conception longitudinale :

Dans cette variante on propose un pont à 6 travées équidistances de longueur L=40m, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 240m.la figure III.6 illustre la coupe longitudinale de cette variante.

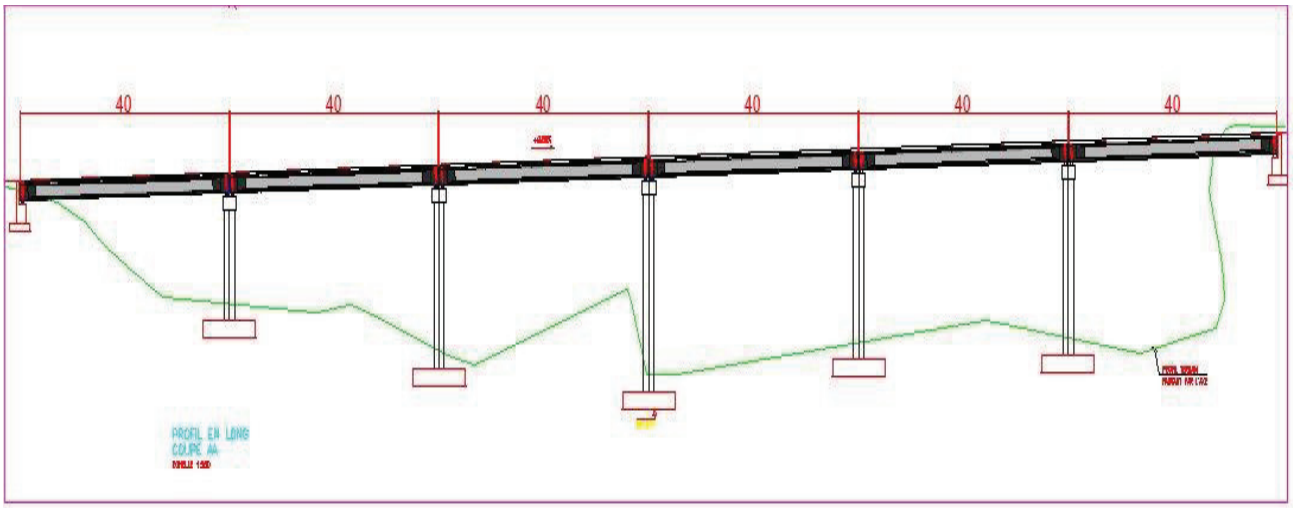


Figure III.6:coupe longitudinale

III.3.2.2. Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/1996].

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
La hauteur totale du tablier	$L/20 \leq H_t \leq L/17$	2.25 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0,25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	2,00 m
Entraxe des poutres	$1,3 \leq \lambda \leq 2,5$	2 m

Entraxe des poutres de rives	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	/
Nombre des poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	5
Largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6 \times H_p$	1,20m
Épaisseur de la table de compression	$10\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	15cm
Largeur du talon	$L_t = (I \times L^2)/(H_t^2 \times K \times N)$ Avec $1100 \leq K \leq 1300$	55 cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq e_t \leq 20\ cm$	25cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	55cm

Tableau III.1 :Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 2

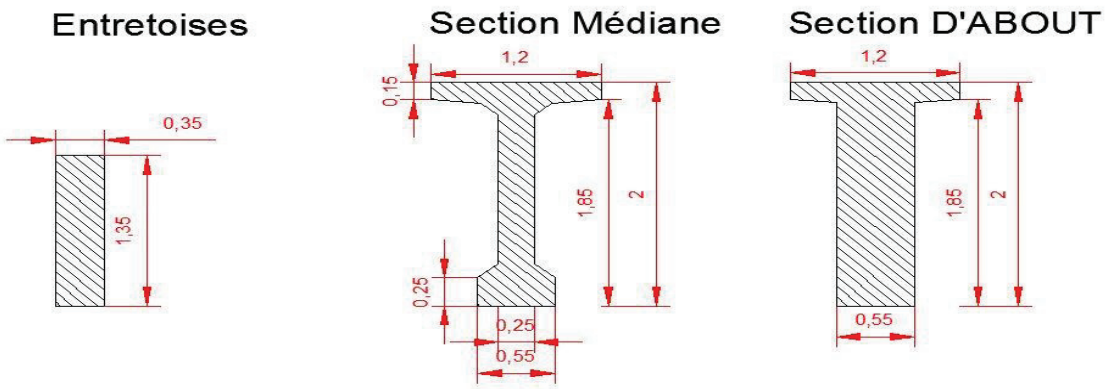


Figure III.7: dimension des poutres

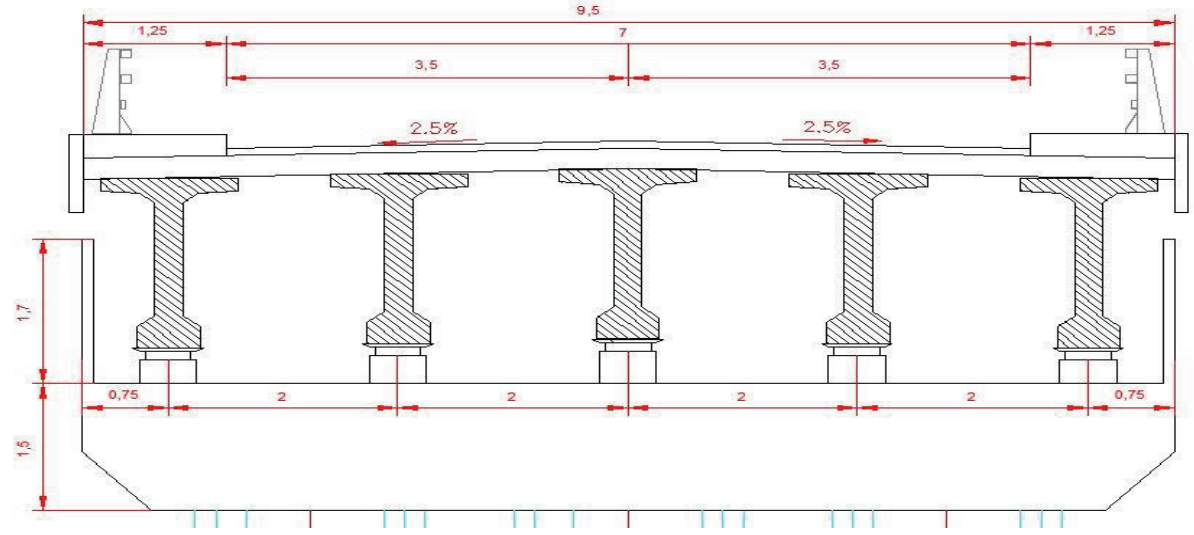


Figure III.8: coupe transversale

III.3.3. Variante N° 03 : « Pont voussoirs en béton précontraint à section constante »

Ce type d'ouvrage, réalisé surtout dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs voussoirs qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leur partie basse par un hourdis inferieur.

Chaque voussoir est coulé contre le voussoir précédent et sert de coffrage au voussoir suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

III.3.3.1. Conception longitudinale :

On pose dans cette variante un pont voussoirs à hauteur constante, composé de 6 travées équidistances de 40 m de longueur, donc la longueur totale est de 240 m.

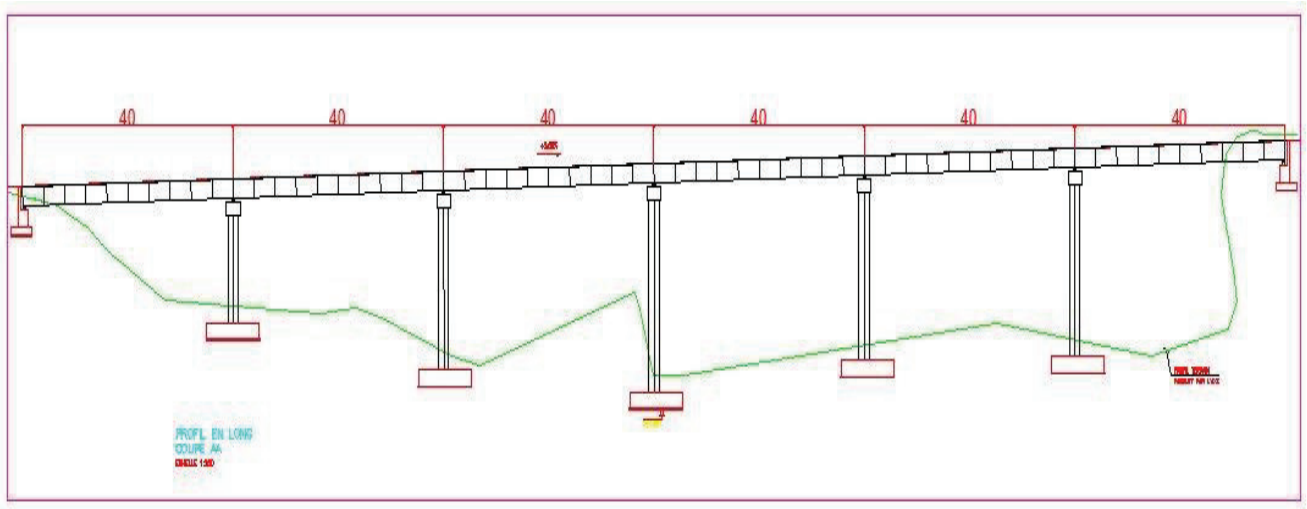


Figure III.9: Coupe longitudinale

III.3.3.2. Conception transversale :

❖ **Choix du type de caisson :**

Pour des largeurs de tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

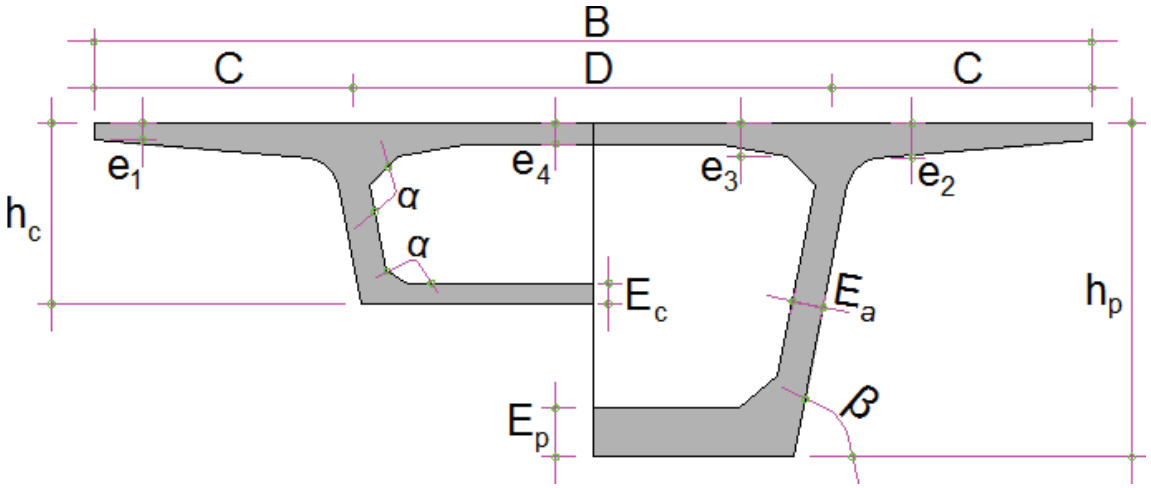


Figure III.10:Notations des dimensions.

❖ **Pré dimensionnement da la section transversale :**

Nous examinons dans ce paragraphe, en basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La figure III.10 précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur de voussoir	$^{L}/_{25} \leq H \leq {}^{L}/_{20}$ $H_P = H_S = H$ H_{min}=2.20m	2.20m
Largeur de voussoir	B	9.5m
C	$^{B}/_{4}$	2.375m
D	$B - 2C$	4.75m
e_1	$e_1 \geq 16$ à 18cm	25cm
e_2	$^{C}/_{8} \leq e_2 \leq {}^{C}/_{7}$	32cm
e_3	$e_3 \geq e_2 - 10$ et $e_3 \geq 1.54e_4$	30cm
e_4	$^{D}/_{30} \leq e_4 \leq {}^{D}/_{25}$	25cm
Inclinaison de l'âme	$\beta \leq 10\%$	10%
E_a	$E_a \geq 0.26 + {}^{L}/_{500}$	40cm
$E_C = E_p$	$E_c \geq 18$ à 22cm	40cm
Gousset supérieur	$30° \leq \alpha \leq 45°$	30°
Gousset inférieur	$30° \leq \alpha \leq 45°$	30°

Tableau III.2:Les dimensions des différents éléments constitutifs du voussoir.

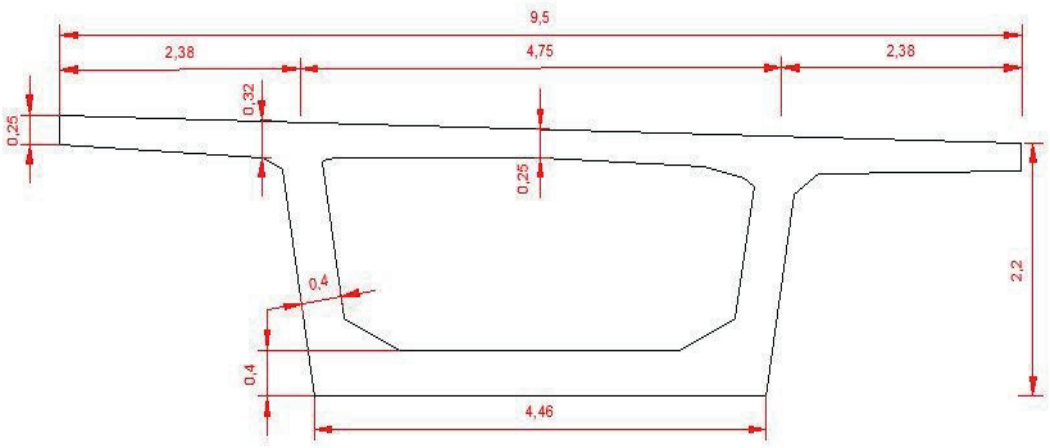


Figure III.11:Demension de voussoir

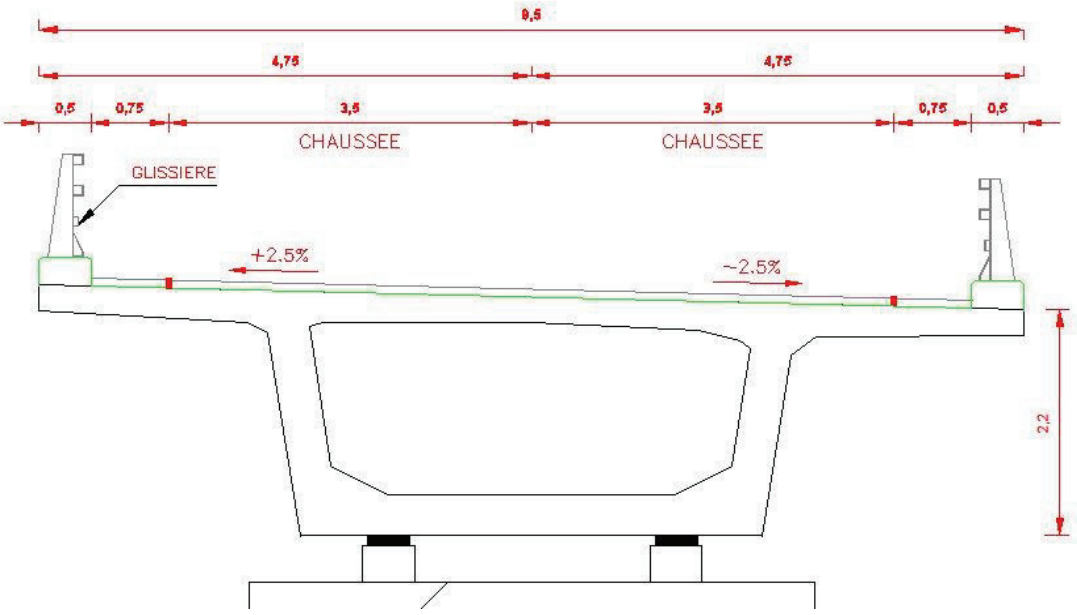


Figure III.12:Coupe transversale

III.4. ANALYSE DES VARIANTES

Variante	Avantage	Inconvénient
Variante N° 01 : Pont mixte à bipoutre.	**1-**La possibilité de franchir de grandes portées. **2-**La légèreté du tablier permet de réduire la taille des appuis et notamment des fondations. **3-**La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **4-**La rapidité d'exécution. **5-**l'acier est un matériau facilement recyclable, les chutes de tôles collectées en atelier sont réutilisées.	**1-** Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages. **2-** Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs). **3-**Le coût est plus élevé.

Variante N° 02 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post- tension VIPP.	**1-** Une bonne réutilisation des coffrages. 3- La maîtrise de la méthode d'exécution. 4- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.	**1-**Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes. **2-**L'aspect esthétique est très critiqué. **3-**Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage.
Variante N°03 : pont voussoirs en béton précontraint à section constante.	**1-**Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. **2-** Une vallée accidentée et profonde ne peut être franchie facilement, que si on construit le tablier sans contact avec le sol. **3-** La construction par éléments de 3 à 4m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. **4-** Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.	**1-**Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes. **2-** L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifie et un matériel adéquat, important. **3-** Entretien est ardu après les grands dégâts(séisme).

Tableau III.3:Analyse des variantes.

III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS TABLIERS

Le devis estimatif et quantitatif des trois tabliers est donné dans le ***tableau ci***-après

Variante N° 01 : Pont mixte bipoutre.				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Tablier				
		Béton		
Béton pour le tablier	m3	699.75	22 000.00	15 394 500.00
		Acier passif et PRS		
Acier PRS	t	490	300 000.00	147 000 000,00
Acier passif	t	120	150 000.00	18 000 000.00
pile				
		Béton		

Béton	m3	458	22 000.00	10 076 000.00
		Acier		
Acier	t	133	150 000.00	19 950 000.00
Culé				
		Béton		
Béton	m3	772.5	22 000.00	16 995 000.00
		Acier		
Acier	t	116	150 000.00	17 400 000.00
Fondation				
		Béton		
Béton	m3	1040	22 000.00	22 880 000.00
		Acier		
Acier	t	125	150 000.00	18 750 000.00
Pieux				
	ml	540	65 000	35 100 000.00
			Coût final de tablier	**312 545 500.00**

Variante N° 02 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP

Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Tablier				
		Béton		
Béton pour les poutres	m3	965	38 000.00	36 670 000.00
Béton pour la dalle	m3	570	22 000.00	12 540 000.00
		Acier actif et passif		
Acier actif	t	90	450 000.00	40500000
Acier passif	t	280	150 000.00	42000000
pile				
		Béton		
Béton	m3	900	22 000.00	19 800 000.00
		Acier		
Acier	t	162	150 000.00	24 300 000.00
Culé				
		Béton		
Béton	m3	775	22 000.00	17 050 000.00
		Acier		
Acier	t	117	150 000.00	17 550 000.00
Fondation				
		Béton		
Béton	m3	1200	22 000.00	26 400 000.00
		Acier		
Acier	t	144	150 000.00	21 600 000.00
Pieux				

	ml	945	65 000	61 425 000.00
			Coût final de tablier	**319 835 000.00**
Variante N°03 : pont voussoirs en béton précontraint à section constante.				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Tablier				
		Béton		
Béton pour les voussoirs	m3	1800	45 000.00	81 000 000.00
		Acier actif et passif		
Acier actif		155	450 000.00	69750000.00
Acier passif		245	150 000.00	36750000.00
pile				
		Béton		
Béton	m3	800	22 000.00	17 050 000.00
		Acier		
Acier	t	150	150 000.00	22 500 000.00
Culé				
		Béton		
Béton	m3	775	22 000.00	17 050 000.00
		Acier		
Acier	t	116	150 000.00	17 400 000.00
Fondation				
		Béton		
Béton	m3	1500	22 000.00	33 000 000.00
		Acier		
Acier	t	180	150 000.00	27 000 000.00
Pieux				
	ml	1680	65 000.00	109 200 000
			Coût final de tablier	**431 250 000.00**

III.6. Conclusion

Le pré dimensionnement des trois variantes et l'analyse muletières de celles-ci m'oriente vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante 01.

Variante N° 01 : Pont mixte à bipoutre.

Qui fera, désormais, l'Object d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

IV.1. INTRODUCTION

Le calcul des structures est effectué conformément aux règles. Et l'étude d'un pont est généralement conditionnée par le choix de la qualité des matériaux de construction. Au présent chapitre on va décrire les principales règles applicables au pont, les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de cet ouvrage ainsi que leurs caractéristiques. Et aussi on va présenter et calculer les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Les normes et Règlements applicables sont les normes Algériennes, Françaises, ISO, les cahiers des clauses Techniques Générales CCTG, ainsi que les dossiers pilotes du SETRA. Les textes et règlements principaux utilisés sont :

- RCPR 2010 : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art. Arrêté du 27 juin de 2009.
- EN 1990 Eurocodes - Bases de calcul des structures.
- EN 1991 Eurocode 1 - Actions sur les structures.
- ENV 1992 Eurocode 2 - Calcul des structures en béton.
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique.
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- Réglementations SETRA.

IV.3. CHOIX DES MATERIAUX

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 haubans, des aciers actifs et passifs de Construction en relation directe avec le calcul.

IV.3.1. Le Béton :

Le béton utilisé dans les constructions mixtes varie de la classe C20/25 à la classe C60/75 (ou pour les bétons légers LC20/25 à LC60/75) conformément à la Norme EN1994-2.

IV.3.1.1. Caractéristiques mécaniques du béton :

- **La résistance caractéristique à la compression :**

Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton. La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

- $fcj = \frac{j}{1.40+0.95j} fc28$ si $f_{c28} \geq 40$ MPa.
- $fcj = \frac{j}{4.76+0.83j} fc28$ si $f_{c28} < 40$ MPa.

Le béton utilisé pour cet ouvrage a une résistance à la compression correspondante à 28 jours de :

Béton fondations :C30/37fck= 30 MPa

Béton piles et dalle de compression : C35/45 fck = 35 MPa
Béton de propreté : C15/20 (non structurel)

- **La résistance caractéristique à latraction**

La résistance caractéristique à la traction du béton est définie par :

$$\mathbf{f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj}}$$

Soit :
Béton fondations : f_{tj}= 2.4MPa
Béton piles et dalle de compression : f_{tj}= 2.7 MPa

- **Déformation du béton :**
  Déformation longitudinale du béton E :

On définit deux modules de déformation pour le béton donné par les règles B.P.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée Eij (courte durée < 24h) :

$$\mathbf{Eij = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}}$$

Pour le béton de la superstructure : fc28 = 35 MPa⇒ Ei28 = 35981 MPa

Pour le béton de l′infrastructure : fc28 = 30 MPa⇒ Ei28 = 34180 MPa

- Module de déformation différée Evj (longue durée >24h) :

$$\mathbf{Eij = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}}$$

Pour le béton de la superstructure: f_{c28} = 35 MPa⇒ E_{v28} = 12103 MPa

Pour le béton de l′infrastructure : f_{c28} = 30 MPa⇒ E_{v28} = 11497MPa

- Déformation transversale du béton G :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où : ν représente le coefficient de poisson.
Coefficient de poisson :
ν = 0,2 pour un béton non fissuré (E.L.S)
ν = 0 pour un béton fissuré. (E.L.U)
Coefficient de dilatation thermique : α_{thc}= 10.10^{-6}/°C

IV.3.2. Acier :

❖ **Profilés PRS2200 :**

Les qualités d'acier données la norme **EN 1994-2** sont les nuances allant de la nuance S235 à la nuance S460. La nuance d'acier choisie dans ce projet (par expérience analytique) est la nuance S355. Dans cette nuance les aciers couramment utilisés pour les ponts sont les aciers non alliés définis par **EN 10025-2** et les aciers à grains fins, livrés à l'état normalisé, définis par **EN 10025-3**.

Le choix de la qualité du projet se fait en fonction de l'épaisseur la plus grande de l'élément à partir du tableau ci-dessous extrait de **l'Eurocode 3.**

Norme et Nuance d'acier	Epaisseur t de l'élément			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm²]	f_u [N/mm²]	f_y [N/mm²]	f_u [N/mm²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	540	390	520
S 460 N/NL	460	570	430	550

Tableau IV.1:Valeurs nominales de limite d'élasticité fy et de résistance à la rupture en traction fu

- ✓ Les épaisseurs des semelles du PRS 2200 supérieures à 40 mm, avons pour

  fy= 335 MPa et fu= 470 MPa.
- ✓ L'âme ayant une épaisseur inférieure à 40 mm, nous avons :

  fy= 355 MPa et fu= 490 MPa.
- o Module d'élasticité : Ea = 210 000 MPa.
- o Coefficient de dilatation thermique : $\alpha_{tha}= 10.10^{-6}/°C$.
- o Module de cisaillement acier : G = 81 000 MPa.
- o Coefficient de poisson : ν = 0,3.

❖ **Acier d'armatures :**

L'**EN1992-1-1** limite l'emploi de ses règles de calcul (dimensionnement et dispositions constructives) aux armatures passives de limite d'élasticité comprises entre 400 et 600 MPa. Défini à partir de l'annexe C de l'**EN1992-1-1** nos armatures sont des barres à haute adhérence HA dotées d'une limite d'élasticité fu= 500 MPa.

L'**EN1994-2** nous permet par soucis de conformité dans les calculs de définir notre module d'élasticité des armatures comme égal à celui des profilés de la section mixte ce qui nous donne :

- Es = Ea = 210000 MPa.

IV.3.2.1. Coefficient partiel de la sécurité :

Pour l'état limite ultime (ELU) :

Situation de Projet	γ_c (béton)	γ_s (acier passif)	γ_M (charpente)		γ_v (goujons)
Durable Transitoire	1,5	1,15	γ_{M0} = 1,0	Plastification, instabilité locale	1,25
			γ_{M1} = 1,1	Instabilité d'élément	
			γ_{M2} = 1,25	Ruine de section nette tendue	
Référence	EN 1992 - 1-1, 2.4.2.4		EN 1993-2, 6.1 et tableau 6.2		EN1994-2 + AN, 2.4.1.2

Tableau IV.2:Coefficient Tableau IV.3:Coefficients s partiels de sécurité à l'ELU

Pour l'état limite service (ELS) :

Situation de Projet	γ_c (béton)	γ_s (acier passif)	γ_{Mser} (charpente)	γ_v (goujons)
/	1	1	1	1,25
Référence	EN 1992-1-1, 2.4.2.4		EN 1993-2, 7.3 (1)	EN 1994-2, 6.8.1 (3)

Tableau IV.4:Coefficients partiels de sécurité à l'ELS

L'analyse structurale a été réalisée en considérant les suivants matériaux :

- Béton fondations : C30/37 fck= 30 MPa
- Béton piles et dalle de compression : C35/45 fck = 35 MPa
- Béton de propreté : C15/20 (non structurel)
- Acier pour armature passive : S500 fy= 500 MPa
- Acier de charpente : S355N/NL fy= 355MPa

Les coefficients de sécurité en état limite ultime utilisés pour les propriétés des matériaux sont lesSuivants :

- Coefficient de minoration du béton : 1.50
- Coefficient de minoration de l'acier S500 : 1.15

Au cas d'actions sismiques, les coefficients de réduction pour les matériaux sont les indiqués dans la norme RPOA 2008 :

- Coefficient de minoration du béton : 1.30
- Coefficient de minoration de l'acier S500 : 1.00

IV.4. ÉVALUATION DES ACTIONS :

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic :

IV.4.1.1. Actions permanentes :

Les actions permanentes comprennent :

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalles…).

- Les éléments non porteurs : tels que (revêtement, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité etc.).

❖ **Le poids des poutres principales :**

Le pont est partagé en cinq travées dont les travées centrale est de55 mètres et les travées latérales font 35 mètres de longueur .On a prévu une section de tablier mixte bipoutre d'hauteur variable.
On a calculé la variation de hauteur de la poutre à l'aide de la formule :

$$h(x)= h_p - 2\times(h_p - h_c)(x/l) + (h_p - h_c)(x/l)^2$$

Tel que :
h_p : la hauteur sur pile.
h_c : la hauteur à mi travée.
On calcule la variation de hauteur pour chaque 1 m sur la longuer des poutres

X	Hauteur de poutre (m)	X	Hauteur de poutre (m)	X	Hauteur de poutre (m)
0	1.6	12	1.7	24	1.999
1	1.601	13	1.717	25	2.033
2	1.603	14	1.736	26	2.068
3	1.606	15	1.756	27	2.104
4	1.611	16	1.777	28	2.143
5	1.617	17	1.8	29	2.182
6	1.625	18	1.824	30	2.223
7	1.634	19	1.85	31	2.265
8	1.644	20	1.877	32	2.309
9	1.656	21	1.905	33	2.354
10	1.669	22	1.935	34	2.4
11	1.684	23	1.966	35	2.4

Tableau IV.5:Variation de hauteur de poutre 35m

X	H(M)	X	H(M)	X	H(M)	X	H(M)
35	2.4	**49**	1.807	**63**	1.6	**77**	1.839
36	2.4	**50**	1.777	**64**	1.601	**78**	1.873
37	2.341	**51**	1.75	**65**	1.606	**79**	1.909
38	2.284	**52**	1.725	**66**	1.613	**80**	1.948
39	2.229	**53**	1.702	**67**	1.622	**81**	1.989
40	2.179	**54**	1.681	**68**	1.633	**82**	2.033
41	2.126	**55**	1.663	**69**	1.647	**83**	2.078
42	2.078	**56**	1.647	**70**	1.663	**84**	2.126
43	2.033	**57**	1.633	**71**	1.681	**85**	2.176
44	1.989	**58**	1.622	**72**	1.702	**86**	2.226
45	1.948	**59**	1.613	**73**	1.725	**87**	2.284
46	1.909	**60**	1.606	**74**	1.75	**88**	2.341

47	1.873	**61**	1.601	**75**	1.725	**89**	2.4
48	1.839	**62**	1.6	**76**	1.807	**90**	2.4

Tableau IV.6:Variation de hauteur de poutre de longueur 55m.

Les résultats de poids des poutres sont mentionnés dans le ***tableau,*** (détail de calcul voire ***Annexe)***.

Longueur de poutre (m)	35	55
Poids propre (KN)	410.3	636.4
Nombre des poutres	4	6
Poids des poutres (KN)	1641.2	3818.4
Poids totale des poutres principales(KN)	**5459.6**	

Tableau IV.7:poids des poutres

❖ **Poids des entretoises :**

Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés du commerce IPE500 alors que les entretoises sur appuis sont des profilés reconstitués soudés (P.R.S.).

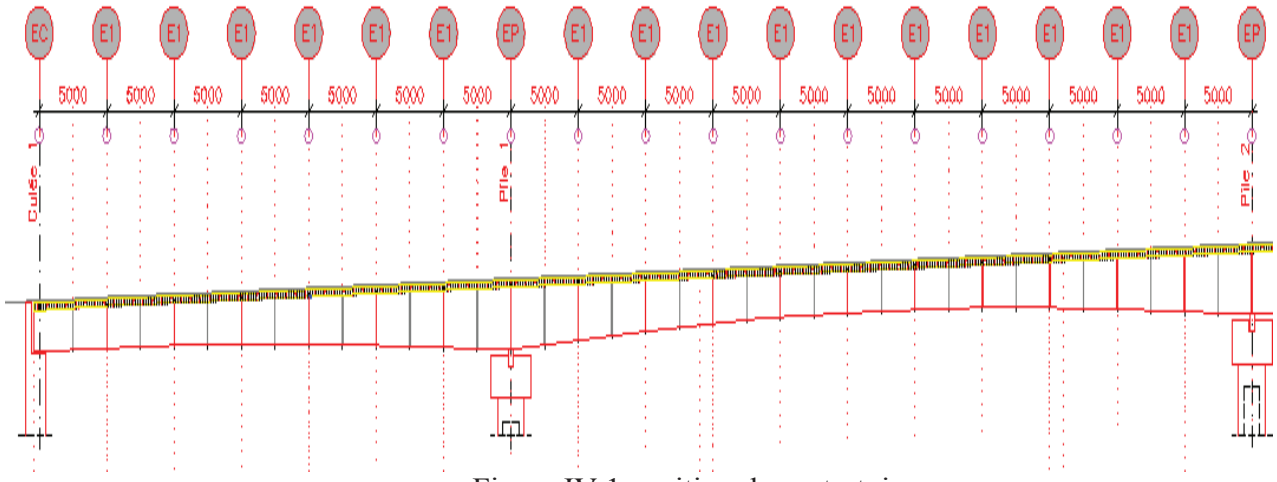


Figure IV.1:position des entretoises

Entretoise	**Courantes**	**Sur pile /culée**
Poids propres (KN)	4.613	24.75
Nombre des entretoises	42	6
Poids total (KN)	193.746	148.5

Poids total des entretoises (KN)	**342.246**

Tableau IV.8:poids des entretoises

❖ **Poids propre de la dalle :**

La largeur du tablier est de 9.50 mètres. La dalle de compression présente uneépaisseur constante de 30cm.

Donc :$\mathbf{G_d = E_d \times L_d \times \gamma_b = 0.3 \times 9.5 \times 25 = 71.25\ KN/ml}$

γ_b**:** poids volumique de béton =25KN/m^3.

$\mathbf{E_d}$ **:**épaisseur de la dalle de compression.

L_d :largeur de la dalle.

Poids totale de la dalle de compression (KN)	16743.75

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP :**

Eléments	Densité(KN/m ^{3})	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Barrière de sécurité (type BN4)	/	0.65 ×2	305.5
Revêtement en BB	24	16.32	3835.2
Corniches	25	3×2	1410
Poids de CCP	/	/	5550.7

Tableau IV.9:Estimation du poids dû aux CCP

Poids Total G_{Total}(KN)	28096.3

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic :

Système de charge à considérer **:**

* Système de charge routière type **A(l)**.
* Système de charge routière type **B (Bc, Bt)**.
* Système de charge militaire Mc 120.
* Convoi exceptionnel **D240**.

Avant de procéder à l'étude de ces chargements, on définit tout d'abord certaines caractéristiques du pontqui seront utiles pour la suite :

***Largeur roulable*(Lr)** :C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG).

Largeur chargeable (L_C) : elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).

Nombre de voies(Nv): Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées Nv est tel que:$Nv = (Lc/3)$

Largeur roulable (m)	8.5
Largeur chargeable (m)	7
Nombre de voie	2
Largeur de voie (m)	3.5

Tableau IV.10:Caractéristiques du pont

- **Classe de pont :**

Classe du pont	Description
1ère classe	**$L_R \geq 7m$**
2ème Classe	5,50 m < L_R < 7m
3ème Classe	LR ≤ 5,50 m

Tableau IV.11:Les classes des ponts routes.

❖ **Les cas de chargement :**

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous :

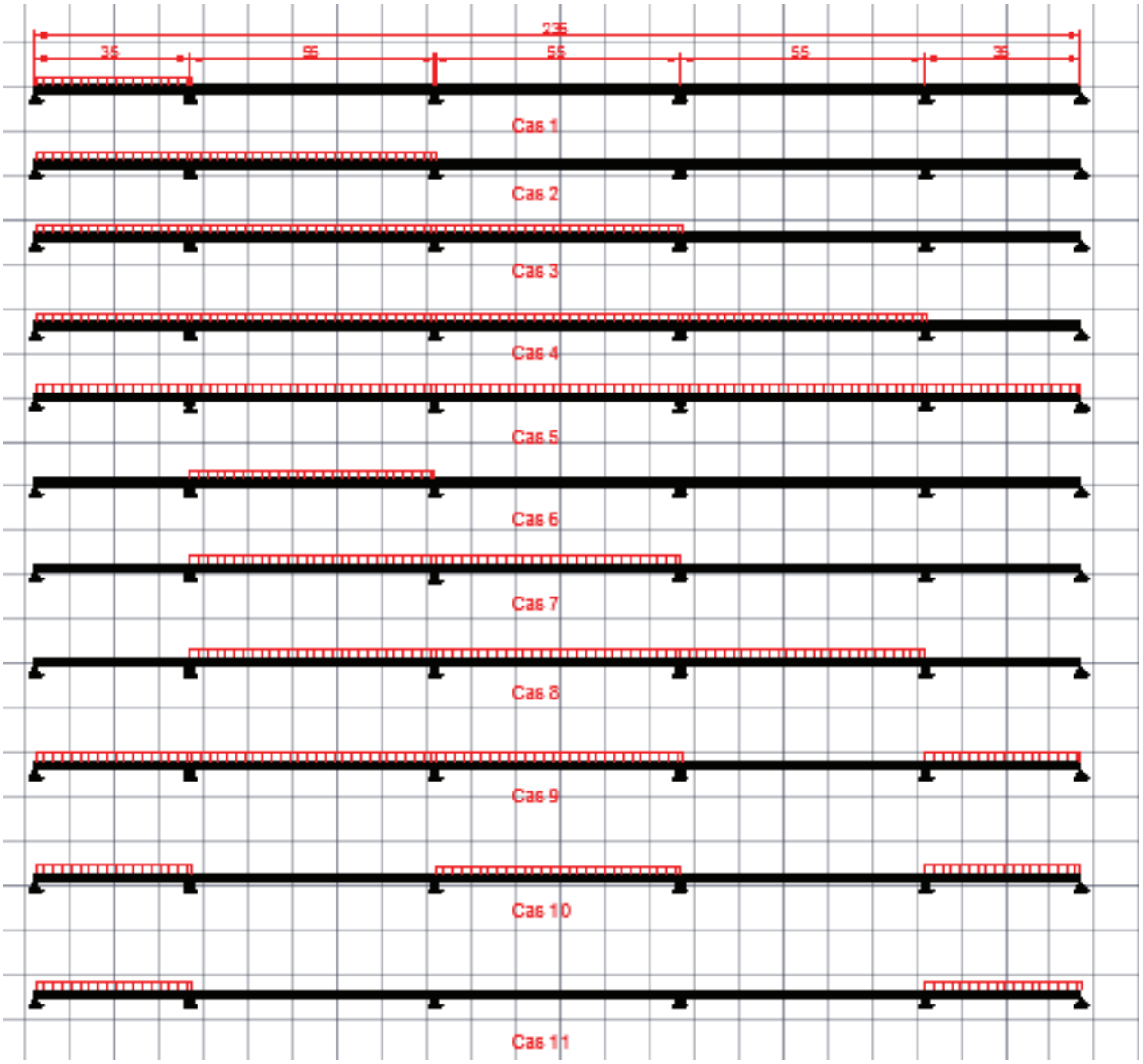


Figure IV.2:Les 11 cas de charge possibles.

❖ **Système de charge A :**

Le système A(l) représente tous catégorie de véhicule léger et la foule. La charge A(l) exprimée en (KN/m²) et donnée en fonction de la longueur chargée exprimée en (m).

$$\mathbf{A(L) = a_1 \times a_2 \times A\ (L)}, \text{ avec: } \mathbf{A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12}} \text{ ; } \mathbf{A_1(l) = \max \begin{cases} a1 \times A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases}}$$

Avec

L : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients **a**1du ***tableau*** **:**

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.90	0.75	0.70
	Deuxième	1	0.90	-	-	-
	Troisième	0.90	0.80	-	-	-

Figure IV.3:Coefficient a1

Les valeurs de a_2 sont définies par la formule suivante: $a_2 = \frac{v_0}{V}$

Avec : v largeur d'une voie.

Les valeurs de v_0 sont données dans le tableau ci-dessous :

Class de pont	V_0
Première class	3.5 m
Deuxième class	3.00 m
Troisième class	2.75 m

Les résultats sont résumés dans le ***tableau*** **:**

cas decharge	L(m)	A(l) (KN/m^2)	a_1	a_2	A(l) (KN/m) pour 1 voie	A(l) (KN/m) pour 2 voie
cas 1	**35**	**9.95**	**1**	**1**	**34.85**	**69.71**
cas 2	**90**	**5.83**	**1**	**1**	**20.40**	**40.80**
cas 3	**145**	**4.59**	**1**	**1**	**16.075**	**32.15**
Cas 4	**200**	**4**	**1**	**1**	**14**	**28**
Cas 5	**235**	**3.75**	**1**	**1**	**13.15**	**26.30**
Cas 6	**55**	**7.67**	**1**	**1**	**26.85**	**53.71**
Cas 7	**110**	**5.25**	**1**	**1**	**18.37**	**36.75**
Cas 8	**165**	**4.33**	**1**	**1**	**15.16**	**30.33**
Cas 9	**180**	**4.175**	**1**	**1**	**14.61**	**29.22**
Cas 10	**125**	**4.92**	**1**	**1**	**17.24**	**34.49**
Cas 11	**70**	**6.69**	**1**	**1**	**23.41**	**46.83**

Tableau IV.12:valeurs de A(l) pour les différents cas de charge

- **Système de charge B :**

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.
- **Le système Bc** qui se compose de camions types (300 kN) ;
- **Le système Bt** se compose de groupes de 2 essieux dits « essieuxtandems ».
- **Le système Br** qui est une **r**oue isolée.

- **Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR :**

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_c}$

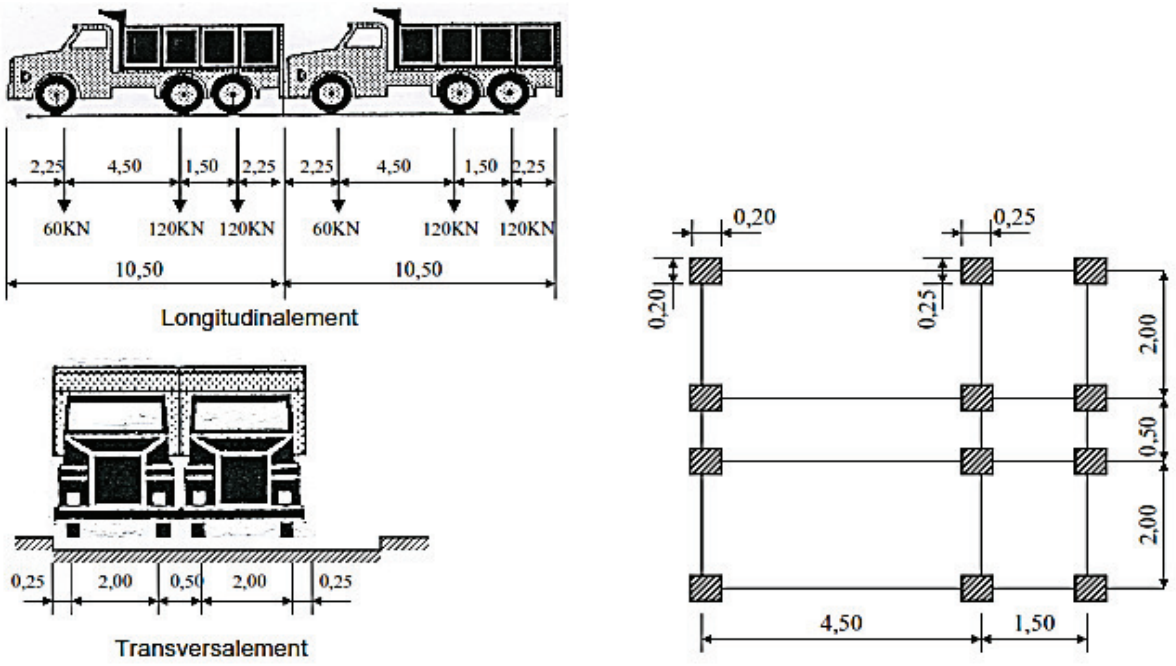


Figure IV.4:Système de chargement Bc.

	Nombre de voie chargée				
Class de pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
1	**1.2**	**1.1**	**0.95**	**0.8**	**0.7**

Donc :

Nombre des voies	B_C (KN)	b_c	$B_C \times b_c$
1	**600**	**1.2**	**720**
2	**1200**	**1.1**	**1320**

Système de charge B_t / Article 4.5.3 RCPR :

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt**prise en compte est multipliée par le coefficient **bt.**

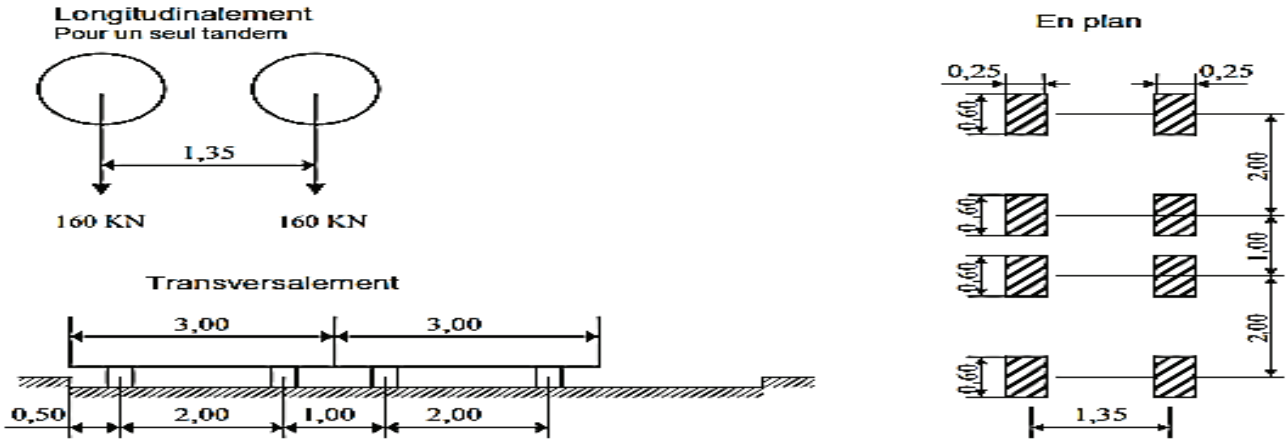


Figure IV.5:Système de chargement Bt.

Nombre des voies	B_t	b_t	$B_t \times b_t$
1	**320**	**1.2**	**384**
2	**640**	**1.2**	**768**

❖ **Coefficient de majoration dynamique :**

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

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

Avec :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

Les résultats sont mentionnés dans le ***tableau,*** (détail de calcul voire***Annexe)***

Système de chargement	δ
B_C	1,0936
B_t	1,0761

Tableau IV.13:Les valeurs de δ.

IV.4.2.1Efforts de freinage :

Système de charge Bc :

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système **Bc** se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

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

Avec : S : surface chargée en (m^2)

Le résultat (détail de calcul voire ***Annexe)*** est

Fmax (KN)	**239,493**

❖ **Charges militaires Mc 120 :**

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

Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient δ , qui est égal **1,086.**

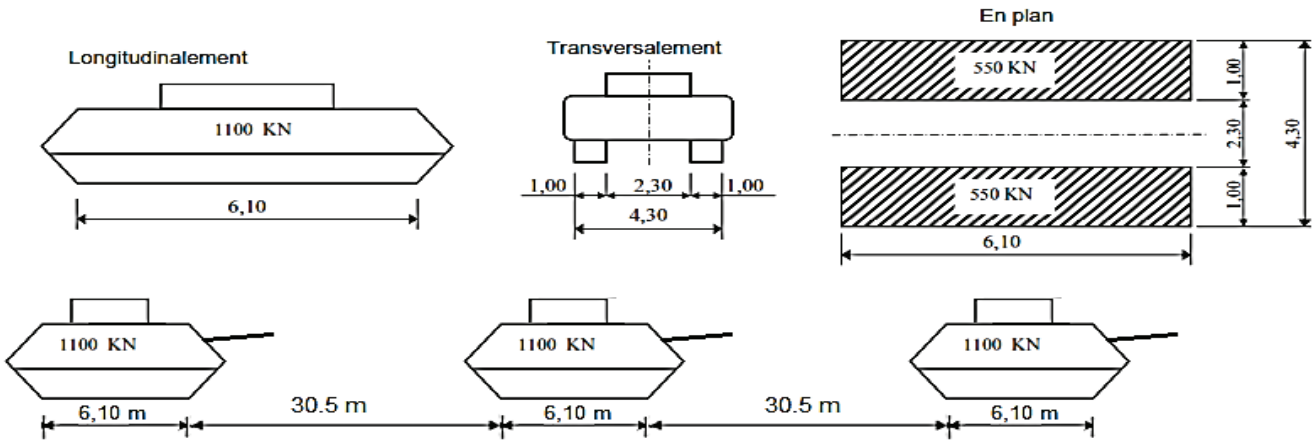


Figure IV.6:Convoi de charge Mc 120.

❖ **Convoi exceptionnel D240 :**

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges), Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

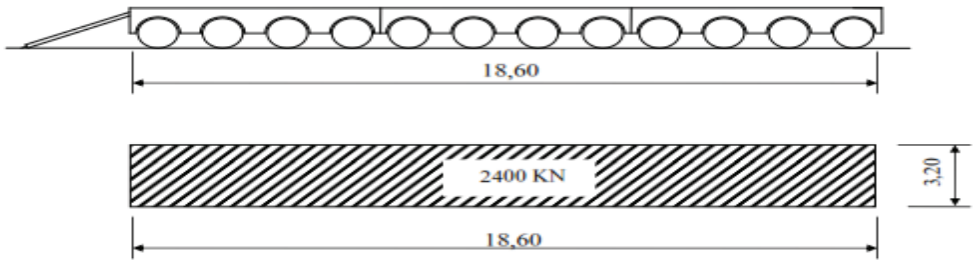


Figure IV.7:Convoi exceptionnel D240

IV.4.3 Température :

Afin de calculer les effets de la température sur la structure est nécessaire tenir compte deux types d'actions thermiques :

- variation uniforme de température :

Dans ce cas on a utilisé RCPR, dans cela la variation de la température pour le Nord de l'Algérie va depuis +35ºC a -15ºC. Par conséquence, on a employé les variations uniformes de température suivantes :
ΔT=+35ºC , ΔT=-15ºC, Même si ce valeur est plus élevé que celui indiqué dans la norme Algérienne RCPR, on considère que ce valeur est placé dans le côté de la sécurité. En plus, il est parfaitement normal que pendant l'exécution la température soit de +20ºC, tandis qu'il est possible de réagir une température de -5ºC quand la structure soit en service.

- Gradient thermique :

Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne **RCPR** :

	En construction	**En service**
	Gradient °C	Gradient °C
Type 3(tablier mixte)	±15	±8

IV.4.4 Retraitait et fluage

Le retrait du béton est une déformation ε_r imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles : retrait thermique ε_{th}, retrait endogène ε_{ca} et retrait de dessiccation ε_{cd}.
L'effet du fluage du béton est pris en considération par une diminution de la section résistante du béton, c'est-à-dire une augmentation du coefficient d'équivalence.

IV.5. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

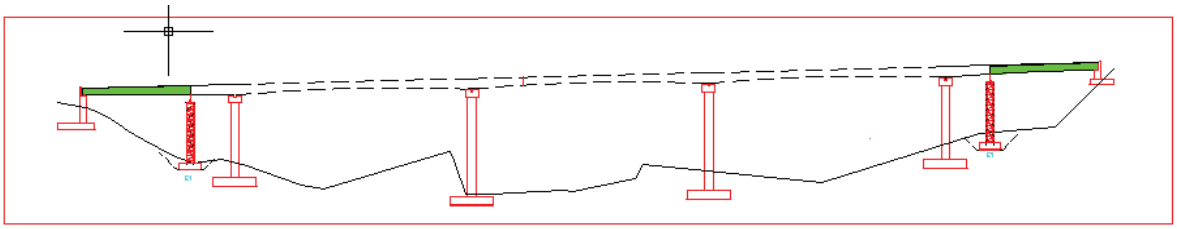
V.1. INTRODUCTION

La conception des ponts mixtes est conditionnée par les méthodes de fabrication. La particularité de ces ouvrages provient du fait que l'acier est élaboré dans une usine sidérurgique, que ses produits sont transformés dans une usine de construction métallique et que le montage définitif s'effectue sur le site. Il faut ainsi notamment prévoir le transport des éléments de charpente entre l'usine et le chantier.

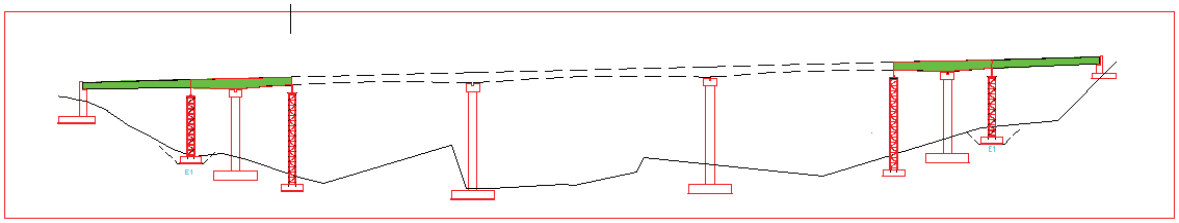
Les contraintes dimensionnelles inhérentes au transport obligent à réaliser l'ouvrage en tronçons élémentaires qu'il convient d'assembler ensuite sur le site. Ceci explique l'importance des techniques d'assemblage et leur incidence sur l'économie globale du projet.
Les dimensions et poids limites des tronçons sont fixés par :
- la capacité des usines de construction,
- le procédé de montage utilisé,
- les dimensions de l'aire de montage (déchargement, stockage, manutention…),
- la capacité des engins de levage disponibles aux éventuels points de rupture de charge et sur le chantier.

V.2. LES PHASES DE REALISATION :

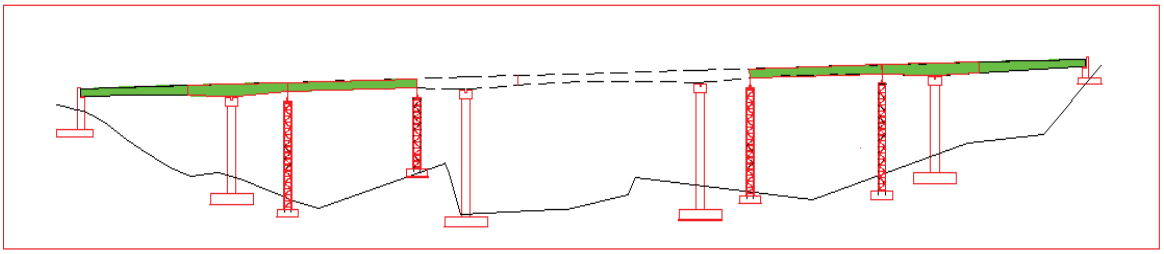
Le montage des poutres métalliques précise des appuis provisoires, consistant à des étais verticaux.
Le montage des poutres métalliques se fera symétriquement, c'est-à-dire que les travées latérales seront assemblées premièrement. Pour la première travée l'appui provisoire est implanté à 30 mètres de la culée. La première pièce métallique démarre de la culée jusqu'à ce premier appui provisoire. La deuxième pièce démarre de cet appui jusqu'à un 36% de la longueur de la travée centrale, atteignant une longueur de 25 mètres.
Le deuxième appui provisoire est placé à 30 mètres de la culée 2, situation symétrique à l'appui provisoire 1. A cet effet, la troisième pièce métallique du tablier atteint aussi une envergure de 25 mètres, Suivez ceci jusqu'à ce qu'il soit compilé l'assemblage



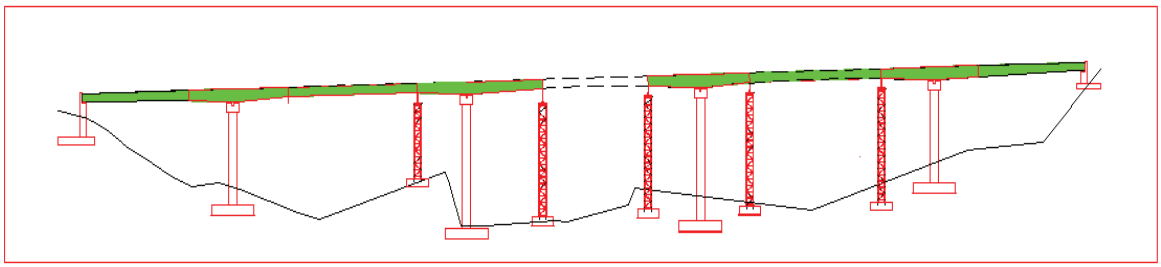
Phase 1



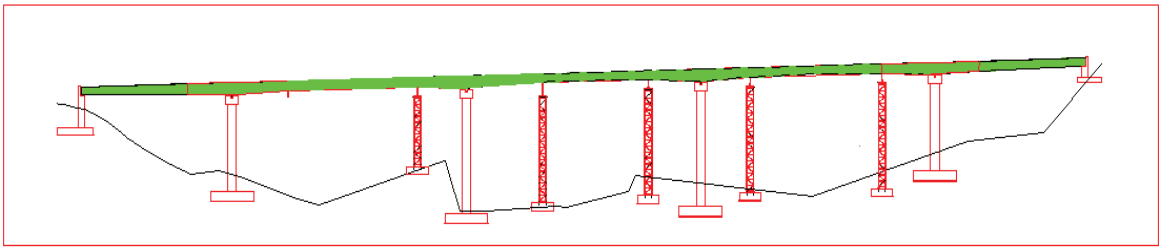
Phase 2



Phase 3



Phase 4



Phase 5

Lors de cette étape du processus de construction, tous les efforts doivent être résistés par les poutres métalliques.
Apre cette phase en commence la phase de réalisation de la dalle de compression :
On a prévu l'exécution de la dalle supérieure du tablier au moyen de la disposition des prédalles en béton armé de 7 cm d'épaisseur sur lesquelles on pourra bétonner directement la partie supérieure de la dalle.

- En commence par montage des prédalles.

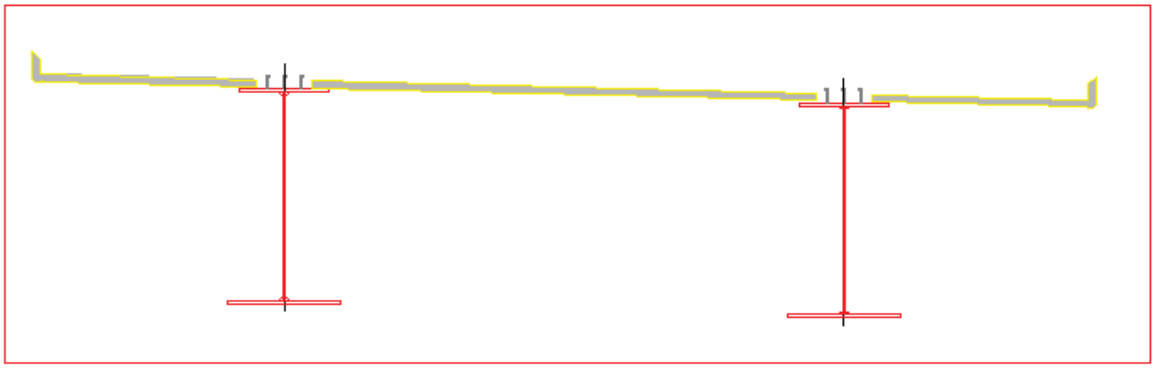


Figure V.1:Montage des prédalles.

- phase de bétonnage de dalle centrale :

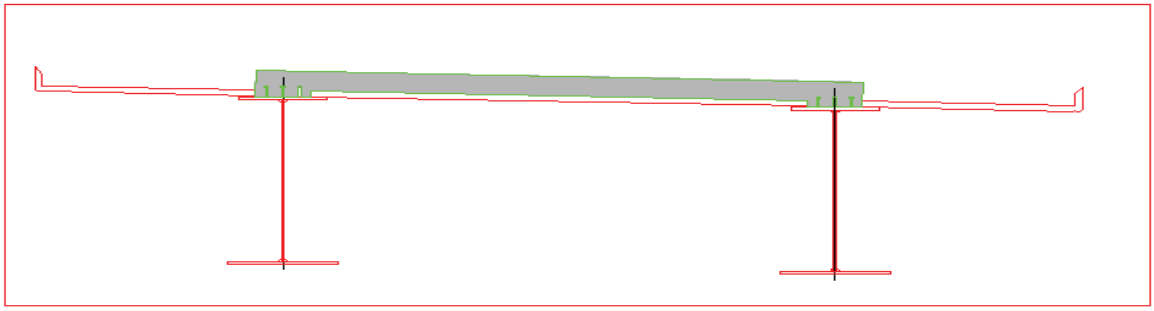


Figure V2:Bétonnage de dalle centrale

- phase de bétonnage de portes à faux :

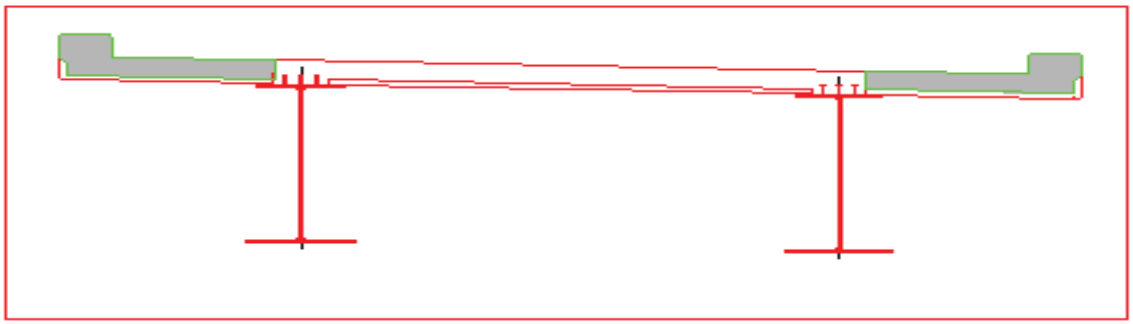
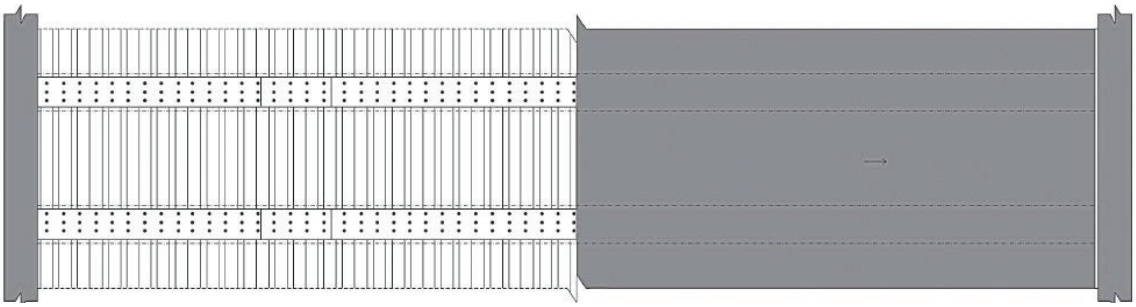


Figure V.3:Bétonnage de portes à faux.



Avant bétonnage après bétonnage

Les phases d'exécution sont finies et commence la phase de service. On peut donc introduire les charges permanentes des éléments de finition (pavement et glissières) et les charges de trafic.

V.3. LOGICIEL DE CALCUL

Dans ce chapitre, on va utiliser le logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014 pour effectuer la modélisation de notre ouvrage, afin d'évaluer les efforts.

V.3.1. Modélisation de l'ouvrage

La modélisation est pour l'objet d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

L'ouvrage une fois réaliser nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

-La définition de la structure ;

-La définition des différentes sections de l'ouvrage ;

-La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier…etc.);

-La définition des conditions d'appuis ;

-La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul ;

-Résultats de calcul.

V.3.1.1. Modélisation des éléments de la structure :

Notre ouvrage est modélisé en éléments barres (structure métallique) et en éléments coques (dalle en béton).

❖ **Les poutres :**

La structure géométrique de l'ouvrage est constituée par 2 poutres principale en charpente métallique et des entretoises chaque 5 m, avec une hauteur variable des sections des poutres métalliques.

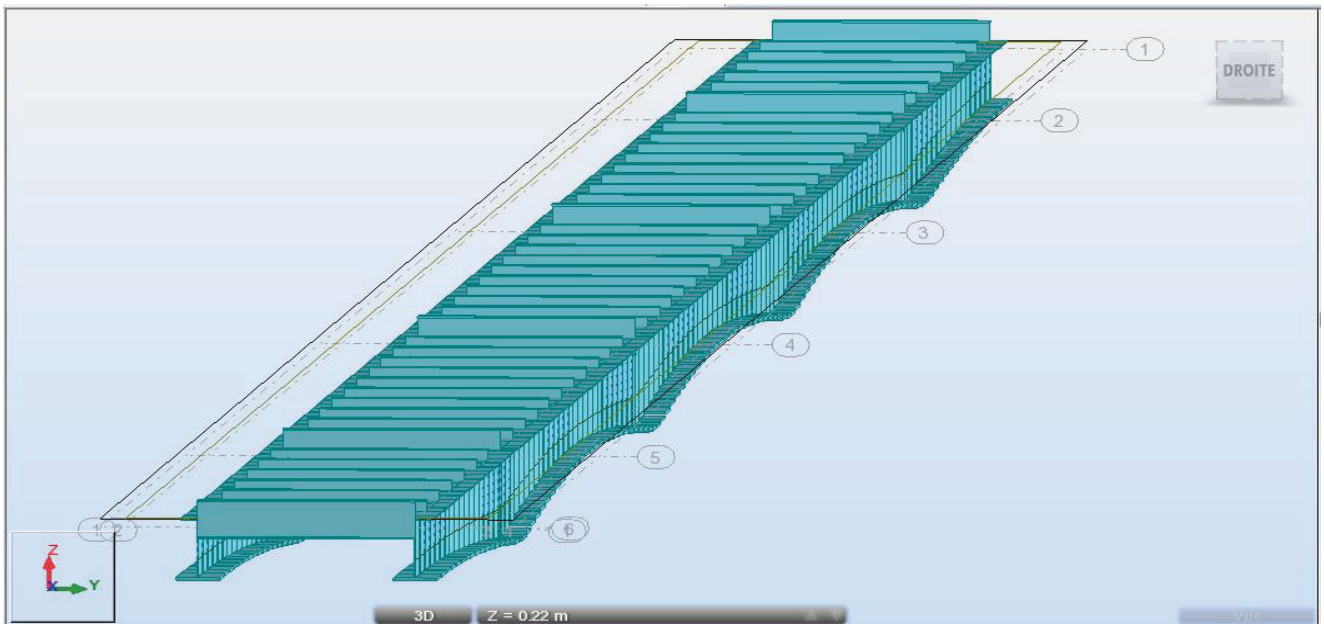


Figure V.4:Modélisation des poutres.

❖ **L'hourdis :**

La dalle a été modalisée en utilisant l'élément « **Panneau** ».

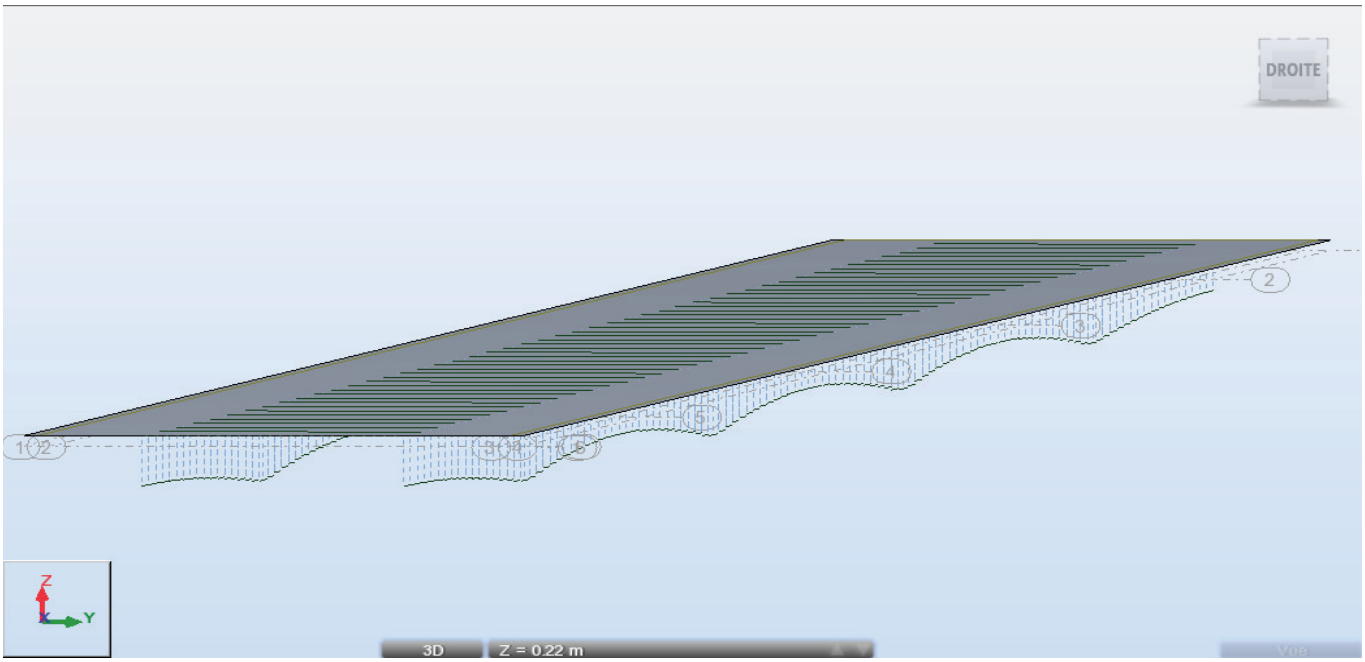


Figure V.5:Modélisation de la dalle.

❖ **Les appuis :**

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante :

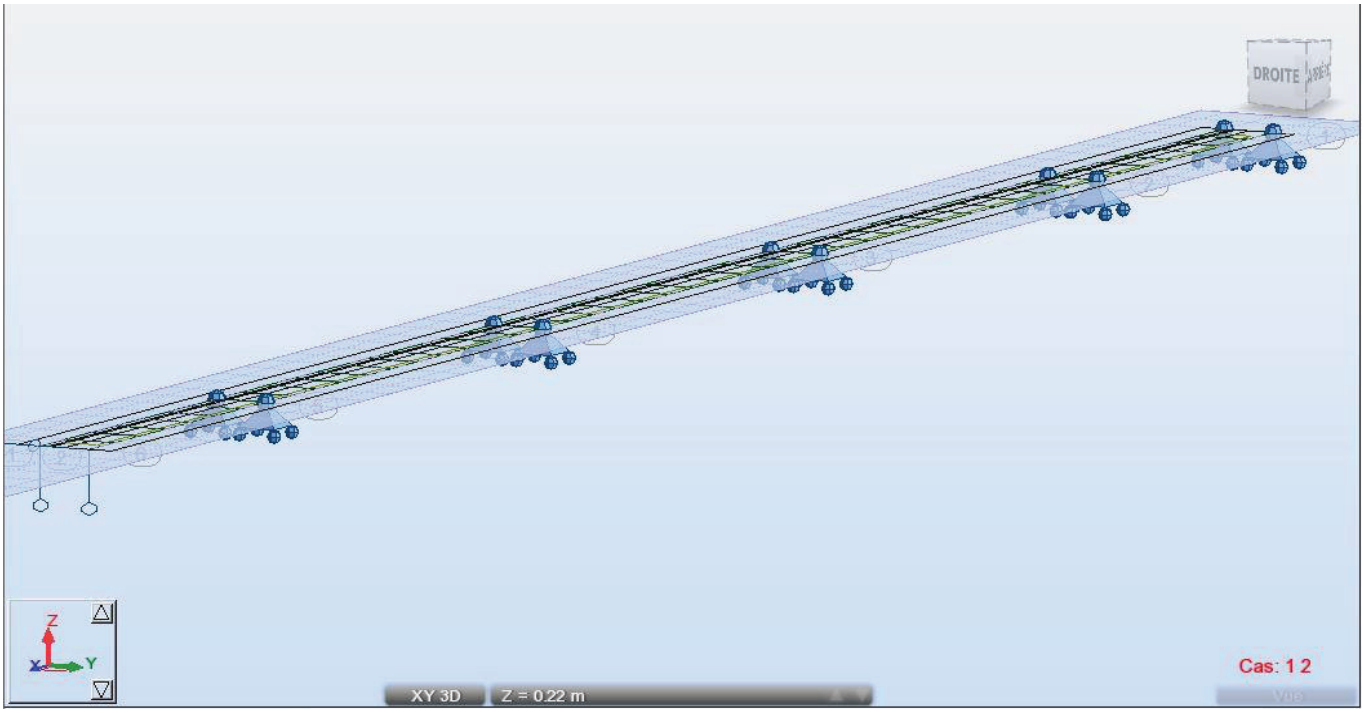


Figure V.6:Modélisation des appuis.

-On a utilisé deux types d'appuis : Appuis simple, Appuis double.

V.3.1.2. Modélisation des charges et surcharges :

Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le ***chapitre IV.***

❖ **Combinaisons d'actions :**

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Combinaison		formule
ELU	COMB 1	1,35G + 1,6AL1
	COMB 2	1,35G + 1,6AL2
	COMB 3	1,35G + 1,6 B_C1
	COMB 4	1,35G + 1,6 B_C2
	COMB 5	1,35G + 1,6B_t1
	COMB 6	1,35G + 1,6 B_t2
	COMB 7	1,35G + 1,35M_c120
	COMB 8	1,35G + 1,35 D240
	COMB 1	G + 1,2AL1

ELS	COMB 2	G + 1,2AL2
	COMB 3	G + 1,2 B_C1
	COMB 4	G + 1,2 B_C2
	COMB 5	G + 1,2B_t1
	COMB 6	G + 1,2 B_t2
	COMB 7	G + M_c120
	COMB 8	G + D240

Tableau V.1:Combinaisons de charge en phase de service

- **Affectation des charges :**
- **Charges permanentes :**

La charge constituée par le poids propre des éléments (poutres, dalle) est calculée automatiquement par le logiciel.

Les compléments de charges permanentes CCP sont appliquées comme suit :

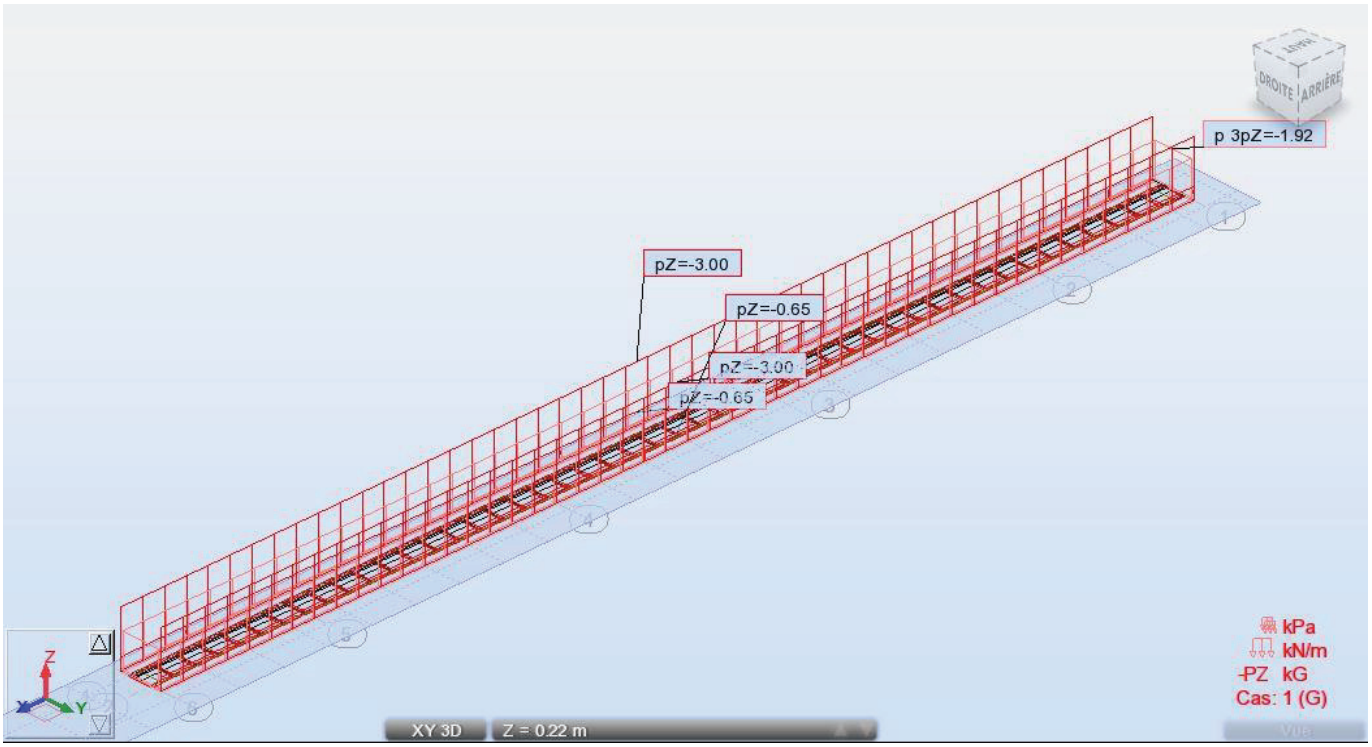


Figure V.7:Les charges permanentes appliquées sur le modèle global.

➢ **Système de charge A(L):**

Les surcharges A(L) sont modélisées comme des charges réparties sur une voie ou deux voies.

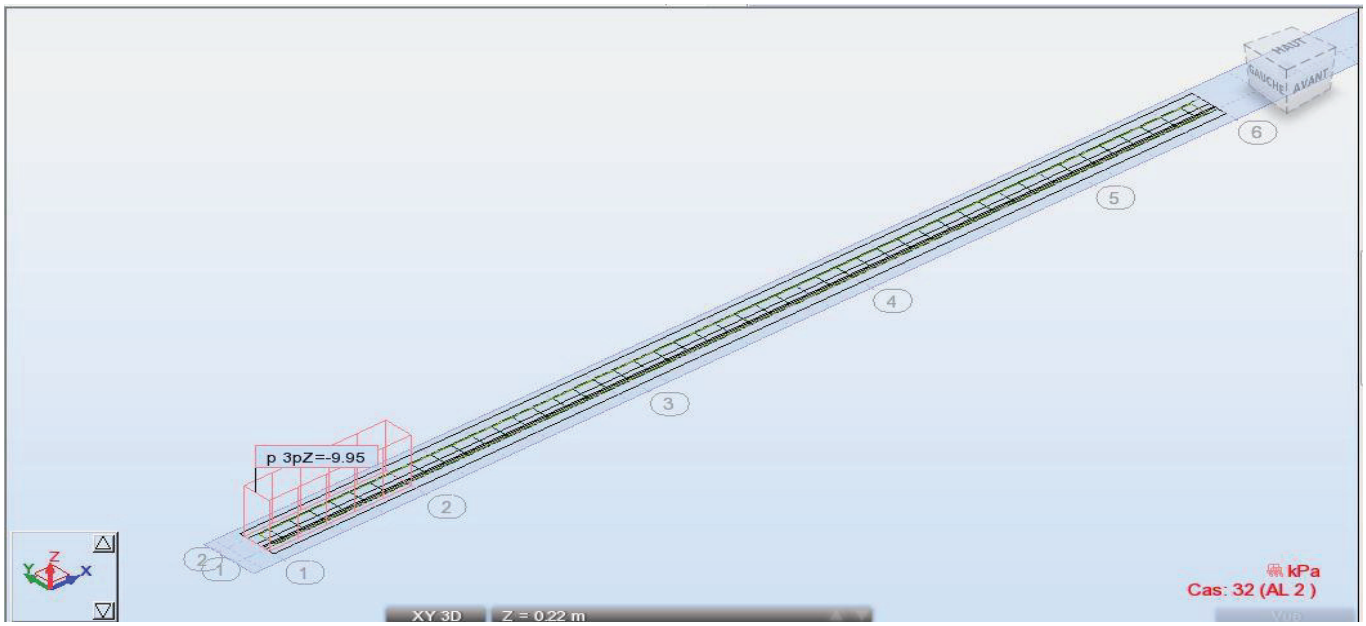


Figure V.8:Affectations des charges type A(l).

➢ **Les charges mobiles :**

Les charges (BC, Bt, Mc120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

- **B_C1V, B_C2V**

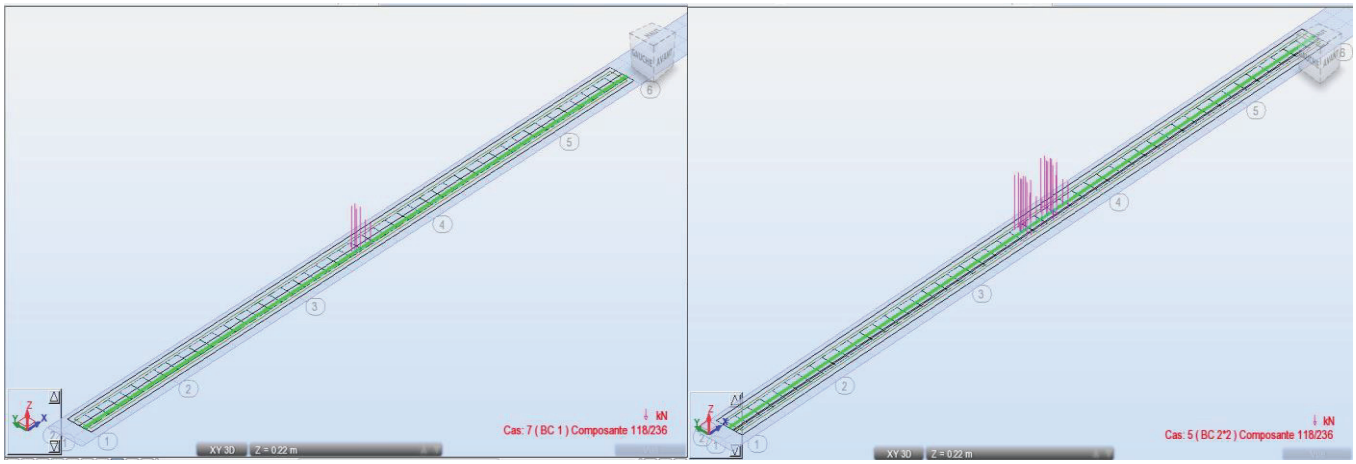


Figure V.9:Affectations des charges type Bc.

- **Bt**

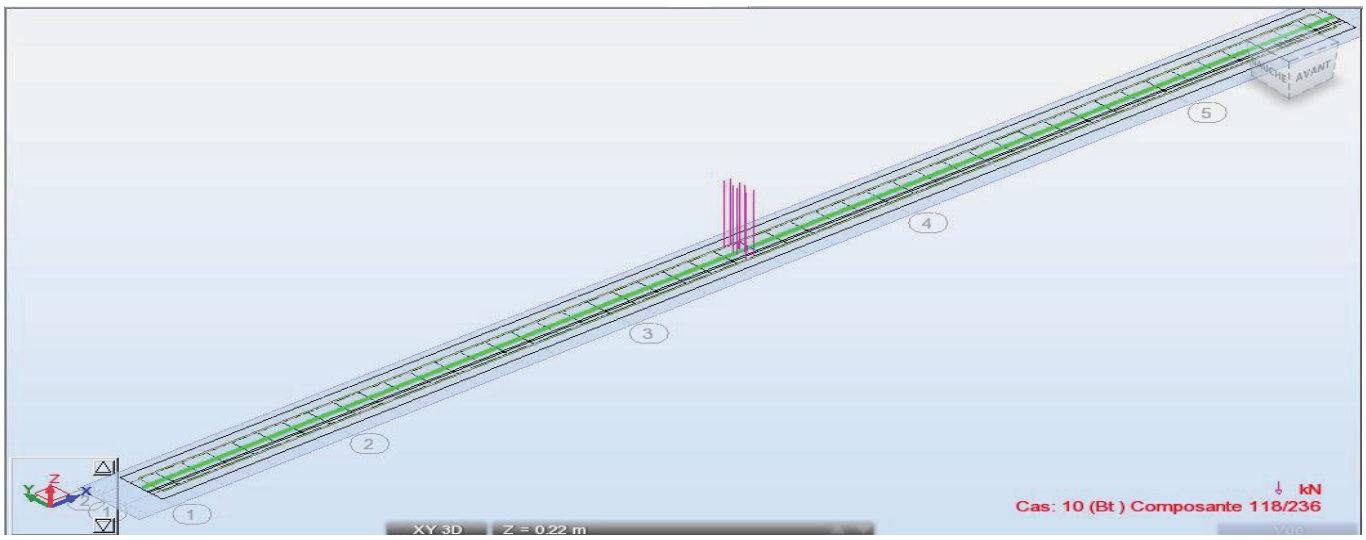


Figure V.10:Affectations des charges type Bt.

- **Mc 120 et D 240**

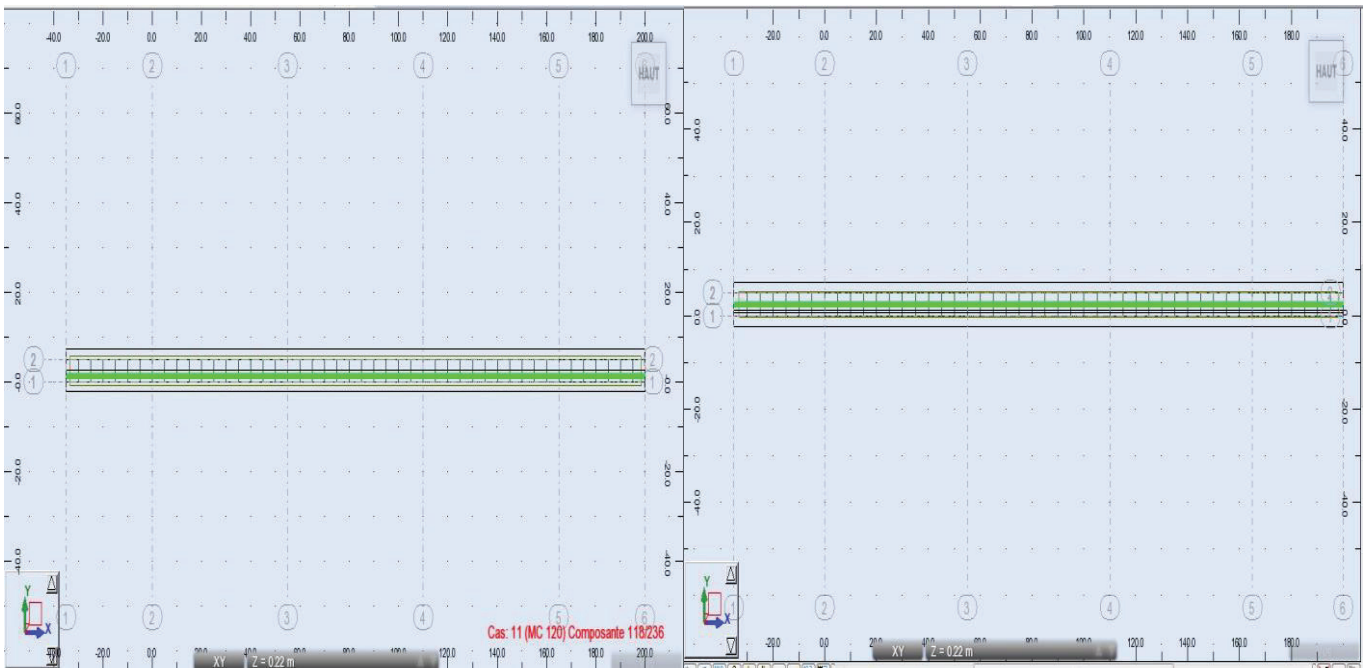


Figure V.11:Affectations des charges type Mc 120 et D240.

V.3.2 Résultats :

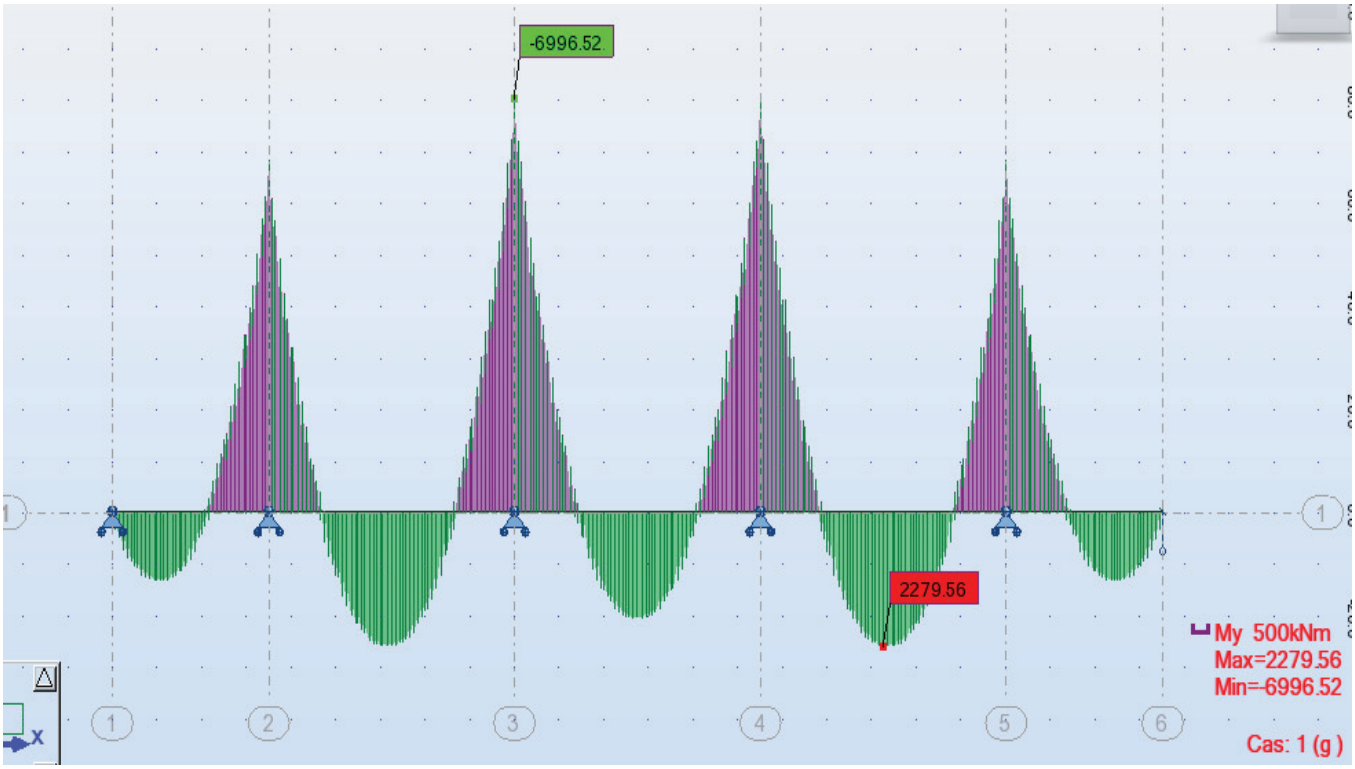


Figure V.12:G

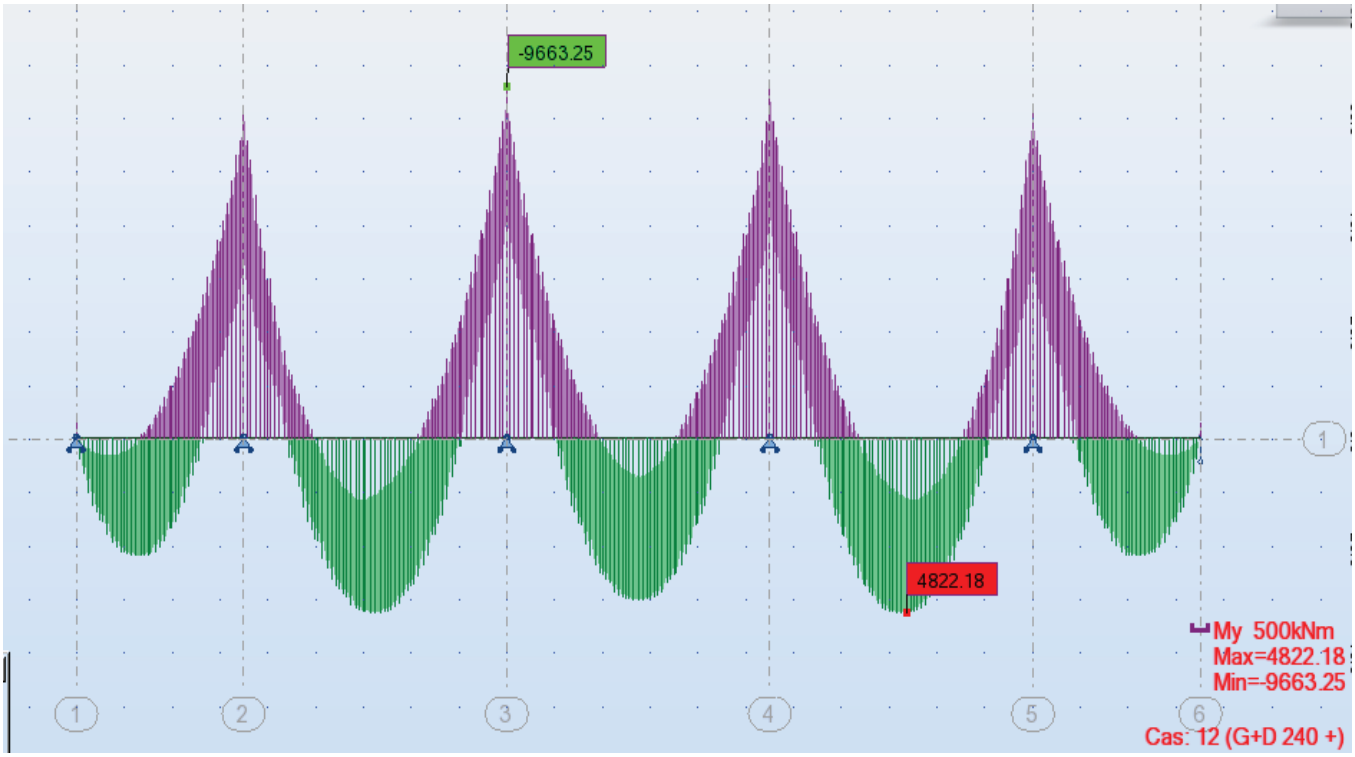


Figure V.13:M_{Max} à l'ELS(G+D240).

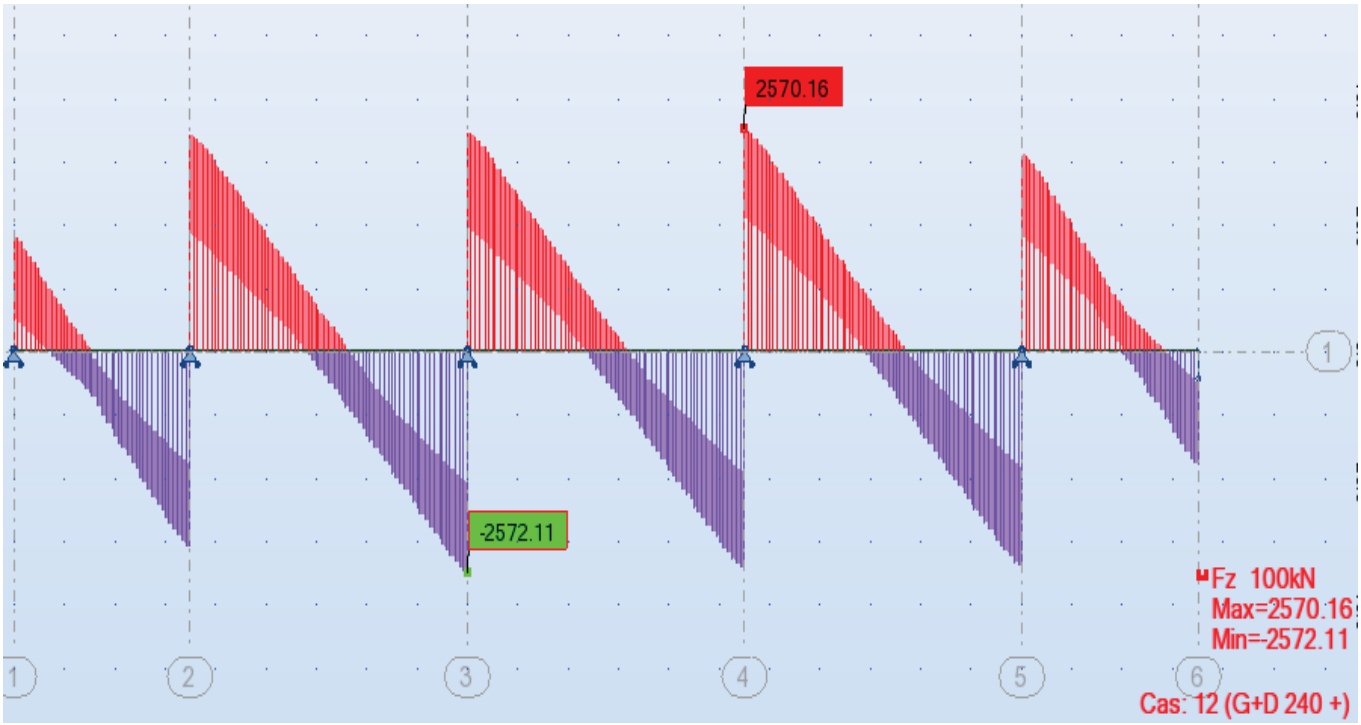


Figure V.14:T_{Max} à l'ELS(G+D240).

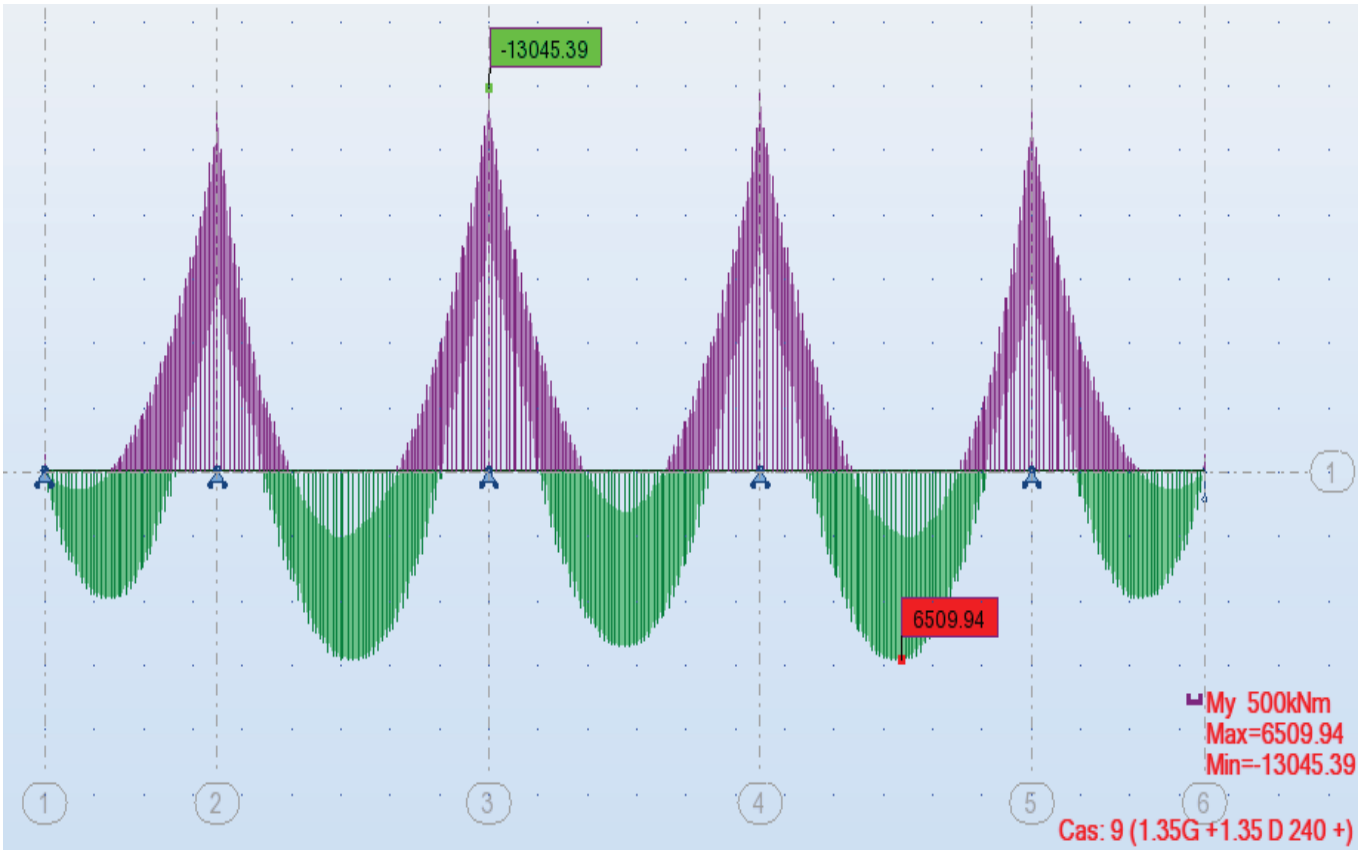


Figure 15:M_{Max} à l'ELU(1.35G+1.35D240).

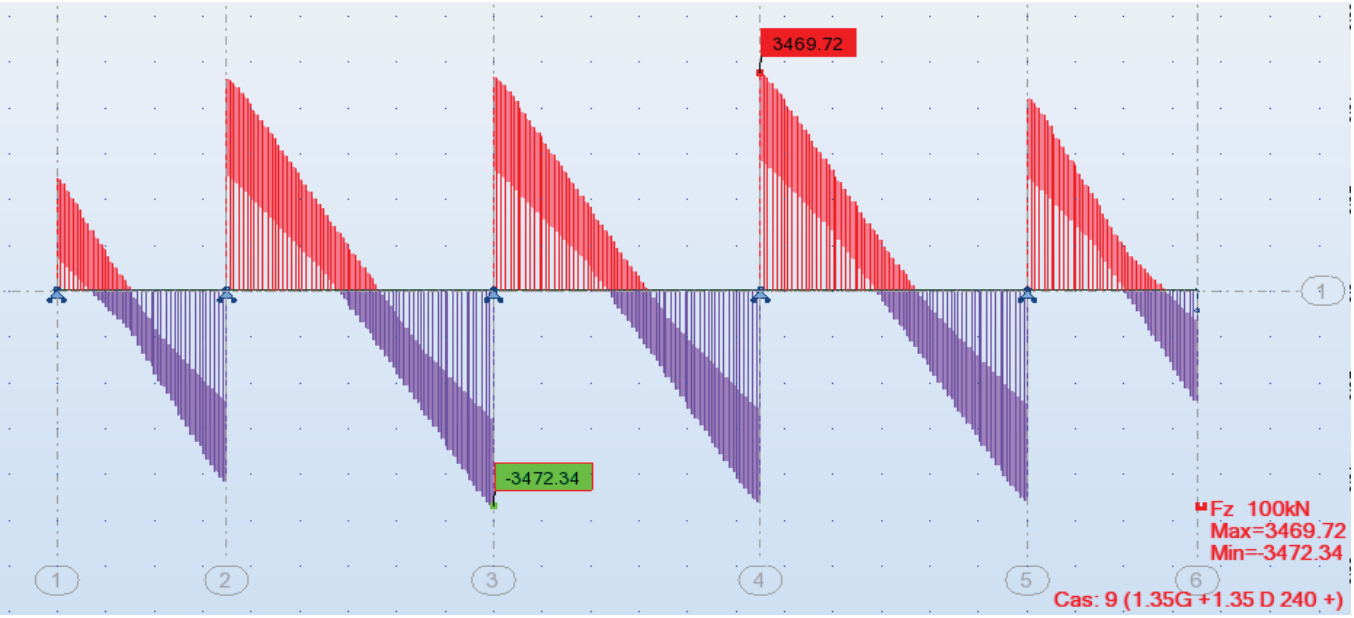


Figure V.16: T_{Max}à l'ELU(1.35G+1.35D240).

V.4. CONCLUSION

On a donc procédé dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes, aux surcharges routières et au gradient thermique à l'aide du logiciel. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions que nous avons définies plus haut.

VI.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre est consacré à l'étude du tablier de l'ouvrage. Cette partie consiste à vérifier tous les éléments du tablier (les poutres, les entretoises, la section mixte, l'hourdi). On se basera sur les résultats du logiciel de calcul.

VI.2. CALCULE DE SECTION MIXTE :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, on définit tout d'abord certaines notions et hypothèse de calcule qui seront utiles pour la suite.

VI.2.1. Hypothèses de calcul d'une section mixte :

Nous supposerons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

-La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelés : **Connecteurs**

- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hook.

D'après la première hypothèse on a la déformation d'acier est égal à la déformation de béton
$\varepsilon_a = \varepsilon_b$ donc : $\sigma_a/E_a = \sigma_b/E_b \Longrightarrow \sigma_a/\sigma_b = E_a/E_b = n$
Tel que :
n : Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de E_a et E_b, ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage). Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b, on définit plusieurs valeurs de **c**orrespondant à tous les types de sollicitation**.**

Sollicitation	Chargement	Formule de calcul	n
Charge instantanée	Surcharge	$n_0 = E_a/E_b$	**6**
Charge de longue durée	Charge permanente	$n_0[1+\Psi.\varphi(t_0,t)]$	**18**
Effets différés	retrait	$n_0[1+\Psi.\varphi(t_0,t)]$	**15**

Tableau VI.1: La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarisées de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto- équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton.

- Une différence de température entre l'acier et le béton.

VI.2.2. Effets du retrait :

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

Hypothèse de calcul :

1. Nous considérons une poutre à inertie constante.
2. Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
3. n = 15 (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx du au retrait peut se faire librement.

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact

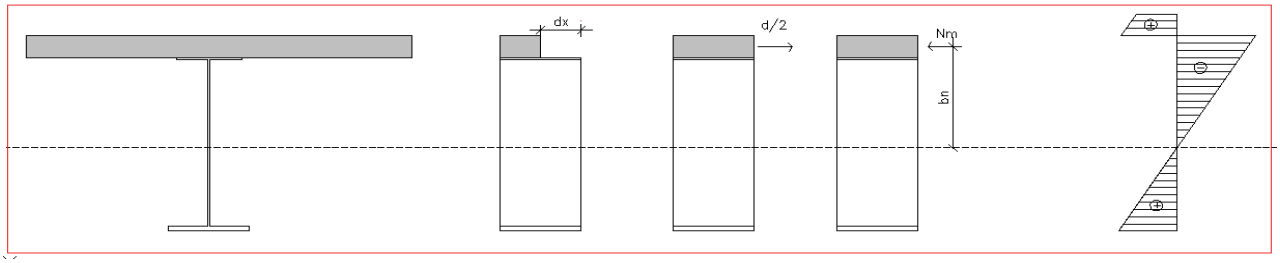


Figure VI.1: Distribution des contraintes

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut :

$\sigma_b = E_b.\varepsilon_r$ Avec: $E_b = Ea /n$ ε_r: coefficient de retrait.

En considérant que $\Delta dx = \varepsilon_r.dx$, avec εr qui représente l'allongement relatif unitaire égal à $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.
Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité b_n (n=15) une force de réaction, et on obtient :

* Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$.

* Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m.b_n = \sigma_b.\omega$.

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :

* Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = - \eta.\beta.\ \sigma_b$

* Contrainte due à l'effort : $M_m = N_m.b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = - \eta.(\sigma_b.\ \omega/I).V_a$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

* Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{b1} = \beta.\ \sigma_b$

* Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m.b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = (\sigma_b.\ \omega/I).V_b$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

* Dans la poutre métallique : $\sigma_a = - \eta.\beta.\ \sigma_b - \eta.\ (\sigma_b.\ \omega/I).V_a$

* Dans le béton : $\sigma_{b1} = \beta.\ \sigma_b - (\sigma_b.\ \omega/I).V_b$

Avec : $\boldsymbol{\beta} = A_{beton} /(A_{beton} + A_{acier}) = A_{beton15}/(A_{beton15}+A_{acier})$.

$\mathbf{A_{beton15}}$: Section du béton rendue homogène pour **n = 15.**

ω : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravite de la section mixte pour n=15.

VI.2.3. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

* Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres (ΔT>0°C), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 20°C (prescrit dans RCPR), correspond à un retrait spécifique.

Avec ε_t : coefficient de retrait dû à la différence de température. $\varepsilon_t=10^{-4}$

* Dans le cas où la dalle est plus chaude (ΔT< 0°C) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).
La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra n = 6

VI.2.3.1. Calcul de la contrainte due à ΔT :

$\sigma_{b0} = \varepsilon_t . E_a / n$ avec : n = 6.

$\sigma_{b0} = (\pm 10^{-4} \times 2.1.10^5)/6 = \pm 3.5 N/mm^2$

Les contraintes dans le béton sont :

σ_{b0}

$\sigma_{b1} = - \beta . \sigma_{b0}$ $\sigma_{bT} = (1- \beta) \sigma_{b0} - (\sigma_{b0} \times \omega)/ I . V_b$

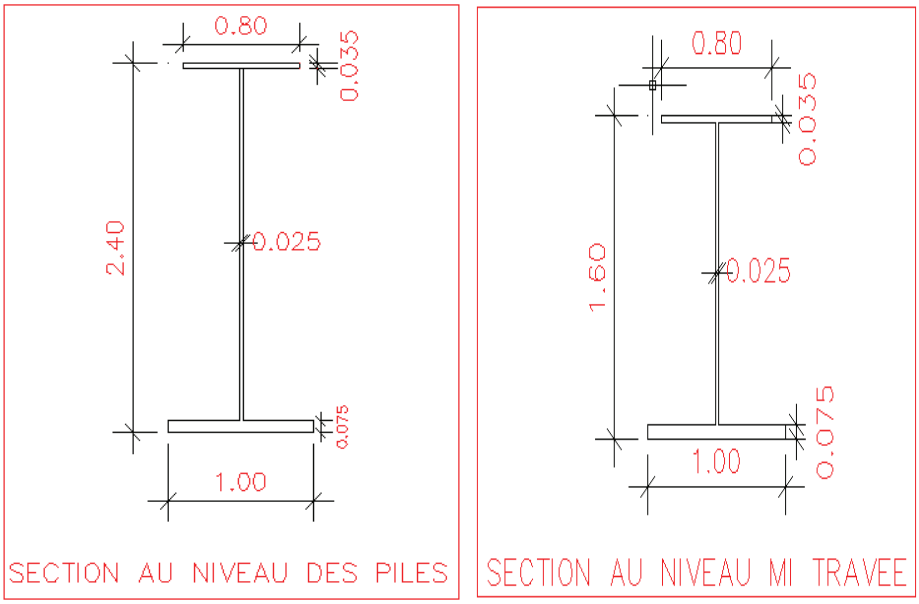
$\sigma_{b2} = -(M_m/I).V_b = (\boldsymbol{\sigma_{b0} \times \omega)/ I} . V_b$

Les contraintes dans l'acier sont :

σ_{a0}
$\sigma_{a1} = - n . \beta . \sigma_{b0}$ $\sigma_{aT} = n(1- \beta) \sigma_{b0} - n(\sigma_{b0} \times \omega)/ I . V_a$
$\sigma_{b2} = - n (M_m/I).V_b = \boldsymbol{- n (\sigma_{b0} \times \omega)/ I} . V_b$

VI.2.4. Détermination les caractéristiques des sections :

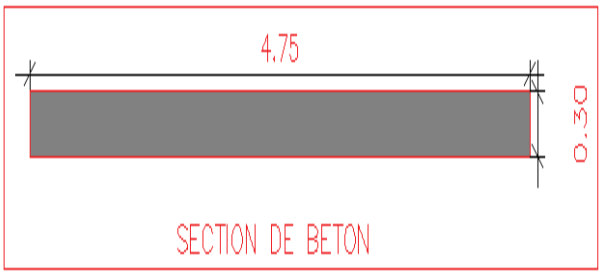
VI.2.4.1. Caractéristiques géométriques de section d'acier :



	Unité	Section au niveau de pile	Section à mi travée
Aire	**m^2**	**0.16**	**0.14**
Z_{CDG}/bas	**m**	**0.87**	**0.554**
Moment d'inertie / CDG I_X	**m^4**	**0.008**	**0.008**
Moment d'inertie / CDG I_Y	**m^4**	**0.148**	**0.059**

Tableau VI.2: Caractéristiques géométriques des sections acier.

VI.2.4.2. Caractéristiques géométriques de section de béton :



	unité	valeur
Aire	**m^2**	**1.425**
Z_{CDG}/bas	**m**	**0.15**
Moment d'inertie I_{XG}	**m^4**	**0.011**
Moment d'inertie I_{YG}	**m^4**	**2.679**

Tableau VI.3:Caractéristiques géométriques de la section béton

VI.2.4.3. Caractéristiques géométriques de section mixte :

Les modules d'Young de l'acier et du béton étant différents, on homogénéise la section en prenant l'acier de charpente comme référence.
Pour prendre en compte les effets du fluage du béton. La largeur de la dalle béton considérée est la largeur efficace.

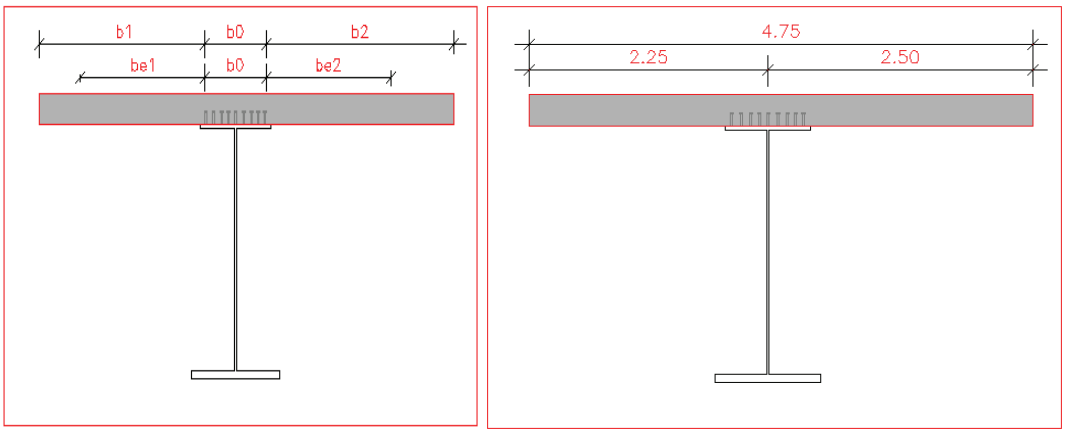
- **Largeur efficace de la dalle :**

La répartition des contraintes normales dans une section transversale n'est pas uniforme, car plus une fibre longitudinale de la dalle est éloignée transversalement de l'âme métallique, plus elle présente un retard de déformation sur la fibre centrale. Ce phénomène est appelé traînage de cisaillement. Afin de le prendre en compte dans les calculs, on définit des largeurs efficaces pour la dalle**.**

$$\mathbf{b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}}$$

Avec :b_{ej}= min (Le/8 ; b_j) ; L_e : les portées équivalentes

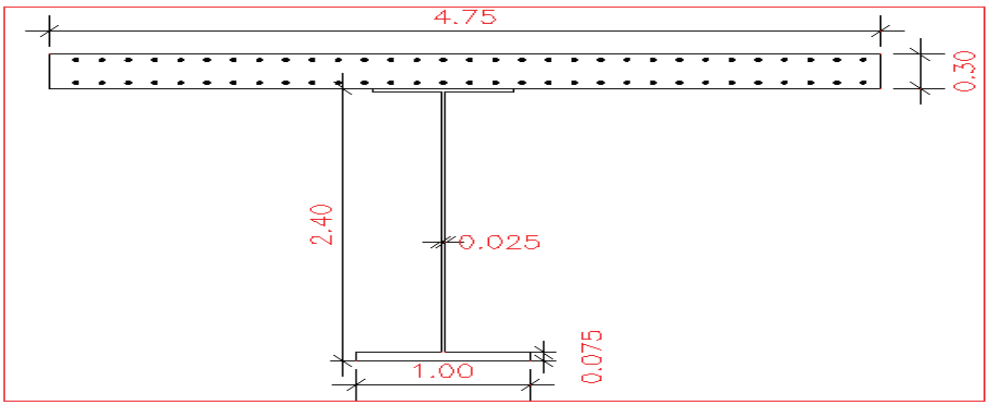
β_j = 0.55+0.025 L_e/b_{ej} au niveau de culées ; β_j = **1** ailleurs.



Dans notre case $L_e/8$: est toujours supérieur à *b*i, on en déduit que la largeur efficace est égale à la largeur réelle, sauf pour les sections sur culées.

❖ Caractéristiques géométriques de section mixte au niveau de pile :

Sur l'appui intermédiaire, la dalle en béton est tendue sur toute sa hauteur donc sa participation est dons négligée dans la résistance de la section.



On va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1.4% de celle du béton de la dalle.

$A_{béton} = 14250\ cm^2 \Longrightarrow A_{armature} = 0.014 \times 14250 = 199.5\ cm^2$

Pour une valeur de 199.5 cm^2, on opte pour le choix de 64 barres de 20 mm de diamètre, qui nous donne une section d'armature $A_{s\,sup} + A_{s\,inf} = 200.96\ cm^2$.

* Aire de la section mixte : $A_{mixte} = A_{acier} + A_{arma.inf} + A_{arma.sup}$

* Position du CDG de la section mixte par rapport au bas de la section : $Y_G = \sum Ai.Yi / \sum Ai$

* Inertie mixte par rapport au CDG :

$I_{mixte} = I_{acier} + A_{acier}.(Z_{acier} - Z_{mixte})^2 + A_{arma.inf}.(Z_{arma.inf} - Z_{mixte})^2 + A_{arma.sup}.(Z_{arma.sup} - Z_{mixte})^2$

Application numérique :

- $A_{mixte} = 0.16 + 0.2 = 0.18\ m^2$

- $Y_G = \frac{(0.075 \times 1 \times 0.035) + (0.025 \times 2.29 \times 1.22) + (0.8 \times 0.035 \times 2.3825) \times (0.020096 \times 2.55)}{(0.075 \times 1) + (0.025 \times 2.29) + (0.8 \times 0.035) \times (0.020096)} = 1.057\ m$

- $I_{mixte} = 0.148 + 0.16\ (0.87 - 1.057)^2 + 0.010048\ (2.45 - 1.057)^2 + 0.010048\ (2.65 - 1.057)^2 = 0.198 m^4$

❖ Section homogénéisée de la poutre mixte :

* Aire de la section mixte : $A_{mixte} = A_a + A_{béton} / n_{eq}$

* Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport àcelui de la section mixte : $a_n = A_{béton} \times c / n \times A_{mixte}$

* Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte : $b_n = A_a \times c / A_{mixte}$ tel que : c : excentricité entre deux centres de gravités (aciers - béton).

* Inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité G se donne par la formule suivant: $I = I_A + (I_B / n) + (Aa.\ A_b / n.A_{mixte}).\ c^2$

I_A: moment d'inertie propre de l'acier par rapport à G_a.

I_B : moment d'inertie propre du béton par rapport à G_b.

	Unité	n=6	n=15	n=18	n=∞
Aire	m^2	0.3975	0.255	0.24	0.16
a_n	m	1.003	0 .625	0.554	0
b_n	m	0.676	1.054	1.12	1.68
Moment d'inertie	m^4	0.269	0.495	0.445	0.148
v_{bn}	m	0.825	1.204	1.27	1.87
v_{sn}	m	0.526	0.904	0.97	1.53
v_{in}	m	1.873	1.495	1.424	0.87
ω_S	m^3	0.511	0 .547	0.458	0.096
ω_i	m^3	0.143	0.331	0.312	0.17
ω_B	m^3	0.326	0.411	0.35	0.08

Tableau VI.4:Caractéristiques géométriques de section mixte au niveau de pile

VI.2.5. Calcul effet du retrait :

$\sigma_b = E_b.\varepsilon_r$ avec : $E_b = E_a / n$ et $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$\sigma_b = (2.1 \times 10^5/15) \times 2 \times 10^{-4} = 3.5$ MPa $\Longrightarrow$ $\sigma_b = 2.8$ MPa

$\beta = A_{beton} / (A_{beton} + A_{acier}) = A_{beton15} / (A_{beton15} + A_{acier})$.

$\beta = (1.425/15) / [(1.425/15) + 0.16] = 0.372$ $\Longrightarrow$ $\beta = 0.372$

$\omega = b_{15} \times A_{beton15} = 1.054 \times 0.095 = 0.10013\ m^3$ $\Longrightarrow$ $\omega = 0.1003\ m^3$

$M_{15} = \sigma_b \times \omega = 2.8 \times 0.1003 = 0.350$ MN.m $\Longrightarrow$ $M_{15} = 0.28$ MN.m

Donc : les contraintes du retrait sont :

* dans béton : $\sigma_{br} = \sigma_b.(1- \beta) - (M / \omega_b) = 1.041$ MPa

* dans l'acier : $\sigma_{sr} = - n.\beta.\ \sigma_b - n.(M / \omega s) = -23.30$ MPa

$\sigma_{ir} = - n.\beta.\ \sigma_b + n.(M / \omega i) = - 2.94$ MPa

VI.2.6. Calcul effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

$\sigma_{b0} = \varepsilon_t.\ E_a / n$ avec : n = 6.

$\sigma_{b0} = (\pm 10^{-4} \times 2.1.10^5)/6 = \pm 3.5$MPa $\Longrightarrow$ $\sigma_{b0} = \pm 3.5$MPa

$\beta = A_{beton6} / (A_{beton6} + A_{acier}) = 0.597$ $\Longrightarrow$ $\beta = 0.597$

$\omega = b_6 \times A_{beton6} = 0.2375 \times 0.676 = 0.1605\ m^3$ $\Longrightarrow$ $\omega = 0.1605\ m^3$

$M_6 = \sigma_b \times \omega = 3.5 \times 0.1605 = 0.561$MN.m $\Longrightarrow$ $M_6 = 0.561$MN.m

Donc : les contraintes d'effet de la différence de température :

* dans béton : $\sigma_{bT} = (1- \beta).\sigma_{b0} - (M /\omega_b)= - 0.3236$ MPa.

* dans l'acier : $\sigma_{ST} = - n.\beta.\sigma_b - n. (M / \omega_s) = - 19.19$ MPa.
$\sigma_{iT} = -n.\beta.\sigma_b + n. (M / \omega i) = 10.97$ MPa.

VI.2.7. Vérification des contraintes :

On procédera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de la semelle inferieur σ_i est supérieur σ_s ainsi que la contrainte σ_b dans le béton.
Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

Acier :

$\sigma_{a\ sup} \leq \sigma_{ac}$…… (1)

$\sigma_{a\ inf} \leq \sigma_{a\ trc}$ ……... (2)

Telle que :

- σ_{ac}: la contrainte admissible dans le cas de semelle comprimée.

- σ_{atrc} : la contrainte admissible dans le cas de semelle tractée.

On a déjà calculé les valeurs admissible d'acier dans chapitre précédent sont égale :

σ_{ac} = 333.333 MPa …… dans le cas de compression.

σ_{atrc}= 375 MPa ……. dans le cas de traction.

Béton :

$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$ ……(3)

$\sigma_{b\ adm}$ **:** la contrainte admissible de béton.

$\sigma_{bc\ adm}$ = 35MPa…….. dans le cas de compression.

$\sigma_{bt\ adm}$ = 2.7MPa……. dans le cas de traction.

Les contraintes dues aux différents cas de charge sont cumulées au fur et à mesure jusqu'à ce qu'on arrive à la valeur maximum de combinaison la plus défavorable, on va faire les vérifications des contraintes au niveau de pile.

On résume les résultats de vérification dans le tableau suivant :

charges	n	M(MN.m)	σ_b(MPa)	σ_{asup} (MPa)	σ_{ainf}(MPa)
Poids propre pp	∞	- 7.238	/	- 75.395	42.576
Retrait	15	/	1.041	-23.30	- 2.94
Température ΔT	6	/	- 0.3236	- 19.19	10.97
Surcharge AL	6	1.1877	0.607	2.324	8.305
Surcharge Bc	6	1.9378	0.990	3.79	13.551
Surcharge Mc120	6	2.44715	1.251	4.788	17.112

Contrainte totale de la Combinaison la plus défavorable	/	13.3611	6.830	26.146	93.434

On remarque que toutes les contraintes passent.

VI.2.7.1. Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant T_y doit satisfaire à la condition suivant :

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm}$$

Avec : $\tau_{max} = T_y/(t_w \times h_w)$

t_w : épaisseur de l'âme.

h_w : hauteur de l'âme.

$\tau_{adm} = 0.6f_e = 0.6 \times 355 = 213$ MPa

T_y : l'effort tranchant maximum, d'après les résultats donnés par logiciel ROBOT,

$T_y = 3.5082$ MN

$\tau_{max} = 3.5083/(0.025 \times 2.29) = 61.278$ MPa ≤ 213 MPa $\Longrightarrow$ **vérifiée.**

Justification de la section à mi travée :

-Caractéristiques géométriques de section mixte à mi - travée :

Le béton étant comprimé sur toute la hauteur du hourdis à mi-travée, on tient compte de sa participation dans la résistance de la section.

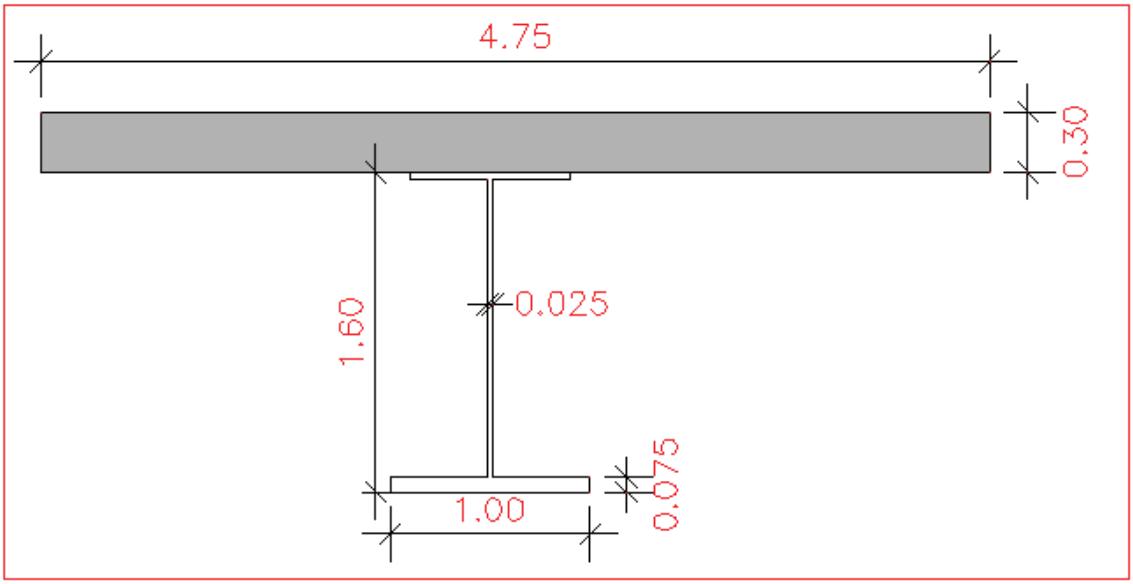


Figure VI.2:section mixte à mi – travée

* Aire de la section mixte : $A_{mixte} = A_a + A_{béton}/n_{eq}$

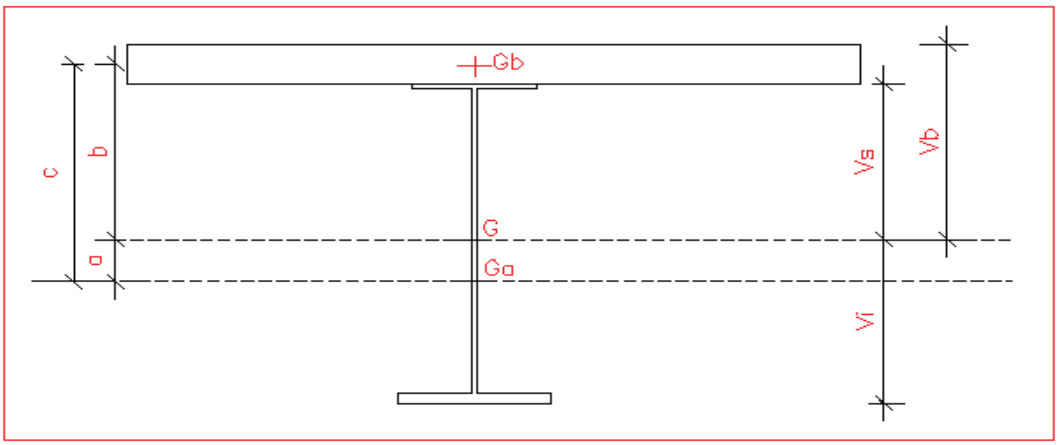
* Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport àcelui de la section mixte : $a_n = A_{béton} \times c / n \times A_{mixte}$

* Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte : $b_n = A_a \times c / A_{mixte}$ tel que : c : excentricité entre deux centres de gravités (aciers - béton).

* Inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravite G se donne par la formule suivant: $I = I_A + (I_B / n) + (Aa.\ Ab / n.A_{mixte}).\ c^2$

I_A: moment d'inertie propre de l'acier par rapport à G_a.

I_B : moment d'inertie propre du béton par rapport à G_b.



$V_{bn} = b_n + 0.15$
$V_{sn} = b_n - 0.15$
$V_{in} = a_n + 0.554$

	Unité	n=6	n=15	n=18	n=∞
Aire	m^2	0.377	0.235	0.219	0.14
a_n	m	0.753	0.483	0.432	0
b_n	m	0.443	0.712	0.764	1.196
Moment d'inertie	m^4	0.631	0.318	0.280	0.059
v_{bn}	m	0.593	0.862	0.914	1.346
v_{sn}	m	0.293	0.562	0.614	1.046
v_{in}	m	1.304	1.037	0.986	0.554
ω_S	m^3	2.155	0.566	0.456	0.056
ω_i	m^3	0.484	0.307	0.284	0.106
ω_B	m^3	1.064	0.37	0.306	0.043

Tableau VII.5:Caractéristiques géométriques de section mixte à mi – travée

- Calcul effet du retrait :

$\sigma_b = E_b.\varepsilon_r$ avec : $E_b = E_a / n$ et $\varepsilon_r = 2x10^{-4}$
$\sigma_b = (2.1\times10^5/15)\times2{,}5x10^{-4} = 3.5$ MPa $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{\sigma_b}$= 2.8 MPa

$\beta = A_{beton} /(A_{beton} + A_{acier}) = A_{beton15}/(A_{beton15} + A_{acier})$.

$\beta = (1.425/15)/[(1.425/15) + 0.14] = 0.404$ $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{\beta}$= 0.404

$\omega = b_{15}\times A_{beton15} = 0.712\times0.095 = 0.0676\ m^3$ $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{\omega}$=0.067 m^3

$M_{15}= \sigma_b \times \omega = 2..8 \times 0.1003 = 0.350$ MN.m $\Longrightarrow$ **$M_{15} = 0.28$ MN.m**

Donc : les contraintes du retraite sont :

* dans béton : $\sigma_{bT} = (1- \beta).\sigma_{b0} - (M / \omega_b) = 0.912$ MPa

* dans l'acier : $\sigma_{sr} = - n.\beta. \sigma_b - n.(M / \omega s) = -24.388$ MPa

$\sigma_{ir} = - n.\beta. \sigma_b + n.(M / \omega i) = -3.277$ MPa

Calcul effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

$\sigma_{b0} = \varepsilon_t . E_a / n$ avec : n = 6.

$\sigma_{b0} = (\pm 10^{-4} \times 2.1.10^5)/6 = \pm 3.5$MPa $\Longrightarrow$ $\sigma_{b0} = \pm 3.5$MPa

$\beta = A_{beton6}/(A_{beton6}+A_{acier}) = 0.630$ $\Longrightarrow$ $\beta = 0.630$

$\omega = b_6 \times A_{beton6} = 0.2375 \times 0.443 = 0.1052$ m^3 $\Longrightarrow$ $\omega = 0.1052$ m^3

$M_6 = \sigma_b \times \omega = 3.5 \times 0.1052 = 0.368$MN.m $\Longrightarrow$ $M_6 = 0.368$ MN.m

Donc : les contraintes d'effet de la différence de température :

* dans béton : $\sigma_{bT} = (1- \beta).\sigma_{b0} - (M / \omega_b) = 0.96$ MPa.

* dans l'acier : $\sigma_{ST} = - n.\beta.\sigma_b - n. (M / \omega_s) = - 14.237$ MPa.

$\sigma_{iT} = -n.\beta.\sigma_b + n. (M / \omega_i) = -8.646$ MPa

Vérification des contraintes :

$\sigma_b = M / n\, \omega_b ; \sigma s = M / \omega_s ; \sigma_i = M / \omega_i$

charges	**n**	M(MN.m)	σ_b(MPa)	σ_{asup} (MPa)	σ_{ainf}(MPa)
Poids propre pp	∞	2.336	/	41.72	22.04
Retrait	15	/	0.912	-24.388	-3.277
Température ΔT	6	/	0.96	- 14.237	-8.646
Surcharge AL	6	1.511	0.237	0.701	3.122
Surcharge Bc	6	1.638	0.256	0.76	3.38
Surcharge Mc120	6	2.358	0.369	1.094	4.873
Contrainte totale de la Combinaison la plus défavorable	/	6.643	25.74	118.625	62.66
Valeurs des contraintes admissibles	/	/	≤ 35MPa	≤ 236.66 MPa	≤ 266.25MPa

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.2.8. Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant T_y doit satisfaire à la condition suivant :

$\tau_{max} \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_{max} = T_y / (t_w \times h_w)$

t_w : épaisseur de l'âme.

h_w : hauteur de l'âme.

$\tau_{adm} = 0.6 f_e = 0.6 \times 355 = 213$ MPa

T_y : l'effort tranchant maximum, d'après les résultats donnés par logiciel ROBOT,

T_y= 3.5082 MN

τ_{max}= 3.5083/ (0.025×1.49) = 94.06 MPa≤ 213 MPa $\Longrightarrow$ **vérifiée**

VI.2.9. Vérification au voilement de l'âme de la poutre :

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).

❖ **Principe de vérification :**

On délimitera les panneaux de sorte à ce que la bordure d'un panneau est supposée rigide et déformable et cela même si les raidisseurs verticaux où horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.

Les linges définissant le panneau sont généralement constitués des semelles des poutres et des montants d'entretoise, on dit que c'est un panneau d'ensemble, dans le cas contraire (raidisseurs) c'est un panneau élémentaire.
La justification est la même, on vérifiera :

$(S_\sigma \times \sigma / \sigma_K)^2 + (\tau/\tau^*)^2 \leq 1.8$

- σ : Contrainte de compression soit dans la semelle supérieure ou la semelle inférieure.

- τ : Contrainte de cisaillement.

- σ_k : Contrainte normale critique de voilement.

- $\sigma_k = [(\pi 2 \times E)/12(1-\gamma^2)] \times (t_w/h_w)^2 \times k_\sigma$

– τ^* : Contrainte de cisaillement critique de voilement.

- $\sigma_k = [(\pi 2 \times E)/12(1-\gamma^2)] \times (t_w/h_w)^2 \times k_\tau$.

- t_w : epaisseur de l'ame.

- h_w : hauteur de l'ame .

- ν *:* module de poison *=0,3*

- E *:* module d'élasticité. Telle que E =21×10^4 MPa

- S_σ *:* en fonction de ψ.

$$S_\sigma = \begin{cases} 1.8 & si \quad \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\,\psi & si \quad -1 \leq \psi \leq 1 \\ 1 & si \quad \psi \leq -1 \end{cases} \text{ et } \psi = \sigma_{tra}/\sigma_{comp}$$

VI.2.9.1. Justification de la section au niveau de pile :

τ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
61.278	-139.178	78.594

Tableau VI.6:récapitulatif des contraintes

Telle que :
$\sigma_s = M/\omega_s$; $\sigma_i = M/\omega_i$
$\psi = \sigma_{tra}/\sigma_{comp} = -1.77 \leq -1 \Longrightarrow S_\sigma = 1$

Calcul de kσ :

kσ se déduit de la répartition des contraintes dans le sous-panneau., il existe autant de **kσ** que de cas possibles (six en l'occurrence : max et min pour trois concomitants). Voici le détail du calcul du coefficient en fonction de la répartition des contraintes, avec **σ1** la contrainte normale au bord supérieur du panneau et **σ2** en bord inférieur:

• Si ($\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$) :
L'âme est tendue en haut et comprimée en bas.
$\psi = \sigma_1/\sigma_2$; $\psi_k = \psi a$
Si ($\psi < -2.0$) $\psi_k = -2.0$
Si ($\psi > 1.0$) $\psi_k = 1.0$
Si ($\psi > 0.0$) $k_\sigma = 8.2/(\psi_k + 1.05)$
Si ($\psi < 0.0$ ET $\psi > -1.0$) $k_\sigma = 7.81 - 6.29 \times \psi_k + 9.78 \times \psi_k \times \psi_k$
Sinon ($\psi < -1$) $k_\sigma = 5.98 \times (1.0 - \psi_k) \times (1.0 - \psi_k)$

• Si ($\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$) :
L'âme est comprimée en haut et tendue en bas
$\psi = \sigma 2/\sigma 1$; $\psi_k = \psi$
Si ($\psi < -2.0$) $\psi_k = -2.0$
Si ($\psi > 1.0$) $\psi_k = 1.0$
Si ($\psi > 0.0$) $k_\sigma = 8.2/(\psi_k + 1.05)$
Si ($\psi < 0.0$ et $\psi > -1.0$) $k_\sigma = 7.81 - 6.29 \times \psi_k + 9.78 \times \psi_k \times \psi_k$
Si ($\psi < -1$) $k_\sigma = 5.98 \times (1.0 - \psi_k) \times (1.0 - \psi_k)$

• Si ($\sigma 1 > 0.0$ et $\sigma 2 > 0.0$) :
L'âme est entièrement comprimée
$\psi = \sigma 2/\sigma 1$; $\psi_k = \psi$
$k_\sigma = 8.2/(\psi_k + 1.05)$
Apres le calcule on obtient :

$k_\sigma = 45.883$ $k_\tau = 6.179$

a(m)	**5**
b(m)	2.29
t(m)	0.025
$\boldsymbol{\alpha = a/b}$	2.183
$\boldsymbol{k_\tau = 5{,}34 + (4/\alpha)}$	6.17
$\boldsymbol{\sigma_e = [(\pi 2 \times E)/12(1-\gamma^2)] \times (t_w/h_w)^2}$	22.6
$\boldsymbol{\tau^*}$	139.63
$\boldsymbol{(\tau/\tau^*)^2}$	0.192
$\boldsymbol{\sigma_k}$	1036.858
$\boldsymbol{\sigma/\sigma_k}$	0.134
$\boldsymbol{(\tau/\tau^*)^2 + S_\sigma(\sigma/\sigma_k)^2}$	0.21

état	**vérifiée**

Tableau VI.7:vérification de voilement pour la section au niveau de pile

VI.2.9.2. Vérification de la section mi – travée :

τ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
94.179	118.63	-62.67

Tableau VI.8:récapitulatif des contraintes

$\psi = \sigma_{tra}/\sigma_{comp} = -0.528 \Longrightarrow S_\sigma = 1.188$

$k_\sigma = 13.866 \quad k_\tau = 6.179$

a(m)	**5**
b(m)	1.49
t(m)	0.025
$\boldsymbol{\alpha = a/b}$	3.35
$\boldsymbol{k_\tau = 5{,}34 + (4/\alpha)}$	6.17
$\boldsymbol{\sigma_e = [(\pi 2 \times E)/12(1-\gamma^2)] \times (t_w/h_w)^2}$	53.378
$\boldsymbol{\tau^*}$	329.826
$\boldsymbol{(\tau/\tau^*)^2}$	0.081
$\boldsymbol{\sigma_k}$	739.96
$\boldsymbol{\sigma/\sigma_k}$	0.160
$\boldsymbol{(\tau/\tau^*)^2 + S_\sigma(\sigma/\sigma_k)^2}$	0.11
état	**vérifiée**

Tableau VI.9:vérification de voilement pour la section mi – travée

VI.2.10. Vérification de la poutre au déversement :

Le déversement est un phénomène qui se produit quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarisée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide.

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par le titre V du fascicule 61 de C.P.C article 19(1), Il est justifié que la contrainte due à la flexion présent une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M* de déversement.

Si σ_f^* est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte σ_f due à la flexion satisfait à :

$$\boldsymbol{\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)}$$

Avec :

$f(\sigma_f^*) = 0.66.\ \sigma_f^*$ si $\sigma_f^* \leq 0.75\ \sigma_e$

$f(\sigma_f^*) = \sigma_e\,(1 - 0{,}375 \times (\sigma_e / \sigma_f^*))$ Si $\sigma_f^* \geq 0.75\ \sigma_e$

σ_f : Contrainte calculer sous charge permanente dans la semelle supérieure.

σ_f^* : Contrainte critique de déversement.

Le moment critique de déversement : $M^* = (m_1 + m_2)/L)\sqrt{EI_\psi\ GK}$

Avec:

$$m1 = 3.54[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a}]$$

$$m2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} = 8.17$$

$$a^2 = \frac{4\ G\ K}{E\ I}\left(\frac{L}{b}\right)^2$$

L : portée de la pièce fléchie (5m) entraxe des entretoises.

Iy : inertie de la poutre par rapport a l'axe YY' dans le plan de déversement.

b : hauteur de la pièce

K : le moment d'inertie à la torsion de la pièce considérée.

E : module d'elasticite longitudinal=2.1×10^5 MPa .

G : module d'elasticite transversale.

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

$G=(1/(2\times(1+0.3)))\times2.1\times10^5 = 8.077 \times10^4$ MPa

VI.2.10.1. Justification de la section au niveau de pile :

Les caractéristiques de la section de la poutre :

b=2.4 m

A = 0.1564m^2
I_{yy} = 0.0075m^4

Le moment d'inertie à la torsion de la pièce :

$$K = \frac{1}{3} \sum a_i \times t_i^3$$

K=1.64 × 10^{-4} m^4

$$a^2 = \frac{4\ G\ K}{E\ I}\left(\frac{L}{b}\right)^2 = 0.15$$

a=0.39

$$m1 = 3.54[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a}] = 0.55$$

$$m2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} = 8.17$$

Alors que le moment critique est égal à :

$M^* = ((m_1 + m_2)/L)\ \sqrt{EI_y\ GK} = 129.8*10^3$ KN.m

- Calcul σ_f^* :

$\sigma_f^* = M^*/\omega_S = 129.8\times10^3 / 0.158 = 8.2\times10^5$ KN/m^2 = 821.51 MPa

0.75 σ_e= 0.75×355 = 266.25 MPa

Dons : $f(\sigma_f^*) = \sigma_e(1- 0.375 \times \sigma_e/\sigma_f^*) = 297.4$ MPa.

- Calcule de σ_f :

Le déversement risque de se produire quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarisée avec la dalle de béton soit quand le béton est encore liquide, pour cette raison on prend :

$\sigma_f = M/\omega_S = 7.238/0.158 = 42.81$ MPa

σ_f : La contrainte calculée sous charge permanente (avec prise du béton) dans la semelle supérieure.

On a bien : $\sigma_f < f(\sigma_f^*) \Longrightarrow$ La sécurité au déversement est **assurée.**

VI.2.10.2. Justification de la section au niveau de mi- travée :

Les caractéristiques de la section de la poutre :

b =1.6 m

A = 0,136m^2

I_{yy} = 0.0075m^4

Le moment d'inertie à la torsion de la pièce :

K=1.59 ×10^{-4} m^4

a^2= 0.31 $\Longrightarrow$ a = 0.56

m_1 = 0.70

m_2 = 5.73

M* = 114.09×10^3 KN.m

- Calcul σ_f^* :

$\sigma_f^* = M^*/\omega_S = 114.09*10^3/0.086 = 1327.7$ MPa

0.75 σ_e = 0.75*355=266.25 MPa

Donc :

$\sigma_f^* \geq 0.75\times \sigma_e \Longrightarrow f(\sigma_f^*) = \sigma_e(1- 0.375 \times \sigma_e/\sigma_f^*) = 319.4$ MPa.

- Calcul σ_f :

$\sigma_f = M/\omega_S = 2.336/0.086 = 27.16$ MPa

σ_f : La contrainte calculée sous charge permanente (avec prise du béton) dans la semelle supérieure.

On a bien $\sigma_f < f(\sigma_f^*) \Longrightarrow$ La sécurité au déversement est **assurée.**

VI.3. CALCUL DES DEFORMATIONS :

VI.3.1.Calcul de la flèche :

La flèche maximale se trouve au droit de la section où le moment est max.

La flèche admissible est en générale égal à L/500.

VI.3.1.1. 1ere travée:

La flèche admissible f_{adm} =35/500 =0,07 m

- **Charge permanente:**

$$y_{max} = ql^4 / 185\ EI_n$$

- Poids (Poutre + entretoise + dalle) « PP »= 71.25+23.23+1.45 =95.93 KN/ml

La charge ramenée par une poutre est donc = 95.93/2 = 47.97 KN/ml.

n = ∞ ; I∞= 0.059 m^4

y_{max} =(47.97 × 35^4 / 185 × 21 × 10^7 × 0.059) = 0.031 m

- **Complément de charges permanentes :**

q= 23.62 KN/ml.

Pour une poutre, on aura 11.81 KN/ml

Et : n=18 ; I_{18}= 0.28 m^4

y_{max}=(11.81*35^4/185*21*10^7*0.28)=1.62*10^{-3} m

- **Convoi D240 :**

$$y_{max} = q \times l \times (3L^2 - 5l) / 96\ EI_n$$

et: n=6; I_6 = 0.631 m^4

y = 2400 × 9.6 (3× 35^2 – 5 × 9.6 / 96 × 21 × 10^7 × 0.631)= 6.6 ×10^{-3} m

Donc La flèche maximum égale à y = 0.66 + 0.162 + 3.1= 3.92 cm

La valeur de la flèche est inférieure à celle de la valeur admissible qui est de 7 cm

VI.3.1.2. 2 éme travée :

La flèche admissible f_{adm} =55/500 =0,11 m

- **Charge permanente:**

Poids (Poutre + entretoise + dalle) « PP »= 71.25+23.23+1.45 =95.93 KN/ml

La charge ramenée par une poutre est donc = 95.93/2 = 47.97 KN/ml.

n = ∞ ; I∞ = 0.059 m^4

y_{max} = (47.97×55^4/348×21×10^7× 0.059)= 0.1 m

- **Complément de charges permanentes :**

q= 23.62 KN/ml.

Pour une poutre, on aura 11.81 KN/ml

Et : n=18 ; I_{18}= 0.28 m^4

y_{max} = (11.81×55^4/348×21×10^7×0.28)=5.5×10^{-3} m

- **Convoi D240 :**

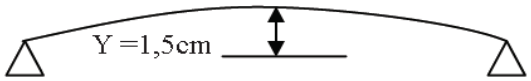
n=6; I_6 = 0.631 m^4

y = 2400 × 9.6 (3 × 55^2 – 5 × 9.6 / 96× 21 × 10^7 × 0.631) = 0.016 m

Donc : La flèche maximum égale à y= 1.63 + 0.55 + 10 =12.18 cm

La valeur de la flèche est supérieure à celle de la valeur admissible qui est de 11 cm.

Donc il faut prévoir la fabrication des éléments de poutre en contre flèche (voir schéma), afin d'obtenir un ouvrage droit lors de la mise en place des tous ces éléments.



VI.4. Conclusion

Etant donné que la section choisie en pré dimensionnement est vérifiée, on peut commencer l'étude transversale dans le chapitre suivant.

VII.1. INTRODUCTION

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres, il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux Mx et My en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales.

VII.2. GEOMETRIE DE L'HOURDIS

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 30 cm.
- Largeur : 9.5 m.
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VII.3. METHODE DE CALCUL

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2018, par contre pour déterminer la section de ferraillage on utilise Robot Expert 2010.

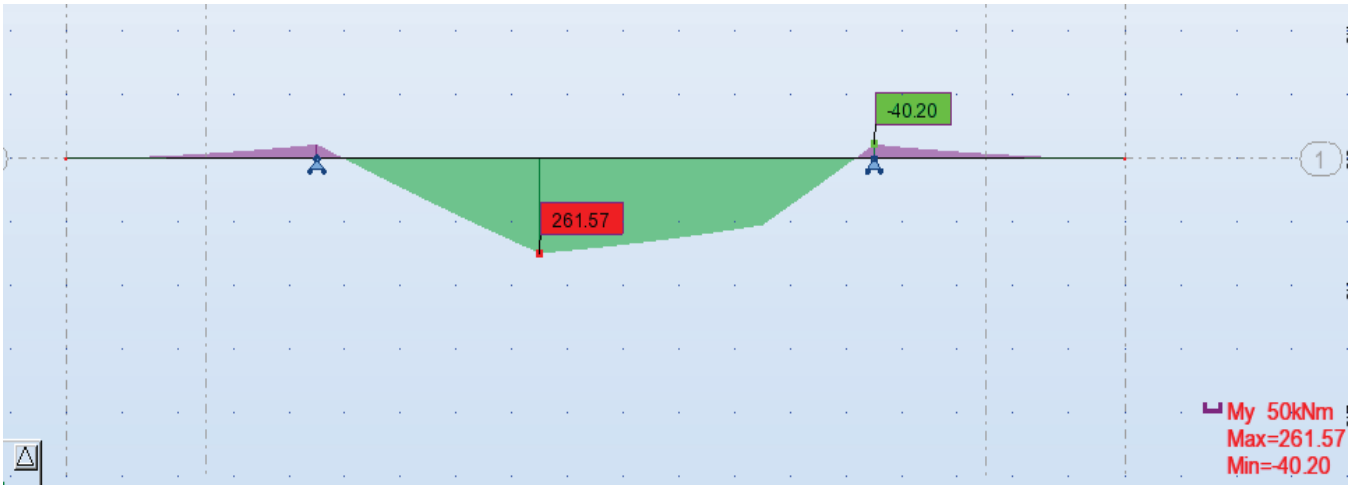
VII.3.1. Évaluation des efforts

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

Les charges qui sont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre IV (poids propre, poids des équipements, A(l), St, B_c, B_t, M_c120, D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion. Nous ne 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).

- **M_{max} ELU:**

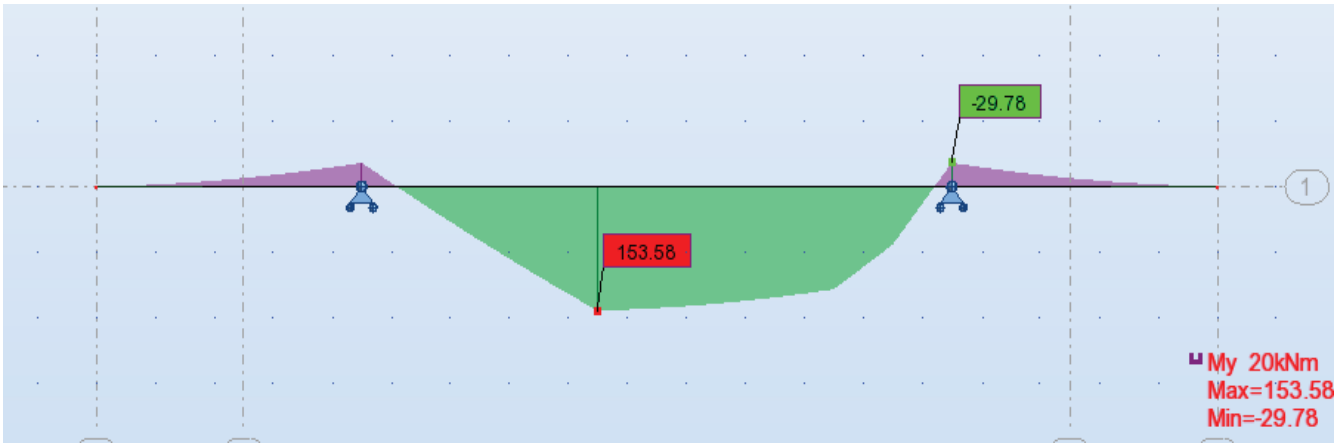


Donc les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : MELU= -40.20 KN.m

Fibre inférieure : MELU = 261.57 KN.m

❖ **M_{max} ELS:**



Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : MELS= -29.78 KN.m

Fibre inférieure : MELS = 153.58 KN.m

VII.4. FERAILLAGE DE LA DALLE

L'hourdis est ferraillé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinale et transversale.

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

VII.4.1. Ferraillages nappe supérieure (sur appui)

❖ **Armature transversale :**

AS =5.1cm2/ml (Annexe B)

On opte pour : **4 HA16** (AS = 8.04 cm2) ; avec un espacement de **20 cm.**

❖ **Armature longitudinale de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section AS.

On opte pour :**4 HA12** (As= 3,14 cm2) ; avec un espacement de **20 cm.**

VII.4.2. Ferraillages nappe inférieure (en travée)

❖ **Armature transversale:**

AS = 28.8cm2/ml (Annexe B)

On opte pour 6 HA25 (AS = 29.45 cm2) ; avec un espacement de 15 cm.

Un enrobage minimal C =5 cm.

❖ **Armature longitudinale de construction:**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section AS.

On opte pour 6 HA16 (As= 10.05 cm2) ; avec un espacement de 15 cm.

Un enrobage minimal C =5 cm.

VII.5. VERIFICATION

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$\mathbf{As} = 5.1\ \mathbf{cm^2}$

$A_{min} = 0.23\ bd\ f_{tj}/f_e = 0.23*100*27*2.7/500 = 3.3\ cm^2$ **Vérifié**

❖ Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$V_{u\,max} = 0{,}394\ MN/m$ Sous combinaison 1,35G + 1,6 B_t

$\tau_u = V_{u\,max}/b \times d = 0.394/(1 \times 0.27) = 1.46$ MPa

$\overline{\tau_u} = \min(4\ MPa\ ;\ 0.07\ f_{c28}/\gamma_b) = 1{,}63 MPa$ **vérifiée**

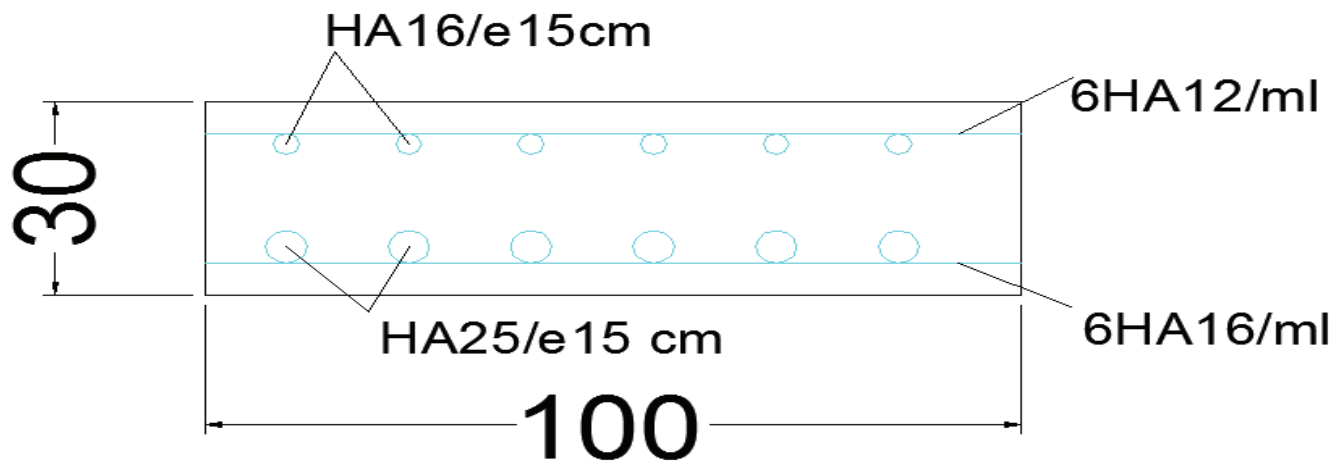


Figure VII.1:Schéma de ferraillage général de dalle.

VII.6. CALCULE DES ENTRETOISES ET PEICE DE PONT

VII.6.1. Entretoises :

Les entretoises sont des éléments transversaux leur rôle est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux (Majoritairement lié au vent).

Les entretoises dans notre cas sont des poutres profilé IPE500 en acier de type Fe E360, qui a une limite élastique de 360 MPa.

$I_y = 68\ 740\ cm^4 = 6.8 \times 10^{-4}\ m^4$

❖ Vérification de l'entretoise :

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2,00 KN/m².

On prend un coefficient de sécurité de 1 ,5. La pression à l'ELU est donc :

$Q_{ELU} = 3{,}0$ KN/m².

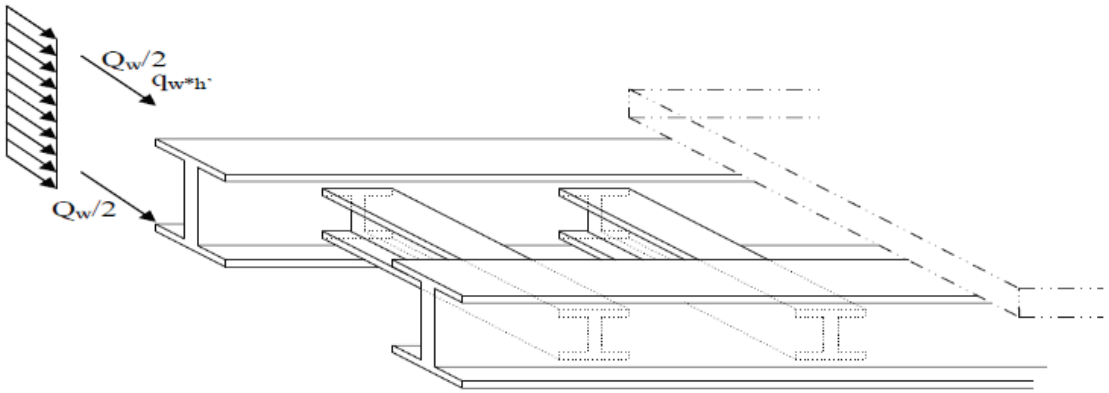


Figure VI.2:effet de vent sur la dalle mixte

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$h' = h_{poutre} + e_{dalle}$ + trottoirs + corniche = 2.5 m

La force résultante de vent est alors : Qw =3×5×2,5= 37.5 KN

On va supposer que la moitié de $Q_w$est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure.

D'où les efforts suivant dans les entretoises :

Le moment fléchissant :

$M_e = Q_w / 2 \times h_m = 18.75$ KN.m

L'effort tranchant :

$V_e = Q_w/2 \times h / b = 46.87$ Kn

On calcule alors :

$\sigma = Me \times Va / I = 6.89$ MPa

$\tau = Ve / (hw \times tw) = 5.85$ Mpa

h: hauteur de l'entretoise

$h_m = h_{poutre}/2$

b : la largeur de semelle de l'entretoise

V_a : la distance de fibre tendue de l'entretoise par rapport l'axe de gravite.

I : moment d'inertie de l'entretoise

Et on vérifie bien que :

$\sigma < f_e = 355$ MPa

$\tau < 0,45 \times f_e = 159,75$Mpa

Donc **Les entretoises sont bien dimensionnées**

VII.6.2. Pièces de pont :

Au droit des appareils d'appui, on n'utilise pas des entretoises mais on utilise des pièces de pont.

En effet, les appareils d'appui sont des pièces en élastomère qui autorisent des rotations tout en transmettant les charges. Elles ont une durée de vie inférieure à celle du pont et lorsqu'on les change, on soulève l'ouvrage avec des vérins. On déplace alors la réaction des piles vers les vérins. La pièce de pont sert à reprendre ces efforts.

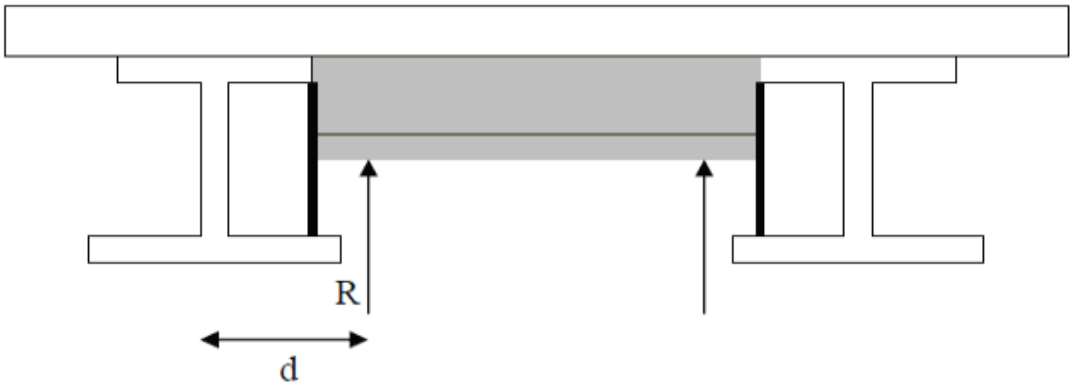


Figure VI.3:les efforts appliqués sur la pièce de pont

Nous choisissons les dimensions de la pièce de pont :

L'épaisseur des semelles : tf = 40 mm

Hauteur de pièce de pont : hp = 1015 mm

La largeur des semelles : b = 500 mm

Moment d'inertie par rapport l'axe yy : $I_y = 8\times0^{-4}$ m^4

Moment statique : ws = wi = 19×10^{-3} m^3

d = 0,5 + b_i/2 = 0.9 m

Il reste donc à dimensionner t_w.

La pièce de pont subit l'effort tranchant maximum du aux charges permanentes et à l'aide du logiciel ROBOT, on obtient les réactions maximums sur les appuis soit :

R = V_{ELU} = 1,35 (PP+CCP) =1.35×1621 =2188.35 KN

Et le moment négatif M = R×d = 1969.5 KN.m

Le moment est négatif, le béton est fissuré et ne participe donc pas à la transmission des efforts.

Nous pouvons donc considérer une poutre seule.

Donc on trouve les sollicitations maximum à ELU : T_{max}= 2188.35 KN.

M_{max}= 1969.5 KN.m

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

La contrainte de cisaillement moyen due à l'effort tranchant Ty doit satisfaire à la condition suivant :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{A_w} = \frac{T_y}{t_w \times h_w} \quad \text{Telle que} \quad \tau_{max} \leq \bar{\tau} = 0.45\, fe$$

τ_{max} = 86.24 MPa

$$\bar{\tau} = 0.45 \times 355 = 159.75\ MPa$$

Donc : 86.24 ≤ 159.75

Le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est **vérifié**

❖ **Vérification au voilement :**

$$\left(S_\sigma \times \frac{\sigma}{\sigma_K}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1.8$$

σ : Contrainte de compression soit dans la semelle supérieure ou la semelle inferieure.

τ : Contrainte de cisaillement.

σ_K : Contrainte normale critique de voilement.

On va vérifier :

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1-\gamma^2)} \times \left(\frac{t_\omega}{h_\omega}\right)^2 \times K_\tau$$

τ^* : Contrainte de cisaillement critique de voilement.

$$\tau^* = \frac{\pi^2 \times E}{12 \times (1-\gamma^2)} \times \left(\frac{t_\omega}{h_\omega}\right)^2 \times K_\tau$$

t_w : épaisseur de l'âme.

h_w : hauteur de l'âme.

γ : module de poison = 0.3.

E : module d'élasticité **telle** que E= 2.1×10^5 MPa.

S_σ : En fonction de ψ

$$s_\sigma = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\psi & \text{Si } -1 \leq \psi \leq 1 \\ 1 & \text{Si } \psi \leq -1 \end{cases}$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compression}}$$

- **pour le moment maximum:**

τ (MPa)	σ_s(MPa)	σ_i(MPa)
86.24	**-103.65**	**103.65**

Tableau VII.1:récapitulatif des contraintes

Calcul de K_σ:

$$\Psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compression}}$$

ψ= -1

Donc : $-1 \leq \psi \leq 1$
Alors que :
$S\sigma = 1{,}4+0{,}4\ \psi = 1{,}4+0{,}4 \times -1 = 1$

Dans ce cas selon WINTETR :
$K\sigma = 7{,}81-6{,}29\ \psi+9{,}78\ \psi = 4{,}32$

$K\tau = 5{,}34 +(4/\alpha^2)$

Et :

a (m)	5
hw(m)	1.01
tw(m)	0.025
$\alpha = a / hw$	4.95
$K\tau = 5{,}34 +(4/\alpha^2)$	5.50
$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$	116.2
$\tau^* = K\tau \cdot \sigma e$ (MPa)	639.1
τ (MPa)	86.24
$(\tau/\tau^*)^2$	0.018
σs (MPa)	-103.65
σi (MPa)	103.65
$\psi = \sigma i / \sigma s$	-1
Sσ	1
Kσ	4.32
$\sigma^* = K\sigma \cdot \sigma e$ (MPa)	501.98
$(S\sigma.\ \sigma/\sigma^*)2$	0.042
$(\tau/\tau^*)^2 + (S\sigma \cdot \sigma/\sigma^*)^2$	**0.06**
Valeur admissible	**1.8**
Etat	**vérifié**

Tableau VII.2:vérification de voilement de pièce de pont sous moment maximum

- Le voilement étant **vérifié.**

VII.7. CALCUL DES CONNECTEURS

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est la justification même de la construction mixte cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelée «**connecteurs** », qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle).en assurant ainsi une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, cela permet d'obtenir une section mixte dont les deux composantes travaillent ensemble.

Les connecteurs prouvent être classé en plusieurs catégories :

- Goujons à tête.
- Equerres en acier façonné à froid.
- Butées.

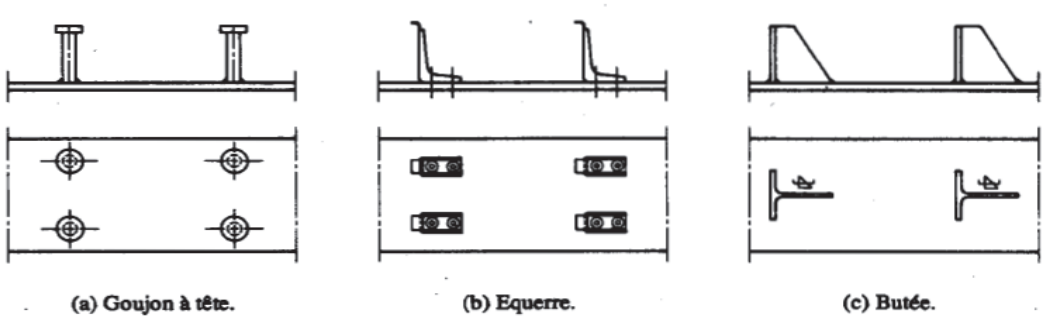


Figure VI.4:exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier –béton

Dans notre projet on utilise des **goujons à tête**, puisque l'utilisation de ce type de connecteur est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose. De plus, ces connecteurs sont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent une bonne redistribution de l'effort rasant.

Les **Goujons** sont des connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

VII.7.1. Dispositions constrictives relatives à la connexion

Les dispositions constructives suivantes s'appliquent pour les dalles coulée sen place. Lorsque les dalles sont préfabriquées, ces dispositions peuvent être revues, en portant une attention particulière aux différents problèmes d'instabilité et aux questions de non uniformité du flux de cisaillement à l'interface acier-béton.

***Critère lies à la poutre principale de charpente :**

De manière générale, pour assurer un comportement mixte de la poutre, l'espacement longitudinal maximal entre deux rangées de connecteurs successives est fixé à

$\mathbf{e_{max}}$ **= min (800 mm ; 4e)** où **e** est l'épaisseur de la dalle.

Ce critère est complété par la donnée d'une distance maximale entre la rangée longitudinale de connecteurs la plus excentrée et le bord libre de la semelle supérieure comprimée, Cette distance $\mathbf{e_D}$ ne doit pas non plus être trop faible pour assurer un soudage correct des goujons.

***critère lies à l'ancrage de la connexion dans la dalle :**

Lorsque la dalle présente un renformis au niveau de la semelle supérieure dela charpente, la distance minimale entre la face inférieure de la tête des connecteurs et la nappe inférieure des armatures passives est de 40 mm.Cette valeur est ramenée à 30 mm lorsqu'il n'y a pas de renformis.

***critère lies à la nature du connecteur :**

L'EN1994-2 ne traitant que les goujons, seuls des critères qui leur sont liés sont définis par la norme :
-h ≥ 3d
- dimensions de la tête du goujon **: $h_{tête} \geq 0,4\ d$ et $d_{tête} \geq 1,5.d$**
- $d \leq 1,5.t_f$ si la semelle d'épaisseur t_f sur laquelle est soudé le goujon de diamètre **d**, est tendue sous la combinaison de fatigue.
Les critères relatifs à la charpente principale donnent des espacements longitudinaux maximum à respecter Il existe aussi des espacements minimums à respecter lorsque des goujons sont utilisés :
- sens longitudinal : **$e_{min} \geq 5.d$**
- sens transversal : **$e_{min} \geq 2,5.d$**

VII.7.2. Résistance d'un goujon à tête :

On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs :

- la ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :
$P_{RK}^{(1)} = 0.8\ f_U.\ (\pi\ d^2/4)$
- la ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a unerésistance caractéristique :
$P_{RK}^{(2)} = 0.29.\alpha.d^2\sqrt{f_{CK}}\ E_{cm}$

d : diamètre du goujon.

h: hauteur du goujon.
f_u: résistance ultime à la traction de l'acier du goujon.
f_{ck}: résistance caractéristique à la compression du béton(mesurée sur cylindre à 28 jours)
E_{cm} : module d'élasticité du béton.
$\alpha = 0.2\ [(h/d) + 1]$ …… si $3 \leq h/d \leq 4$
Sinon $\alpha = 1$
La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :
$P_{Rk} = \min (P_{Rk}^{(1)} ; P_{Rk}^{(2)})$

La résistance de calcul **P_{Rd}** s'obtient en divisant **P_{Rk}** par le coefficient partiel Il s'agit là de la valeur recommandée de ce coefficient, retenue aussi par l'annexe nationale de l'EN1994-2. Finalement, la résistance de calcul vaut :
- à l'ELU :$P_{Rd}^{ELU} = P_{Rd} = 0,8.P_{Rk}$
- à l'ELS : $P_{Rd}^{ELS} = ks.P_{Rd}$
Le coefficient **ks** est soumis au choix de l'annexe nationale, et la valeur recommandée de 0,75 a été modifiée pour celle de 0,6.

VII.7.2.1. Type et dimension de goujon utilisé :

-Diamètre de goujon : 16≤d≤25
- Hauteur de goujon : h≥ 4× d
- Diamètre de la tête du goujon : L ≥ 1,5× d
- Epaisseur de la tête du goujon : e ≥ 0,5×d
Le type de goujon utilisé est le :TRW Nelson KB 7/8"-200 (les dimensions du goujon sont données par le tableau relatif aux aciers des connecteurs en annexe).
D'après le tableau on obtient les dimensions de goujon :
-Diamètre de goujon : d= 22mm.

- Hauteur de goujon : h= 200mm.
- Diamètre de la tête du goujon : d_t= 34.5 mm.
- Epaisseur de la tête du goujon : e= 10mm.
- limite d'élasticité de goujon : f_y= 350 N/mm^2.
- Limite de rupture de goujon : f_u = 450 N/mm^2.

VII.7.3. La détermination du nombre des connecteurs pour chaque tronçon :

❖ **La résistance de goujon à tête :**

- la ruine par cisaillement de l'acier en pied :

$$P_{RK}^{(1)} = 0.8\, f_U.\, (\pi\, d^2/4) = 0.8\times 450\times [(3.14\times (0.02)^2/4)] = 0.1368 \text{ MN}$$

- la ruine par écrasement du béton en pied :

$$P_{RK}^{(2)} = 0.29.\alpha.d^2\sqrt{f_{CK}}\, E_{cm} = 0.29\times 1\times(0.022)\times(35\times 35981.72)^2 = 0.158 \text{ MN}$$

$$P_{Rk} = \min\,(P_{Rk}^{(1)} ; P_{Rk}^{(2)}) = \min\,(0.1368 ; 0{,}158) = 0.1368\text{MN}$$

$$P_{Rk} = 0.1368\text{MN}$$

Finalement, la résistance de calcul vaut :

- **à l'ELU** $P_{Rd}^{ELU} = P_{Rd} = 0{,}8.P_{Rk} = 0.1096$MN
- **à l'ELS** : $P_{Rd}^{ELS} = ks.P_{Rd} = 0.0822$ MN. / K_S=0.6

❖ **Principe de calcul :**

Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement.

Pour des raisons constructives, il n'est en général pas envisageable de faire évoluer continûment la densité de connecteurs. On divise alors l'ouvrage en n tronçons de longueurs, sur chacun desquels on dispose un nombre de connecteurs (densité constante par tronçon).

Pour dimensionner la connexion, on divise la structure en différentes zones limitées par les sections critiques

- Appuis
- Section de moments fléchissant maximal et minimal

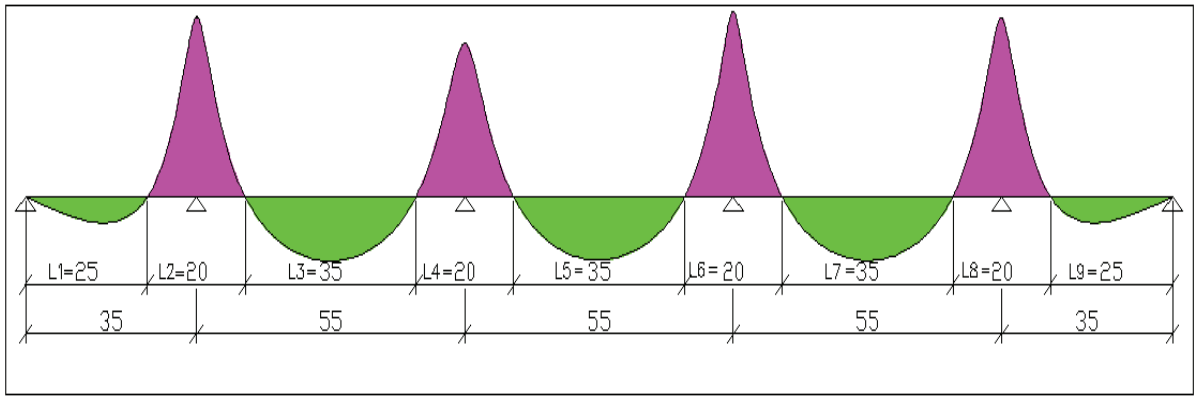


Figure : Le choix des tronçons

❖ **Dimensionnement sous ELU :**

*** Tronçon L1 :**

FG = min (Fa,Fb) avec F_G : force de glissement.

$Fa = (A_s \times \sigma_s)/1{,}05$

A_S : Aire de la section charpente métallique.

σ_s : La limite d'élasticité de charpente métallique.

$Fb = (0.85fck/\gamma b)\, xb_{eff}\, h_c$

f_{ck}: résistance caractéristique à la compression du béton(mesurée sur cylindre à 28 jours).

γb : coefficient partiel pour le béton.

b_{eff} : la largeur efficace de la dalle.
h_c : la hauteur de dalle comprimée.
$F= (A_s \times \sigma_s)/1{,}05 = (0.14\times355)/1.05= 47.3$ MN.
$Fb = (0.85fck/\gamma b)\ x b_{eff}\ h_c= [(0.85\times35)/1.5]\times4.75\times0.3 = 28.26$ MN.
Donc : FG = min (47.3,28.26) = 28 .26MN

-Vérification de contraint de cisaillement :
$\sigma = F_G / (b_{eff} \times h_c) = 28.26/(4.75\times0.3)= 19.832$ Mpa.
Section a :
$FG = ba\times \sigma\times h= 1.85\times19.832\times0.3= 11$ MN.
$\tau= F_G/ L_1\times h_c= 11/(25\times0.3)= 1.46$ Mpa.
Section b:
$FG = b_b\times \sigma\times h= 2.1\times19.832\times0.3= 12.49$ MN.
$\tau= F_G/ L_1\times h_c= 12.49/(25\times0.3)= 1.67$ Mpa.
$\tau_U \leq$ min (0.13 fcj; 4Mpa) $\Longrightarrow$ $1.67\leq$min (4.55; 4) $\Longrightarrow$ vérifie

- Calcule number des connecteurs :
$N\geq F_G/P_{Rd}^{ELU}$ $\Longrightarrow$ $N\geq 28.26/0.1096$ $\Longrightarrow$ $N\geq 257.8$
Donc: N= 258 goujons
On pose 5 goujons par rangéedonc: 258/5≈52range
- Espacement entre chaque range :
e =L_1/nombre de range = 25/52= 0.48m = 48cm
- Espacement limite :
e_{max}= min (80 ; 4e) = 80 cm
$e_{min}\geq$ 5d= 11 cm $\Longrightarrow$ $11\leq 48\leq 80$

- **Dimensionnement sous ELS :**

- Calcul flux de cisaillement :
Chaque cas de charge de flexion générale produit un flux de cisaillement longitudinal$v_{L\ .Ed}$ à l'interface entre la dalle en béton et la charpente métallique appelé aussi glissement.
Ce flux se déduit aisément des caractéristiques de la section et des efforts généraux auxquels elle est soumise
$V_{L,Ed}= (\mu\times v_{Ed})/ I_{mixte}$
Où :
- **μ_c : est** le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte.
-**I_{mixte} :** est le moment d'inertie de la section mixte.
- **V_{Ed}** : est l'effort tranchant sous le cas de charge considéré.

- **Principe de calcul :**

Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement.
On doit vérifier alors en tout point x :
$V_{L,Ed}(x) \leq (N_i\times P_{Rd}^{ELS})/L_i$
Pour le tronçon [0,0 m ; 25 m], le flux de cisaillement obtenu sous en valeurabsolueELS caractéristique vaut successivement (en MN/m)

X(m)	0	4	8	12	16	20	24
V_{Ed} (MN)	1.322	0.209	0.0218	0.359	0.495	0.855	1.235
μ_c (m^3)	0.088	0.061	0.062	0.0641	0.0668	0.0702	0.074
I_{mixte} (m^4)	0.445	0.282	0.287	0.297	0.311	0.33	0.347

$V_{L,Ed}$(MN/m)	0.263	0.0452	0.00471	0.077	0.106	0.181	0.265

Tableau VII.3:Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (MN/m)

Le flux de cisaillement ELS maximal à reprendre est donc de 0,265 MN/m, ce qui est assuré à condition de placer les rangées de connecteurs au pas maximal de (2 goujons par rangée) :

$(2\times P_{Rd}^{ELS})/\max(V_{L,Ed}) = (2\times 0.0822)/0.265 = 0.62$ m

Donc : le nombre entier de rangs de goujons = 25/0.62 = 41rangs

- le nombre entier de goujons = 40×2= 82 goujon

*** Tronçon L2 : L2 = 20m**

$F_G = \min(Fa, Fb)$ avec F_G : force de glissement.

$Fa = (A_s \times \sigma_s)/1{,}05 = (0.16\times 355)/1.05 = 54.09$ MN

$Fb = (0.85 fck/\gamma b)\, x b_{eff}\, h_c = [(0.85\times 35)/1.5]\times 4.75\times 0.3 = 28.26$ MN.

Donc : FG = min (47.3,28.26) = 28 .26MN

-Vérification de contraint de cisaillement :

$\sigma = F_G / (b_{eff} \times h_c) = 28.26/(4.75\times 0.3) = 19.832$ Mpa.

Section a :

$FG = ba\times \sigma\times h = 1.85\times 19.832\times 0.3 = 11$ MN.

$\tau = F_G / L_1 \times h_c = 11/(25\times 0.3) = 1.46$ Mpa.

Section b:

$F_G = b_b\times \sigma\times h = 2.1\times 19.832\times 0.3 = 12.49$ MN.

$\tau = F_G / L_1 \times h_c = 12.49/(25\times 0.3) = 1.67$ Mpa.

$\tau_U \leq \min(0.13\, fcj; 4Mpa) \Longrightarrow 1.67 \leq \min(4.55; 4) \Longrightarrow$ vérifie

- Calcule nombre des connecteurs :

$N \geq F_G/P_{Rd}^{ELU} \Longrightarrow N \geq 28.26/0.1096 \Longrightarrow N \geq 257.8$

Donc: N= 258 goujons

On pose 5 goujons par range donc : 258/5≈52range

- Espacement entre chaque range :

e =L_1/nombre de range = 20/52= 0.39m = 39cm

- Espacement limite :

$e_{max} = \min(80 ; 4e) = 80$ cm

$e_{min} \geq 5d = 11$ cm $\Longrightarrow$ 11≤ 39≤ 80 vérifie

❖ **Dimensionnement sous ELS :**

Pour le tronçon [25 m ; 45 m] autour de l'appui P1, le flux de cisaillement obtenu sous en valeur absolue ELS caractéristique vaut successivement (en MN/m)

X(m)	26	30	35	44
V_{Ed} (MN)	1.487	1 .807	2.503	0.852
μ_c (m^3)	0.077	0.0827	0.089	0.0743
I_{mixte} (m^4)	0.369	0.403	0.446	0.352
$V_{L,Ed}$(MN/m)	0 .310	0.371	0.499	0.18

Tableau VII.4:Valeurs des résistances au cisaillement longitudinal (MN/m)

Le flux de cisaillement ELS maximal à reprendre est donc de 0,499 MN/m, ce qui est assuré à condition de placer les rangées de connecteurs au pas maximal de (3 goujons par rangée) :

$(3\times P_{Rd}^{ELS})$/ max $(V_{L,Ed})$ = (3×0.0822)/0.499= 0.494 m

Donc : le nombre entier de rangs de goujons = 20/0.494 = 41 rangs

- le nombre entier de goujons = 41×3= **123 goujon**

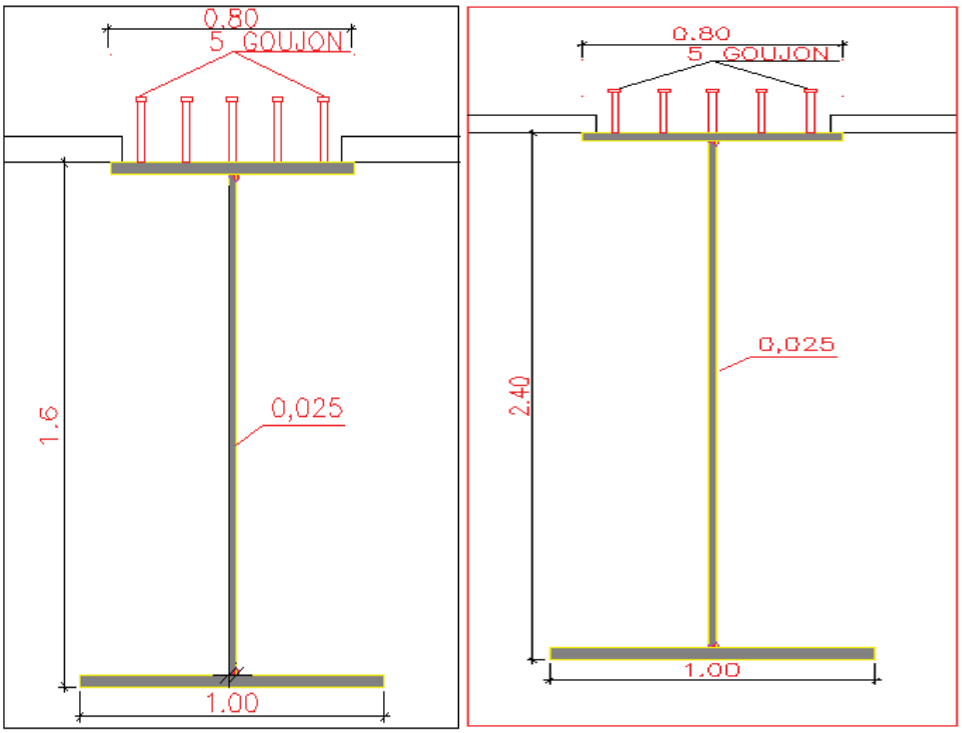


Figure VII.5:Disposition de connecteur de type goujons

VIII.1 LES APPRAIELS D'APPUIS

Les appareils d'appuis ont pour but d'assurer une certaine continuité entre les poutres et les dés d'appuis tout en permettant d'absorber respectivement par rotation et distorsion

Les déformations et les translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

-Les articulations en béton.

-Les appareils d'appuis en élastomère frette.

-Les appareils d'appuis spéciaux.

-Les appareils d'appuis métalliques.

Dans notre cas les appareils d'appuis utilises sont des appareils en élastomère frette qui sont constitués de plusieurs couches d'élastomère avec interposition de tôles de frettage en acier. Ayant les caractéristiques suivantes :

σ_m= 15 MPA

Module d'élasticité : G = 0,9 Mpa.

Epaisseur d'une couche d'élastomère t = 12mm



Figure VIII.1:Appareil d'appui en élastomère fretté

VIII.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

VIII.1.1.1 Sur pile

Le dimensionnement est basé sur la limitation des contraintes de compression et de distorsion.

- **Aire de l'appareil d'appui : (a x b)**

$$\sigma_m = \frac{N\,max}{a \times b} \leq \overline{\sigma_m}$$

σ_m= 15 MPA : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

axb : dimensions en plan de l'appareil d'appui (a < b)

a : Côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : Côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

Nmax : Effort normal agissant sur l'appareil d'appui.

Nmax =3469.72 KN

Axb < 3469.72 ×10^2/150= 2313.14 cm^2

Donc on va prendre : 40 x 60 =2400cm^2

❖ **Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal τ_H :**

a) Sous déformation lente u_1

Elle est due à l'effort horizontal H1 de dilatation, retrait et fluage.

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times U_1}{T}$$

Avec : **G :** module de d'élasticité.

U_1 : déplacement sous l'effet de la dilatation thermique =23.5 mm

On va prendre 5 couches d'élastomère, et on aura T = 60 mm.

τ_{H1} =0.31 MPa

b) Sous deformation rapide u_2

Elle est due à un effort dynamique H2, due au freinage, vent,...

L'effort de freinage dû à un camion BC est de h2 = 300/3 = 100KN = 100 x 10^3 N.

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2G \times U_2}{T}$$

τ_{H2} = 10^5/400×600=0,416 MPa

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$\tau_H = (\tau_{H1} + \tau_{H2})/2$ = 0.36 MPa

❖ **Effort de cisaillement dû à la rotation τ_α**

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2}\left(\frac{a^2}{T^2}\right)\alpha_T \quad \text{Avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

α : égale a 0.003rad.

τ_α = 0,4 MPa.

❖ **Vérification :**

- **Contrainte de compression :**

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150\ Kg/cm^2$$

σ'_m = 346.9×103/40×60 = 144.54 kg/cm^2 **Verifier.**

- **Effort de cisaillement dû à l'effort normal τ_n**

$$\tau_n = \frac{1.5\sigma_m}{\beta} \text{ Avec : } \quad \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

β = 10

τ_n = 1.5x144.54/10 =21.68 kg/cm^2 =2.16 MPA < 3×G **Vérifier.**

- **Condition de non- cheminement :**

$$\sigma'_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b}$$

σ'_{min} = 306.7/40×60 = 127.79 kg / cm^2 ≥ 20 kg / cm ^{2} **Vérifier.**

- **Condition de non-glissement :**

Il faut que : **H < F. N_{max}**

H : effort de freinage 150 KN

$$F = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}}$$

F = 0.104

F. N_{max} = 0.104×3469 = 360 KN ≥ 150 KN **Vérifier.**

- **Condition de non- flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

On a T = 60 mm, 40 <T <80 **vérifier.**

- **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T < \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{\alpha^2} \times \frac{\sigma'_m}{G}$$

Avec αT= 0,023 rad.

La relation devient : 3×60^2×14.454 / (10×400^2×0.8) = 0.12 ≥ 0.023 **vérifier.**

- **Limitation de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \tau_n + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G \quad \text{.....(1)}$$

$$\tau_{H1} \leq 0.5G \quad \text{.....(2)}$$

$$\tau_H \leq 0.7\,G \qquad \text{.....(3)}$$

$$\tau_\alpha \leq \tau_n \qquad \text{.....(4)}$$

1) $\tau = 2.16 + 0.4 + 0.36 = 2.92 < 5G = 4$ **vérifier.**

2) $0.31 \leq 0.4$ **vérifier.**

3) $0.36 \leq 0.56$ **vérifier.**

4) $0.4 \leq 2.16$ **vérifier.**

- **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e} \text{ tel que } t_S \geq 2mm$$

$\sigma_e = 235$ MPa (pour l'acier inox)

$ts \geq 2.35$ mm

Donc on prend : $ts = 4mm$.

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de : $5\times12 + 6\times4 = 85$ mm

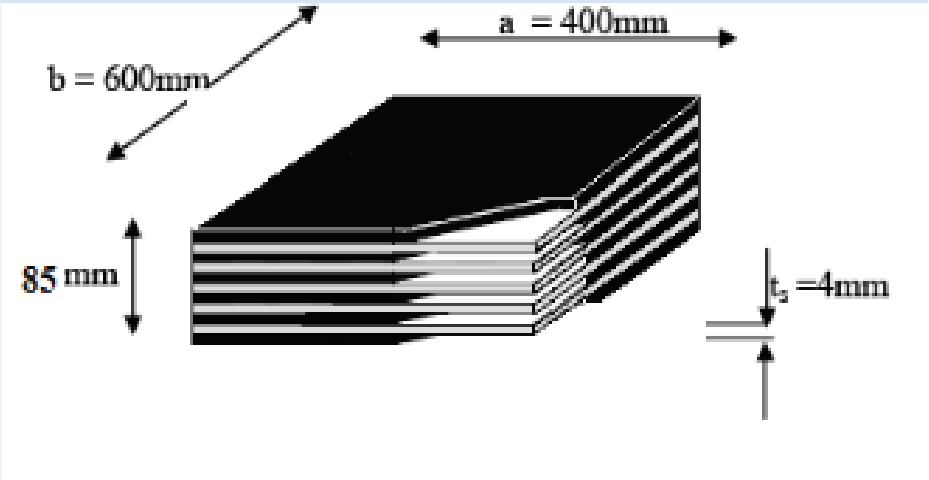


Figure VII.2:Appareil d'appui –sur pile-

VIII.1.1.2 Sur Culée

- **Aire de l'appareil d'appui : (a x b)**

$$\sigma_m = \frac{N\ max}{a \times b} \leq \sigma_m$$

Nmax =1785.02 KN

Axb < $1785.02 \times 10^2/150 = 1190\ cm^2$

Donc on va prendre : 30 x 50 = $1500\ cm^2$

- **Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal τ_H**

a) Sous déformation lente u_1

Elle est due à l'effort horizontal H1 de dilatation, retrait et fluage.

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times U_1}{T}$$

Avec **: G :** module de d'élasticité.

u1 : déplacement sous l'effet de la dilatation thermique =23.5 mm

On va prendre 5 couches d'élastomère, et on aura T = 60 mm.

τ_{H1} =0.31 MPa

b) Sous déformation rapide u_2

Elle est due à un effort dynamique H2, due au freinage, vent, ...

L'effort de freinage dû à un camion BC est de h2 = 300/3 = 100KN = 100 x 10^3 N.

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2G \times U_2}{T}$$

$\tau_{H2} = 10^5/300*500=0,66$ MPa

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$\tau_H = (\tau_{H1} + \tau_{H2})/2 = 0.49$ MPa

- **Effort de cisaillement dû à la rotation τ_α**

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$\tau_\alpha = \frac{G}{2}\left(\frac{a^2}{T^2}\right)\alpha_T$ Avec : $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

α : égale a 0.003rad.

τ_α = 0.23 Mpa.

❖ **Vérification :**

- **Contrainte de compression :**

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150\ Kg/cm^2$$

σ'_m = 178.5×10^3 /30×50 = 119kg/cm2 **Vérifier.**

- **Effort de cisaillement dû à l'effort normal τ_n**

$$\tau_n = \frac{1.5\sigma_m}{\beta}$$ Avec : $$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)}$$

β = **7.8**

τ_n = 1.5x119 /7.8 = 22.8kg/cm^2 = 2.2 MPA < 3×G **Vérifier.**

- **Condition de non- cheminement :**

$$\sigma'_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b}$$

σ'_{min} = 170.9/30×50 = 113 kg / cm^2 ≥ 20 kg / cm ^{2} **Vérifier.**

- **Condition de non-glissement :**

Il faut que : H <F. Nmax

H : effort de freinage 150 KN

$$F = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}}$$

F = 0.105

F. Nmax = 0.105×1785.02 = 187.42 KN ≥ 150 KN **Vérifier.**

- **Condition de non- flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

On a T = 60 mm, 30 <T <60 **vérifier.**

- **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T < \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{\alpha^2} \times \frac{\sigma'_m}{G}$$

Avec α_T= 0,023 rad.

La relation devient : 3×60^2×11.9 /(7.8×300^2×0.8) = 0.22 ≥ 0.023 **vérifier.**

- **Limitation de la contrainte de cisaillement :**

$$\boldsymbol{\tau = \tau_n + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G} \quad \text{.....(1)}$$

$$\boldsymbol{\tau_{H1} \leq 0.5G} \quad \text{.....(2)}$$

$$\boldsymbol{\tau_H \leq 0.7\,G} \quad \text{.....(3)}$$

$$\boldsymbol{\tau_\alpha \leq \tau_n} \quad \text{.....(4)}$$

1) $\boldsymbol{\tau}$ = 2.2+0.23+0.49 = 2.92 < 5G =4 **vérifier.**

2) 0.31 ≤ 0.4 **vérifier.**

3) 0.349 ≤ 0.56 **vérifier.**

4) 0.23 ≤ 2.2 **vérifier.**

❖ **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\boldsymbol{t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e}} \text{ Tel que } \quad t_S \geq 2\text{mm}$$

$\sigma_e = 235$ MPa (Pour l'acier inox)

ts ≥ 1.8 mm

Donc on prend : ts = 4mm.

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de : 5×12 + 6×4 = 85 mm

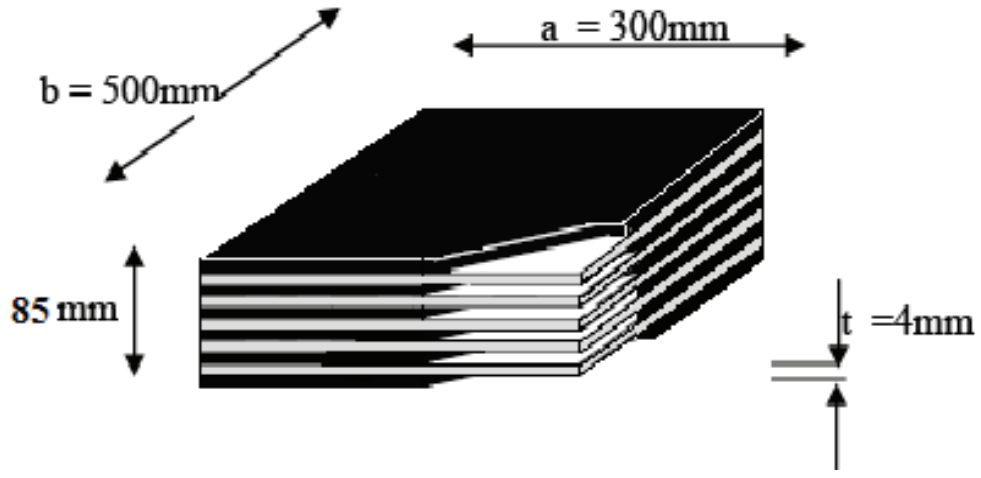


Figure VII.3:Appareil d'appui- sur culée

VIII.1.2 Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure :

Le tablier étant supposé infiniment rigide, l'effort horizontal sera réparti entre les différents appuis en fonction de leurs rigidités.

1) Calcul des rigidités :

La rigidité d'un appui est donnée par :

$$R_i = \frac{1}{\sum U_i} \quad \text{avec} \quad \sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$$

U : déplacement d'un élément d'appui sous effort horizontal unitaire.

U1 : déplacement de l'appareil d'appui.

U2 : déplacement du voile.

U3 : déplacement des fondations.

- **Déplacement en tête d'appareil d'appui :**

$$U_1 = \frac{T \times H}{n \times G \times a \times b}$$

a x b : dimensions de l'appareil d'appui = 600x400 mm^2 pour la pile

= 500x300 mm^2 pour la culée

T = 60mm.

n : nombre d'appareils d'appuis.

H = 1 (charge unitaire).

G : module de déformation transversale = 0,8 dans le cas statique.

= 1,6 dans le cas dynamique.

• Culée : n = 2

$U_1 = (6\times10^3)/(2\times30\times50\times G) = 2/G$

$U_{1\ Stat}$ = 0.25 cm

$U_{1\ dyn}$= 0.125 cm

• Pile : n = 2

$U_1 = (6\times10^3)/(2\times40\times60\times G) = 1.25/G$

$U_{1\ Stat}$ = 0.16 cm

$U_{1\ dyn}$= 0.08 cm

- **Déplacement des corps d'appuis :**

$$U_2 = \frac{h^3}{3q\,E\,I}$$ Avec **h :** hauteur du voile ; **q :** nombre de voile

-Action statique : Est= 11000. $3\sqrt{27}$ =33000 MPa.

-Action dynamique : E = Est/ 3 = 11000 MPa.

- **Les culées**

Les culées sont supposées infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment.

- **Pile 1 :H = 14, q = 1**

$$I = \frac{b_{ext} \times h_{ext}^3}{12} - \frac{b_{int} \times h_{int}^3}{12}$$

I= $(2\times4^3)/12 - (1.1\times1.1^3)/12 = 10.54\ m^4$

Donc : $U2_{Stat}$ = 0.0026 m

$U_{2\ dyn}$= 0.0079 m

- **Pile 2 :H = 20.5, q = 1**

Donc : $U_{2\ Stat}$ = 0.0082 m

$U_{2\ dyn}$= 0.024 m

- **Pile 3 :H = 21, q = 1**

$U_{2\ Stat}$ = 0.0088 m

$U_{2\ dyn}$= 0.026 m

- **Pile 4 : H = 20.5, q = 1**

$U_{2\ Stat}$ = 0.0082 m

$U_{2\ dyn}$= 0.024 m

Remarque : la déformation due à la fondation est négligeable.

	Déplacement	Culée 1 (cm)	Pile 1 (cm)	Pile 2 (cm)	Pile 3 (cm)	Pile 4 (cm)	Culée 2 (cm)
Effort statiques	U 1	0.25	0.16	0.16	0.16	0.16	0.25
	U 2	/	0.26	0.82	0.88	0.82	/
	U3	/	/	/	/	/	/
	∑ Ui	0.25	0.42	0.98	1.04	0.98	0.25
	Ri	4	2.38	1.02	0.96	1.02	4
Efforts	U 1	0.125	0.08	0.08	0.08	0.08	0.125
	U 2	/	0.79	2.4	2.6	2.4	/
	U3	/	/	/	/	/	/
	∑ Ui	0.125	0.87	2.48	2.68	2.48	0.125

dynamiques	Ri	8	1.15	0.4	0.37	0.4	8

Tableau VIII.1:calcul des rigidités

2) Détermination des efforts horizontaux :

- **Effort de freinage :**

Les surcharges A(l) et Bc développe des efforts de freinage.

Freinage de Bc: suivant le Fascicule 61 titre II égale à son propre poids = 30t.

Freinage de A(l) : (calculer lors du chapitre des charges et surcharges) =23.9 t.

Donc le freinage max est obtenu par Bc et égal à 30 t.

- **Effet du vent :**

Le vent souffle horizontalement et développe sur toute la chaussée une pression P = 200 Kg / cm2.

La force horizontale que développe le vent Hv = P.L.h

Avec : **P :** pression du vent = 200 kg /cm2.

L : travée du pont = 55 m.

H : hauteur du tablier = 2+ 0.3 = 2,3m.

Hv = 0,2 x 55 x 2,3 = 25.3 t.

- **Effet du séisme :**

L'accélération horizontal : ε_H= 0,25.

L'effort sismique : Hs= 0,25 x G ; Avec **G** : poids propre du tablier = 2809.6 t

Hs= 0,25 x 2809.6 = 702.4 t

VIII.2 Les dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

- **Pré-dimensionnement :**

A=a + d=400+200 => A=600mm.

B=b + d=600+200 => B=800mm.

E=250mm.

- A: Largeur de dé d'appui.
- B : Longueur de dé d'appui.
- a : Largeur d'appareil d'appui.
- b : Longueur d'appareil d'appui.
- E : épaisseur de dé d'appui.

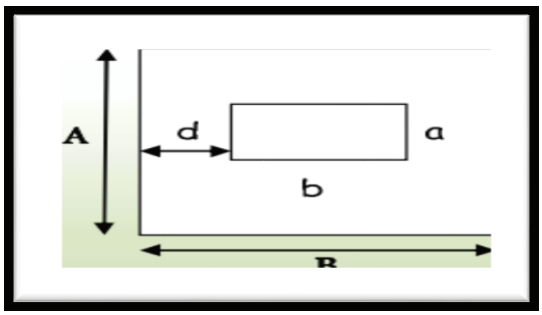
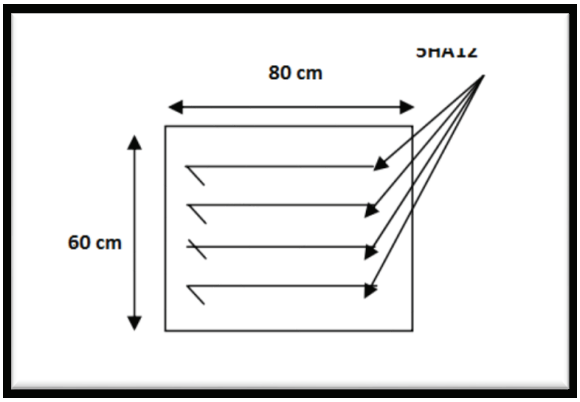


Figure VIII.4:caractéristiques de dé d'appui

- **Ferraillage de dé d'appui :**



Le dé d'appui a les dimensions suivantes : 80x60x25.

La section totale de frettage doit reprendre un effort égal à :

0,04 Rmax= 0,04 x 346.9 = 13.88 t.

L'aire de la nappe est : S=0,04 Rmax/σs avec σs= 2fe/3

S=13.88 x 10^3/2666,6=5.2 cm^2

Donc on prendra 5HA12, soit As = 5,65 cm^2.

VIII.3 JOINT DE CHAUSSEE :

Les joints de chassée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre.

C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités de la poutre, fluage et le retrait.

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

- **La résistance :** le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), doit être garant et de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

- **L'étanchéité** : En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

- **Confort et esthétique :** Souple, il assure la continuité de la surface de roulement.

VIII.3.1 Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint.

Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissent donc le souffle du tablier. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

- **Rotation d'extrémité sous chargements :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charges crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal, Δl = h x tgα

Notre modèle du Robots, nous donne des résultats de déformations de la structure sous chargement. Pour la poutre principale on a une rotation de 0,02 rd qui crée un déplacement de 0.5 cm.

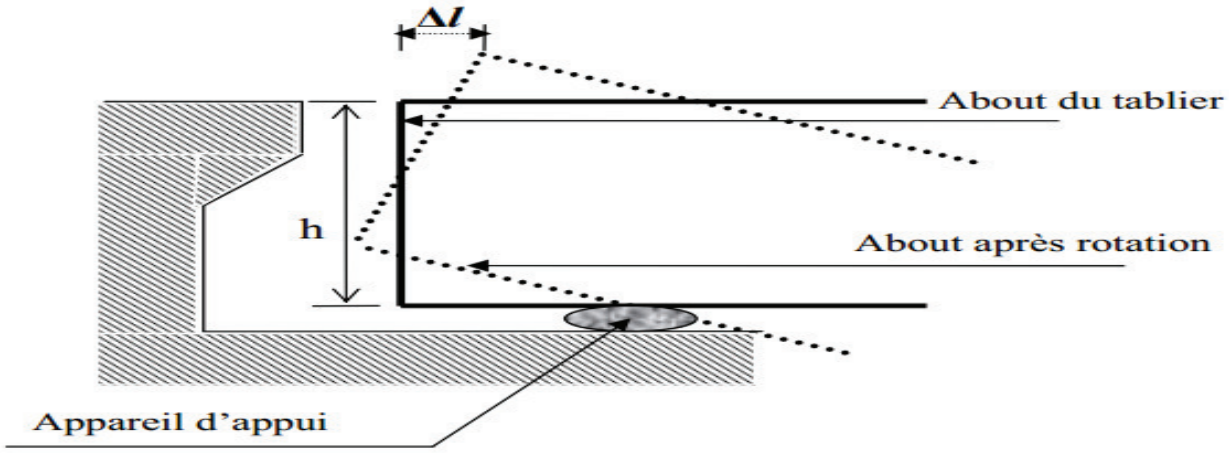


Figure VIII.5:schéma représentatif de rotation d'extrémité

- **Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend généralement un raccourcissement relatif de : $\varepsilon_t = \Delta l / L = 10^{-4}$

Pour notre cas L = 117.5 m $\Rightarrow \Delta l_T$ = 1.175 cm.

- **Retrait :**

$\varepsilon_r = \Delta l / L = 2\times 10^{-4}$ Δl_R = 2.35 cm

- **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées.

On pourra prendre en première approximation : $\varepsilon_f = \Delta l / L = K_f \times 10^{-4}$

Kf : coefficient de fluage

$\varepsilon_f = \Delta l / L = 3.5\times 10^{-4}$ Δl_f = 4.1125 cm.

Donc : Δl = Rotation + $\Delta l_T + \Delta l_R + \Delta l_F \Rightarrow \Delta l$ = 8.1375 cm .

Pour une valeur de Δl = 8.1375 cm, on choisit un joint de chaussé de type FT150 Freyssinet, qui a les caractéristiques suivantes :

- Déplacement transversal en service ± 10mm.

- Déplacement longitudinal de 20 à 170mm.

Ce type de joint peut absorber des rotations jusqu'à 0,03 rad.

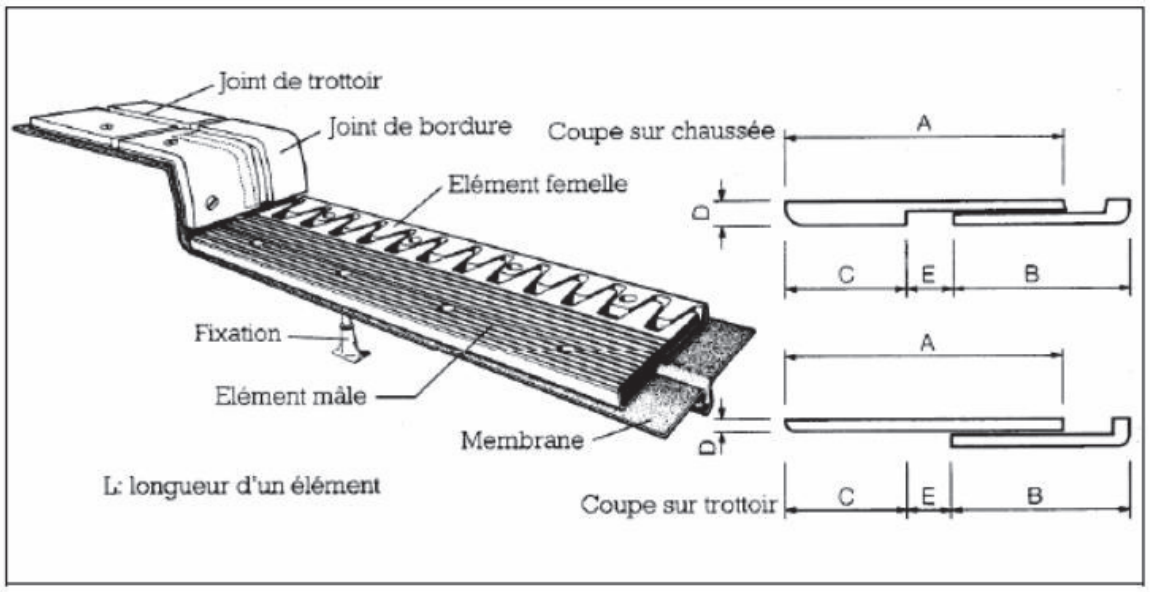


Figure VIII.6:Joint de chaussée type FT150.

VIII.4. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Dans le présent, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage. Il s'agit d'un appui massif et permanent, elle est définie essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques géométriques doivent répondre aux exigences du franchissement.
Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères :
- La résistance mécanique.
- La robustesse.
- L'esthétique.

D'une manière générale, une pile comporte deux parties bien distinctes :
- **Une superstructure ou fût**, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre.
- **Une fondation**, constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé (puits), soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

IX.2.1 Critères de conception :

- **Critère mécanique :**

Le modèle de pile à choisir doit présenter une rigidité suffisante dans les deux sens, ou encore la nécessité de pouvoir résister sans dommages appréciables aux différents types d'actions accidentelles.
Les dimensions des fûts dépendent de la hauteur totale de la pile et les efforts à transmettre par le tablier.

- **Critère économique :**

Le choix d'un modèle économique est le souci de l'ingénieur dans la conception et l'étude des ouvrages d'art.

- **Critère esthétique :**

Ce critère est lié à l'emplacement de l'ouvrage (rural ou urbain), ainsi que les instructions de maitre de l'ouvrage.

IX.2.2 Modèle de pile adopté :

Pour notre cas on a opté pour des piles prismatiques, creuses à voiles, ce choix est motivé d'une part par le fait que les piles creuses présentent l'avantage de réduire les masses ce qui est très favorable du point sismique , cependant ce choix favorise un meilleur rendement géométrique de la section ,il lui confère une grande inertie ,qui augmente sa capacité de résistance aux différentes sollicitations et favorise une optimisation dimensionnelle nettement notable pour la conception des systèmes de fondation. Par ailleurs la conception volumétrique de ce type de piles, donne un aspect architectural assez remarquable.

IX.2.3 Dimensionnement des piles :

Les piles ont une section transversale creuse avec une largeur de 2 mètres et une longueur de 4 mètres, l'épaisseur de leurs murs est de 0.40 mètres. Cette géométrie vérifie le rapport entre la largeur ajourée et l'épaisseur de mur recommandée par l'EC8 : $b/h \leq 8$ dans les rotules plastiques.

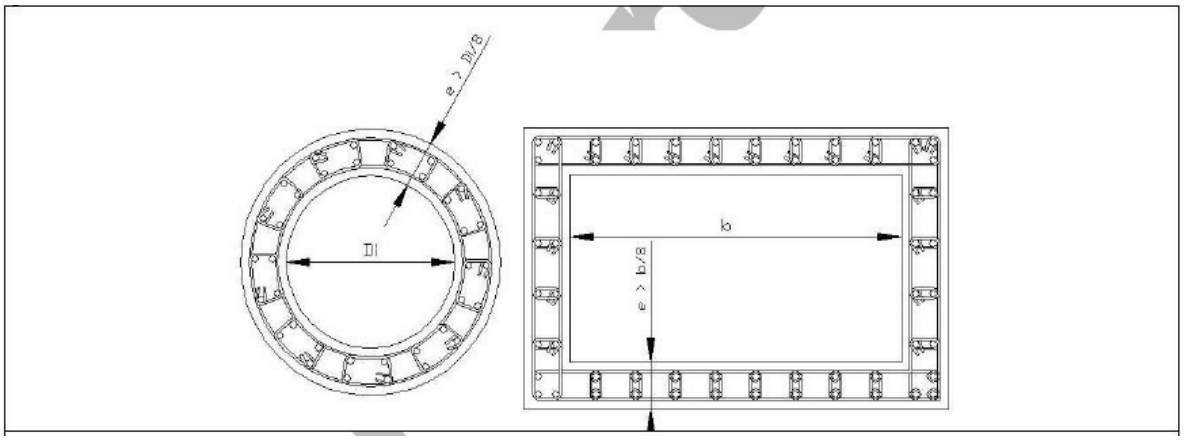


Figure IX.1:Confinement des sections creuses.

❖ **Chevêtre :** C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts par le biais des appareils d'appuis (Un appareil d'appui pour chaque poutre) :

- Longueur : L = 7.50 m.
- Largeur : e = 3.00 m.
- Hauteur : H =1.875 m.

❖ **Semelles :** Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 2.00 m.
- Largeur : 10.00 m.
- Longueur : 10.00 m.
- Béton de propreté : 0,15 m.

Les hauteurs H des piles:

Piles	P_1	P_2	P_3	P_4
Hauteur (m)	10.68	19.175	20.05	19.21

Tableau IX.1:les hauteurs des piles

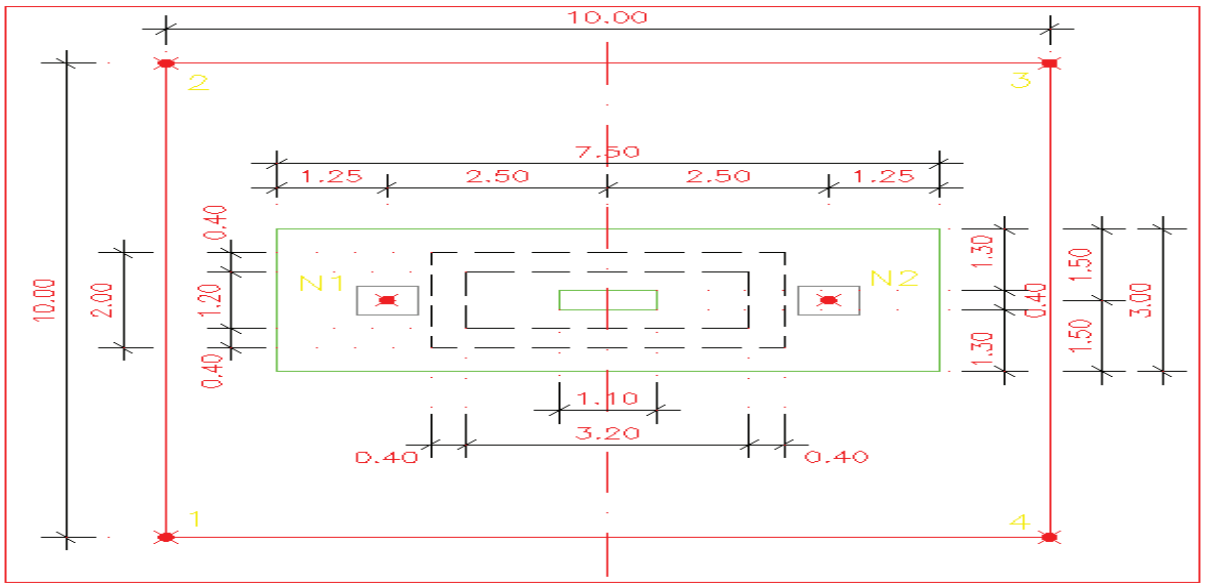


Figure IX.2:vue en plan de la pile

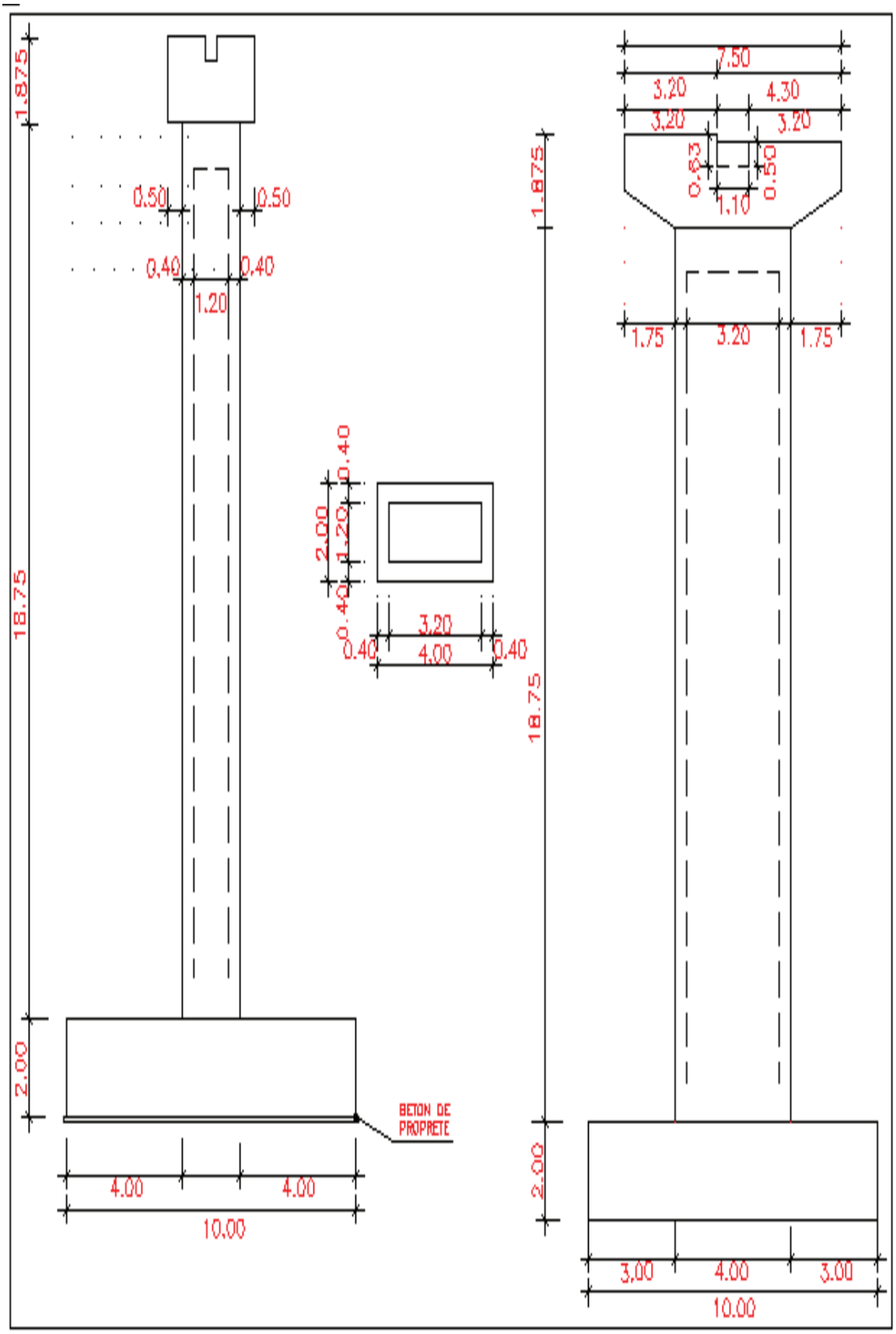


Figure IX.3:Dimensions de la pile la plus haut

IX.2.4 Evaluation de la raideur totale K :

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

$$K_{a-app} = G \times \frac{a \times b}{T} \text{ et } K_{pile} = \frac{3 \times E \times I}{h^3}$$

-a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur d'élastomère.

- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui, tell que **G = 0.9 MPa** en cas statique, et **G = 1.2 MPa** en cas dynamique

- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : f_{c28} **= 30 MPa**.

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{a-app}}}$$

Appuis	H (m)	**K** Appareils d'appuis		**K** pile (MN/m)	**K** Appuis longitudinale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)
C_0	/	3.176	4.235	Infini	3.176	4.235
P_1	10.68	5.082	6.776	622.04	5.04	6.7
P_2	19.175	5.082	6.776	107.48	4.85	6.37
P3	20.05	5.082	6.776	94.01	4.82	6.32
P_4	19.21	5.082	6.776	106.89	4.85	6.37
C_1	/	3.176	4.235	Infini	3.176	4.235

Tableau IX.2:Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H (m)	**K** Appareils d'appuis		**K** pile (MN/m)	**K** Appuis longitudinale	
		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)		K_S (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	/	3.176	4.235	Infini	3.176	4.235
P_1	10.68	5.082	6.776	185.68	4.96	6.56
P_2	19.175	5.082	6.776	32.08	4.38	5.61
P_3	20.05	5.082	6.776	28.06	4.3	5.47
P_4	19.21	5.082	6.776	31.9	4.37	5.6
C_2	/	3.176	4.235	Infini	3.176	4.235

Tableau IX.3:Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

IX.2.5 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 :

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible. De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- **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. Ce critère est à vérifier aussi bien pour séisme longitudinal que pour le

séisme transversal. Autrement dit, la masse des piles **M_P** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **M_T (M_T = G+αQ).**

-G : le poids propre du tablier.
- Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour2 voies chargées).
- α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.
$M_P = \rho \times \sum (si \times hi) = 10204.24$ KN.
$M_T = G+\alpha Q = 28096.3 + 0.2\ (26.3 \times 235) = 29332.4$ KN.
$M_P \leq 0{,}43\ M_T = 12612.93$ KN $\Longrightarrow$ Condition Vérifiée.

❖ **Critère n°2 :** Angle de biais :
L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis doit être supérieur à 70 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais. **Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais).**

❖ **Critère n°3 :** Angle de courbure
Il s'agit d'un pont droit sans courbure en plan $\Longrightarrow$ **Condition Vérifiée.**

IX.2.5.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal :
Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :
$F_L = M_T \times Sa\ (T)$
M_T: est la masse effective totale de la structure : **M_T =28096.3 /10 = 2809.63t ;**
Sa(T):est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$\mathbf{Sad(T,\xi)} = \begin{cases} \mathbf{AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2,5\eta-1)\right)} & \mathbf{0 \leq T \leq T_1} \\ \mathbf{2,5\eta AgS} & \mathbf{T_1 \leq T \leq T_2} \\ \mathbf{2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)} & \mathbf{T_2 \leq T \leq 3,0S} \\ \mathbf{2,5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right)} & \mathbf{T \geq 3,0S} \end{cases}$$

Avec :

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S_2 :
(T1, T2) = f (S_2) $\Longrightarrow$ **(T1, T2) = (0,15 ; 0,4)** et **S_2 = 1,1.**
g : accélération de la pesanteur **= 9,81 m/s²**.
ξ : taux d'amortissement 5 %.
η : facteur de correction de l'amortissement : **η=1.**
S : coefficient du site.
T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $\mathbf{2 \times \pi\sqrt{M/K}}$ **.**
A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique IIA et de l'importance du pont **(Groupe de pont 2)** A = 0.20.

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{2809.63}{34230}} = 1.8\ S$$

T 2 < T < 3,00 s $\Longrightarrow S_a = 2.5*A*\eta*S*g*(T_2/T)$ $\Longrightarrow$ **Sa = 1.199 m/s²**

$F_L = M_T \times Sa\ (T)$ $\Longrightarrow F_L = 1.199 \times 2809.63$ $\Longrightarrow$ **F_L =3368.74 KN**

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs,

$\mathbf{F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F}$ $\mathbf{d_{L(tablier)} = (\frac{T}{2\pi})^2 S_a}$ et $\mathbf{d_{L(appui)} = K_{(appui)} \times F_{L(appui)}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Appuis	C_1	P_1	P_2	P_3	P_4	C_2
F_{Li} (KN)	416.78	659.38	626.9	621.98	620.9	416.78
Déplacement du tablier (cm)	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8

Tableau IX.4:Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

IX.2.5.2 Evaluation de l'effort sismique transversal :

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.

- Le modèle à tablier flexible.

L/B = 235/9.5 = 24.73 ≥ 5 $\Longrightarrow$ L'utilisation d'un modèle à tablier flexible aura lieu.

Appuis	C_1	P_1	P_2	P_3	P_4	C_2
F_{Ti} (KN)	**324.8**	**723.3**	**749.27**	**642**	**696.5**	**324.8**

Tableau IX.5:Distribution de forces transversales sur chaque appui.

IX.2.5.3 Evaluation de l'effort sismique vertical :

Dans les zones à sismicité faible ou modérée, l'effet du séisme vertical sur les piles peut être négligé. Dans les zones à sismicité moyenne à forte, ces effets doivent être pris en compte.

Les vibrations verticales du tablier sont complexes. Lorsqu'il s'agit d'un ouvrage courant, régulier, et que le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui *Ri* peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

$R_i = ab\mu\ L$

Où :

L : est la longueur de la travée principale (L= 55m).

μ : est la masse linéique du tablier comprenant les équipements (μ= 11955.87 Kg/ml).

a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage et de la zone sismique du projet.

b : paramètre quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage « normalisé » : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires.

ψ	R1	R2	R3
0.63	0.262	0.465	0.596

Tableau IX.6 : Paramètre

Donc :

$R_1 = ab\mu\ L = 3.5 \times 0.262 \times 11955.87 \times 55 = 603$ KN.

R_2= abμ L= 3.5×0.465×11955.87×55= 1070.2 KN.

R_3= abμ L= 3.5×0.262×11955.87×55= 1371.7 KN.

IX.2.6 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 3 (détail de calcul voire **Annexe)**.

Direction d'effort	E_X	E_Y	E_Z	Effort séismique (pile3) KN
E_X(Longitudinal)	1	0.3	0.3	1263.19
E_Y(Transversal)	0.3	1	0.3	1348.85
E_Z(Vertical)	0.3	0.3	1	1784.55

Tableau IX.7:Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

IX.2.7 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

Sollicitations / Désignations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
G_{max} Pile	2839.52	/	/
Dé d'appui	6	/	/
G_{max} Tablier	3264.42	/	/
A(l) (2 Voies)	740.23	/	/
D240	1180.94	/	/
Bc (2Voies)	720.71	/	/
Bt (2Voies)	412.82	/	/
Mc 120	933.58	/	/
Freinage Bc (2Vs)	/	36.02	731.2
Freinage A(l) (2Vs)	/	54.79	1112.237
H_T	/	243.95	4952.185
H flv (R_{et} + flu)	/	489.07	9928.121
Séisme longitudinal	/	1226.09	24889.27
Séisme transversal	/	1240.11	2574.23

Tableau IX.8:Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

- Les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inferieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égalà : $\mathbf{H = H_{de\ d'appui} + H_{pile} = 20.30m.}$

IX.2.7.1 Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile :

$$\mathbf{F_L = M_p \times Sa\ (T)}$$

M_p : la masse de la pile 2839.52 KN

Sa(T): est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$\mathbf{Sad(T,\xi)} = \begin{cases} \mathbf{\alpha AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2,5\eta-1)\right)} & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2,5\alpha\eta AgS} & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2,5\alpha\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)} & \mathbf{T_2 \le T \le 3,0S} \\ \mathbf{2,5\alpha\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right)} & \mathbf{T \ge 3,0S} \end{cases}$$

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S_2 :
(T1, T2) = f (**S_2**) $\Longrightarrow$ **(T1, T2) = (0,15 ; 0,40)** et **S_2 = 1,1**.
g : accélération de la pesanteur **= 9,81 m/s²**.
ξ : taux d'amortissement 5 %.
η : facteur de correction de l'amortissement : **η=1**.

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $\mathbf{T = 1,784 \times \sqrt{\frac{\rho A h^4}{EI}}}$.

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique IIA et de l'importance du pont **(Groupe depont 2)** A = 0,2.
E : module de Young = 34179.56 MPa
I: moment d'inertie $\Longrightarrow$ **I_{long}= 7.39 m⁴; I_{trans}**=2.206 m⁴.

❖ **Composantes horizontales :**

Ttrsv = 0.3 $SSa_{trans}(T ; \xi) = A \times S \times g \times \eta \times Sa_{trans}$ = 5.39 m/s²
$F_{Ltrans} = M_P \times Sa(T)$ = 5.39 × 283.952 **= 1.53 MN.**
F_{Llong} = $M_P \times Sa(T)$ = 5.39 × 283.952 **= 1.53 MN.**

❖ **Composantes vertical :**

$Sa_{vert}(T ; \xi) = 2,5 \times \alpha \times A \times g \times \eta = 2,5 \times 0,7 \times 0.2 \times 9,81 \times 1$ = 3.43 m /s²
$F_{Lvert} = M_P \times Sa(T)$ = 3.43 × 283.952**= 0.973 MN.**

Désignation	N (MN)	V_L (MN)	V_T (MN)	/F_V/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M_{FV}/o	M_{FHL}/o	M_{FHT}/o
Pile	0.973	1.53	1.53	0	10.25	0	15.33	15.33
Séisme tablier	1.75	1.22	1.24	0	20.05	0	24.46	24.86

Tableau IX.9:Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée.

IX.2.8 Combinaison des efforts :

Les combinaisons prises en considération sont définies :

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	G + 1.2 A(l)4Vs + St + 0.6H T + F flv	ELA longitudinal	G + Ex + 0.2A(l)4Vs + 0.4 H T + H flv
	G + D240+ 0.6 H T + H flv		G + Ex + 0.2 D240 + 0.4 H T + H flv
	G + 1.2 Bc 4Vs+ 0.6T + H flv		G + Ex + 0.2 Bc 4Vs + 0.4 H T + H flv
	G + Mc 120+ 0.6 H T + H flv		G + Ex + 0.2 Mc 120 + 0.4 H T + H flv
ELU	1.35G + 1.6A(l)4Vs + 0.9H T + H flv	ELA transversal	G + Ey + 0.2A(l)4Vs + 0.4 H T + H flv
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H T + Hflv		G + Ey + 0.2 D240 + 0.4 H T + H flv
	1.35 G + 1.6 Bc4 Vs + 0.9 H T + H flv		G + Ey + 0.2 Bc 4Vs + 0.4 H T + H flv
	1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H T + H flv		G + Ey + 0.2 Mc 120 + 0.4 H T + H flv

Tableau IX.10:Combinaison des efforts.

IX.2.8.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus haute « Pile 3 » :

I_x =2.206 m^4 ; I_y =7.39 m^4 ; S=4.16 m^2 ; h=20.05 m

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$\lambda = l_f / i \leq 70$

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0 = 40.1$m.

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute :

$$\begin{cases} i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{7.39}{4.16}} \\ i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{2.206}{4.16}} \end{cases}$$

$\lambda = l_f / i_X \Longrightarrow \lambda_x = 55.06 < 70$ $\Longrightarrow$ pas de risque de flambement autour de x-x(transversal).

$\lambda = l_f / i_Y \Longrightarrow \lambda_y = 30.19 < 70$ $\Longrightarrow$ pas de risque de flambement autour de y-y(longitudinal).

IX.2.9 Ferraillage de la pile :

- **Sollicitations les plus défavorables :**

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le tableau (détail de calcul voire **Annexe).**

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	10785.04	967.464	19639.5
ELS	6884.792	701.188	12243.75
ELA (longitudinal)	6939	2553	41180
ELA (transversal)	6939	1969	29200

Tableau IX.11:Combinaisons des efforts.

IX.2.9.1 Ferraillage horizontal :

- **La section d'acier :**

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M x, et M y :

N = 10785.04 KN ; M x = 29200 KN.m ; M y = 41180 KN.m

IX.2.9.2 Condition d'orientation de la section :

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \Longrightarrow 0.1 < 0.2 \Longrightarrow$ **Condition d'orientation vérifiée.**

Où :

t_x, t_y : épaisseurs des parois de béton.

h,b : longueur et largeur de la section.

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times fc_{28}} = \frac{29200}{4^2 \times 2 \times 30 \times 10^3} = 0.0304$$

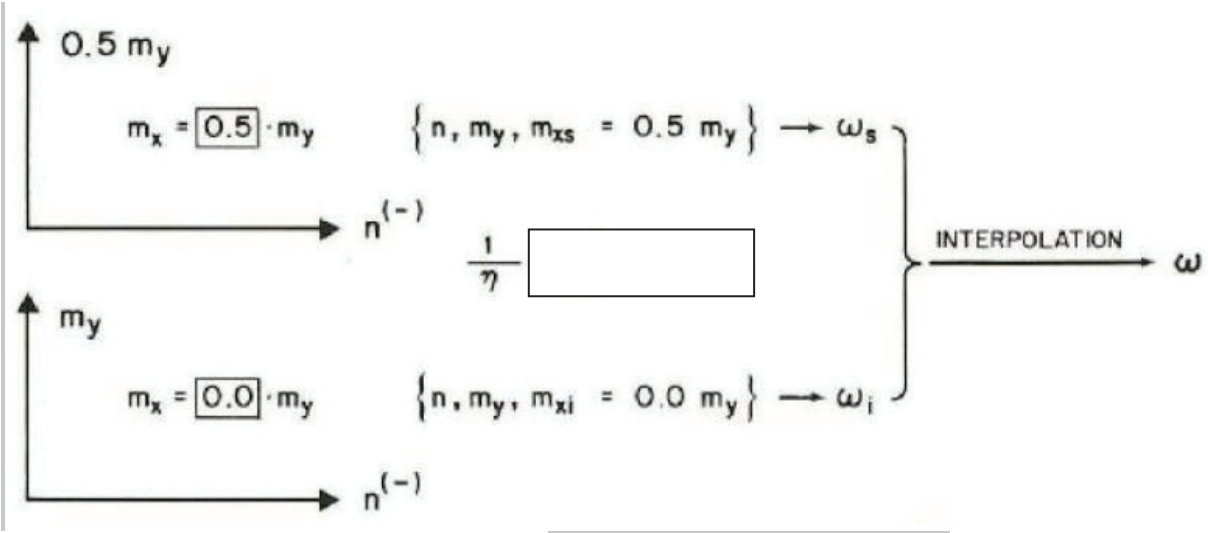
$$m_y = \frac{M_y}{h \times b^2 \times fc_{28}} = \frac{41180}{2^2 \times 2 \times 30 \times 10^3} = 0.0861$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times fc_{28}} = \frac{10785.04}{4 \times 5 \times 30 \times 10^3} = 0.045$$

$\eta = m_y/m_x = 0.086/0.0304 = 2.82 > 2$

Où :
m_x, m_y : efforts intérieurs relatif sans dimension.
$\eta = m_y/m_x$: rapport des moments relatifs sans dimensions.

Le rapport **$\eta = 2.82$** donne est compris entre les valeurs $\eta_i=2$ et $\eta_s=\infty$, pour réalise l'interpolation on inverse les rapports et l'on interprète l'abaque (m_x ; n ;η=2)comme abaque (0.5 m_y ; n ; 1/η= 0.5).



- La formule général pour l'interpolation : $\omega = \omega_i + (\omega_s - \omega_i / \eta_s - \eta_i) \times (\eta - \eta_i)$

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω, d'âpres les abaques on obtient(les abaques dans l'annexe) :$\omega_i=0.15$, $\omega_s=0.25$

$\omega = \omega_i + (\omega_s - \omega_i / \eta_s - \eta_i) \times (\eta - \eta_i) = 0.15 + (0.25-0.15/0.5-0) \times (0.354-0) = 0.185$

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times fc_{28}}{\sigma_s}$$

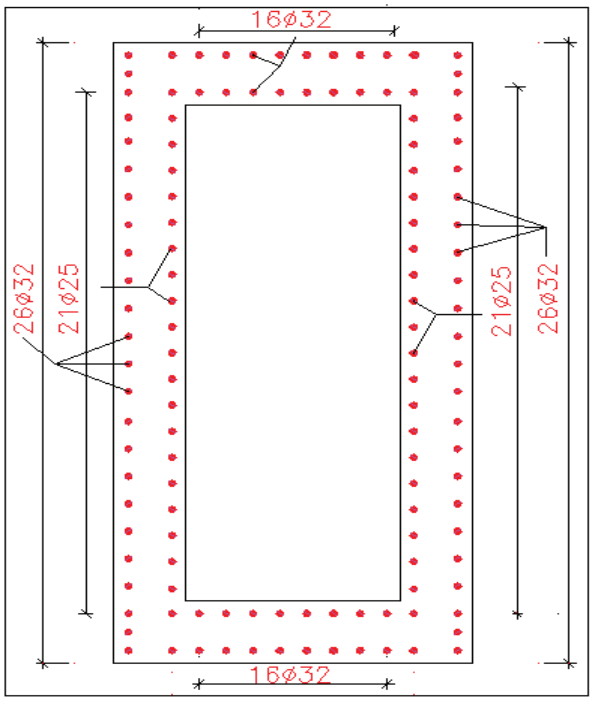
Où :
Fa : Aire totale de l'armature passive.

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times fc_{28}}{\sigma_s} = \frac{0.1854 \times 4 \times 2 \times 30}{500} = 890.88\ cm^2$$

A_s (coté b) : 0.15 F_a = 133.63 cm^2.

A_s (coté b) : 0.35 F_a = 311.808 cm^2.

On chose :
Suivant b :16 HA32
Suivant h :26 HA32 + 21 HA25



❖ **Condition de non fragilité :**

$As_{min} \geq 0.23\ h \times b \times f_{tj} / f_e$

Où :

- **h,b**: la longer et la largeur de la section.
- ***f*e**: La limite d'élasticité de l'acier : ***f*e= 500 MPa.**
- **f_{tj}**:La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours ($ft\ 28 = 0,6 + 0,06\ fc28$).

Donc :

$As_{min} \geq 0.23 \times 2 \times 4 \times 2.4 / 500$

$As_{min} \geq 88.32\ cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Figure IX.4:Ferraillage longitudinal de

IX.2.9.3 Ferraillage transversal :

Dans le cas des piles creuses avec une section transversale en forme de caisson simple et

lorsque la valeur du rapport η_k ne dépasse pas

0.20, il n'est nécessaire de vérifier les armatures de confinement à condition de satisfaire les exigences suivantes :

$$\min\left(\frac{At}{st}\right) = \frac{As.fe}{1.6.fet}$$

Où :

$\eta_k = N_{Ed} / A_c.f_{c28}$

$\eta_k = 10785.04/4.16 \times 30 \times 10^3 = 0.086 < 0.2$

Donc :

$A_t = (890.88 \times 0.1 \times 500)/(1.6 \times 500) =$

$A_t = 55.68\ cm^2$

Tell que :

A_S= section des armatures longitudinale.

$f_e = f_{et} = 500$ Mpa.

St = espacement des armatures transversale.

On prend : **28HA16**

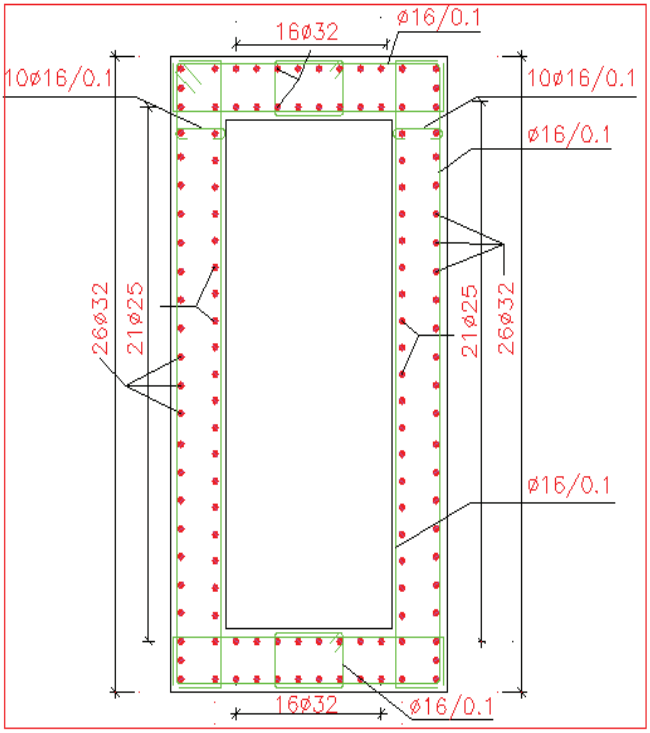


Figure IX.5:Ferraillage fut de pile.

IX.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblaie).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

IX.3.1 Pré-dimensionnement de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{mgg} = 2.4$ m $e_{mgg} = \max(0.30\text{ m}, h/8) = 0.35$ m $l_{mgg} = l_{tablier} = 9.5$ m
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	$e_{mc} = 0{,}25$ cm. $h_{mc} = h_{garde\ grève} = 2.4$ m $l_{mc} = e_{sommier\ d'appui} = 1.55$ m
Mur de front	Transmission des charges Verticales et soutien des Remblais	$h_{mf\text{-}culée} = 3.5$m $e_{mf} = e_{sommier\ d'appui} = 1.55$ m $l_{mf} = l_{tablier} = 9.5$ m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{mr} = 0.6$ m $h_{mr\text{-}culée} = 5.78$ m $l_{mr\text{-}culée} = 6.45$ m
Corbeau (arrière)	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	H1 = 0.8 m. H2 = 0,4 m. Ef = 0,4 m. L = 8.9 m.
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	$l_{dt} = \text{Min}[6\text{m}, \text{Max}(3\text{m}, 0.6h\ \text{remblai})]$ $l_{dt\text{-}C0} = 4$ m $e_{dt} = 0.30$ m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 1.5$m $L_s = 9.5$ m $l_{s\text{-}C0} = 9.6$ m

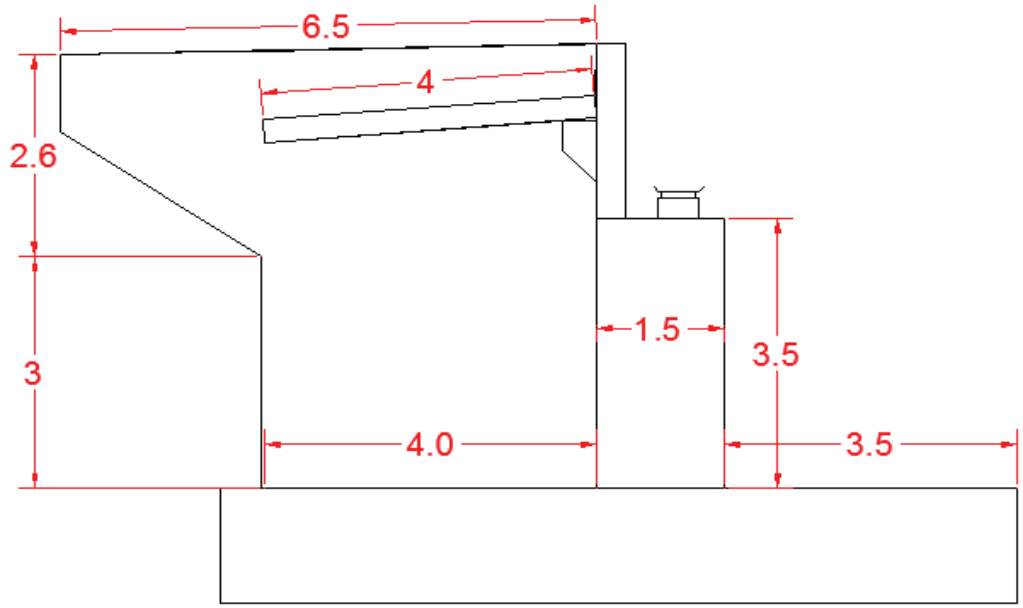


Figure IX.6:Les dimensions des éléments de la culée.

IX.3.2 Efforts dus à la culée

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détail au-dessous.

- Calcul du coefficient de poussée

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

$K\,h = 0.2$; $K\,v = \pm\, 0.3 \times K\,h = \pm\, 0.06$

K_h : Coefficient sismique horizontal.
K_v : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussés des terres sur la culée est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm K_v)K_{ad} \times H^2}$$

Dans les conditions sismiques, les coefficients de poussé sera déterminé par la formule de MONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

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

H : est la hauteur du mur.

$\boldsymbol{\gamma}$: est le poids des terres.

$\boldsymbol{\varphi}$ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
$\boldsymbol{\beta = 0}$: angle de talus avec l'horizontale.

$$\boldsymbol{\theta = arctg\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)}$$

Les coefficients de poussé sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Action du séisme	K_h	K_v	$\theta(^0)$	K_{ad}
Condition normale	0	0	/	0.33
Séisme «horizontale ; 1+K_v»	0.2	0.06	10.68	0.46
Séisme «horizontale ; 1-K_v»	0.2	-0.06	12.01	0.48

Tableau IX.12:Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	3420.00	/	0.00	0.75	0.00	/
Mur F	1288.44	/	0.50	3.25	644.22	/
DDT	123.00	/	0.50	6.28	61.50	/
Mur en R	414.00	/	2.77	4.66	1146.78	/
Corbeau	53.40	/	0.45	6.00	24.03	/
MGG	199.50	/	0.10	6.14	19.95	/
Poids des Terres Amot	3259.18	/	2.27	3.80	7398.34	/
Poids des T sur DDT	277.68	/	0.50	6.28	138.84	/
Poussée Mur Frontal	/	676.68	/	-3.10	/	-2097.72
Poussée Semelle	/	606.62	/	-0.75	/	-454.97
Poussée DDT	/	14.39	/	-6.83	/	-98.34
Poids Sur 10kN/m²	400.50	/	2.15	/	861.08	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	211.46	/	-3.60	/	-761.27
Rg	620.70	/	-0.22	/	-136.55	/
R(Al)	538.00	/	-0.22	/	-118.36	/
Rbc	543.32	/	-0.22	/	-119.53	/
RMc120	818.34	/	-0.22	/	-180.03	/

RD240	813.11	/	-0.22	/	-178.88	/
RST	0.00	/	-0.22	/	0.00	/
Hf+r	/	244.54	/	-5.00	/	-1222.68
HT°	/	121.98	/	-5.00	/	-609.88
Frein Al	/	239.50	/	-5.00	/	-1197.50
Frein Bc	/	150.00	/	-5.00	/	-750.00

Tableau IX.13:Evaluations des efforts statiques de la culée.

NB1 : Les combinaisons et les sollicitations sont montrés dans **l'Annexe C**

NB2 : (-) moment renversement.

(+) moment stabilisant

IX.3.3 Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.3.1 Ferraillage du mur garde grève

- **Evaluation des efforts**

Moment des poussées des terres :

$$\mathbf{M_p = \frac{P \times H}{3}} \qquad \text{Avec : } \mathbf{P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L}$$

H : hauteur des remblais, H = 2.4 m
$\mathbf{K_{ah}}$: coefficient de poussée des terres, $K_{ah} = 0.33$
L : longueur des remblais, L = 1m

- $\mathbf{M_{P-ELS}} = \mathbf{15.21\ KN.m/ml}$
- $\mathbf{M_{P-ELU}} = \mathbf{20.53 KN.m/ml}$

Moment due à la force de freinage du camion Bc

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}}$$

μ : coefficient de pondération,μ=1.6 à l'ELU et μ=1.2 à l'ELS
P = 60 KN

- $\mathbf{M_{P-ELS}} = \mathbf{68.44\ KN.m/ml}$
- $\mathbf{M_{P-ELU}} = \mathbf{91.25\ KN.m/ml}$

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

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$\mathbf{M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx}$ avec : $\mathbf{K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma}$

γ : coefficient de pondération, γ = 1.6 à l'ELU et γ =1.2 à l'ELS.
bc : coefficient de pondération du système **Bc.**
δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.
h : hauteur de mur de garde grève.

M_{P-ELS}= 43.19 KN.m/ml

M_{P-ELU} = 57.58 KN.m/ml

- **Combinaison d'actions sur le MGG**

→ $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q$ = 126.83 KN.m/ml.

→ $M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q$ = 169.36 KN.m/ml

- **Ferraillage de MGG**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert As= 19.2 cm^2 on prend 7HA20/ml avec St = 15cm.
Armatures de construction : $A'_s = A_s/3$ = 6.40 cm^2 on prend 7HA12/ml avec St = 15 cm.

Armature transversale : $At = A_s/4$ = 4.80 cm^2 on prend 7HA10/ml avec St = 15cm.

IX.3.3.2 Dalle de transition

- **Evaluation des efforts**

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposé simplement appuyé, elle est soumise

Remblais : $G_{remblais} = 20\times0.70$ → $G_{remblais}$ = 14 KN/m^2
poids propre de la dalle : $G_{p\ dalle} = 25\times0.30$ → $G_{p\ dalle}$= 7.5 KN/m^2
Revêtement : $G_{revêtement} = 24\times0.08$ → $G_{revêtement}$ = 1.92 KN/m^2
Surcharge d'exploitation → Q = 10 KN/m^2

- **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G + 1.6Q	95.23	95.23
ELS	G + 1.2Q	70.84	70.84

Tableau IX.14:Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

- **Ferraillage de la dalle de transition**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : Avec Robot expert A_s = 12.7 cm^2 on prend 7HA16/ml avec St = 17.5cm.

Armature de constructions : $A'_s = A_s/3$ = 4.23 cm^2 on prend 7HA12/ml avec St = 17.5 cm.

Armature longitudinal : 7 barre de HA10 avec St=17.5 cm.

IX.3.3.3 Corbeau d'appui de la dalle de transition
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 remblais :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{rem} = \frac{q \times l}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition.
q : charge des remblais ; $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p\ dalle}$

$$\longrightarrow \quad R_{rem} = \frac{23.42 \times 1}{2} = 11.71\ KN/ml$$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{s\ rem} = \frac{q \times l}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition.
q : sur charge q =10.00 KN/ml

$$R_{rem} = \frac{10.00 \times 1}{2} = 5.00\ KN/ml$$

❖ **Combinaison d'actions sur le corbeau**

$\longrightarrow$ $R_{ELU} = 1{,}35 \times M_G + 1.6 \times M_Q = 23.81$ KN/ml.

$\longrightarrow$ $R_{ELS} = M_G + 1.2 \times M_Q = 17.70$ KN/ml.

❖ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 11.2\ cm^2$ /ml on prend 6HA16/ml avec St = 15cm.
Armature de construction : $A_s = A_s/3 = 3.73 cm^2$ on prend 6HA12/ml avec St = 15cm

IX.3.3.4 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

❖ **Evaluation des efforts**

Désig	N (KN)	H (KN)	$l_{FV(x/o)}$	$l_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	1288.4375	/	0.5	1.45	644.21875	/
DDT	123	/	0.5	4.48	61.5	/
Corbeau	53.4	/	0.45	4.20	24.03	/
MGG	199.5	/	0.1	4.34	19.95	/
Poids des T sur DDT	277.68	/	0.5	4.48	138.84	/

Poussée Mur Frontal	/	676.6848	/	-1.30	/	-2097.72
Poussée DDT	/	14.3913	/	-5.03	/	-98.3406
Poussée Sur 10kN/m²	/	248.0742	/	-3.3	/	-761.27
Rg	620.70	/	-0.22	/	-136.55	/
R(Al)	538.00	/	-0.22	/	-118.36	/
Rbc	543.32	/	-0.22	/	-119.53	/
RMc120	818.34	/	-0.22	/	-180.03	/
RD240	813.11	/	-0.22	/	-178.88	/
RST	0.00	/	-0.22	/	0.00	/
Hf+r	/	244.54	/	-3.20	/	-1222.68
HT°	/	121.98	/	-3.20	/	-609.88
Frein Al	/	239.50	/	-3.20	/	-1197.50
Frein Bc	/	150.00	/	-3.20	/	-750.00

Tableau IX.15:Evaluations des efforts du mur frontal.

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas du mur frontal ; - Centre du mur frontal.

❖ **Combinaison d'actions**

Le résultat des combinaisons les plus défavorables est montré dans le tableau : (détail de calcul voir **annexe).**

Cas	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS max	3381.06	1306.5	4611.71	355.9	485.44
ELU max	5775.31	2250.27	7706.53	607.93	811.21

Tableau IX.16:Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

❖ **Ferraillage mur frontal**

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 15.5\ cm^2$ on prend 6HA20/ml avec St = 15 cm.
Armature de constructions : $A'_s = A_s/3 = 5.17 cm^2$ on prend 6HA12/ml avec St = 15 cm.
Armature transversal : $A_t = As/4 = 3.9\ cm^2$ on prend 6HA10/ml avec St=15 cm.

IX.3.3.5 Mur en retour

❖ **Evaluation des efforts**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes (les résultats dans **l'annexe B**) :

- Poussée des terres P terres = 0.6× (0.333×20×5.6) = 22.57KN/ml ;
- Poussée des surcharges de remblais : Psr =10×0.333 = 3,33 KN/m2 ;
- Poids de CCP : P eq = 7 KN/ml ;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

❖ **Combinaisons des efforts**

E.L.S : Mu = (Mt + Mpp + MCCP) + 1,2 (Msr).

E.L.U : Mu =1,35(Mt + Mpp + MCCP) + 1,6 (Msr).

❖ **Résultat et ferraillage**

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens verticale	coté remblais	319.92	235.11	18.8	6HA20
	coté extérieure	114.87	80	6.2	6HA12
Sens horizontale	coté remblais	237.5	175	13.8	5HA20
	coté extérieure	142.5	70	5.5	5HA12

Tableau IX.17:Résultats et ferraillage du mur en retour.

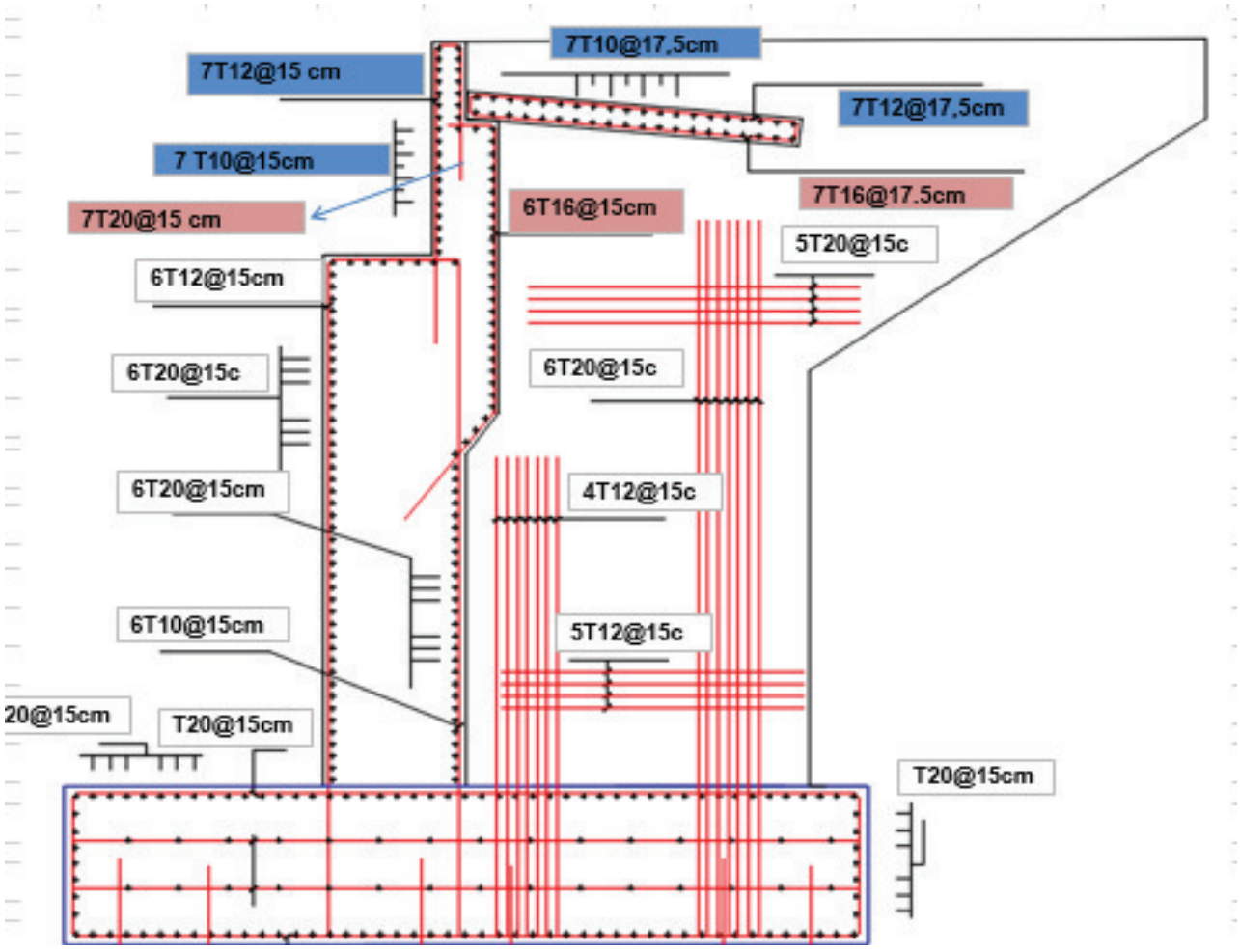


Figure IX.7:ferraillage de la culée

IX.4 ETUDE DE FONDATION

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison parmi les types courants des fondations il y a : **les fondations superficielles** et les **fondations profondes.**

D'après le rapport géotechnique réalisé et les considérations géologiques et géotechniques, ou les matériaux superficiels on choix le type de fondation qui permet le bon fonctionnement de l'ouvrage.

IX.4.1 Portance du terrain :

Pour préparer le présent projet d'exécution, organisation OZGUN CONSTRUCTION a demandé une campagne géotechnique (essais in-situ et essais au laboratoire) avec l'intention de caractériser les sols dans lesquels l'OA sera mis en place. Toute l'information incluse en ce chapitre est en accord avec le rapport géotechnique.

De l'observation du rapport géotechnique mentionné, nous obtenons par les sondages les suivantes valeurs de RQD et de résistance à la compression qui nous permettent d'obtenir la résistance portance du sol

APPUIS	RQD moyenne (%)	Résistance à la compression MPa
Culée 1	45.87	21.32
Piles	34.33	20.15
Culée 2	37	20.5

Tableau IX.18:Les valeurs des RQD et résistance à la compression.

La valeur de la portance du terrain est calculée comme suit :

$$P_{v\,adm} = p_0.\alpha 1.\alpha 2.\alpha 3\sqrt{\frac{qu}{p0}}$$

Où :

p_0 : est la pression de référence qui est prise comme 1MPa.

q_u : est la résistance à la compression simple.

$\alpha 1.\alpha 2.\alpha 3$: Sont des paramètres adimensionnels que dépendent du type de roche, de son dégrée d'altération et de l'espacement de se lit clases.

	$P_{v\,adm}$ (MPa)	$P_{v\,adm}$ (MPa)
Profondeur	2m	4m
Culée 1	0.626	0.785
Piles	0.530	0.660
Culée 2	0.550	0.575

Tableau IX.19:Les valeurs de la portance du terrain.

La valeur de la capacité portante est adéquate afin de fonder les piles et les culées avec des fondations superficielles.

Sous la pile		**Sous la culée**	
Longueur	10.00	Longueur	10.00
Largeur	10.00	Largeur	10.00
Epaisseur	2.00	Epaisseur	2.00

Tableau IX.20:Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

IX.4.2 Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir **annexe**).

	Sous la pile			Sous la culé		
Etat	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	16592.7	967.46	21574.4	18702.63	3342.12	10924.09
ELS	12290.88	701.1	15636.49	10474.24	4739.78	4415.95
ELA	8569	2980	46087.2	10186.43	4475.14	4883.68

Tableau IX.21:Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

Dans ce cas précis ou la semelle est sollicités par N et M on peut considérer que N est excentre de $\mathbf{e_0}$= **M/N** du centre gravite du fut et il faut déterminer la réaction du sol supportant la semelle.

IX.4.3 Etude du diagramme des contraintes :

Ces sollicitations (N, M) peuvent générer sur l'interface de la semelle deux types de diagrammes des contraintes dépendant de la position de N par rapport au noyau central.

- **Diagramme en trapèze :** si N tomber à l'intérieur du noyau central c.à.d: e0 ≤ B/6 alors on a le résultat de la (RDM) suivant :

$$\begin{cases} \sigma 1 = \left(1 + \dfrac{6\,e0}{B}\right)\dfrac{N}{A.B} \\ \sigma 2 = \left(1 - \dfrac{6\,e0}{B}\right)\dfrac{N}{A.B} \end{cases}$$

Ou :

$$\sigma 3 = \left(1 + \frac{3\,e0}{B}\right)\frac{N}{A.B} \leq \sigma sol$$

- **Diagramme en triangle :**

Si N tomber à l'extérieur du noyau central soit : B/6< e0 < B/4

Avec : $\begin{cases} \mathrm{R} = \dfrac{\sigma \mathrm{M.A}}{2} \\ \dfrac{x}{3} = \dfrac{B}{2} - e0 \end{cases}$

➢ **Cas de pile :**

e_0= 15636.49/ 12290.88 = 1.272< B/6

Donc : en utilise le digramme en trapéze.

$$\begin{cases} \sigma 1 = \left(1 + \dfrac{6\,e0}{B}\right)\dfrac{N}{A.B} = \dfrac{\left(1 + 6 \times \frac{1.272}{10}\right)12290.88}{10 \times 10} = 0.216\ MPa \\ \sigma 2 = \left(1 - \dfrac{6\,e0}{B}\right)\dfrac{N}{A.B} = \dfrac{\left(1 - 6 \times \frac{1.272}{10}\right)12290.88}{10 \times 10} = 0.029\ MPa \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma 3 = \left(1 + \frac{3\,e0}{B}\right)\frac{N}{A.B} = \frac{\left(1+3\times\frac{1.272}{10}\right)12290.88}{10\times10} = 0.169\ \text{MPa} \leq \sigma sol = 0.53\ \text{MPa}$$ vérifié.

IX.4.4 Calcul ferraillage de semelle sous la pile :

En utilise la méthode de bielle en remplaçant la charge N par charge fictif :

N'= N_{ser} (1+ 3 e_0/B) et les armatures sont alors égale à :

$$\begin{cases} At = \dfrac{N'(A-a)}{8.d.\sigma a} \\ AL = \dfrac{N'(B-b)}{8.d.\sigma a} \end{cases}$$

Tell que :

A_t: armature parallèle à la largeur de la semelle.
A_L : armature parallèle à la longueur de la semelle.
a,b: dimensions de fut.
d: hauteur utile = (hs- enrobage).
σ_a= (2/3) f_e= (2/3) ×500 = 333.33 MPa.
Donc:

- **Armatures transversales inférieure :**

A_{it}= $\frac{N'(A-a)}{8.d.\sigma a}$= $\frac{16.98108(10-2)}{8\times1.9\times333.33}$ = 268.12 cm^2 ⟹ 268.12/10= 26.81 cm^2/ml

donc : on prend 6HA25, avec un espacement de 18 cm.

- **Armatures longitudinale inférieure :**

A_{iL} = $\frac{N'(A-a)}{8.d.\sigma a}$= $\frac{16.98108(10-4)}{8\times1.9\times333.33}$ = 201.09cm^2 ⟹ 201.09/10= 20.1 cm^2/ml

donc : on prend 7HA20, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales supérieure :**

A_{St}= As/3 ; soit : 6 HA14, avec un espacement de 18 cm.

- **Armatures longitudinale supérieure :**

A_{SL}= As/3 ; soit : 7 HA12, avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures latérales :**

A_{S4} = As/10=2.6 cm2/ml ; Soit : 4HA10, avec un espacement de 25 cm.

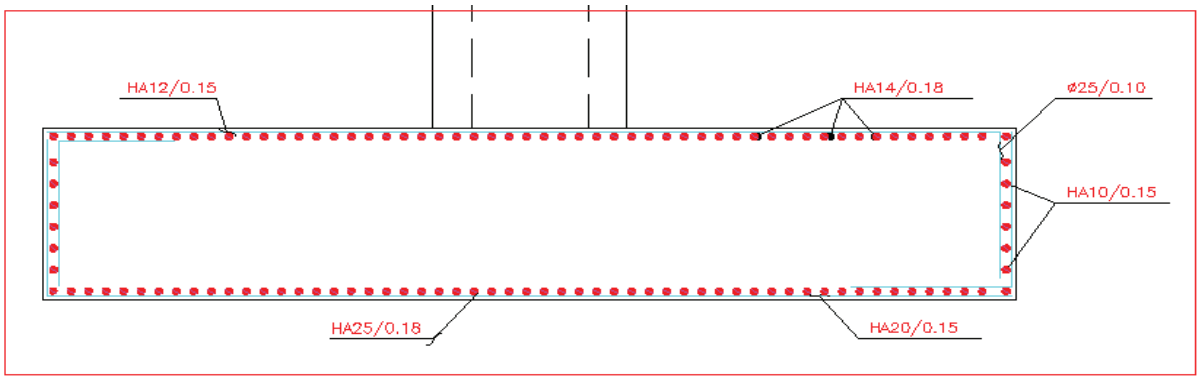


Figure IX.8:Ferraillage les éléments de la pile

➢ **Cas culée :**

e_0= 4415.95 / 10474.24 = 0.421 < B/6

Donc : en utilise le digramme en trapèze.

$$\begin{cases} \sigma 1 = \left(1 + \dfrac{6\,e0}{B}\right)\dfrac{N}{A.B} = \dfrac{\left(1 + 6 \times \frac{0.421}{10}\right)10474.24}{10 \times 10} = 0.131\ MPa \\ \sigma 2 = \left(1 - \dfrac{6\,e0}{B}\right)\dfrac{N}{A.B} = \dfrac{\left(1 - 6 \times \frac{0.421}{10}\right)10474.24}{10 \times 10} = 0.0782\ MPa \end{cases}$$

Dons :

$$\sigma 3 = \left(1 + \frac{3\,e0}{B}\right)\frac{N}{A.B} = \frac{\left(1 + 3 \times \frac{0.421}{10}\right)10474.24}{10 \times 10} = 0.117\ \text{MPa} \leq \sigma sol = 0.53$$

IX.4.5 Calcul ferraillage de semelle sous la culée :

En utilise la méthode de bielle en remplaçant la charge N par charge fictif :

N'= N_{ser} (1+ 3 e_0/B) et les armatures sont alors égale à :

$$\begin{cases} \text{At} = \dfrac{\text{N}'(\text{A} - \text{a})}{8.\,\text{d}.\,\sigma\text{a}} \\ \text{AL} = \dfrac{\text{N}'(\text{B} - \text{b})}{8.\,\text{d}.\,\sigma\text{a}} \end{cases}$$

Tell que :

A_t: armature parallèle à la largeur de la semelle.
A_L : armature parallèle à la longueur de la semelle.
a,b: dimensions de fut.
d: hauteur utile = (hs- enrobage).
σ_a= (2/3) f_e= (2/3) ×500 = 333.33 MPa.
Donc:

❖ **Armatures transversales inférieure :**

A_{it}= $\frac{N'(A-a)}{8.d.\sigma a}$= $\frac{11.768(10-2)}{8\times1.9\times333.33}$ = 185.83 cm^2 ⟹ 185.83/10= 18.583 cm^2/ml

donc : on prend 4HA25, avec un espacement de 25 cm.

❖ **Armatures longitudinale inférieure :**

A_{iL} = $\frac{N'(A-a)}{8.d.\sigma a}$= $\frac{11.768(10-4)}{8\times1.9\times333.33}$ = 139.36cm^2 ⟹ 139.36/10= 13.939 cm^2/ml

donc : on prend 7HA16, avec un espacement de 15 cm.

❖ **Armatures transversales supérieure :**

A_{St}= As/3 ; soit : 4 HA14, avec un espacement de 25cm.

❖ **Armatures longitudinale supérieure :**

A_{SL}= As/3 ; soit : 5 HA12, avec un espacement de 15 cm.

❖ **Armatures latérales :**

A_{S4} = As/10=1.858 cm$_2$/ml ; Soit : 3HA10, avec un espacement de 30 cm.

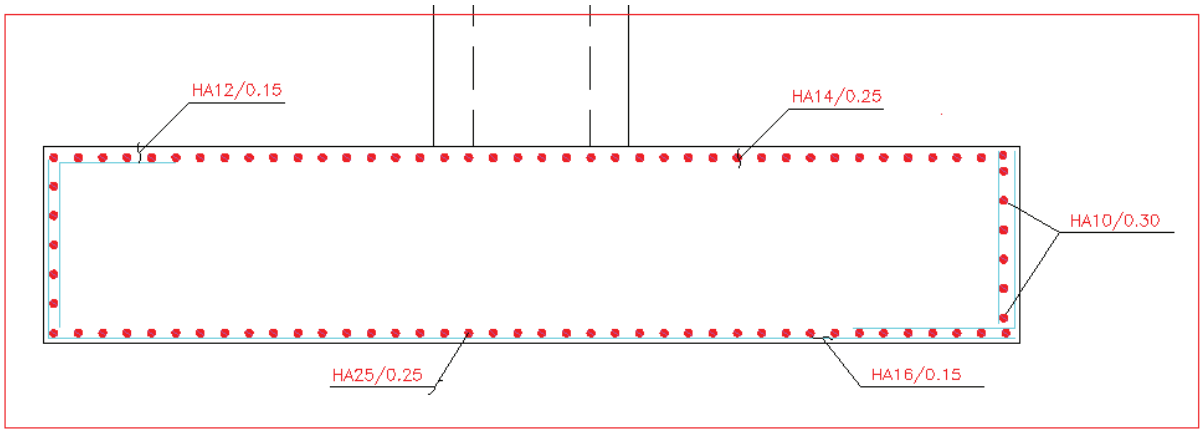


Figure IX.9:Ferraillage les éléments de la culée.

IX.5 CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé. Pour notre cas.

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des différents règlements utilisée dans le domaine des ouvrages d'art

Le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

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 mécanique des sols ainsi le calcul numérique par ordinateur.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

Livres et Règlements

1. ***ENV 94-1-1, Eurocode 4.****Conception et dimensionnement des constructions mixtes acier-béton.*

2. ***Aribert J. -M.****Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé sur le degré minimum de la connexion partielle d'une poutre mixte. 1997 .*

3. ***Bouazaoui L.****Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-Béton assemblées par collage. s.l. : Thèse de Doctorat Université de Reims Champagne Ardenne.*

4. ***Mimoune M., Tebbakh B. et. Mimoune F. Z.****Etude de la connexion acier-béton dans les poutres mixtes . s.l. : Université de Constantine. .*

5. ***Siouane S., :.****Etude de la connexion dans les poutres mixtes avec ou sans tôle –Analyse du glissement à l'interface acier-béton. s.l. : Université de Sétif.*

6. ***Bullo B., Di Marco R.,.****A simplified method for the ductile behaviour of stud connectors in composite beams with high strength concrete slab. s.l. : Journal of Constructional Steel Research.*

7. guide méthodologique SETRA *déroule deux exemples numériques de calcul de ponts en ossature mixte Selon les Eurocodes (un bipoutre entretoisé et un caisson ouvert).*

8. ***Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes.*** *Ioannis Vayas and Aristidis Iliopoulos.*

9. ***Règles définissant les charges a appliques pour le calcul et les épreuves des ponts routes (PCPR).***

10. ***Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.***

11. ***EN 1997 Eurocode 7: Calcul géotechnique Partie 1: Règles générales.***

12. ***Guide SETRA de conception durable*** *Ponts mixtes acier-béton Version 4 d'août 2009.*

Logiciels utilisés

Robot structural analysis 2014.

AutoCAD 2013.

Robot expert 2010.

Microsoft office 2016.

ANNEXES A

Tableau A.1: Calcul de poids propres des poutres

Appuis	X réel (m)	Hauteur de la poutre (m)	Larguer semelle inf (m)	Épaisseur semelle inf (m)	Aire de la section inf (m^2)	Largeur de la semelle sup (m)	Épaisseur semelle sup 'm)	Aire de la section sup (m^2)	Hauteur de l'âme (m)	Épaisseur de l'âme (m)	Aire de l'âme (m^2)	Aire de section (m^2)	Poids de poutre (t)	Poids totale (t)
culee	0	1.6	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.49	0.025	0.03725	0.14025	1.1009625	41.021745
	1	1.601	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.491	0.025	0.037275	0.140275	1.10115875	
	2	1.603	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.493	0.025	0.037325	0.140325	1.10155125	
	3	1.606	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.496	0.025	0.0374	0.1404	1.10214	
	4	1.611	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.501	0.025	0.037525	0.140525	1.10312125	
	5	1.617	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.507	0.025	0.037675	0.140675	1.10429875	
	6	1.625	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.515	0.025	0.037875	0.140875	1.10586875	
	7	1.634	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.524	0.025	0.0381	0.1411	1.107635	
	8	1.644	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.534	0.025	0.03835	0.14135	1.1095975	
	9	1.656	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.546	0.025	0.03865	0.14165	1.1119525	
	10	1.669	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.559	0.025	0.038975	0.141975	1.11450375	
	11	1.684	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.574	0.025	0.03935	0.14235	1.1174475	
	12	1.7	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.59	0.025	0.03975	0.14275	1.1205875	
	13	1.717	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.607	0.025	0.040175	0.143175	1.12392375	
	14	1.736	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.626	0.025	0.04065	0.14365	1.1276525	
	15	1.756	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.646	0.025	0.04115	0.14415	1.1315775	
	16	1.777	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.667	0.025	0.041675	0.144675	1.13569875	
	17	1.8	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.69	0.025	0.04225	0.14525	1.1402125	
	18	1.824	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.714	0.025	0.04285	0.14585	1.1449225	
	19	1.85	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.74	0.025	0.0435	0.1465	1.150025	
	20	1.877	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.767	0.025	0.044175	0.147175	1.15532375	
	21	1.905	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.795	0.025	0.044875	0.147875	1.16081875	
	22	1.935	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.825	0.025	0.045625	0.148625	1.16670625	
	23	1.966	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.856	0.025	0.0464	0.1494	1.17279	
	24	1.999	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.889	0.025	0.047225	0.150225	1.17926625	
	25	2.033	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.923	0.025	0.048075	0.151075	1.18593875	
	26	2.068	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.958	0.025	0.04895	0.15195	1.1928075	
	27	2.104	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.994	0.025	0.04985	0.15285	1.1998725	
	28	2.143	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.033	0.025	0.050825	0.153825	1.20752625	
	29	2.182	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.072	0.025	0.0518	0.1548	1.21518	
	30	2.223	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.113	0.025	0.052825	0.155825	1.22322625	
	31	2.265	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.155	0.025	0.053875	0.156875	1.23146875	
	32	2.309	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.199	0.025	0.054975	0.157975	1.24010375	
	33	2.354	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.244	0.025	0.0561	0.1591	1.248935	
	34	2.4	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.29	0.025	0.05725	0.16025	1.2579625	
pile1	35	2.4	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.29	0.025	0.05725	0.16025	1.2579625	63.6348475
	36	2.4	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.29	0.025	0.05725	0.16025	1.2579625	
	37	2.341	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.231	0.025	0.055775	0.158775	1.24638375	
	38	2.284	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.174	0.025	0.05435	0.15735	1.2351975	
	39	2.229	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.119	0.025	0.052975	0.155975	1.22440375	
	40	2.179	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.069	0.025	0.051725	0.154725	1.21459125	
	41	2.126	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.016	0.025	0.0504	0.1534	1.20419	
	42	2.078	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.968	0.025	0.0492	0.1522	1.19477	
	43	2.033	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.923	0.025	0.048075	0.151075	1.18593875	
	44	1.989	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.879	0.025	0.046975	0.149975	1.17730375	
	45	1.948	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.838	0.025	0.04595	0.14895	1.1692575	
	46	1.909	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.799	0.025	0.044975	0.147975	1.16160375	
	47	1.873	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.763	0.025	0.044075	0.147075	1.15453875	
	48	1.839	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.729	0.025	0.043225	0.146225	1.14786625	
	49	1.807	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.697	0.025	0.042425	0.145425	1.14158625	
	50	1.777	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.667	0.025	0.041675	0.144675	1.13569875	
	51	1.75	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.64	0.025	0.041	0.144	1.1304	
	52	1.725	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.615	0.025	0.040375	0.143375	1.12549375	
	53	1.702	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.592	0.025	0.0398	0.1428	1.12098	
	54	1.681	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.571	0.025	0.039275	0.142275	1.11685875	
	55	1.663	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.553	0.025	0.038825	0.141825	1.11332625	
	56	1.647	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.537	0.025	0.038425	0.141425	1.11018625	
	57	1.633	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.523	0.025	0.038075	0.141075	1.10743875	
	58	1.622	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.512	0.025	0.0378	0.1408	1.10528	
	59	1.613	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.503	0.025	0.037575	0.140575	1.10351375	
	60	1.606	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.496	0.025	0.0374	0.1404	1.10214	
	61	1.601	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.491	0.025	0.037275	0.140275	1.10115875	
	62	1.6	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.49	0.025	0.03725	0.14025	1.1009625	
	63	1.6	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.49	0.025	0.03725	0.14025	1.1009625	
	64	1.601	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.491	0.025	0.037275	0.140275	1.10115875	
	65	1.606	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.496	0.025	0.0374	0.1404	1.10214	
	66	1.613	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.503	0.025	0.037575	0.140575	1.10351375	
	67	1.622	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.512	0.025	0.0378	0.1408	1.10528	

	68	1.633	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.523	0.025	0.038075	0.141075	1.10743875
	69	1.647	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.537	0.025	0.038425	0.141425	1.11018625
	70	1.663	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.553	0.025	0.038825	0.141825	1.11332625
	71	1.681	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.571	0.025	0.039275	0.142275	1.11685875
	72	1.702	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.592	0.025	0.0398	0.1428	1.12098
	73	1.725	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.615	0.025	0.040375	0.143375	1.12549375
	74	1.75	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.64	0.025	0.041	0.144	1.1304
	75	1.777	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.667	0.025	0.041675	0.144675	1.13569875
	76	1.807	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.697	0.025	0.042425	0.145425	1.14158625
	77	1.839	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.729	0.025	0.043225	0.146225	1.14786625
	78	1.873	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.763	0.025	0.044075	0.147075	1.15453875
	79	1.909	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.799	0.025	0.044975	0.147975	1.16160375
	80	1.948	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.838	0.025	0.04595	0.14895	1.1692575
	81	1.989	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.879	0.025	0.046975	0.149975	1.17730375
	82	2.033	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.923	0.025	0.048075	0.151075	1.18593875
	83	2.078	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	1.968	0.025	0.0492	0.1522	1.19477
	84	2.126	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.016	0.025	0.0504	0.1534	1.20419
	85	2.176	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.066	0.025	0.05165	0.15465	1.2140025
	86	2.226	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.116	0.025	0.0529	0.1559	1.223815
	87	2.284	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.174	0.025	0.05435	0.15735	1.2351975
	88	2.341	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.231	0.025	0.055775	0.158775	1.24638375
	89	2.4	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.29	0.025	0.05725	0.16025	1.2579625
Pile2	90	2.4	1	0.075	0.075	0.8	0.035	0.028	2.29	0.025	0.05725	0.16025	1.2579625

Tableau A.2: Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

Cas de charge	L (m)	Gtot(KN)	1 voie	2 voie
cas 1	35	4205.853	1.07462463	1.09365221
cas 2	90	10767.383	1.030918	1.03889468
cas 3	145	17328.913	1.01950162	1.0245458
cas 4	200	23890.44	1.01424293	1.01793101
cas 5	235	28096.3	1.01215279	1.01529871
cas 6	55	6561.53	1.04935344	1.06206425
cas 7	110	13123.06	1.02550974	1.03210915
cas 8	165	19684.59	1.01720152	1.02165749
cas 9	180	21534.766	1.01578439	1.01986648
cas 10	125	14973.236	1.02251181	1.02832306
cas 11	70	8411.706	1.03923693	1.04931671

Tableau A.3: Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de charge	L(m)	Gtot	voie 1	voie 2
cas 1	35	4205.853	1.06338958	1.0761946
cas 2	90	10767.383	1.02635485	1.03156417
cas 3	145	17328.913	1.01663895	1.01990833
cas 4	200	23890.44	1.01215745	1.01453967
cas 5	235	28096.3	1.01037644	1.01240569
cas 6	55	6561.53	1.04198519	1.05039108
cas 7	110	13123.06	1.02174865	1.02604316
cas 8	165	19684.59	1.01467665	1.01756047
cas 9	180	21534.766	1.01347368	1.01611303
cas 10	125	14973.236	1.01920697	1.02298094
cas 11	70	8411.706	1.033437	1.04005625

Cas de charge	**L(m)**	**Gtot**	**δ**
cas 1	35	4205.853	1.08682335
cas 2	90	10767.383	1.03599506
cas 3	145	17328.913	1.02270625
cas 4	200	23890.44	1.01658403
cas 5	235	28096.3	1.01414907
cas 6	55	6561.53	1.05746838
cas 7	110	13123.06	1.02970652
cas 8	165	19684.59	1.02003141

cas 9	180	21534.766	1.01837623
cas 10	125	14973.236	1.02620554
cas 11	70	8411.706	1.04566121

Tableau A.4: Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge MC210.

Tableau A.5 :Effort de freinage A(l).

cas de charge	L(m)	A(L)(KN/m2)	F1(KN)	F2(KN)
cas 1	35	9.95	59.6646882	116.876423
cas 2	90	5.83	87.025234	165.408692
cas 3	145	4.59	106.970897	197.807027
cas 4	200	4	124.721604	224.899598
cas 5	235	3.75	134.813965	239.493351
cas 6	55	7.67	71.4178608	138.327673
cas 7	110	5.25	94.6832182	178.122935
cas 8	165	4.33	113.552818	208.012894
cas 9	180	4.175	118.453051	215.50594
cas 10	125	4.92	99.9709724	186.666667
cas 11	70	6.69	78.5832434	150.960166

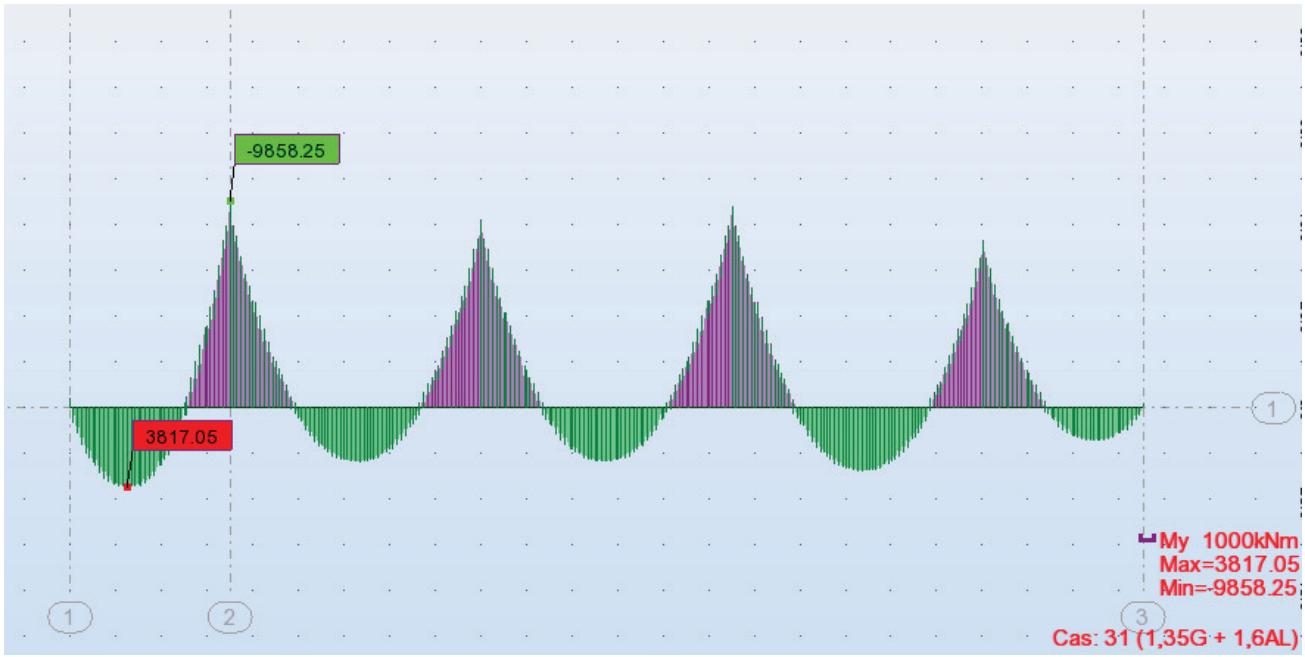


Figure 1:Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.6 AL

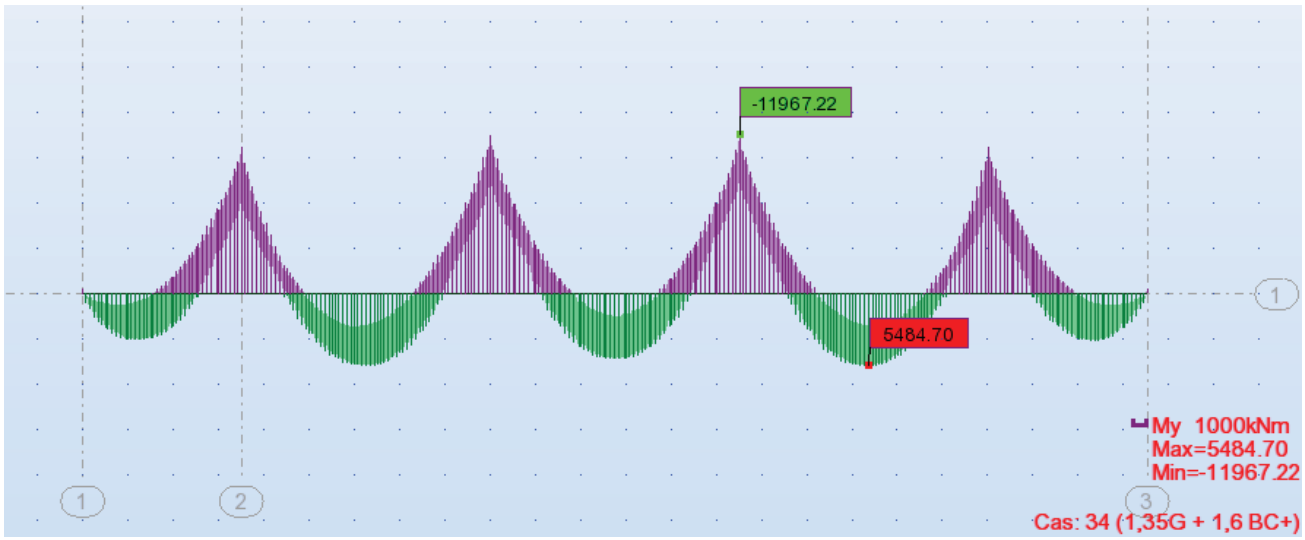


Figure 2:Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.6 BC

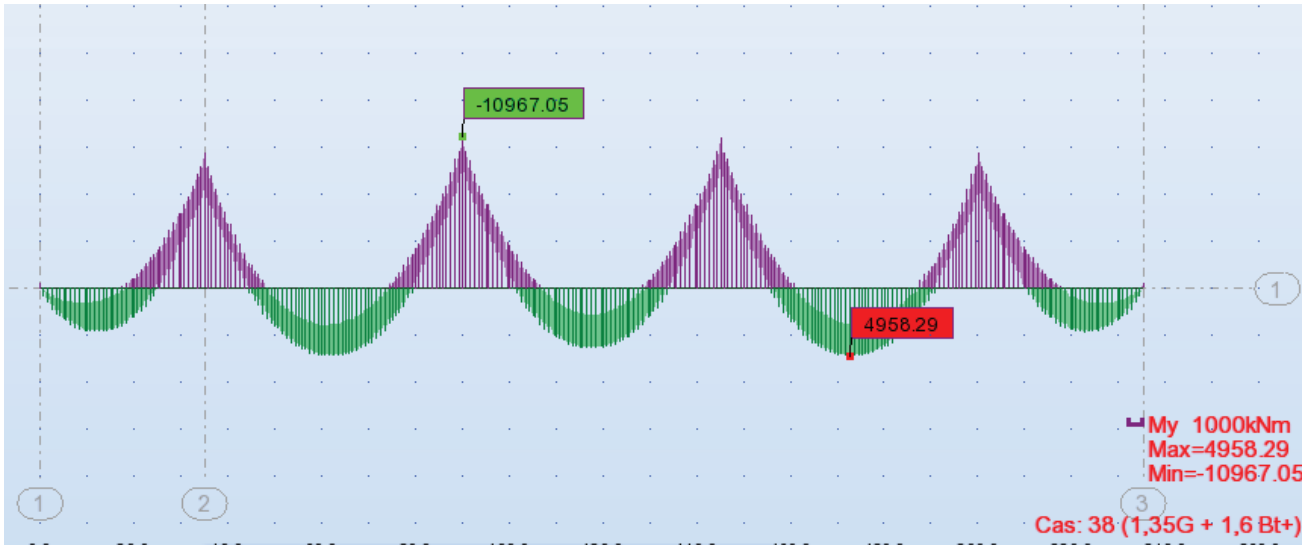


Figure 3:Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.6 Bt

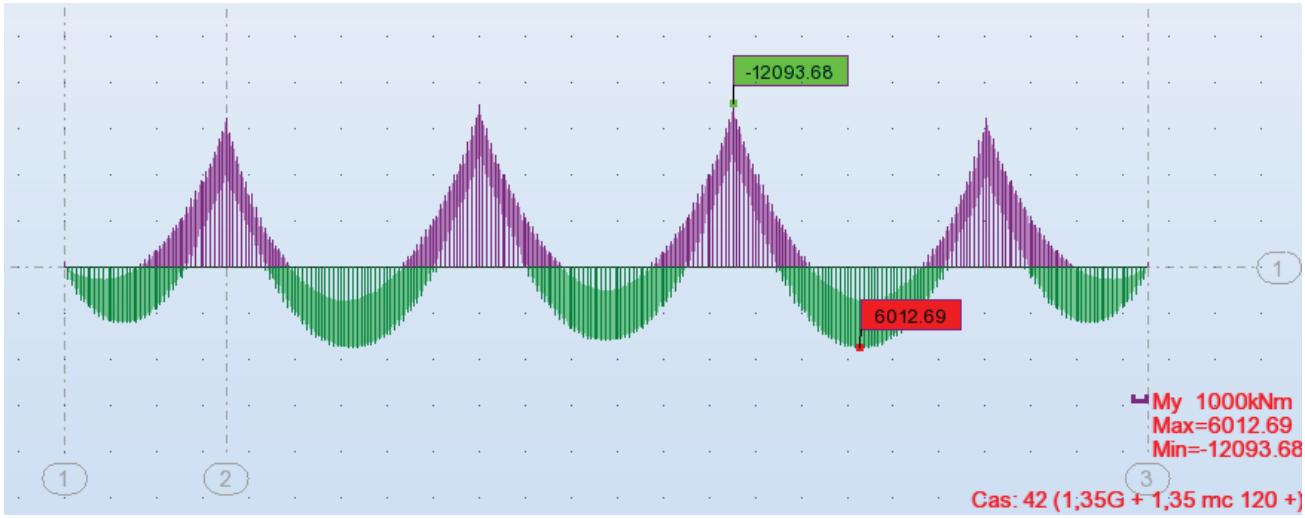


Figure 4:Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.35 MC120

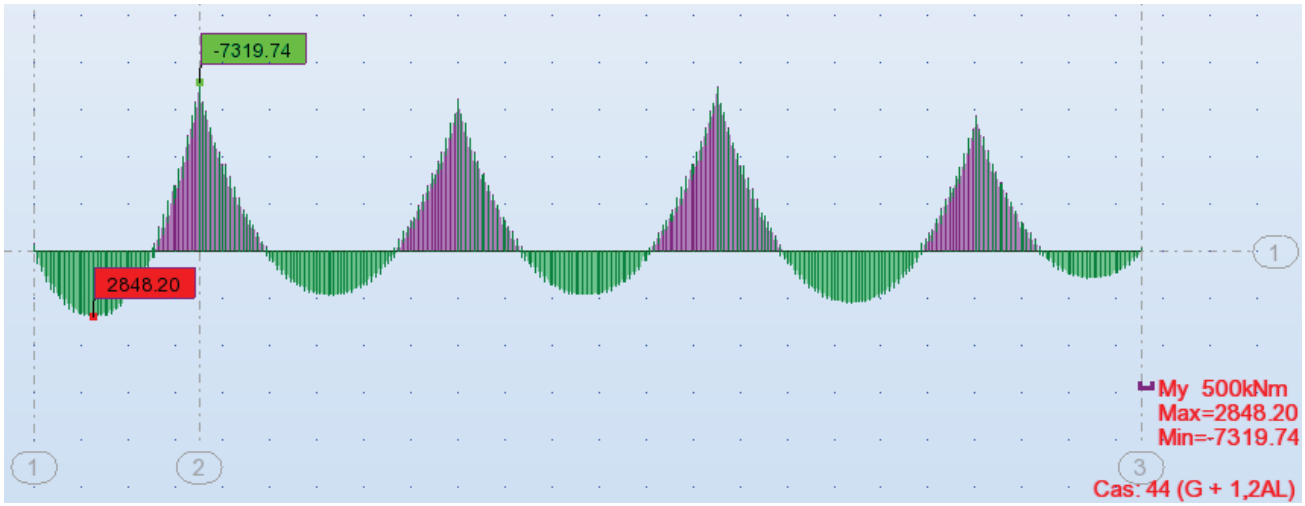


Figure 5:Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2AL

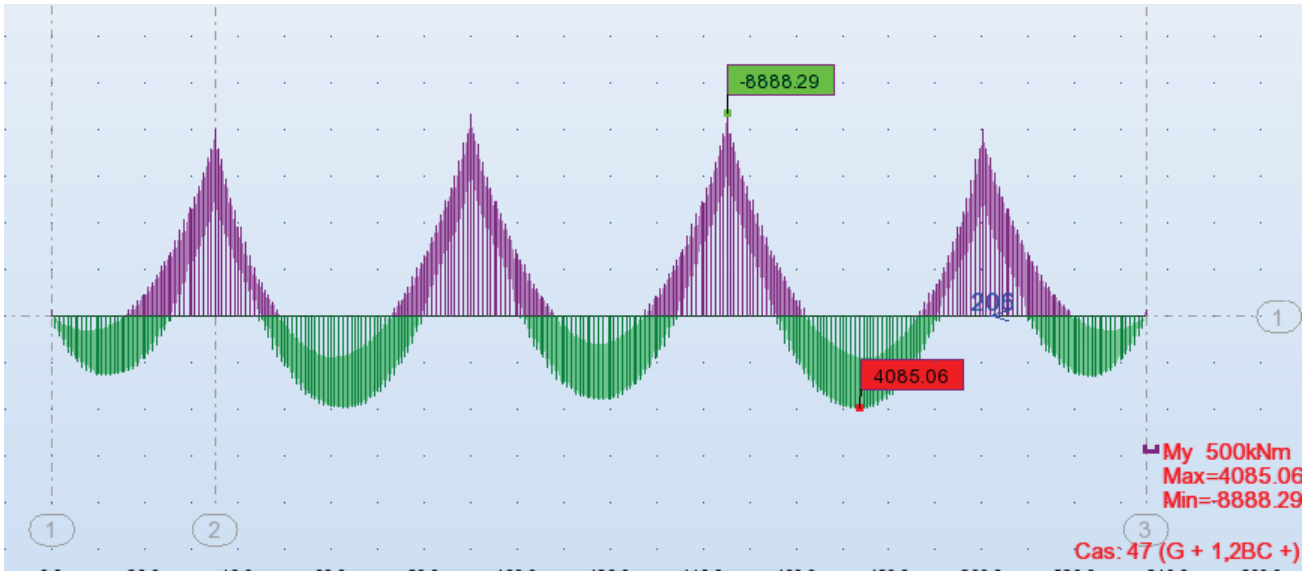


Figure 6:Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2BC

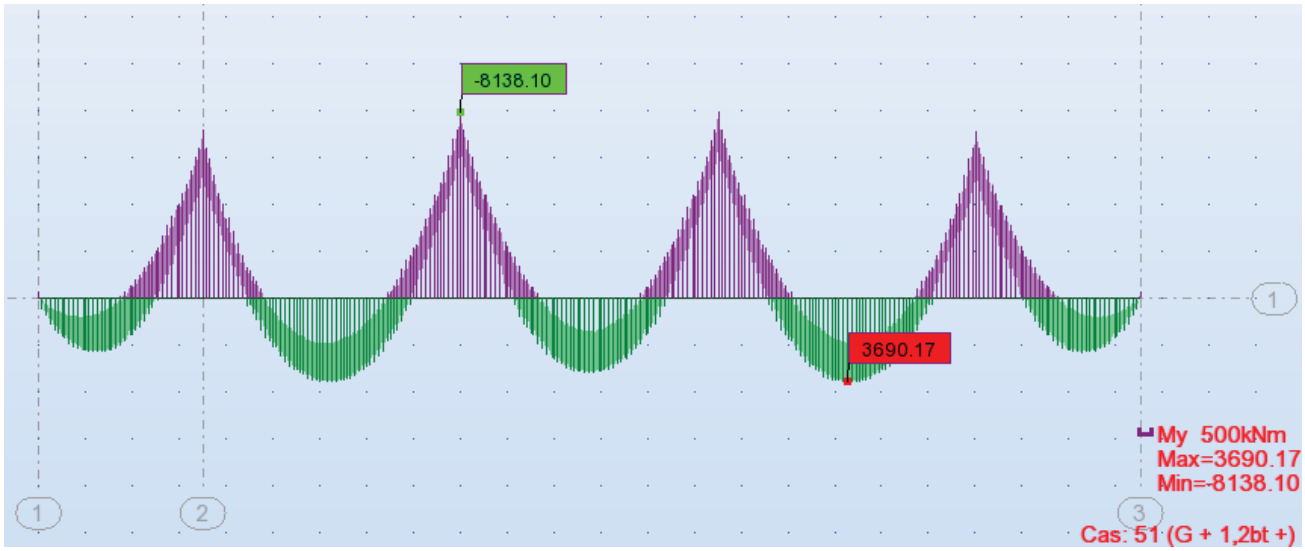


Figure 7:Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2BT

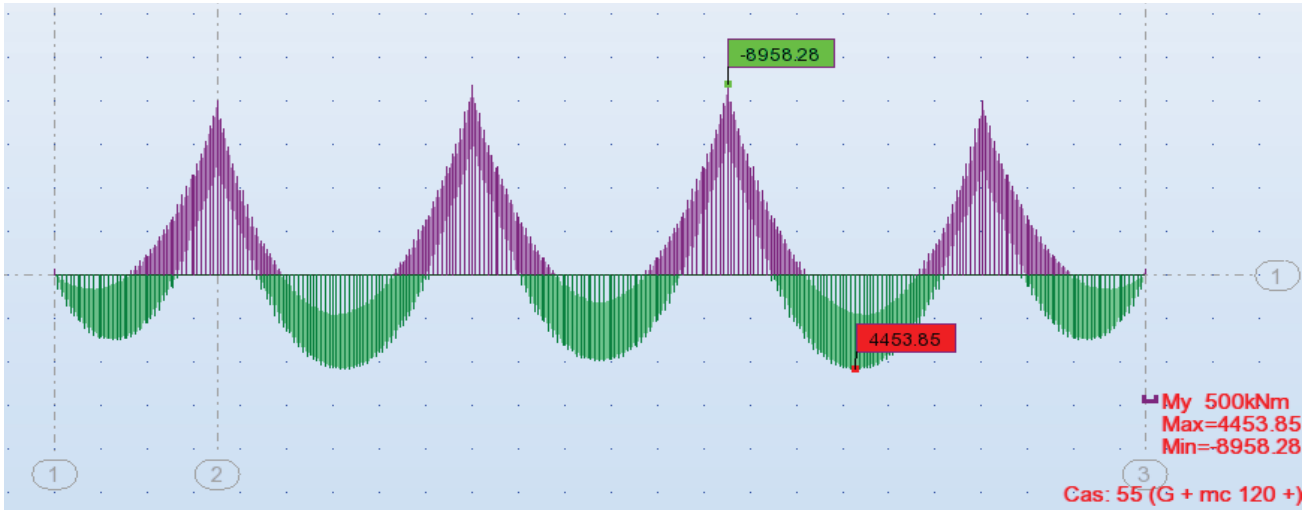


Figure 8:Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC 120

1. Ferraillages nappe supérieure (sur appui)

❖ **Armature transversale :**

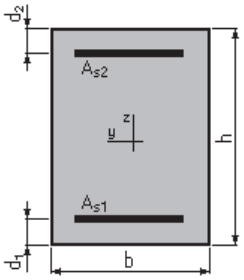
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 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)	0.00	40.20
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	29.78

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 5.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.6 (cm2)

Théorique ρ = 0.21 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} **= 0.00 (kN*m)** M_{min} **= 40.20(kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.36 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 1.4 (cm)

Bras de levier : Z = 24.4 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0.60 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 0.00 (kN*m)** M_{min} **= 29.78 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 5.5 (cm)

Bras de levier : Z = 23.2 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 2.0 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : σ_s = 18.7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

2. Ferraillages nappe supérieure (sur appui)

- **Armature transversale :**

Calcul de Section en Flexion Simple

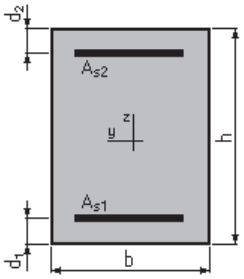
1. Hypothèses:

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 = 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)	261.57	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	153.58	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 28.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.6 (cm2)

Théorique ρ = 1.15 (%)

Minimum ρ_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 261.57 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.05 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 7.9 (cm)

Bras de levier : Z = 21.8 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 7.59 (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 153.58$ **(kN*m)** $M_{min} = 0.00$ **(kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : y = 11.0 (cm)

Bras de levier : Z = 21.3 (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 13.1$ (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

8.6 ACIERS DES CONNECTEURS

Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprises au tableau ci-dessous.
Coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur : $\gamma_v = 1,25$ (sauf actions accidentelles: $\gamma_v = 1$)

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	fy (N/mm²)	fu (N/mm²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450

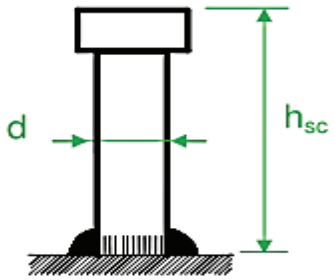


Figure 1:Acier des connecteurs

Appuis	**Kappui (MN/m)**	**KT (MN/m)**	**F(KN)**	**Fappui (KN)**
C1	4.235	34.23	3368.74	416.78
P1	6.7	34.23	3368.74	659.38
P2	6.37	34.23	3368.74	626.9
P3	6.32	34.23	3368.74	621.98
P4	6.37	34.23	3368.74	620.9
C2	4.235	34.23	3368.74	416.78

Tableau 1:Distribution des efforts sismiques longitudinaux sur chaque appui.

Appuis	K_{appui} (MN/m)	M (KN)	T (S)	Sa (m/S^2)	Fi (KN)
C_1	4.235	2109.09	1.4	1.54	324.8
P_1	6.56	6888.744	2.03	1.05	723.3
P_2	5.61	8514.51	2.45	0.88	749.27
P_3	5.47	8560.01	2.84	0.75	642
P_4	5.6	7332.304	2.27	0.95	696.5
C_2	4.235	2109.09	1.4	1.54	324.8

Tableau 2:Distribution des efforts sismiques transversaux sur chaque appui.

Appuis	E_X(KN)	E_Y(KN)	E_Z(KN)	E_1(KN)	E_2(KN)	E_3(KN)
C_1	416.78	324.8	603	695.12	630.74	825.47
P_1	659.38	723.3	1070.2	1197.43	1242.174	1485
P_2	626.9	749.27	1371.7	1263.19	1348.85	1784.55
P_3	621.98	642	1371.7	1226.09	1240.11	1750.89
P_4	626.9	696.5	1070.2	1156.91	1205.63	1467.18
C_2	416.78	324.8	603	695.12	630.73	825.47

Tableau 3:Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appui.

	N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G + 1.2 A(l) 2Vs + St + 0.6HT + Fflv	11998.21	701.18	15636.49	0	15636.49
G + 1.2 Bc 2Vs+ St + 0.6T + Hflv	11974.79	678.66	15134.20	0	15134.20
G + Mc 120+ 0.6 HT + Hflv	12043.52	635.44	14170.31	0	14170.312
G + D240+ 0.6 HT + Hflv	12290.52	635.44	14170.31	0	114170.31
1.35G+1.6A(l)2Vs+1.6St +0.9HT + Hflv	16182 .8	967.46	21574.43	0	21574.43
1.35 G +1.6 Bc Vs+1.6St +0.9 HT + Hflv	16151.57	937.43	20904.52	0	20904.52
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 HT + Hflv	16258.76	879.8	19619.52	0	19619.52

1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 HT + Hflv	16592.7	879.8	19619.52	0	19619.52

Tableau 4:Combinaison d'actions agissant sous la semelle (cas de la pile).

	N(KN)	H_L(KN)	M_{HL}(KN.m)	M_V(KN.m)	M(KN.m)
G + 0.2A(l) 2Vs + 0.4 HT + Hflv	6167.98	1960.79	37021.07	0	37021.07
G + Ex + 0.2 Bc 2Vs + 0.4 HT + Hflv	6162.08	1819.94	36944.86	0	36944.86
G + Ex + 0.2 Mc 120 + 0.4 HT + Hflv	6206.65	1812.74	36798.62	0	36798.62
G + Ex + 0.2 D240 + 0.4 HT + Hflv	6256.12	1812.74	36798.63	0	36798.63

Tableau 5:Combinaison d'actions sismiques dues au tablier.

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3	R_{max}	R_{min}
H_L(MN)	2.38	0	0	2.38	0.714	0.714	0.597	0.593
H_T(MN)	0	2.2	0	0.66	2.2	0.66	0	0
M_L(MN.m)	32.6	0	0	32.6	9.78	9.78	13.11	13.09
M_T(MN.m)	0	32.97	0	9.89	32.97	9.89	0	0
N(MN)	0	0	2.02	0.606	0.606	2.02	3.5	3.45

Tableau 6:Effort sismique combiné selon le RPOA sur la semelle (cas de la pile).

	E1+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	E3+Pperm+Rmax	-E1+Pperm+Rmin	-E2+Pperm+Rmin	-E3+Pperm+Rmin
H_L(MN)	2.98	1.311	1.311	1.78	0.12	0.12
H_T(MN)	0.66	2.2	0.66	0.66	2.2	0.66
M_L(MN.m)	23.00	46.08	23.00	3.22	19.85	-3.22
M_T(MN.m)	9.89	32.97	9.89	9.89	32.97	9.89
N(MN)	7.245	7.24	8.65	6.03	6.03	4.62

Tableau 7:Combinaisons d'actions sismiques sous la semelle.

	N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G + 1.2 A(l) 2Vs + St + 0.6HT + Fflv	6908.21	701.18	12243.74	0	12243.74
G + 1.2 Bc 2Vs+ St + 0.6T + Hflv	6884.79	678.66	11786.50	0	11786.50
G + Mc 120+ 0.6 HT + Hflv	6953.52	635.44	10909.05	0	10909.05
G + D240+ 0.6 HT + Hflv	7200.88	635.44	10909.05	0	10909.05

1.35G+1.6A(l)2Vs+1.6St +0.9HT + Hflv	10816.27	967.46	19639.5	0	19639.5
1.35 G +1.6 Bc Vs+1.6St +0.9 HT + Hflv	10785.04	937.43	19029.86	0	19029.86
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 HT + Hflv	10892.23	879.8	17859.93	0	17859.93
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 HT + Hflv	11226.17	879.8	17859.93	0	17859.93

Tableau 8:Combinaison d'actions normales sous fut.

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3	R_{max}	R_{min}
H_L(MN)	1.95	0	0	1.95	0.58	0.58	0.597	0.593
H_T(MN)	0	1.96	0	0.59	1.96	0.59	0	0
M_L(MN.m)	28.86	0	0	28.86	8.66	8.66	11.98	11.90
M_T(MN.m)	0	29.2	0	8.76	29.2	8.76	0	0
N(MN)	0	0	2.00	0.6	0.6	2.00	3.5	3.45

Tableau 9: Effort sismique combiné selon le RPOA sur fut.

	E1+Pperm+ Rmax	E2+Pperm+ Rmax	E3+Pperm+ Rmax	-E1+Pperm+R min	-E2+Pperm+ Rmin	-E3+Pperm+ Rmin
H_L(MN)	2.55	1.18	1.18	1.36	-0.007	-0.007
H_T(MN)	0.59	1.96	0.59	0.59	1.96	0.59
M_L(MN. m)	20.74	41.18	20.74	-3.14	17.29	-3.14
M_T(MN. m)	8.76	29.2	8.76	8.76	29.2	8.76
N(MN)	6.93	6.93	8.33	5.73	5.73	4.33

Tableau 10:Combinaisons d'actions sismiques sous fut.

	N (KN)	**H (KN)**	**MH (KN.m)**	**MV (KN.m)**	**M (kn.m)**
G+0.6T	9655.90	1615.42	-5000.90	9297.10	4296.20
G+0.6T+1.2Q	10136.50	1869.18	-5914.43	10330.39	4415.97
G+0.6T+1.2A(l)+ST	10301.50	1902.82	-6437.90	9155.07	2717.17
G+0.6T+1.2Bc+ST	10307.88	1795.419	-5900.90	9153.67	3252.77
G+0.6T+Mc120	10474.24	1615.42	-5000.90	9117.07	4116.17

G+0.6T+D240	10469.01	1615.42	-5000.90	9118.22	4117.32
1.35G+0.9T	13035.46	2191.79	-5778.39	12551.09	6772.70
1.35G++0.9T+1.6Q	13676.26	3297.26	-9018.86	18321.69	9302.83
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	18458.67	3342.12	-9716.83	16754.59	7037.77
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	18467.19	3198.92	-9000.83	16752.72	7751.90
1.35G+0.9T+1.35Mc120	18702.63	2191.79	-5778.39	16700.92	10922.53
1.35G+0.9T+1.35D240	18695.57	2191.79	-5778.39	16702.48	10924.09

Tableau 11:Combinaison d'actions normales sous la semelle (cas de la culée).

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**$I_{FV(x/o)}$**	**$I_{FH(y/o)}$**	**$M_{FV/o}$**	**$M_{FH/o}$**
Semelle	205.20	684.00	0.00	0.75	0.00	513.00
Mur F	77.31	257.69	0.50	3.25	38.65	837.48
DDT	7.38	24.60	0.50	6.28	3.69	154.49
Mur en R	24.84	82.80	2.77	4.66	68.81	385.85
Corbeau	3.20	10.68	0.45	6.00	1.44	64.08
MGG	11.97	39.90	0.10	6.14	1.20	244.99
Poids des Terres Amot	195.55	651.84	2.27	3.80	443.90	2476.98
Poids des T sur DDT	16.66	55.54	0.50	6.28	8.33	348.77
Somme	542.11	1807.04	/	/	566.02	5025.63

Tableau 12:Sollicitation sismique sous la semelle (cas de la culée) .

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**$I_{FV(x/o)}$**	**$I_{FH(y/o)}$**	**$M_{FV/o}$**	**$M_{FH/o}$**
P_{ad} (1+kv)	/	2268.01	/	2.400	/	5443.23
P_{ad} (1-kv)	/	2100.31	/	2.400	/	5040.74

Tableau 13:evaluation des charges sismique due à la poussée dynamique .

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	**0.00**	**4075.05**	**10468.86**
CAS 2	**0.00**	**3907.35**	**10066.37**
CAS 3	**542.11**	**0.00**	**566.02**

Tableau 14:Combainaison d'effort sismique dû à la culée.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	9495.14	4475.14	-3213.09
P min - H - 0,3V	8846.53	4292.02	-3255.35
P max + V - 0,3H	10186.43	1581.40	4883.68
P min - V - 0,3H	8155.23	1513.93	3824.03

Tableau 15:Combinaisons d'actions sismiques sous la semelle (cas de la culée).

	N (KN)	**H (KN)**	**M_H (KN.m)**	**M_V (KN.m)**	**M (kn.m)**
G+0.6T	2562.72	1008.80	-3784.66	751.98	-3032.68
G+0.6T+1.2Q	2562.72	1306.49	-4698.19	751.98	-3946.20
G+0.6T+1.2A(I)	3208.32	1296.20	-5221.66	609.95	-4611.71
G+0.6T+1.2Bc	3214.70	1188.796	-4684.66	608.55	-4076.12
G+0.6T+Mc120	3381.06	1008.80	-3784.66	571.95	-3212.71
G+0.6T+D240	3375.83	1008.80	-3784.66	573.10	-3211.56
1.35G+0.9T	3459.67	1372.85	-5164.18	1015.18	-4149.00
1.35G++0.9T+1.6Q	3459.67	2250.27	-8189.68	1370.49	-6819.19
1.35G+0.9T+1.6A(I)	5531.35	2236.55	-8887.65	1181.12	-7706.53
1.35G+0.9T+1.6Bc	5539.86	2093.35	-8171.65	1179.24	-6992.41
1.35G+0.9T+1.35Mc120	5775.31	1372.85	-5164.18	1127.45	-4036.74
1.35G+0.9T+1.35D240	5768.25	1372.85	-5164.18	1129.00	-4035.19

Tableau 16:Combinaisons d'actions normales sous le mur frontal.

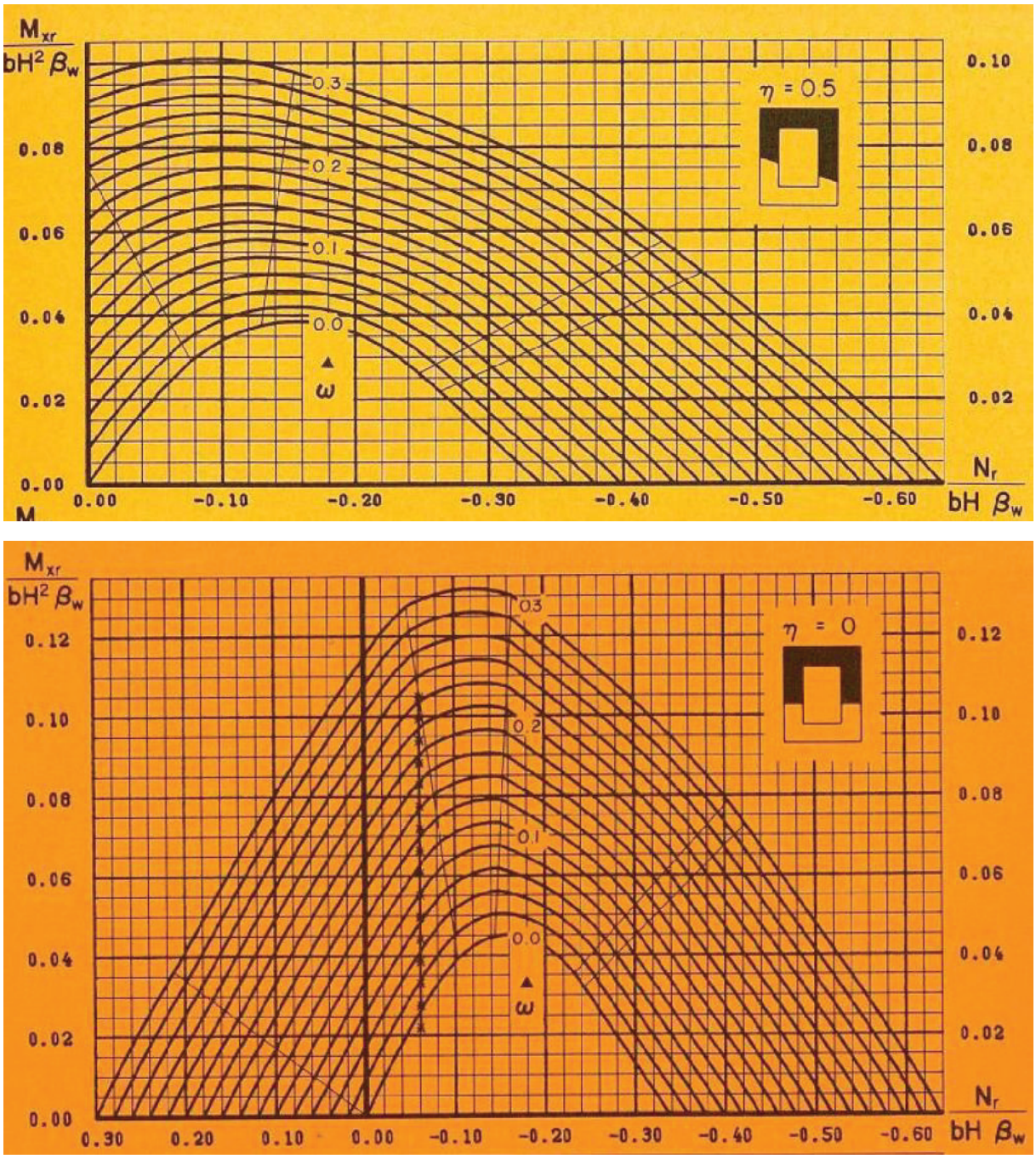


Figure 2:Les abaques de **WALTHER**



INTRODUCTION GENERALE





Chapitre I

Recherche Bibliographie



Chapitre II

Présentation de l’ouvrage

Chapitre III

Conception et Pré-dimensionnement

Chapitre IV

Charges et Hypothèses de Calcul



Chapitre V

Modélisation et Evaluations des Efforts



Chapitre VI

Vérification des sections mixtes

Chapitre VII

Etude transversale

Chapitre VIII

Les équipements

Chapitre IX

L’étude d’infrastructure

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES A

ANNEXES B

ANNEXES C