



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : VOA

Etude d'un pont mixte

Dirigé par : M. MAMEN Belgacem

*Réalisé par : -Halla Mecheraoui
-Romayssa Kourdani*

Membres de jury :
M. BOUTRID Abdelaziz *Président*
M. MENASRIA Abd Errahmen *Examineur*
M. ALI RACHEDI Mohamed *Examineur*

Présenté le 12/09/2019

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mon super père Ammar, la plus merveilleuse des mamans ma mère Assia, pour leurs amours, leurs sacrifices et leurs soutiens tout au long de ma vie et mon cursus scolaire. Les plus chers au monde qui ont tout le temps cru en moi et m'ont soutenu dans les périodes les plus difficiles.

Ma chère amie et binôme RomayssaKourdani.

Mon grand frère Anis, sa femme Rabab et mes neveux Yazen et Mazen.

Ma chère sœur Amira, son mari Rahin et ma chère nièce Line.

Mon cher frère Amine, sa femme Nabila et ma nièce Lujayn et le petit Zayd.

Ma chère sœur Amani, son mari Lotfi et ma petite chère nièce Rouba.

Ma chère sœur et ma moitié Fedoua et son mari Ahmed.

Ma grand-mère Mama Djamila

Toutes mes tantes, et tous mes Oncles.

Abd El kader qui m'a donné un grand soutien.

Mes adorables amies sans exception, je cite Sara, Kenouz, Imen, Oulfa, Djouhayna, Amina, Houda,

Yassmin et Romayssa.

HALLA

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à

Ma chère mère qui était avec moi et qui ma soutenue tout au long de ma carrière universitaire

Mes chers frères Nabil et Oussama, mes sœurs Houda et Hadjer

Mon binôme Hala

Tous mes adorables amis sans exception, je cite : Wiam, Sara, Romayssa, Itham, ...

Toute la promotion 2019.

Romayssa

Remerciements

Contrairement à ce que pourrait laisser penser la présence de nos noms seuls sur la couverture, ce travail est avant tout le reflet d'un effort collectif. Je précise ceci, non pas pour me dédouaner des imperfections inévitables d'une telle étude, mais pour que chacun de ceux qui ont contribué de près ou de loin à ce travail trouve ici une juste reconnaissance. En premier lieu, je tiens à remercier ALLAH notre Dieu qui m'a aidé à accomplir ce travail.

Tout d'abord, je tiens à remercier et exprimer toute ma reconnaissance à ma promotrice Madame Sekkiou.S qui m'a proposé ce sujet intéressant et je tiens à remercier docteur Mamen.B de nous guider.

Je voudrais également adresser mes plus vifs remerciements aux membres du jury surtout monsieur Menasria.A pour son soutien.

Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université Abbes Laghrour en particulier ceux du département de GENIE CIVIL. Nos remerciements s'attarderont aussi à nos amis de plus longue date. à la promotion 2018-2019 Les nommer serait inutile, ils se reconnaîtront. Qu'ils sachent que leur amitié nous est précieuse.

Sommaire

INTRODUCTION	2
CHAPITRE I : CONCEPTION GENERALE	3
I.1. Introduction.....	4
I.1.2. Données fonctionnelles.....	4
I.1.2. Données naturelles	5
I.1.2.1. Caractéristique du sol	5
I.1.2.2. Données topographique	5
I.1.2.3. Données géotechniques.....	5
I.1.2.4. Données sismologique	6
I.1.2.5. Données climatiques	6
I.1.3. Données économiques.....	6
I.2. Elément constitutif d'un pont	7
I.3. Présentation de l'ouvrage	8
I.4. Choix du type d'ouvrage	8
I.4.1. Les ponts en béton précontrainte.....	9
I.4.2. Les ponts bipoutres mixtes	9
I.5. Conclusion	10
CHAPITRE II : Caractéristiques Des Matériaux	11
II.1. Béton	12
II.1.1. Résistance caractéristique à la compression	12
II.1.2. Résistance caractéristique à la traction	12
II.1.3. Les résistances de calcul du béton.....	13
II.1.4. Contraintes de traction aux états limites.....	13
II.1.5. Module de déformation longitudinale du béton E	14
II.1.6. Déformation transversale du béton.....	14
II.2. L'acier	14
II.2.1. Aciers passifs	14
II.2.2. Aciers actifs	14
II.2.3. Coefficient de poisson	15
II.2.4. Caractéristique de calcul	15
II.2.5. Enrobage	15
II.2.6. La limite élastique	16

II.2.7.La contrainte admissible en compression simple	16
II.2.8.La contrainte admissible en traction simple	16
CHAPITRE III : Pré-Dimensionnement	18
III.1.poutre PRS.....	19
III.1.Espacement des poutres.....	19
III.1.2.Nombre de poutre (N).....	19
III.1.3.La hauteur de la poutre.....	20
III.1.4.Semelles	20
III.1.4.1.La largeur des semelles	20
III.1.4.2.Epaisseur des semelles.....	21
III.1.5.Ame	21
III.2.Entretoise	22
III.3. Dalle.....	22
III.4.Dispositif de retenus	23
III.5.Éléments linéaire.....	23
III.5.1.Les trottoirs	23
III.5.2.Corniche	24
III.5.3.Garde-corps.....	24
CHAPITRE IV : Evaluation Des Charges	26
IV.1.Evaluation des charges	27
IV.1.1. Charges permanentes CP	27
IV.1.1.1.Les éléments porteurs	27
IV.1.1.2.Les éléments non porteurs	27
IV.2.Calcul des surcharges routières	29
IV.2.1. Système de charge A(L).....	30
IV.2.2.Système de charges B	31
IV.2.2.1.Sous système B_c	31
IV.2.2.2.Sous système B_t	33
IV.2.2.3.Système de charge B_r	34
IV.2.3.La surcharge militaire.....	35
IV.2.3.1. Système Mc80.....	35
IV.2.4.Surcharges des trottoirs (q_{tr}).....	36
IV.2.5.Vent.....	36
IV.2.6.Température	37
CHAPITRE V : Calcul Des Efforts.....	38

V.1.Calcul des efforts longitudinaux et transversaux.....	39
V.1.1. Méthode de calcul	39
V.1.2.Combinaisons des charges.....	40
V.1.3.Modélisation	41
V.1.3.1.Le choix de type d'ouvrage.....	41
V.1.3.2.Détermination des Charges et leurs combinaisons	43
V.1.4.Résultats de calcul obtenus par le logiciel	45
V.1.4.1.Moment fléchissant	45
V.1.4.2. Effort tranchant.....	45
CHAPITRE VI : Section Mixte.....	47
VI.1.Définitions.....	48
VI.2. Hypothèse de calcul.....	48
VI.3.Calcul de la section de mixte	49
VI.3.1.Caractéristiques géométriques du PRS.....	49
VI.3.2.Caractéristiques géométriques de la dalle	50
VI.3.3.Caractéristiques géométriques de la section mixte.....	52
VI.3.4.Les caractéristiques mécaniques de la section mixte.....	54
VI.3.5.Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section	54
VI.3.5.1.Effets du retrait.....	55
VI.3.5.2.Effet de la différence de température entre l'acier et le béton	57
VI.1.3.6.Vérification des contraintes de cisaillement.....	59
VI.4.Calcul de la dalle	59
VI.4.1. La méthode de réalisation d'une dalle connectée en deuxième phase	59
VI.4.2. Les résultats numériques	59
VI.4.3.Détermination de ferrailage	61
VI.4.4.Résistance aux efforts tranchant	62
VI.4.5.Condition de non fragilité	62
VI.5.Les entretoise.....	62
VI.5.1.Vérification au cisaillement.....	63
VI.6.Les connecteurs	64
VI.6.1.Le choix du connecteur	64
VI.6.2.Espacement des connecteurs	65
VI.6.3.Le nombre total des connecteurs	66
CHAPITRE VII : Assemblage boulonné	68
VII.1.Introduction	69

VII.2. Entretoise d'about	69
VII.3.Vérification de l'assemblage	71
VII.4.Assemblage PRS	72
VII.5.Calcul la flèche	74
CHAPITRE VIII : Stabilité PRS.....	75
VIII.1.Vérification de la section d'acier.....	76
VIII.2. La classe de résistance	76
VIII.3.La vérification au déversement	77
VIII.4. La vérification au voilement.....	78
CHAPITRE IX : Etude Des équipements	80
IX.1.Introduction	80
IX.2. Le rôle des appareils d'appuis	80
IX.3.Les types des appareils d'appuis.....	80
IX.4.Variation linéaire du tablier	84
IX.4.1. Retrait.....	84
IX.4.2. Fluage	85
IX.4.3. Température	85
IX.5.Dimensionnement des d'appareils d'appuis.....	85
IX.5.1. Aire de l'appareil d'appuis	85
IX.5.2. Hauteur nette de l'élastomère (T) :	86
IX.5.3. Epaisseur des frettes :	87
IX.6. Vérification des appareils d'appui :.....	87
IX.6.1. Répartition des efforts horizontaux :	87
IX.6.2. Vérification des contraintes	89
IX.7. Les dés d'appui.....	90
IX.7.1. Fonction des dés d'appui	91
IX.7.2. Dimensionnement des dés d'appui.....	91
IX.7.3. Ferrailage de dé d'appui.....	92
IX.8. Les joints de chaussée :	93
IX.8.1. Calcul des joints	94
IX.9. Evacuation des eaux.....	96
CHAPITRE X : Etude De La Pile	97
X.1. Introduction	98
X.2. Pré dimensionnement.....	98
X.2.1.Le chevêtre.....	98

X.2.2.Le fut	98
X.2.3.Les fondations	98
X.3. Le ferrailage de la pile	99
X.3.1.Le chevêtre.....	99
X.3.1.1.Ferrailage longitudinal	100
X.3.1.2.Ferrailage transversale.....	100
X.3.2.le fut	100
X.3.2.1.Armature longitudinale.....	102
X.3.2.2.Armature transversale	102
X.4.Le ferrailage de la semelle.....	103
CHAPITRE XI : Etude De La Culée.....	105
XI.1. Introduction	106
XI.2. Les différents types de culées	106
XI.3. Implantation des culées	107
XI.4. Pré dimensionnement des culées	107
XI.5. Evaluation des efforts sollicitant la culée	107
XI.5.1.Calcul des sollicitations permanentes sur la culée.....	108
XI.5.2.Calcul de la poussée des terres	110
CONCLUSION	114
BIBLIOGRAPHIE.....	115
ANNEXES	115

Liste des tableaux

<u>Tableau I.1.</u> Le domaine de portée des ponts et l'élançement économique.....	7
<u>Tableau II.1.</u> Tableau des résistances de calcul du béton.....	13
<u>Tableau II.2.</u> Tableau des Contraintes de traction aux états limites.	13
<u>Tableau II.3.</u> Tableau de Caractéristique de calcul.	15
<u>Tableau II.4.</u> Tableau d'enrobage.....	16
<u>Tableau III.1.</u> Tableau donne les largeurs des semelles inférieures en fonction de la plus grande portées.....	20
<u>Tableau III.2.</u> Tableau donne les largeurs des semelles supérieures en fonction de la plus grande portées.....	21
<u>Tableau III.3.</u> Tableau d'épaisseur de la dalle.....	23
<u>Tableau IV.1.</u> Calcul les charges permanentes pour les éléments porteurs.....	26
<u>Tableau IV.2.</u> Calcul les charges permanentes pour les éléments non porteurs.....	27
<u>Tableau IV.3.</u> Tableau des classes en fonction de leur largeur roulable.	28
<u>Tableau IV.4.</u> Tableau a_1 en fonction de la classe du pont.	29
<u>Tableau IV.5.</u> Tableau des valeurs de v_0 en fonction de la classe du pont.....	29
<u>Tableau IV.6.</u> Tableau des coefficients b_c en fonctions des classes du pont.	31
<u>Tableau IV.7.</u> Tableau du chargement par essieu.	32
<u>Tableau IV.8.</u> Tableau des valeurs de coefficient b_c en fonction des classes du pont.....	32
<u>Tableau IV.9.</u> Tableau chargement par essieu.	33
<u>Tableau IV.10.</u> Tableau de chargement par roue.....	34
<u>Tableau IV.11.</u> Tableau de chargement par chenille.	35
<u>Tableau V.1.</u> Les coefficients de combinaison.	39
<u>Tableau V.2.</u> Les combinaisons des charges.	39
<u>Tableau VI.1.</u> Tableau de coefficient d'équivalence.....	48
<u>Tableau VI.2.</u> Récapitulative de la section mixte à mi- travée.....	53
<u>Tableau VI.3.</u> Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis(KN.M).....	59
<u>Tableau VI.4.</u> Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN).....	60
<u>Tableau VI.5.</u> Choix de ferrailage de l'hourdi.....	60
<u>Tableau VI.6.</u> Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise.....	62
<u>Tableau IX.1.</u> La fiche technique du joint de chaussée Wd60.....	94
<u>Tableau XI.1.</u> La position des culées.....	105

Liste des figures

Figure I.1. profil en travers.	5
Figure I.2. Résultat de sondage 01.	6
Figure I.3. Coupe transversale d'un pont bipoutre mixte.	10
Figure II.1. Diagrammes contraintes déformations.	17
Figure .1. III Géométrie de la section.	19
Figure III.2. Section de la poutre PRS.	22
Figure III.3. Section des entretoises sur appuis.	22
Figure III.4. Ouvrage à entretoises.	23
Figure III.5. Les dimensions de la corniche en cm.	24
Figure IV.1. Coupe transversale du trottoir avec corniche.	27
Figure IV.2. Disposition de système B_c	31
Figure IV.3. Les dimensions de système B_t	33
Figure IV.4. Dimension de système B_r	34
Figure IV.5. Dimensions de système Mc80.	35
Figure V.1. Choix d'unité et de nouveau modèle.	40
Figure V.2. Définir les caractéristiques des matériaux.	40
Figure V.3. Définit les lignes de construction.	41
Figure V.4. Vue en 3D de modèle du tablier à une seule travée.	41
Figure V.5. Détermination des Charges.	42
Figure V.6. Modélisation du camion Bc.	43
Figure V.7. Modélisation du Mc80.	43
Figure V.8. Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) a l'ELU.	44
Figure V.9. Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELU.	45
Figure VI.1. La section d'acier.	48
Figure VI.2. Détermination des portées équivalentes L_e pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée.	49
Figure VI.3. La section de la dalle.	50
Figure VI.4. Centre de gravité de la section mixte.	51
Figure VI.5. Centre de gravité de la section mixte.	55
Figure VI.6. Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle.	59
Figure VI.7. Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle.	59
Figure VI.8. La section de l'entretoise.	61
Figure VI.9. Connecteurs de type gougeons.	63

<u>Figure VI.10.</u> Goujon à tête.....	63
<u>FigureVI.11.</u> La connexion de la dalle avec la poutre.....	64
<u>Figure VII.1.</u> Disposition des boulons.....	69
<u>Figure VII.2.</u> Assemblage poutre-entretoise.....	71
<u>Figure VIII.1.</u> La section d'acier.....	75
<u>Figure IX.1.</u> Photo réelle d'un appareil d'appuis.....	80
<u>FigureIX.2.</u> Appareils d'appuis à pot.....	80
<u>Figure IX.3.</u> Appareils d'appuis mobiles à balancier.....	81
<u>FigureIX.4.</u> Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple.....	81
<u>Figure IX.5.</u> Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	82
<u>Figure IX.6.</u> Sollicitations supporté par l'appareil d'appui.....	83
<u>Figure IX.7.</u> Dimensionnement des Appareils d'appuis en élastomère frettés.....	84
<u>Figure IX.8.</u> Les dimensions de dé d'appui.....	91
<u>Figure IX.9.</u> Ferrailage de dé d'appui.....	92
<u>Figure IX.10.</u> Joint de chaussée.....	92
<u>Figure IX.11.</u> Joint de la chaussée.....	94
<u>Figure X.1.</u> Les dimensions de la pile.....	98
<u>Figure X.2.</u> Le ferrailage du chevêtre.....	100
<u>Figure X.3.</u> Le ferrailage du fut.....	102
<u>Figure X.4.</u> Les dimensions de la semelle.....	103
<u>Figure XI.1.</u> Une culée remblayée.....	105
<u>Figure XI.2.</u> Dimensions de la dalle de transition.....	107
<u>Figure XI.3.</u> Pré dimensionnement du corbeau.....	108
<u>Figure XI.4.</u> Dimensions du mur en retour.....	108
<u>Figure XI.5.</u> Répartition des surfaces du mur en retour.....	108
<u>Figure XI.6.</u> Poussé des terres sur (le mur frontal +mure garde grève et la semelle).....	110

Liste des symboles

E_b : Module d'élasticité du béton.

f_{cj} : Résistance du béton a la compression.

f_{tj} : Résistance du béton a la traction.

γ_b : La masse volumique du béton.

E : Module de déformation longitudinale du béton.

G : Module de déformation transversale du béton.

γ_s : Coefficient de pondération des aciers.

σ_s : La limite élastique des aciers.

ν : Coefficient de poisson.

γ_a : La masse volumique de l'acier.

E : Espacement des poutres.

h : Élancement des poutres.

t_w : Épaisseur de l'âme.

h_w : La hauteur de l'âme.

Y_{Ga} : Centre de gravité de la section du béton.

Y_{Gb} : Centre de gravité de la section de l'acier.

T : L'effort tranchants.

M : Le moment fléchissant.

A_s : La section d'armature.

A_g : La section d'un connecteur.

F : La force d'un connecteur.

σ_R : Contrainte de rupture.

F_R : L'effort du boulon.

φ : Diamètre du boulon.

Ω : Surface de la section de vis.

S_b : Section brute.

Liste des symboles

S_t : Section troué.

S_n : Section nette.

e : Épaisseur de la pièce trouée.

ε : Coefficient de réduction plastique.

f_y : La valeur nominale de la limite élastique.

K_τ : Le coefficient de voilement par cisaillement.

INTRODUCTION
GENERALE

Introduction générale

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art. Les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

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

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont franchissant Oued Tassala dans la Wilaya de Mila Ou nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définis et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde.

CHAPITRE I :

CONCEPTION GENERALE

I.1. Introduction

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

On emploie de préférence le terme viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre.

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

➡ Les données fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

➡ Les données 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.

➡ Les données économiques.

I.1.2. Données fonctionnelles

a) Trace en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'oued dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristique.

b) 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 tablier sont :

- Largeur roulable : $L_r = 8 m$
- Largeur utile : $L_u = 10m$
- Largeur du trottoir : $l = 1 m$
- Nombre de voies de circulations : $N = 2 Voies.$
- devers de 2.5%.

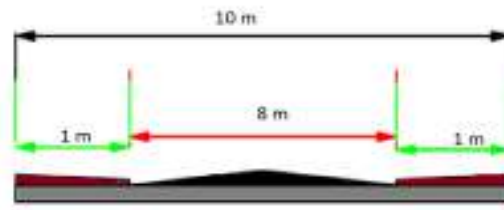


Figure I.1 : Profil en travers.

c) Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 89.56 m , une pente vers Mila de 1.798% et ne pente vers Tassala de 6.167%

I.1.2.Données naturelles

I.1.2.1.Caractéristique du sol

Ne sont jamais connues de façon parfaite et complète (il faut faire des sondages aux emplacements des appuis), la connaissance de la nature du sol est très souvent décisive pour le choix entre plusieurs type d'ouvrage, mais inversement, il faut aussi éviter un excès d'étude géotechnique qui sont très coûteuses.

Avant tout, il est nécessaire que le concepteur du projet visite lui-même les lieux pour s'assurer des possibilités d'accès des emplacements qui pourront être rendus disponibles pour le chantier.

I.1.2.2.Données topographique

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

I.1.2.3.Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la Connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Selon le rapport géotechnique on a :

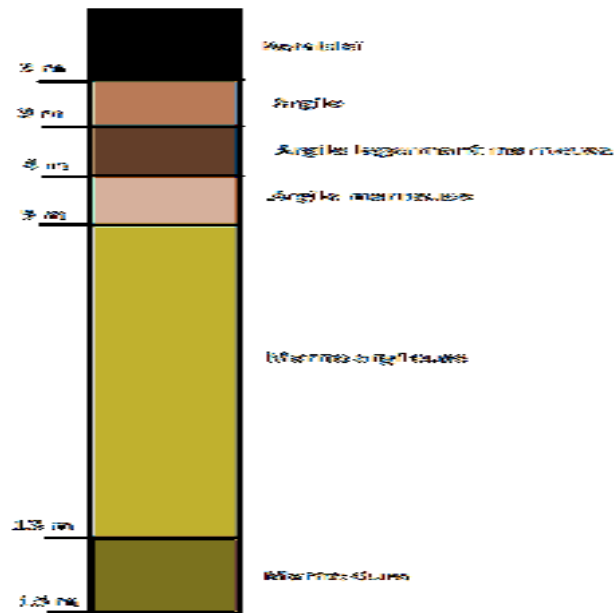


Figure I.2 : Résultat de sondage 01.

I.1.2.4. Données sismologique

Un séisme est une succession de déplacement rapide imposé aux fondations d'un ouvrage.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant Une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

I.1.2.5. Données climatiques

- **Vent** : les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par l'actuel règlement de charge (fascicule 61, titre II).
- **Température** : les effets de températures sont évidemment pris en compte dans le calcul des ponts, elle a son effet au niveau des joints de chaussées et appareil d'appuis.
- **La neige** : les effets de la neige ne sont pas considérés dans le calcul des ponts mais ils peuvent se produire dans certain cas particulier.

I.1.3. Données économiques

Le domaine de portée des ponts et l'élancement économique sont présenté dans ce tableau :

Type de pont	La portée	Elancement économique
Pont dalle en béton armé	Jusqu'à 20 m	$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{25}$
Pont en béton précontraint	Jusqu'à 33 m	$\frac{1}{18} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22}$
Pont métallique	$33m \leq l \leq 50 m$	$\frac{1}{18} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22}$ pour un système en treille
		$\frac{1}{18} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22}$ pour un système en poutres
Pont caisson	$l \geq 50$	$\frac{1}{22} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20}$

Tableau I.1 : Le domaine de portée des ponts et l'élancement économique.

H : la hauteur de la poutre

l : la longueur de la travée

I.2.Élément constitutif d'un pont

Afin de mieux comprendre les règles de construction « domaine du technicien concepteur » et Pour qu'on puisse les définir. Le pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la charge permanente et les surcharges d'exploitation, il possède par ailleurs des équipements spécifique concourant à son bon fonctionnement, à la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage.

Les structures du pont doivent répondre aux données du projet, de formes multiples et variées, Elles se réduisent finalement toujours à un tablier qui est la partie d'ouvrage qui porte directement.

La voie (route ou rail) et en assure la continuité parfaite, et un système porteur composé d'appuis et de suspension éventuellement.

Les équipements respectent des standards propres à chaque type de voie concernée et à son Exploitation.

Premier équipement est la structure de roulement qui est constituée par la chaussée pour la Route et par le ballast pour la voie ferroviaire. Les équipements englobent aussi :

- Les appareils d'appuis.
- Les joints de chaussée.
- Les organes de sécurité (garde de corps, glissières et barrières de sécurité).
- Les systèmes de drainage des eaux.
- L'étanchéité.
- Les corniches.

I.3.Présentationdel'ouvrage

Dans le cadre de l'aménagement de l'ouvrage traversant oued Tassalaau niveau de la localité de Tassalatur pk 28+800 cw2 à la wilaya de Mila. L'ouvrage actuel présente approximation une largeur de 3.0 m et une longueur de27.0 m.

I.4. Choix du type d'ouvrage

Le choix du type de l'ouvrage est une démarché itérative qui consiste à la recherche de la variante qui s'inscrit le mieux dans le contexte fonctionnel et naturel du franchissement des obstacles.

On exclut les tabliers en caisson qui sont utilisés pour les ponts :

- Courbes et grandes hauteurs.
- De grand élanement.

Dans ce cas la comparaison se faite entre :

Variante 01 : PONT EN BETON PRECONTRAINTE.

Variante 02 : PONT EN BI-POUTRE MIXTE.

I.4.1. Les ponts en béton précontraint

Le précontraint est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront.

En béton précontraint, le traitement consiste à pré comprimé certaines zones du béton pour le rendre capable de résister aux charges extérieures.

✓ Les avantages et Les inconvénients

a) Les avantages

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- bonne protection des armatures et des aciers.

b) Les inconvénients

- leur portée augmente. La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attente que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
- La nécessite d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- le poids propre très important (très lourds).
- La hauteur importante des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que.

Variante 02 : PONT BI-POUTRE MIXTE.

I.4.2. Les ponts bipoutres mixtes

La majorité des nouveaux grands ponts mixtes sont des ponts bipoutres avec une dalle supérieure en béton armé.

Les ponts bipoutres mixtes sont constitués de deux poutres métalliques en I, généralement de hauteur constante et d'une dalle en béton armé connectée par des goujons (ou des cornières) sur deux poutres principales. Ces poutres sont contreventées par des entretoises.

Ce mode de construction présente plusieurs avantages par rapport aux tabliers traditionnels.

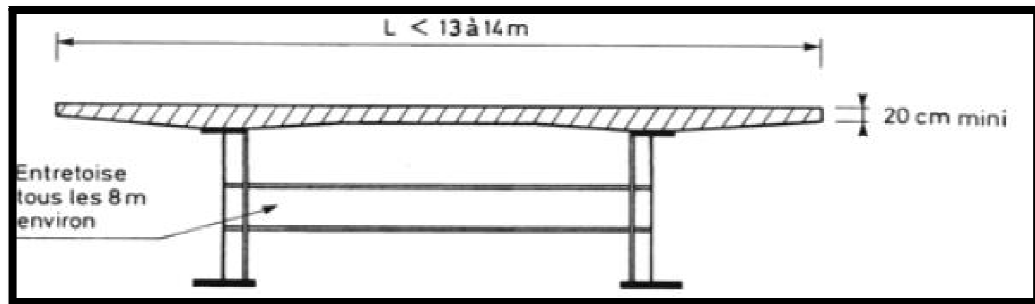


Figure I.3 : Coupe transversale d'un pont bipoutre mixte.

✓ **Les avantages et les inconvénients**

a) Les avantages

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offrent de multiples possibilités de conception architecturale.

b) Les inconvénients

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

I.5.Conclusion

Nous avons choisit le tablier mixte isostatique par ce que :

- Tablier existant mixte (côté esthétique).
- Ce tablier est plus léger.
- Système isostatique assurer conformément la distribution des charges dans les trois travées.
- sur le respect de gabarit de l'ouvrage.

CHAPITRE II :
CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX

II.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier, l'eau), le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPA 40 MPA et à la traction de 2 à 4 MPA).

On peut exprimer le module d'élasticité en compression $E_b = 14000 \text{ MPA}$.

L'acier seul n'est pas intéressant économiquement pour la plupart des constructions.

Le béton seul est trop lourd et très peu résistant à la traction.

II.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Pour un béton âgé de **J** jours,

On a :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ (Pour les } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA) ;}$$

Avec :

$$f_{c28} \begin{cases} = 30 \text{ MPa. Pour le béton du tablier.} \\ = 27 \text{ MPa. Pour le béton des appuis et des fondations.} \end{cases}$$

II.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \Rightarrow f_{t28} \begin{cases} = 2.40 \text{ MPa. Pour le béton du tablier.} \\ = 2.22 \text{ MPa. Pour le béton les appuis et les fondations.} \end{cases}$$

- **La masse volumique du béton** : $\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3$.
- **La masse volumique du béton armé** : $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- **La masse volumique du béton bitumineux** : $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$.

II.1.3. Les résistances de calcul du béton

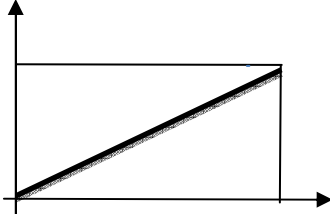
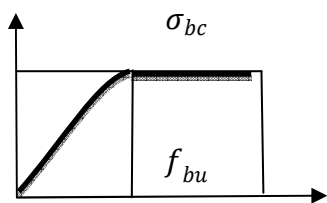
ETAT CONSIDERE	ELS	ELU
Compression	$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc}$	$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$ ou $\gamma_b = 1,5$
Traction	0	0
Cisaillement	–	$\bar{\tau}_u = \text{Inf}[5 \text{ MPA}; 0,13f_{cj}]$ fpn $\bar{\tau}_u = \text{Inf}[4 \text{ MPA}; 0,10f_{cj}]$ fp et ftp
Modèle de calcul réglementaire	Modèle élastique linéaire 	Diagramme parabole – rectangle  2% 3,5% ϵ_{bc}

Tableau II.1 : Tableau des résistances de calcul du béton.

II.1.4. Contraintes de traction aux états limites

Etat limite de Service ELS	$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 16,2 \text{ Mpa}$
Etat limite ultime ELU	$\bar{\sigma}_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $\gamma_b = 1,5$	$\bar{\sigma}_{bu} = 15,3 \text{ Mpa}$

Tableau II.2 : Tableau des Contraintes de traction aux états limites.

II.1.5. Module de déformation longitudinale du béton E**a) Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures)**

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charges routière), le module de déformation instantané du béton est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

b) Module de déformation différée (longue durée)

Pour les charges de longue durée (tel que poids p, superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

II.1.6. Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante : $G = E / 2(1 + \nu)$.

II.2. L'acier

Les aciers utilisés pour les bétons sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE40 avec une limite d'élasticité 400 MPA.

II.2.1. Aciers passifs

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE400.

On a : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$, γ_s : c'est un coefficient de pondération.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Dans le cas normal.} \\ 1.0 & \text{dans le cas accidentel.} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 340 \text{MPa.} & \text{Cas normal.} \\ 400 \text{MPa.} & \text{Cas accidentel.} \end{cases}$$

II.2.2. Aciers actifs

En construction on définit un acier par :

Sa limite élastique ce qui représente la contrainte limite élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classes en trois catégories :

- ◆ Aciers normaux : $\sigma_e \leq 300 \text{MPa}$
- ◆ Aciers à haute limite élastique : $300 \text{MPa} \leq \sigma_e \leq 400 \text{MPa}$

◆ Aciers à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400\text{MPa}$

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc :

$$\sigma_e = 355\text{MPa}$$

II.2.3.Coefficient de poisson

C'est le rapport de la déformation relative longitudinale sur la déformation transversale.

Pour le calcul du béton le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0.2$ Pour le béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$ Pour le béton fissuré (ELU).

II.2.4.Caractéristique de calcul

ETAT CONSIDERE	ELS	ELU
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier	
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Inf} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{yt}} \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA	$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ où $\gamma_s = 1.15$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Inf} \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{yt}} \right]$	
Modèle de calcul réglementaire		

Tableau II.3 : Tableau de Caractéristique de calcul.

II.2.5. Enrobage

C'est une protection des armatures on va prendre :

A = 5cm	Pour des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou à des atmosphères agressives.
A= 3cm	Parois non coffrées soumises à des actions agressives et les parois exposées aux intempéries, ou au contact d'un liquide.
A = 1cm	Parois situées dans des locaux clos et couvert et non exposées aux condensations.

Tableau II.4 : Tableau d'enrobage.

II.2.6.La limite élastique

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe

FeE40 type 2, sa limite élastique égale à 400MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

II.2.7.La contrainte admissible en compression simple

$$\sigma_a = \frac{2}{3} f_e = 237 \text{MPa}.$$

II.2.8.La contrainte admissible en traction simple

$$\sigma_a = \frac{3}{4} f_e = 266.25 \text{MPa}.$$

✚ **Module d'élasticité : $E=210000 \text{N/mm}^2$.**

✚ **Module de cisaillement : $G=\frac{E}{2(1+\nu)}=80700 \text{N/mm}^2$.**

✚ **La masse volumique d'acier : $\gamma=7850 \text{kg/m}^3$.**

✚ **Contrainte limite de traction :**

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$.

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n \times f_{tj})^{1/2})$.

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n \times f_{tj})^{1/2})$.

Avec :

$n = 1$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ Aciers à haute adhérence.

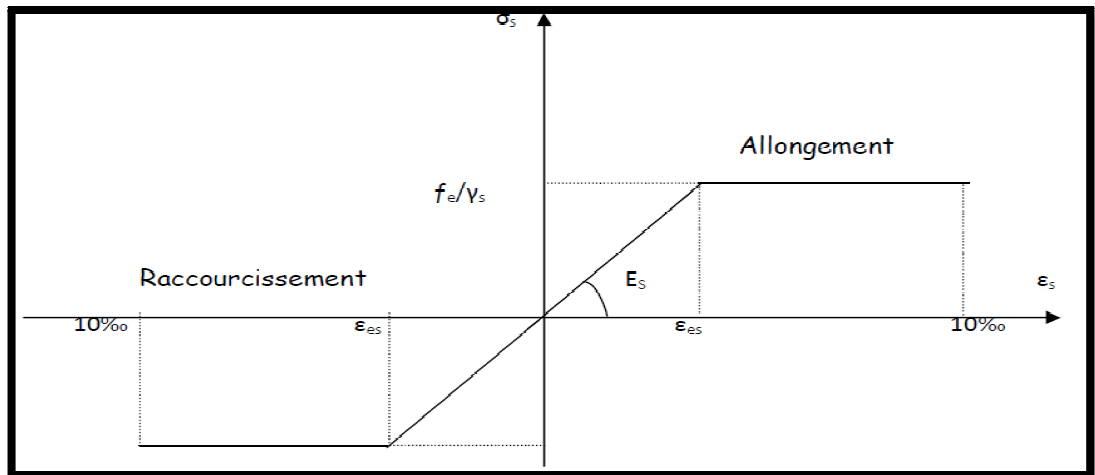


Figure II.1 : Diagrammes contraintes déformations.

CHAPITRE III :
PRE-
DIMENSIONNEMENT

III.1.poutre PRS

les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage .la poutre prend le nom de (poutre reconstituée soudée) ou PRS, la poutre est le profil d'un I , constitué par un plat verticale appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposés à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixé avec celle-ci par des cordons de soudure d'angle .

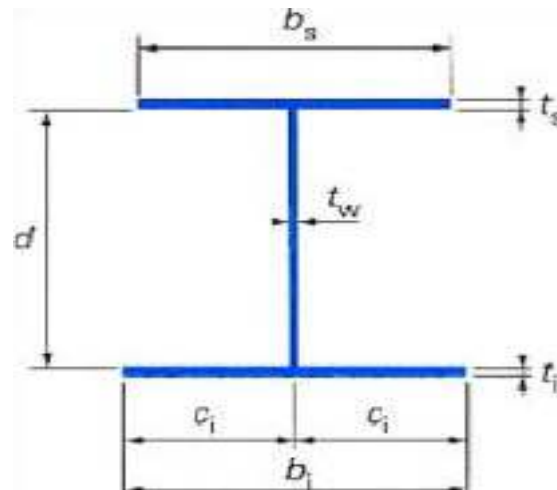


Figure III.1 : Géométrie de la section.

III.1.Espacement des poutres

D'après le guide S.E.T.R.A l'espacement de la poutre est donné par la formule suivante :

$$E = 0,55 \times L_t$$

L_t : Largeur de tablier ($L_a=10$ m)

$$E = 0,55 \times 10 = 5,5m$$

On prend : $E = 5,5m$

III.1.2.Nombre de poutre (N)

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'espacement.

$$N = \frac{L_t}{E} \rightarrow N = \frac{10}{5,5} \approx 2 \text{ poutres}$$

$$\mathbf{N = 2poutres.}$$

III.1.3.La hauteur de la poutre

D'après le guide S.E.T.R.A, élancement des poutres varie dans l'intervalle :

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{25}$$

$$h = \frac{L}{25}$$

$$\frac{L}{25} = 1.2 \text{ m}$$

$$h = 1.2 \text{ m.}$$

III.1.4.Semelles

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage, et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

III.1.4.1.La largeur des semelles

➤ Largeur de semelle inférieure

D'après le guide S.E.T.R.A, Pour des portées de 30 m à 50 m la largeur de la semelle inférieure égale à 700 mm, le tableau Suivant donne les largeurs des semelles inférieures en fonction de la plus grande portée.

Portée(m)	Largeur de la semelle inférieure bi (mm)
< 30	500
30 à 50	500 - 700
50 à 70	800
70 à 85	900
85 à 100	1000

Tableau III.1 : Tableau donne les largeurs des semelles inférieures en fonction de la plus grande portées.

➤ Largeur de semelle supérieure

D'après le guide S.E.T.R.A, pour des portées de 30 m à 50 m la largeur de la semelle supérieure égale à 500 mm, le tableau Suivant donne les largeurs des semelles supérieures en fonction de la plus grande portée.

Portée(m)	Largeur de la semelle supérieure b_i (mm)
< 30	400
30 à 50	500
50 à 70	600
70 à 85	700
85 à 100	800

Tableau III.2 : Tableau donne les largeurs des semelles supérieures en fonction de la plus grande portées

III.1.4.2. Epaisseur des semelles

Pour notre ouvrage le choix des largeurs des semelles a été de :

- $t_i = 30 \text{ mm}$.
- $t_s = 40 \text{ mm}$.

III.1.5. Ame

L'épaisseur de l'âme dépend :

- de l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince),
- des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs),
- de l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme

$$t_w \geq 0.005h_w \text{ En état limite de service}$$

$$\frac{v}{h_w \times t_w} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \text{ Pour les âmes raidies longitudinalement.}$$

$$t_w \geq 12 \text{ mm} \text{ Des poutres principales}$$

On prend : $t_w = 15 \text{ mm}$.

Les poutres se présentent comme suit :

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$h_w = 1120 \text{ mm} \quad t_w = 15 \text{ mm}$$

$$B_i = 700 \text{ mm} \quad t_i = 30 \text{ mm}$$

$$B_s = 500 \text{ mm} \quad t_s = 40 \text{ mm}$$

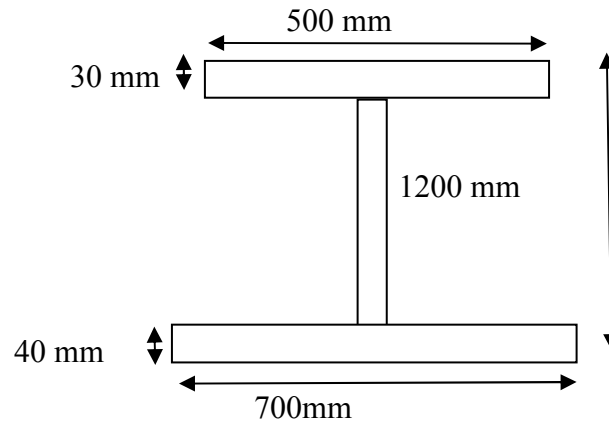


Figure III.2 : Section de la poutre PRS.

III.2. Entretoise

Ame : On a pris une épaisseur $t_w = 25 \text{ mm}$.

Semelle : Pour notre ouvrage le choix des largeurs des semelles a été de :

$$b_s = 500 \text{ mm} ; \quad b_i = 500 \text{ mm}.$$

Ainsi que leurs épaisseurs respectifs qui a été de :

$$t_s = 40 \text{ mm} ; \quad t_i = 40 \text{ mm}.$$

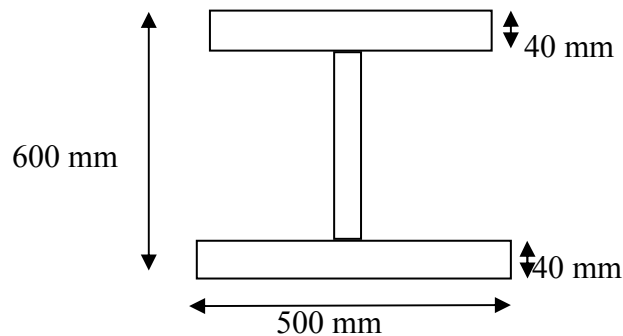


Figure III.3 : Section des entretoises sur appuis.

III.3. Dalle

D'après le guide S.E.T.R.A

Pour le cas d'un ouvrage à entretoises



Figure III.4. Ouvrage à entretoises.

Épaisseur de la dalle :

B (m)	e_m (cm)	e_p (cm)	épaisseur constante
5	24	28	25
6	25	30	27

Tableau III.3 : tableau d'épaisseur de la dalle

On prend :

L'épaisseur de la dalle est de 25 cm

III.4. Dispositif de retenus

Ces dispositifs sont destinés à assurer, soit la sécurité et le confort des usages de la durabilité de l'ouvrage.

III.5. Éléments linéaire

III.5.1. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en l'isolant, en général par simple surélévation, de la circulation automobile.

Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

- 1- Les trottoirs sur caniveau.
- 2- Les trottoirs en béton maigre.
- 3- Les trottoirs par décrochement de la dalle de la couverture.

On préconise un trottoir sur caniveau de 20 cm de hauteur et 2 m de largeur.

III.5.2.Corniche

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin

d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique).

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- 1- Les corniches en béton coulé en place.
- 2- Les corniches en béton préfabriqué.
- 3- Les corniches métalliques.

On utilise les corniches en béton préfabriqué voir la figure suivante :

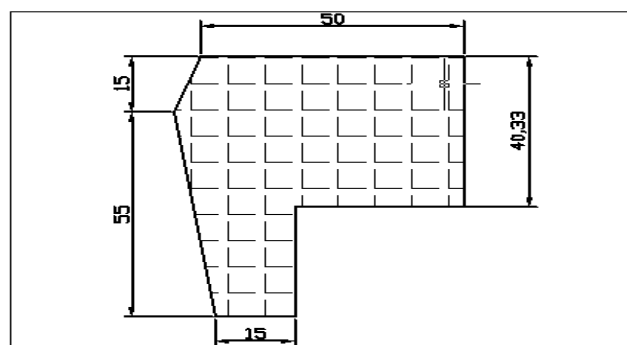


Figure III.5 : Les dimensions de la corniche en cm.

III.5.3.Garde-corps

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique (surtout en milieu urbain).

Il y a plusieurs types des garde-corps :

1. Les garde-corps de type S : comme passage Supérieur.
2. Les garde-corps de type I : comme passage Inferieur.
3. Les garde-corps de type U : comme Urbain.

Qui, en sus des efforts qu'ils sont censés reprendre, fixe un certain nombre de caractéristiques géométriques :

La hauteur h minimale est égale à :

$$H_{min} = \inf.(1.20m ; 0.95m + 0.005H \pm 0.05m).$$

H est la hauteur (m) du trottoir au-dessus du sol ou de l'eau. Les vides entre trottoir et garde-corps ainsi qu'entre les éléments du garde-corps jusqu'à 0.60m au-dessus du trottoir doivent être tels qu'on ne puisse y faire pénétrer un cylindre de plus de 15cm de diamètre. On utilise garde-corps type U une hauteur h (garde-corps)=1.20m.

CHAPITRE IV :

EVALUATION DES

CHARGES

IV.1.Evaluation des charges**IV.1.1. Charges permanentes CP**

La charge permanente comprend la structure porteuse ainsi que les éléments non porteurs

- Les éléments porteurs : Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanent).
- Les éléments non porteurs : Telle que : le revêtement, étanchéité, trottoirs, corniches garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges permanentes).

IV.1.1.1.Les éléments porteurs

L'élément	La charge (g)
<p>➤ la poutre :</p> <p>γ_a : poids volumique de l'acier = 78.50 KN/m³</p> <p>$P = [(1.13 \times 0.015) + (0.7 \times 0.04) + (0.5 \times 0.03)] \times 78.50 = 4.706$ KN/ml</p> <p>Le poids total des poutres</p> <p>$g_1 = 2 \times P$</p>	<p>$g_1 = 9.412$ KN/ml</p>
<p>➤ la dalle :</p> <p>γ_b: poids volumique de béton = 25KN/m³</p> <p>épaisseur de l'hourdis = 0.25m</p> <p>largeur de la dalle = 10 m</p> <p>$g_2 = 0.25 \times 10 \times 25$</p>	<p>$g_2 = 62.50$ KN/ml</p>
<p>➤ Entretoise :</p> <p>$A = (0,5 \times 0,04) + (0,52 \times 0,025) + (0,5 \times 0,04) = 0.053$ m²</p> <p>$g_e = A \times 78.5 = 4.1605$ KN/ml</p> <p>$g_3 = 2 \times g_e$</p>	<p>$g_3 = 8.321$ KN/ml</p>

Tableau IV.1 : Calcul les charges permanentes pour les éléments porteurs.

IV.1.1.2.Les éléments non porteurs

Elle contient le poids de la superstructure. A ce dernier contient les éléments suivants :

- ✓ Bordure (1)
- ✓ Contre bordure (2)
- ✓ Trottoir (3)
- ✓ Corniches (4)
- ✓ Glissières de sécurité (5)

- ✓ Gardes corps (6)
- ✓ Revêtement

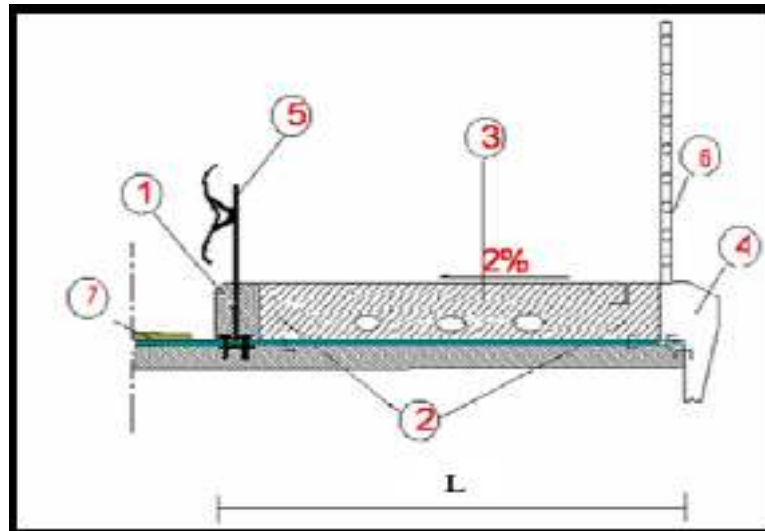


Figure IV.1 : Coupe transversale du trottoir avec corniche.

L'élément	La charge (g)
<p>➤ Revêtement de la chaussée : épaisseur de revêtement = 0.10m la largeur roulable = 8 m γ_{bb} : masse volumique de béton bitumineux =24 KN/m³ $g_4 = 0.10 \times 8 \times 24$</p>	<p>$g_4 = 19.20$ KN/ml</p>
<p>➤ Corniches : Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids $g_{corniche} = 5$ KN/ml $g_5 = g_{corniche} \times 2$</p>	<p>$g_5 = 10$ KN/ml</p>
<p>➤ Glissière de sécurité : Le cahier des prescriptions communes (C.P.C) donne leur poids $g_{glissière} = 0.60$ KN/ml $g_6 = 0.60 \times 2$</p>	<p>$g_6 = 1.20$ KN/ml</p>
<p>➤ Les trottoirs : épaisseur de la dalle =0.2 m largeur de la dalle = 1 m γ_b : poids volumique de béton =23 KN/m³ $g_t = 1 \times 0,2 \times 23 = 4.60$KN/ml $g_7 = g_t \times 2$</p>	<p>$g_7 = 9.20$ KN/ml</p>
<p>➤ Garde-corps : $g_{gc} = 1$ KN/ml $g_8 = g_{gc} \times 2$</p>	<p>$g_8 = 2$ KN/ml</p>

Tableau IV.2 : Calcul les charges permanentes pour les éléments non porteurs.

La somme des charges porteuses et non porteuses :

$$G = \sum gi$$

$$G = g_1 + g_2 + g_4 + g_5 + g_6 + g_7 + g_8$$

$$G = 113.512 \text{ KN/ml}$$

IV.2.Calcul des surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de charges A(L).
- Système des charges B (système B_c, système B_t et système B_r).
- La surcharge militaire (système M_c (M_{c80})).
- Les surcharges sur trottoirs.
- Vent.
- Température.

- **La largeur roulable**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet la largeur roulable $L_r = 8 \text{ m}$.

- **Classe des ponts**

On distingue trois classes de ponts en fonction de leur largeur roulable sont les suivantes :

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

Tableau IV. 3 : Tableau des classes en fonction de leur largeur roulable.

On a $L_r > 7 \text{ m}$ donc notre pont est classé dans la 1^{ère} classe

- **Le nombre de voies**

Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées est :

$$N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{8}{3} = 2 \quad \longrightarrow \text{Donc on a 2 voies}$$

IV.2.1. Système de charge A(L)

Le poids de A (L), exprimé en (Kg/m²), est donnée en fonction de la longueur chargée L_c par la formule suivant :

$$A(L) = \frac{2.30+360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : portée du pont = 30.08 m

Donc : A(L)=8.60 KN/m²

a₁ Est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	–	–	–
3	0.9	0.8	–	–	–

Tableau IV.4 : Tableau a₁ en fonction de la classe du pont.

Notre pont de première classe comprend 2 voies chargées d'où : a₁=1

Les valeurs de a₂ sont définies par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec : V largeur d'une voie.

Les valeurs de V₀ sont données dans le tableau ci-dessous :

Classe du pont	1 ^{ère}	3.5
	2 ^{ème}	3
	3 ^{ème}	2.75

Tableau IV.5 : Tableau des valeurs de v₀ en fonction de la classe du pont.

On obtient : a₂ = 0.875

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

$$A(l) = 0.875 \times 1 \times 8.6 = 7.525 \text{ KN/m}^2$$

$$A(l) = 7.525 \text{ KN/m}^2$$

IV.2.2. Système de charges B

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

Sous système B_c : ce compose de camions types (30T).

Sous système B_r : ce compose d'une roue isolée.

Sous système B_t : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

IV.2.2.1. Sous système B_c

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

- **Disposition dans le sens transversal**

Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

- **Disposition dans le sens longitudinal**

Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Nombre de files= 2

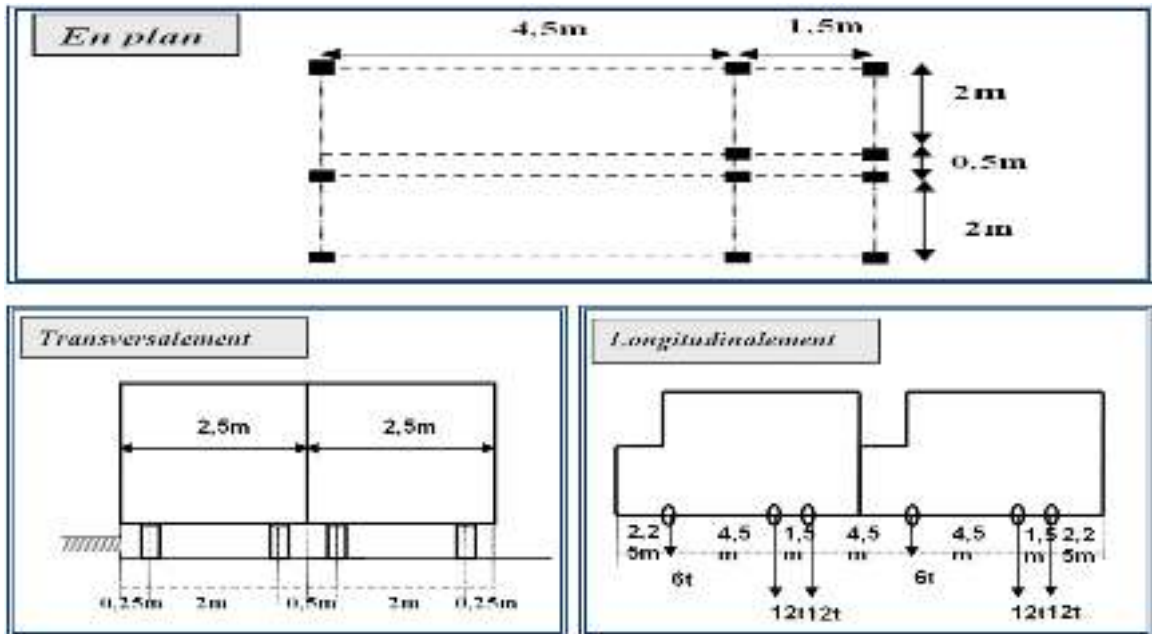


Figure IV.2 : Disposition de système B_c .

Calcul des coefficients dynamiques :

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : la surcharge maximal. $S = S_1 \times b_c$.

L : longueur de la travée.

Détermination de b_c :

Tous les camions sont orientés dans le même sens, les surcharges B_c sont multipliées par un Coefficient b_c donné dans le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4
classe du pont	1 ^{er}	1.2	1.1	0.95	0.80
	2 ^{ème}	1	1	-	-
	3 ^{ème}	0.9	0.8	-	-

Tableau IV.6 : Tableau des coefficients b_c en fonctions des classes du pont.

Le coefficient $b_c = 1.1$ dans notre cas (2 files, classe -1-).

S : la charge B_c max ($S = 300 \times 2 \times 1.1 \times 2 = 1320 \text{KN}$)

G = 113.512KN/ml

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30.08} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{113.512}{1320}}$$

$$\delta = 1.50$$

Nombre de voies chargées	b_c	Chargement par essieu (KN)
2	1.1	EAV: 60 x1.1x1.50=99 EAR:120x1.1x1.50= 189 EAR:120x1.1x1.50= 189

Tableau IV.7 : Tableau du chargement par essieu.

IV.2.2.2.Sous système B_t

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^è et 2^è classe.

Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux Voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës sous éparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Pour notre cas on a 3 voies donc on applique deux tandems.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Classe du pont	Première classe	Deuxième classe
Coefficient b_t	1.0	0.9

Tableau IV.8 : Tableau des valeurs de coefficient b_t en fonction des classes du pont.

Pour notre cas $b_t=1$

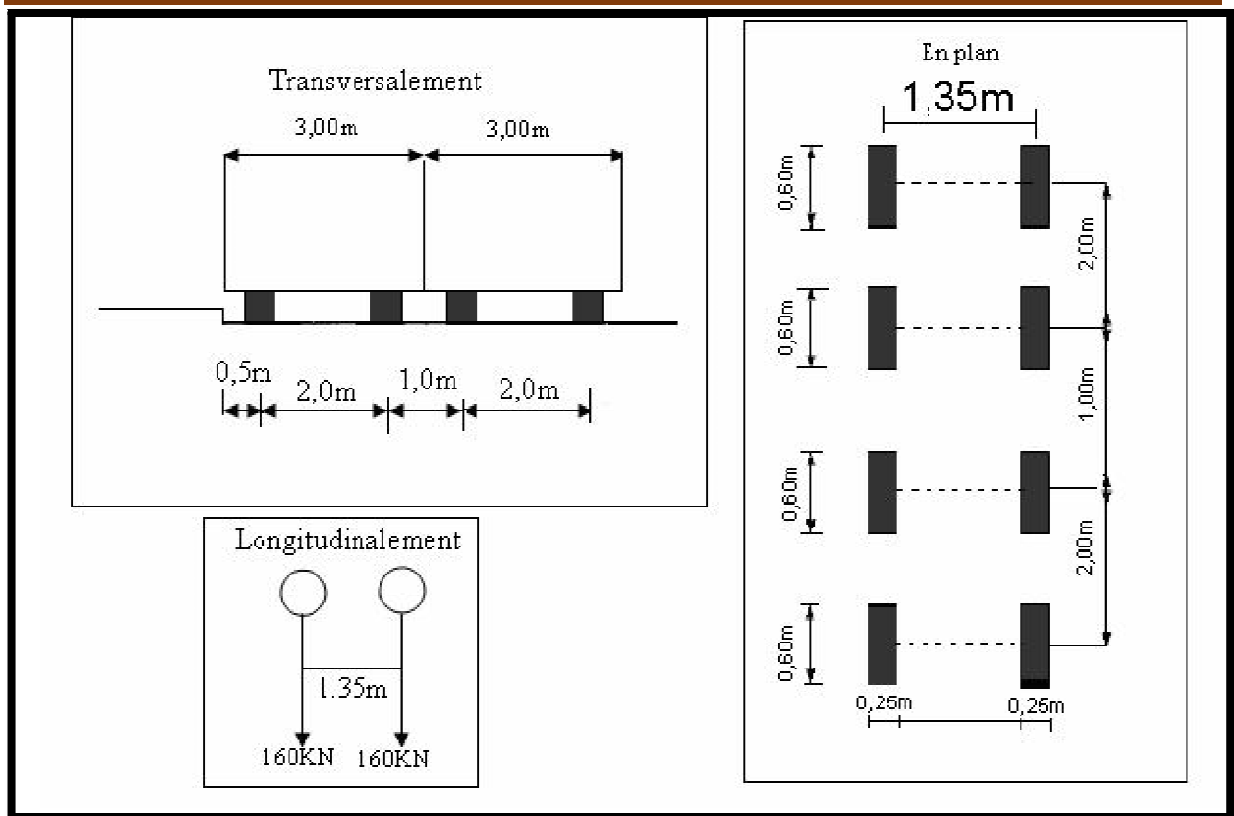


Figure IV.3 : Les dimensions de système B_t .

Les charges du système B_t sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ :

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

$$S = n \times 320 \times b_t \longrightarrow S = 640 \text{ KN}$$

$$G = 113.512 \text{ KN/ml}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30.08} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{113.512}{640}}$$

$$\delta = 1.64$$

Nombre de tandems	b_t	Chargement par essieu (KN)
2	1	$160 \times 1 \times 1.64 = 262.4$

Tableau IV.9 : tableau chargement par essieu.

IV.2.2.3. Système de charge B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r .

Porte une masse de 100KN.

Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60m et le coté longitudinal 0,30m.

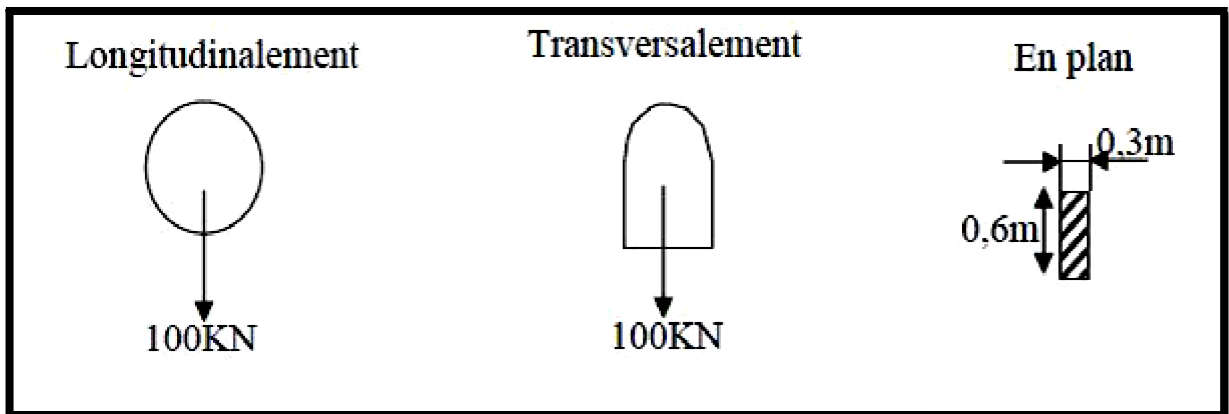


Figure IV.4 : Dimension de système Br.

Les surcharges du système Br sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ

$$S = 100 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 30.08} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{113.512}{100}}$$

$$\delta = 1,1652$$

Nombre de roue	Chargement par roue en (KN)
1	100 x 1.1652 = 116.52

Tableau IV.10 : Tableau de chargement par roue.

IV.2.3.La surcharge militaire

IV.2.3.1. Système Mc80

Un convoi militaire qui se compose d'un groupe de deux essieux, assimilés à un rouleau, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé et il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge. « Fascicule 61- II ».

Les majorations dynamiques sont applicables à ce modèle de charge qui est calculé par la même formule que celle donnée pour le système B_c.

Poids totale 720KN.

Longueur d'une chenille ... 4.90m.

Largeur d'une chenille 0.85m.

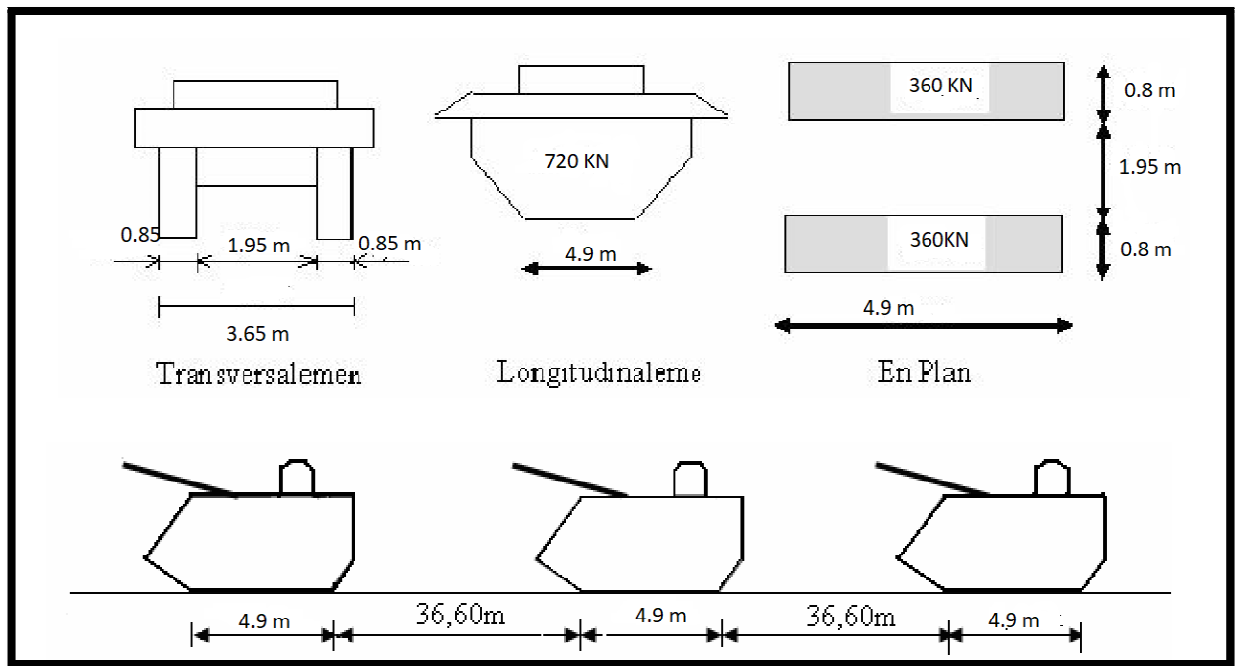


Figure IV.5 : Dimensions de système Mc80.

G=113.512KN/ml ; S=720KN.

Le coefficient de majoration dynamique pour Mc80 est de

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 30.08} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{113.512}{720}} \longrightarrow \delta = 1.4249$$

Nombre de chenille	Chargement par chenille en (KN/m ²)
2	$360 \times 1.4249 / (4.9 \times 0.85) = 123.16$

Tableau IV.11 : tableau d chargement par chenille.

IV.2.4.Surcharges des trottoirs (q_{tr})

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- ✓ Premier trottoir chargé : q_{tr} = 1 x 1,5 = 1,5 KN/ml
- ✓ Deuxième trottoir chargé : q_{tr} = 1 x 1,5 = 1,5 KN/ml

IV.2.5.Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent ;

dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général ; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m² (selon le fascicule 61-titre II).

Remarque :

- $P = 2 \text{ KN/ m}^2$ pour les ouvrages en service.
- $P = 1,25 \text{ KN/ m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

IV.2.6.Température

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

CHAPITRE V :

CALCUL DES EFFORTS

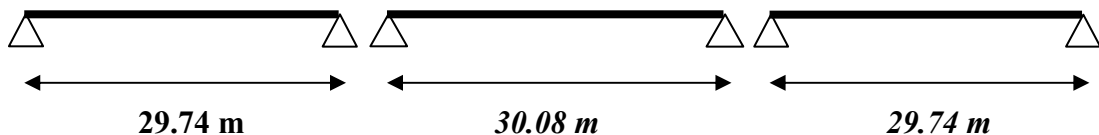
V.1. Calcul des efforts longitudinaux et transversaux

V.1.1. Méthode de calcul

Le tablier est constitué de deux poutres principales en acier (PRS) espacées de 5.5m d'axe en axe, solidaire entre elles par des entretoises ; la dalle de couverture est en béton armé coulée sur place de 25cm d'épaisseur.

La longueur du pont est de 97.06 m sur quatre appuis donnant trois travées :

Le calcul des efforts internes ; induit par les sollicitations externes, est conduit par le logiciel (**robot structural analysais professionnel v 2014**). L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude (isostatique) peut être assimilé à une poutre continue sur deux appuis simples.



Logiciel de calcul : Pour notre projet de fin d'étude et pour nos calculs, on a choisi d'utiliser le **robot structural analysais professionnel v 2014**. C'est un logiciel de calcul des structures du technicien particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post – processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

Lignes d'influences des efforts : Pour calculer les efforts internes (M, T et R) les plus défavorables sous l'action des surcharges variables. On sera amenés à déterminer les lignes d'influences des effets élastiques (moments fléchissant, effort tranchant et réactions d'appuis).

V.1.2. Combinaisons des charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre(G)	1.35	1
Surcharges A(L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Système Br	1.6	1.2
Système Bt	1.6	1.2
militaire Mc80	1.35	1
Trottoirs	1.6	1

Tableau V.1 : Les coefficients de combinaison.

Les combinaisons des charges prévues sont :

Action prépondérante	Combinaisons
E.L.U	$1.35G + 1.6(A(l) + ST)$
	$1.35G + 1.6(Bc + ST)$
	$1.35G + 1.6(Bt + ST)$
	$1.35G + 1.6(Br + ST)$
	$1.35G + 1.35Mc80 + ST$
E.L.S	$G + 1.2A(l) + ST$
	$G + 1.2BC + ST$
	$G + 1.2Bt + ST$
	$G + 1.2Br + ST$
	$G + Mc80 + ST$

Tableau V.2 : Les combinaisons des charges.

V.1.3.Modélisation

Notre ouvrage est isostatique avec 3 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 30,08m d'épaisseur avec 2 poutres).

V.1.3.1.Le choix de type d'ouvrage

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle «Etude d'un coque», ensuite on doit changer au « KN, m »et ensuite le choix des matériaux.

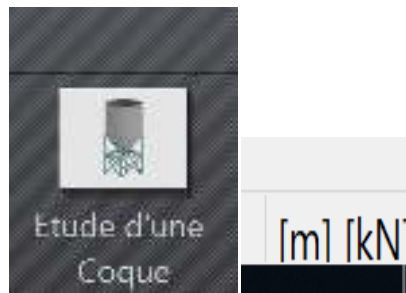


Figure.V.1 : Choix d'unité et de nouveau modèle.

L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude.

Figure.V.2 : Définir les caractéristiques des matériaux.

On définit ensuite les lignes de construction :

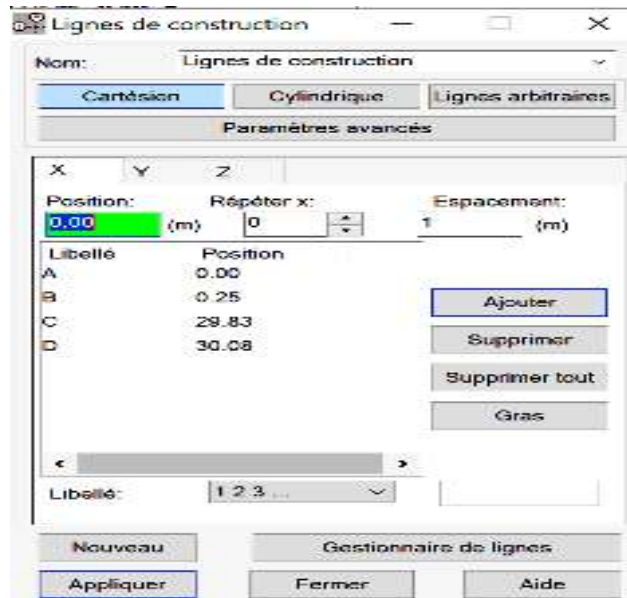


Figure.VI.3 : Définit les lignes de construction.

Comme dernier modèle, le voici représenté, le tablier du pont :

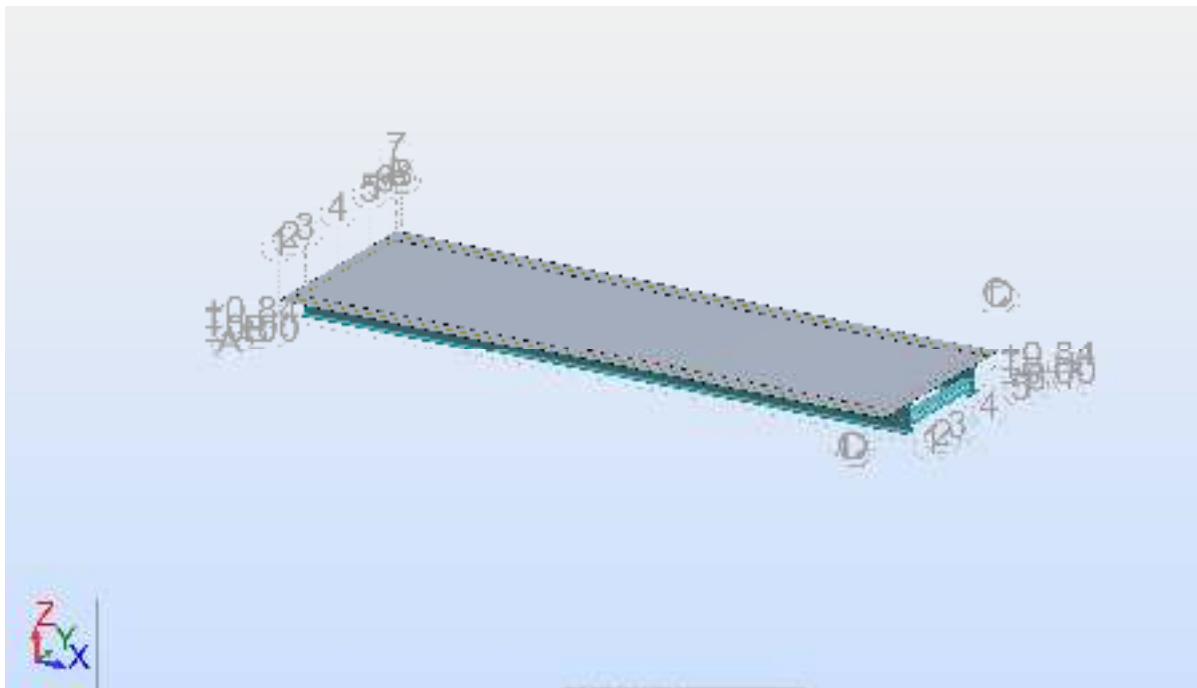


Figure.V.4 : Vue en 3D de modèle du tablier a une seul travée.

V.1.3.2.Détermination des Charges et leurs combinaisons

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, calculé dans le Chapitre précédent. Pour cela, on choisit la description «cas des charges» et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur «ajouter», et puis définir le cas de chargements dans « définir charges », représenté comme suit :

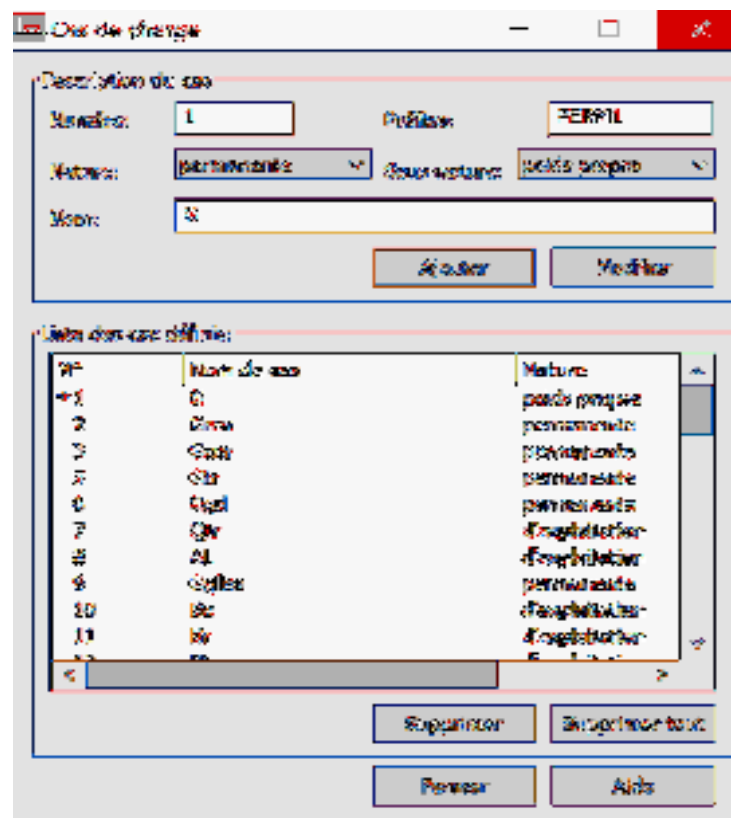


Figure.V.5 : Détermination des Charges.

Les charges roulantes sont définies en choisissant « chargement» de la barre des tâches, puis «autre charge» et puis «roulantes».

Donc par suite on peut faire entrer les valeurs de chaque surcharge et sa classe de véhicule, comme représente la figure si après :

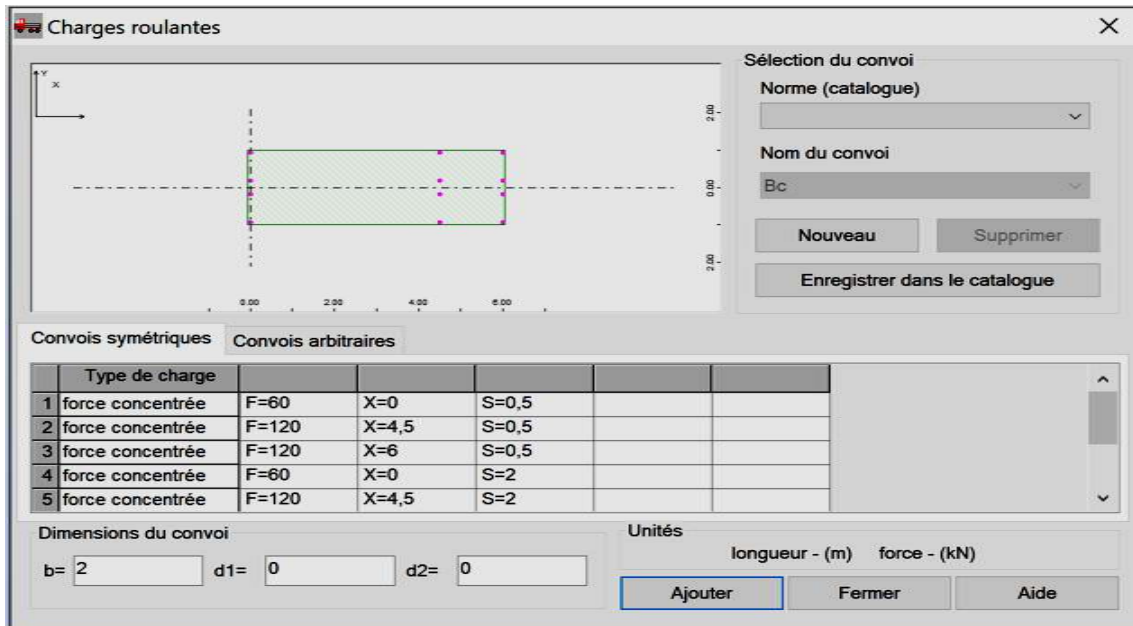


Figure.V.6 : Modélisation du camion Bc.

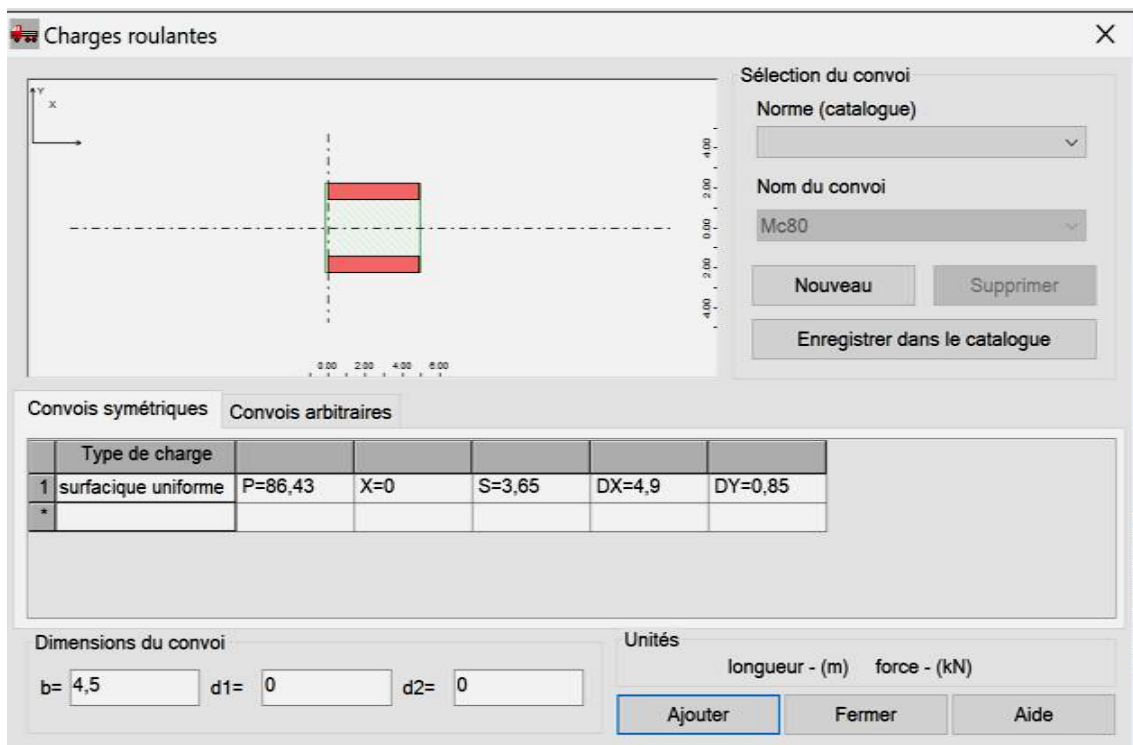


Figure.V.7 : Modélisation du Mc80.

V.1.4. Résultats de calcul obtenus par le logiciel**V.1.4.1. Moment fléchissant**

Après avoir déterminé les moments maximum de la poutre, on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$1,35G + 1,6(A(I) + ST)$$

$$M_{\max} = 13553,29 \text{ KN.m}$$

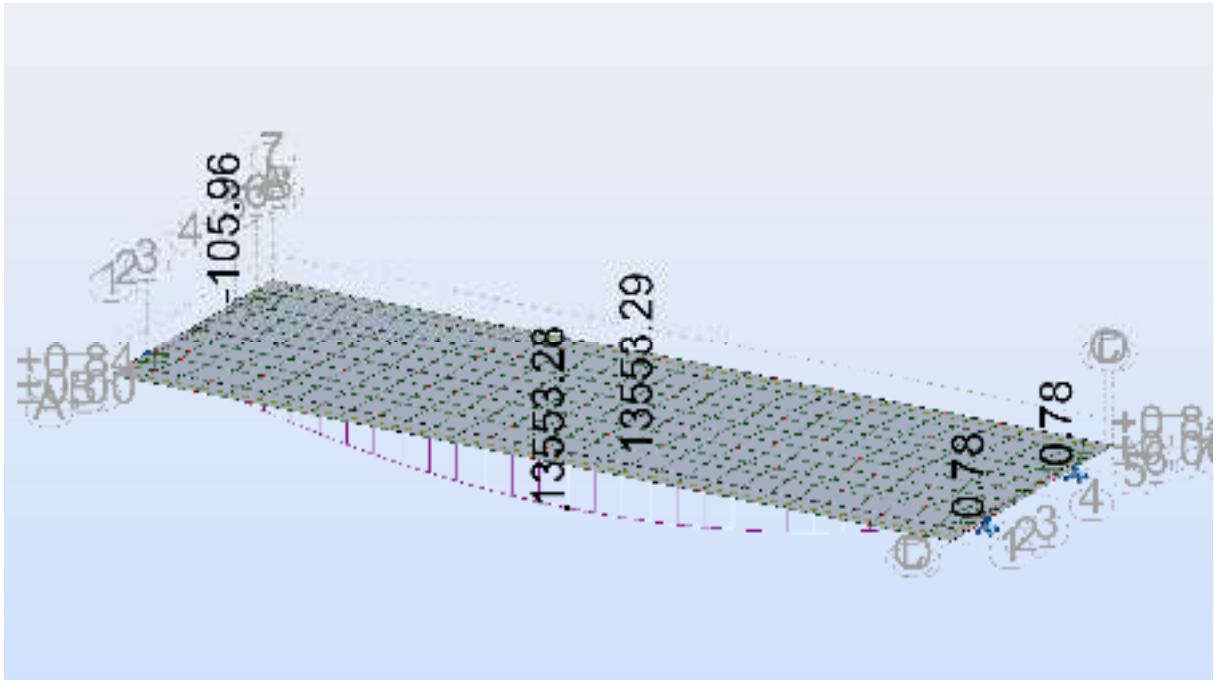


Figure.V.8 : Diagramme de Moment Max Due à la surcharge A(L) a l'ELU.

V.1.4.2. Effort tranchant

Après avoir déterminé les efforts tranchants, on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

$$1,35G + 1,6(A(I) + ST)$$

$$T_{\max} = 1908,95 \text{ KN}$$

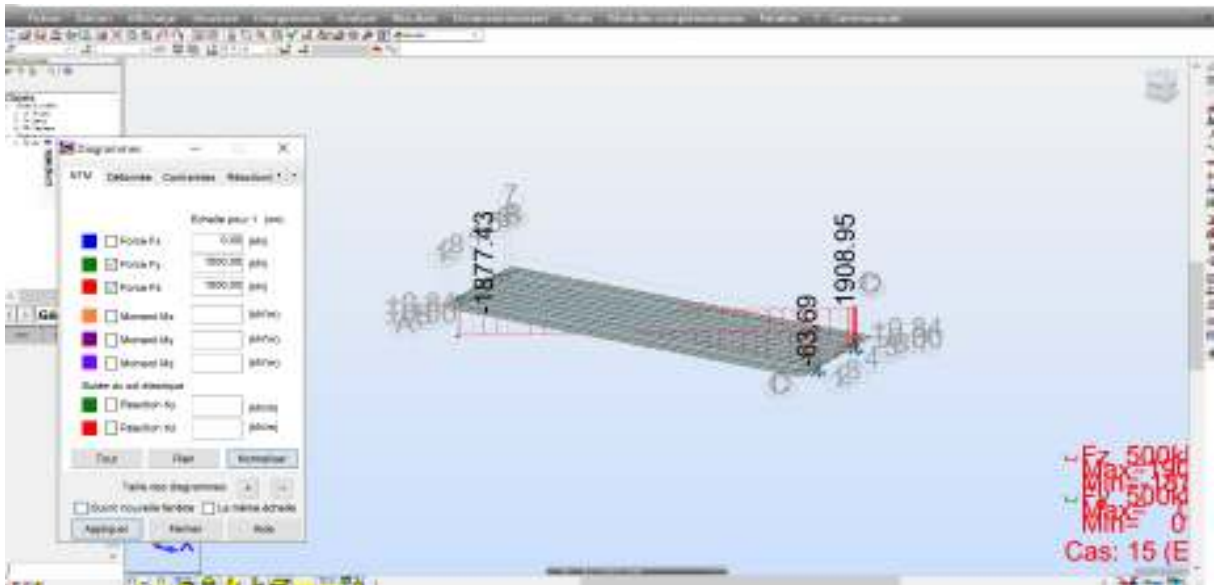


Figure.V.9 : Diagramme de l'effort tranchant Due à la surcharge A(L) à l'ELU.

CHAPITRE VI :
ETUDE
DE LA SECTION
MIXTE

VI.1. Définitions

On appelle une section mixte la section d'un élément porteur composé de deux ou plusieurs matériaux liés entre eux et résistant ensemble aux efforts qui les sollicitent :

Il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Nous limiterons notre étude aux matériaux les plus fréquemment utilisés dans les structures de génie civil, à savoir l'acier et le béton.

La section d'une poutre mixte et d'une dalle mixte sont essentiellement sollicitées par des efforts de flexion.

La section d'une poutre mixte est constituée d'un profilé laminé en double té, d'une poutre composée à âme pleine sur lesquels s'appuie une dalle en béton armé ou précontraint.

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs (par exemple des goujons soudés ou des équerres clouées). Cette liaison est caractérisée par une séparation nette de deux matériaux, l'interface se situant à la face de la semelle supérieure.

VI.2. Hypothèse de calcul

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliqués, pour cela nous supposons 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 appelées « Connecteurs ».

L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de HOOK, la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

$$\text{Pour l'acier : } (\delta l / l)_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{Pour le béton : } (\delta l / l)_b = \frac{\sigma_b}{E_a}$$

$$\text{D'après la première hypothèse on a : } (\delta l / l)_a = (\delta l / l)_b = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n.$$

n : Coefficient d'équivalence varie en fonction d' E_b , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

Ainsi afin de tenir compte des variations d' E_b , on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation :

Sollicitation	Champ d'application	N
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	CCP	18
Effets différés	Retrait et température	15
Charge de longue durée	CP	∞

Tableau VI.1 : Tableau de coefficient d'équivalence.

VI.3. Calcul de la section de mixte

VI.3.1. Caractéristiques géométriques du PRS

- Centre de gravité

$$Y_{Ga} = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 476.89 \text{ mm.}$$

- Moments d'inertie :

$$I_y = 112.79 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- Surface de section de PRS :

$$S_a = 59950 \text{ mm}^2.$$

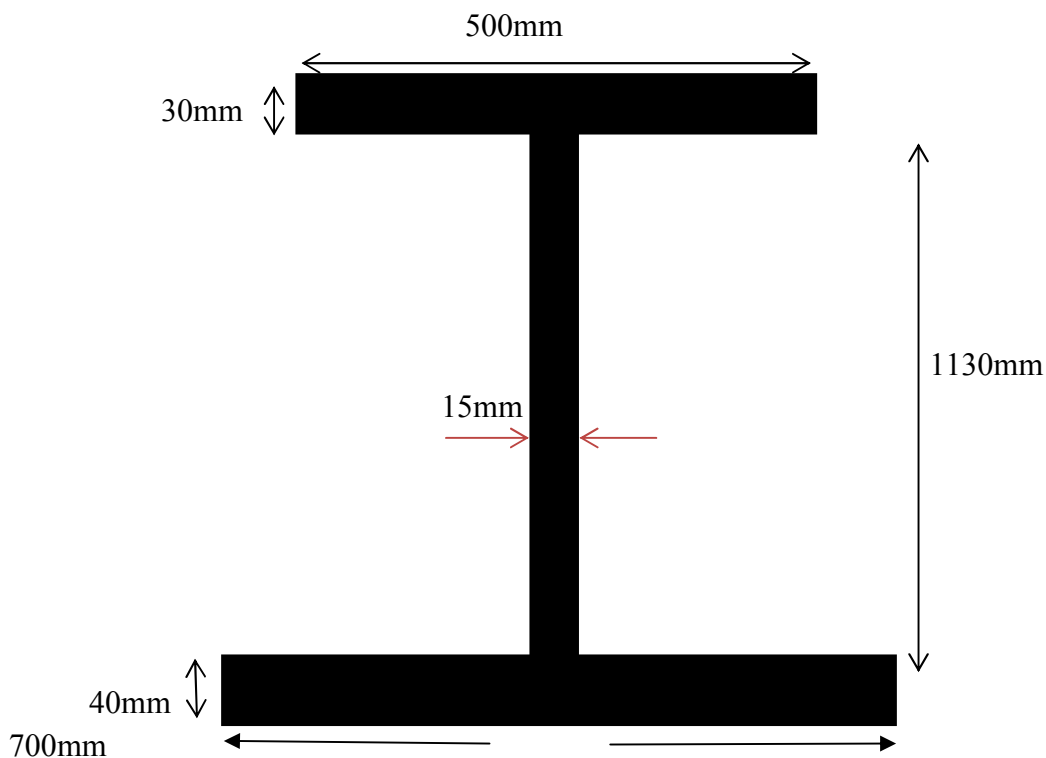


Figure VI.1 : La section d'acier.

VI.3.2. Caractéristiques géométriques de la dalle

➤ Détermination de la largeur efficace

Dans une section transversale d'une des poutres principales, la largeur efficace de la dalle en béton est la somme de 3 termes :

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}; \text{ Où}$$

b_0 : Entraxe entre les files de goujons extérieures.

$$b_{ei} = \min \{L_e/8 ; b_i\} \text{ Où :}$$

- L_e est la portée équivalente dans la section transversale concernée
- b_i est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale.

$\beta_1 = \beta_2 = 1$ Sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité 1 et

$\beta_i = 0,55 + 0,025 \times L_e/b_{ei} < 1,0$ avec b_{ei} pris égal à la largeur efficace à mi-travée d'extrémité.

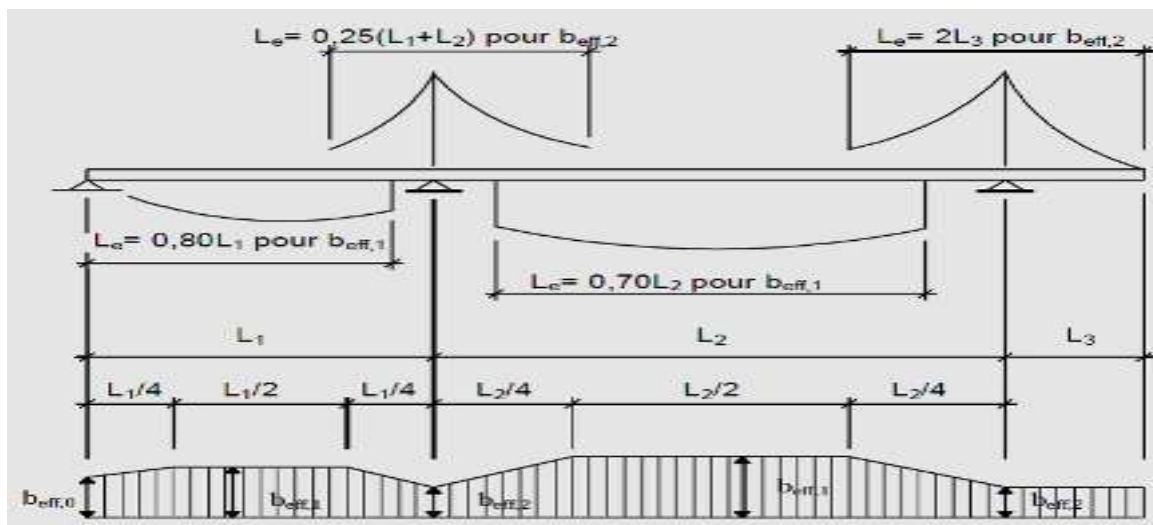


Figure.VI.2 : Détermination des portées équivalentes L_e pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée.

On a donc :

$$b_0 = 325\text{mm.}$$

- b_{eff0} (sur l'appui de l'extrémité) :

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

$$L_e = 0.85L_1 = 0.85 \times 30.08 = 25.57m \Rightarrow b_{e1} = b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min\{3.19; 2.34\}.$$

$$\beta_1 = \beta_2 = 0.55 + 0.025 \times \frac{L_e}{b_{e1}} = +0.55 + 0.025 \times \frac{25.57}{2.34} = 0.823 < 1.$$

$$b_{eff0} = 0.325 + 0.823 \times 2.34 + 0.823 \times 2.34 = 4.18m.$$

- b_{eff1} (à mi- travée) :

$$L_e = 0.85L_1 = 0.85 \times 30.08 = 25.57m \Rightarrow b_{e1} = b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\{3.19; 2.34\}.$$

$$b_{eff1} = 0.325 + 2.34 + 2.34 = 5.005m.$$

- b_{eff2} (sur la pile):

$$L_e = 0.25(L_1 + L_2) = 0.25(30.08 + 30.08) = 15.04m.$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8}; b_1 \right\} = \min\{1.88; 2.34\} = 1.88m.$$

$$b_{eff2} = 0.325 + 1.88 + 1.88 = 4.09m.$$

On prend la valeur de la largeur efficace constante pour les trois sections $b_{eff} = 5m$.

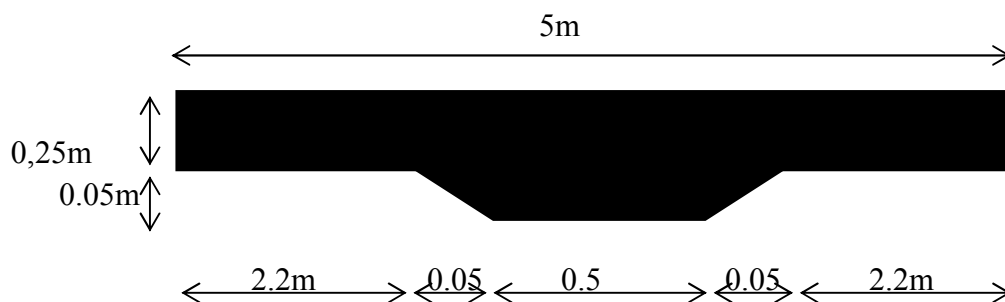


Figure.VI.3 : La section de la dalle.

- Centre de gravité :

$$Y_{Ga} = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 0.17m.$$

- Moments d'inertie :

$$I_y = 0.007m^4.$$

- **Surface de section de béton :**

$$S_b = 1.28m^2.$$

VI.3.3.Caractéristiques géométriques de la section mixte

- **Calcul de surface :**

$$S_n = S_a + (S_b/n).$$

$$S_a = 0.213m^2.$$

$$S_b = 1.28m^2.$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\infty} = 0.213m^2. \\ S_{18} = 0.229m^2. \\ S_{15} = 0.298m^2. \\ S_6 = 0.426m^2. \end{array} \right.$$

- **Position du centre de gravité de la section mixte :**

Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à la section mixte :

$$\int_s y. ds = \int_{sb} y \left(d. \frac{S_b}{n} \right) + \int_{sa} y. d. S_a = 0$$

On a donc :

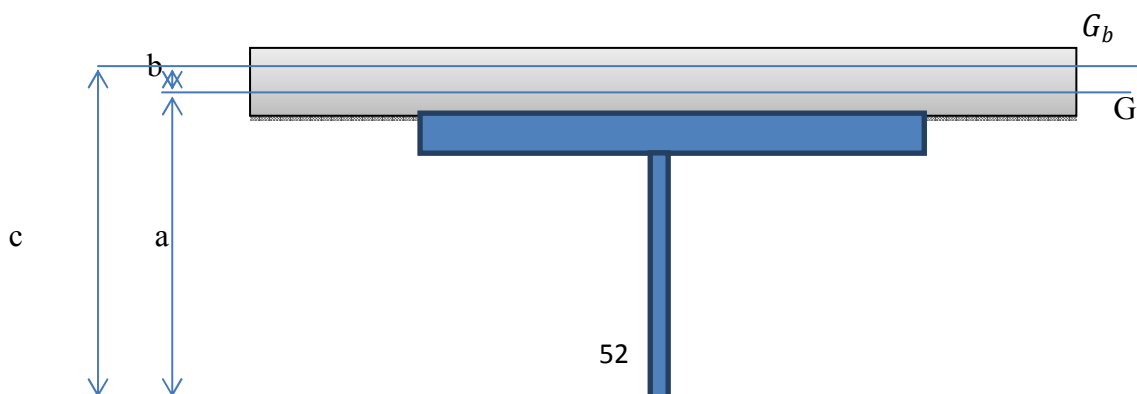
$$b \times \left(\frac{S_b}{n} \right) + a \times S_a = 0; a + b = c$$

$$a_n = S_b \times \frac{c}{n} \times S_n; b_n = S_a \times c / S_n.$$

c : distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier.

- **Centre de gravité de la section mixte :**

$$Y_G = (\sum si \times yi) / \sum si Y_G = 1.35m.$$



G_a **Figure VI.4 :** Centre de gravité de la section mixte

$$c = 1.023m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{\infty} = 0m^2. \\ a_{18} = 0.318m^2. \\ a_{15} = 0.293m^2. \\ a_6 = 0.512m^2. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{\infty} = 1.023m^2. \\ b_{18} = 0.952m^2. \\ b_{15} = 0.731m^2. \\ b_6 = 0.349m^2. \end{array} \right.$$

- **L'inertie de la section mixte :**

L'inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité **G** se donne par la formule suivante :

$$I = I_a + (I_b/n) + (S_n \times S_b/n \times S_n) \times c^2$$

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 .

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\infty} = 0.011m^4 \\ I_{18} = 0.08m^4 \\ I_{15} = 0.075m^4 \\ I_6 = 0.15m^4 \end{array} \right.$$

VI.3.4. Les caractéristiques mécaniques de la section mixte

$$V_{bn} = b_n + 0.13.$$

$$V_{sn} = b_n - 0.17$$

$$V_{in}(\text{Mi- travée}) = a_n + 0.477$$

$$W_s = (I/V_s); W_b = (I/V_b); W_i = (I/V_i)$$

N	∞	18	15	6
Sa (m ²)	0,213	0,213	0,213	0,213
S _b (m ²)	1,28	1,28	1,28	1,28
c(m)	1,023	1,023	1,023	1,023
Sn (m ²)	0,213	0,229	0,298	0,426
a _n (m)	0	0,318	0,293	0,512
b _n (m)	1,023	0,952	0,731	0,349
In (m ⁴)	0,011	0,08	0,075	0,15
V _{sn} (m)	0,853	0,782	0,561	0,179
V _{in} (m)	0,477	0,795	0,77	0,989
V _{bn} (m)	1,153	1,082	0,861	0,479
W _{sn} (m ³)	0,013	0,102	0,13	0,84
W _{in} (m ³)	0,02	0,101	0,097	0,152
W _{bn} (m ³)	0,01	0,074	0,087	0,313

Tableau VI.2 : Récapitulative de la section mixte a mi- travée.

VI.3.5. Détermination des effets sur la poutre mixte des sollicitations internes à la section

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarités 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.3.5.1. 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 :**

Nous considérons une poutre à inertie constante.

Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.

$n = 15$ (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 Δd_x dû 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.

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut : $\sigma_b = E_b \times \varepsilon_r$

Avec : $E_b = E_a/n$ et ε_r : coefficient de retrait. En considérant que $\Delta d_x = \varepsilon_r \times d_x$, avec ε_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à $\varepsilon_r = 2.5 \times 10^{-4}$. Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité b_n ($n=18$) une force de réaction, et on obtient :

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

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

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 : $N_m = -N_b \iff \sigma_{a1} = -\eta \times \beta \times \sigma_b$

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

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

Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \iff \sigma_{b1} = \beta \times \Sigma b$

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

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta \times \beta \times \sigma_b + [-\eta \times (\sigma_b \times \omega/I)] \times V_a$

Dans le béton : $\sigma_b = -\beta \times \sigma_b - (\sigma_b \times \omega/I) \times V_b$

Notation : $n = 15$ (coefficient d'équivalence).

$$\beta = \frac{B_n}{(B_n + A)} = \frac{B_{15}}{(B_{15} + A)}$$

B_{15} : Section du béton rendue homogène pour $n = 15$.

B : Section du béton. A : Section d'acier.

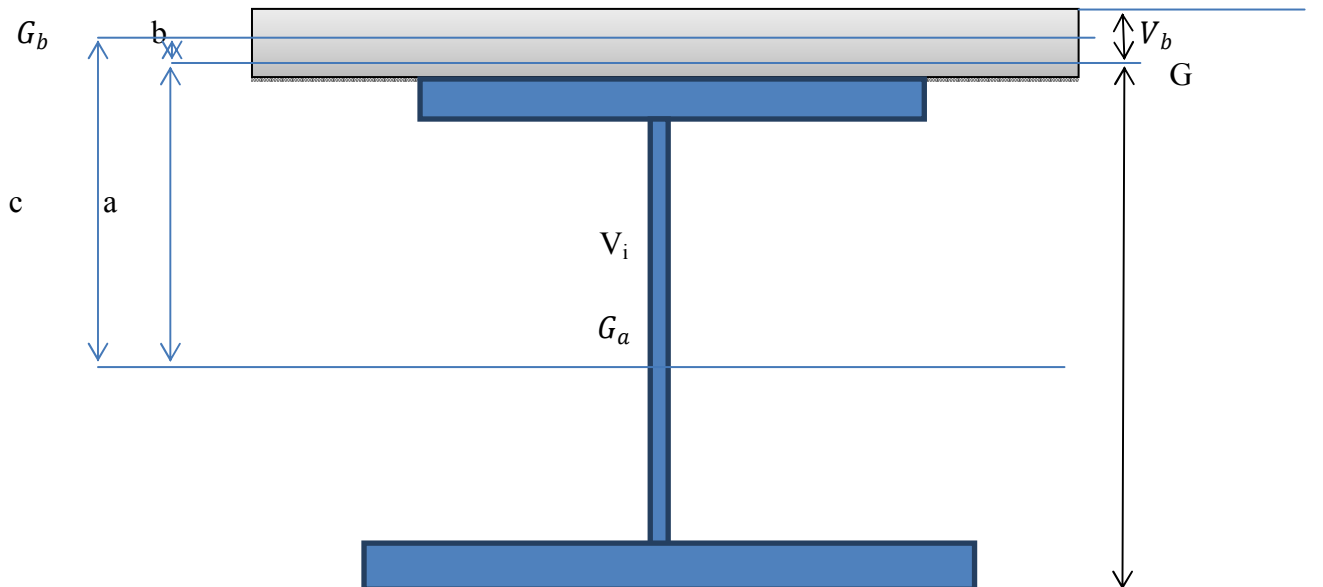


Figure VI.5 : Centre de gravité de la section mixte

ω : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour $n = 15$. $\omega = b_{15} \times B_{15}$

I : Moment d'inertie de la section mixte pour $n = 15$.

$$\sigma_b = \mp 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{B_{15}}{(B_{15}+A)} = \frac{1280/15}{(1280/15 + 2130)} \implies \beta = 0.$$

$$W_{15} = b_{15} \times B_{15} = 73.1 \times (1280/15) \implies W_{15} = 6237.87 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = 35 \times 6237.87 \text{ kg.cm} \implies M_{15} = 218325.45 \text{ kg.cm}$$

➤ **Contraintes résultantes**

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = \sigma_b \times (1 - \beta) - \left(\frac{M}{W_b} \right) = 31.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{sr} = -\eta \times \beta \times \sigma_b - \eta \times \left(\frac{M}{W_s} \right) = -22.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -\eta \times \beta \times \sigma_b + \eta \times \left(\frac{M}{W_i} \right) = 13.29 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha = 1,35$**

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = 1.35 \times 31.13 = 42.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{sr} = 1.35 \times -22.99 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{ir} = 1.35 \times 13.29 \text{ kg/cm}^2$$

VI.3.5.2. 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 ($\Delta T > 0^\circ\text{C}$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C , correspond à un retrait spécifique de : $\varepsilon_t \times \Delta T$

Avec ε_t : coefficient de retrait dû à la différence de température.

$$\varepsilon_t \times \Delta T = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$$

Dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0^\circ\text{C}$) 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 $n = 6$.

Calcul de la contrainte due à ΔT :

$$\sigma_{b0} = \varepsilon_t \times E_a / n \quad \text{Avec } n = 6.$$

$$\sigma_{b0} = \mp 10^{-4} \times (2.1 \times 10^5) / 6$$

$$\boxed{\sigma_{b0} = \pm 35 \text{ kg/cm}^2}$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{b0}$$

$$\sigma_{b1} = -\beta \times \sigma_{b0} \quad \sigma_{bT} = (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - (\sigma_{b0} \times \frac{W_6}{I}) \times V_b$$

$$\sigma_{b2} = -\left(\frac{M_m}{I}\right) \times V_b = -(\sigma_{b0} \times \frac{W_6}{I}) \times V_b$$

Les contraintes dans l'acier sont :

$$\sigma_{a0}$$

$$\sigma_{a1} = -\eta \times \beta \times \sigma_b \sigma_{aT} = -\eta \times (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - (\sigma_{b0} \times \frac{W_6}{I}) \times V_a$$

$$\sigma_{a2} = -\eta \times \left(\frac{M_m}{I}\right) \times V_a = -\eta \times (\sigma_{b0} \times \frac{W_6}{I}) \times V_a$$

➤ **Effet d'une différence de température**

$$\sigma_b = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{B_6}{(B_6 + A)} = \frac{1280/6}{(1280/6 + 2130)} \times \beta = 0.091$$

$$W_6 = b_6 \times B_6 = 34.9 \times \left(\frac{1280}{6}\right) W_6 = 7445.33 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 \times 35 \times 7445.33 \implies M_6 = 260586.77 \text{ kg.cm}$$

➤ **Contraintes résultantes**

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = \sigma_b \times (1 - \beta) - \left(\frac{M}{W_b}\right) = 30.98 \text{ kg/cm}^2$$

Dans l'acier :

$$\sigma_{sr} = -\eta \times \beta \times \sigma_b - \eta \times \left(\frac{M}{W_s}\right) = -19.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -\eta \times \beta \times \sigma_b + \eta \times \left(\frac{M}{W_i}\right) = 8.82 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **Contraintes pondérées dues à la charge ΔT : $\alpha = 1,5$**

$$\sigma_{bT} = 1.5 \times 30.98 = 46.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2 \sigma_{sT} = 1.5 \times -19.29 = -28.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{iT} = 1.5 \times -8.82 = -13.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bT} = -46.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2 \sigma_{sT} = 28.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{iT} = 13.23 \text{ kg/cm}^2$$

VI.1.3.6. Vérification des contraintes de cisaillement

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

$$\tau_{adm} = 0.6\sigma_e = 0.6 \times 35.5 = 21.3 \text{ kg/mm}^2$$

Effort tranchant maximal: $T = 1908.95 \text{ KN (ELU A(L))}$.

$$\tau_{max} = \frac{T}{h_w \times t_w} = \frac{1908.95 \times 10^2}{1130 \times 15} = 11.26 \text{ kg/mm}^2$$

$11.26 \text{ kg/mm}^2 \leq 21.3 \text{ kg/mm}^2$ ~~Condition~~ **Vérifié**

VI.4. Calcul de la dalle

La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (revêtement, étanchéité ...etc.) et les surcharge des véhicules (civiles, militaires, exceptionnelles) et à transmettre leurs effort aux poutres.

VI.4.1. La méthode de réalisation d'une dalle connectée en deuxième phase

Plusieurs techniques permettent de réaliser la dalle sans la connecter immédiatement à la charpente. Ces techniques ont à priori beaucoup d'avantages. Elles permettent de réduire considérablement les effets du retrait thermique et du retrait endogène. Par ailleurs, la totalité du poids propre de la dalle est repris par la charpente métallique seule. Il en résulte une forte diminution des contraintes de traction dans la dalle en service.

De plus, il est souvent possible de mettre en œuvre une précontrainte longitudinale efficace dans la dalle, et donc d'éviter complètement la fissuration en service. La connexion est alors établie en deuxième phase, quelques semaines après la réalisation du hourdis.

VI.4.2. Les résultats numériques

Le calcul des sollicitations (M, T) dans la dalle, est effectué par le logiciel **Autodesk Robot**, la structure est modélisée comme suit :

- **Poutre** : élément ligne.

- **Dalle** : élément plaque.

Donc le tablier est modélisé comme une dalle supportée par deux poutres.

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre **II**, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

Les résultats sont donnés par le logiciel de calcul **Autodesk Robot**.

L'hourdis a été modélisé dans notre étude en élément plaque. Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après notre model, et on a pris la valeur maximum.

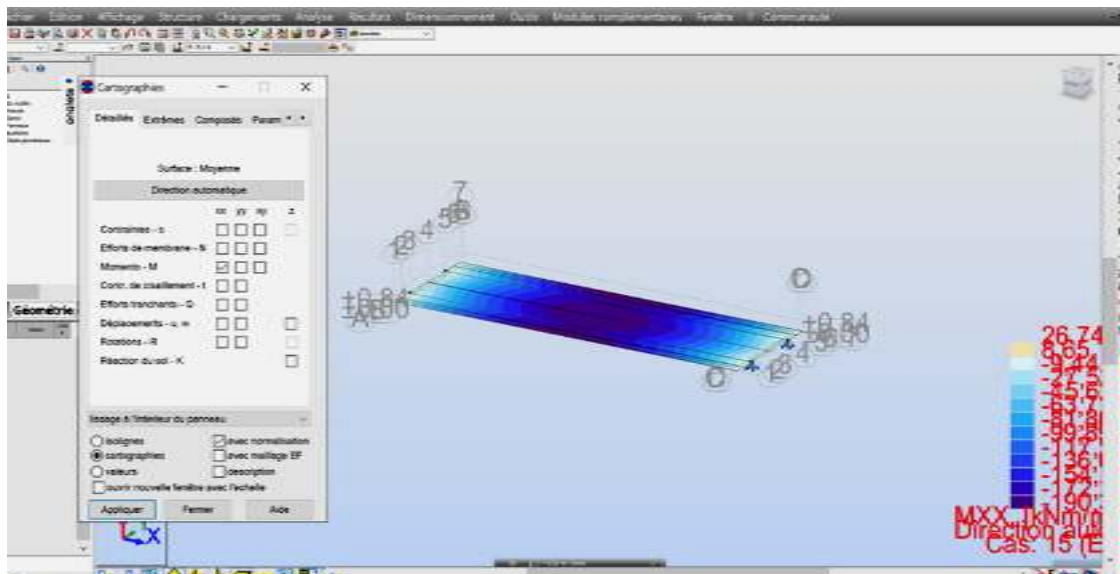


Figure IV.6 : Le diagramme des moments fléchissant longitudinal de la dalle

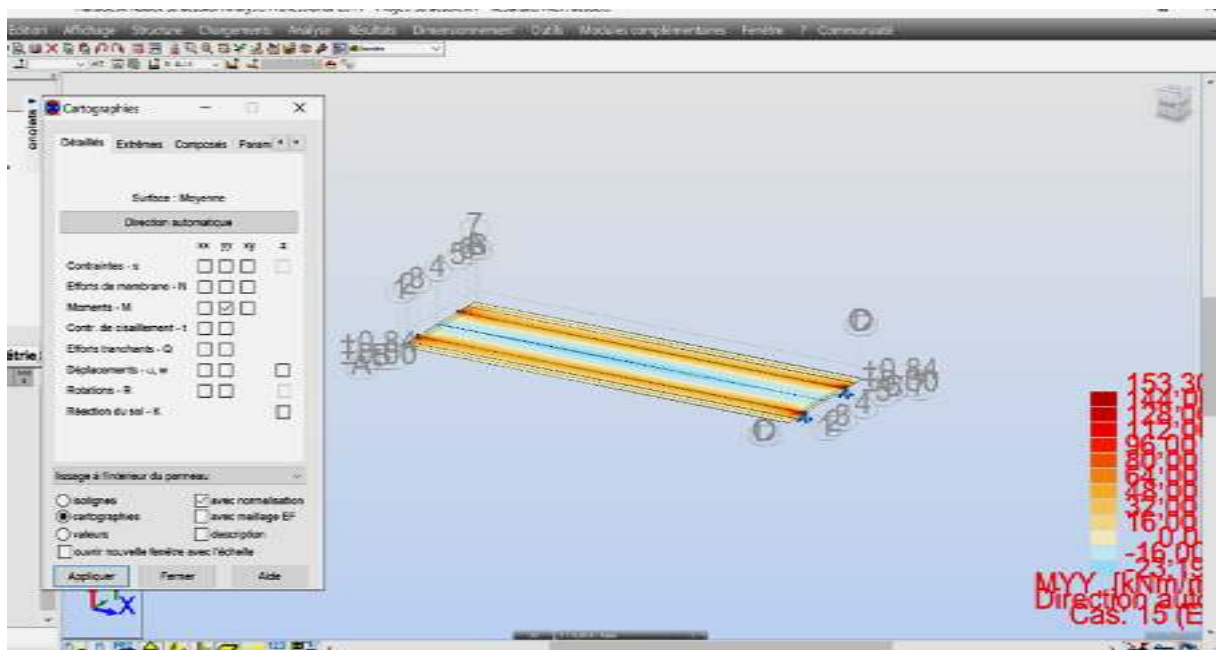


Figure IV.7 : Le diagramme du moment fléchissant transversal de la dalle

Les tableaux suivants présentent les valeurs des moments maximums et les efforts tranchants dans les deux sens longitudinal et transversal et pour les deux combinaisons ELU et ELS :

		ELU	ELS
M Longitudinale	Mt_{max}	190	139.2
	$Mapp_{max}$	26.74	19.38
M Transversale	Mt_{max}	23.19	18.70
	$Mapp_{max}$	153.3	111.2

Tableau IV.3 : Récapitulatif des moments fléchissant dans l'hourdis (KN.M)

	ELU	ELS
T Longitudinal	240.73	172.3
T Transversal	222.95	161.34

Tableau IV.4 : Récapitulative des efforts tranchants dans l'hourdis (KN)

VI.4.3. Détermination de ferrailage

On a une dalle de 25cm d'épaisseur.

On détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur $b=1$ m

On a utilisé le logiciel **Socotec** pour déterminer le ferrailage minimal.

	En travée	En appuis	A_x travée cm ²	A_x appuis cm ²
M_{max} KN. m	190	26.74	40.62	5.05

Tableau IV.5 : Choix de ferrailage de l'hourdi

- Pour la section d'armature en travée on adopte 9HA25 = 44.6 cm²
- Pour la section d'armature sur appuis on adopte 5HA12 = 5.65 cm²

VI.4.4. Résistance aux efforts tranchant

➤ **Sens transversal :**

$$T_u = 222.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{222.95 \times 10^3}{1000 \times 220} = 1.01 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ N/mm}^2 \right) = \min (3 ; 4 \text{ N/mm}^2).$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{adm} = 3 \text{ N/mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$T_u = 240.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{240.73 \times 10^3}{1000 \times 220} = 1.09 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ N/mm}^2 \right) = \min (3 ; 4 \text{ N/mm}^2).$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{adm} = 3 \text{ N/mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Armatures inclinées à ($\alpha = \pi/4$)**

$$\tau_{adm} = \min \left(0.27 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ N/mm}^2 \right) = \min (5.4; 7 \text{ N/mm}^2).$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{adm} = 5.4 \text{ N/mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

VI.4.5. Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0.23 \times f_{c28}}{f_e}$$

$$f_{tj} = 0.6 + (0.06 \times f_{c28}) = 2.4 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{smin} \geq b \times d \times \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{smin} = 1 \times 0.220 \times \frac{0.23 \times 2.4}{400} = 3.03 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimum d'après l'R.P.A :

$$A_{smin} = A_{RPA} = 0.5\% \times S = 0.5\% \times (1 \times 0.25) = 12.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée

VI.5. Les entretoises

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type PRS (poutres reconstituées soudées) qui a une limite élastique de 355MPa.

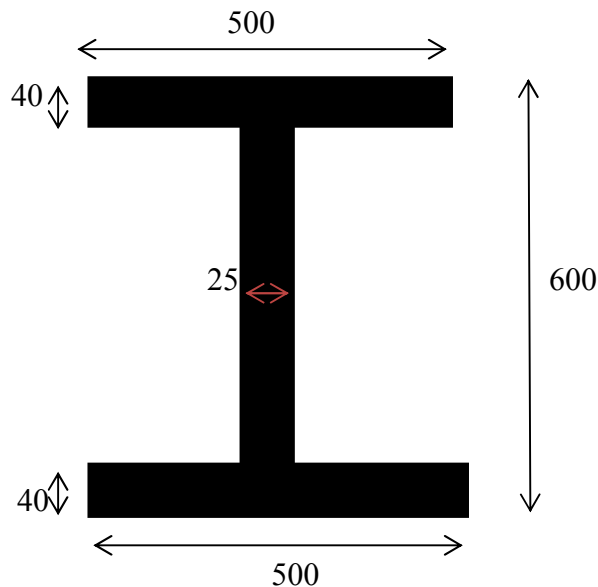


Figure IV.8 : La section de l'entretoise

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous est donné par le logiciel de calcul Autodesk Robot. Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

	$M_{max}(\text{KN.m})$	$T_{max}(\text{KN})$
Entretoise sur appuis	200.44	66.57

Tableau VI.6 : Les effort tranchant et moments fléchissant de l'entretoise

VI.5.1.Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{t_w \times h_w} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0.6 \times \frac{2}{3} \sigma_e = 0.6 \times \frac{2 \times 355}{3} = 142 \text{ N/mm}^2 = 1420 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{66.57 \times 10^3}{2.5 \times 52} = 512.08 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_{adm} = 1420 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc notre entretoise est vérifiée et résiste au cisaillement.

VI.6. Les connecteurs

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

VI.6.1. Le choix du connecteur

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de 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. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre.



Figure IV.9 : Connecteurs de type goujons

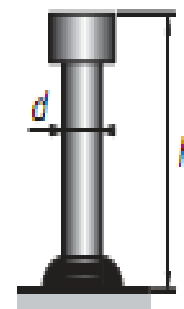


Figure IV.10 : goujon à tête

➤ Dimensionnement d'un goujon

d: le diamètre se situe dans les gammes allant de 16 à 22mm.

$$16 \leq d \leq 22$$

Soit $d = 22 \text{ mm}$

h: La hauteur du connecteur

$$h \geq 4 \times d$$

$$h \geq 4 \times d$$

$h \geq 88$ On prend $h = 100 \text{ mm}$

VI.6.2. Espacement des connecteurs

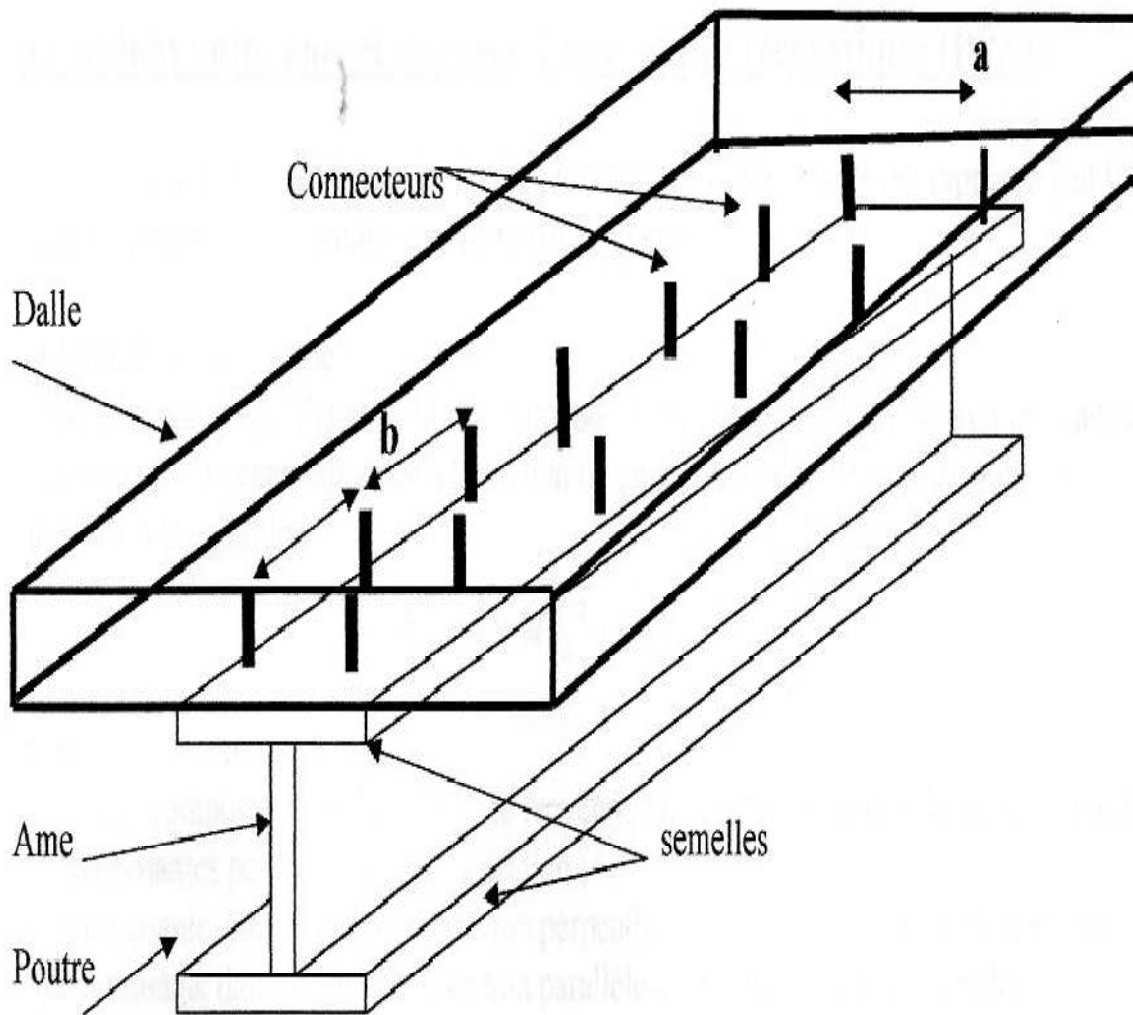


Figure IV.11 : Espacement entre les connecteurs

➤ **Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs**

$$b \leq \min(4 \times e_d ; 80) \text{ cm}$$

e_d : Épaisseur de la dalle

$$b \leq \min(4 \times 25 ; 80) \text{ cm}$$

$$b \leq \min(100 ; 80) \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

➤ **Espacement transversal entre deux connecteurs opposés**

L'espacement (a') entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit

$$a' = \min(100 \text{ mm} ; 9 \times t_f \sqrt{235/f_y})$$

La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

$$a' = \min(100 \text{ mm} ; 219.68 \text{ mm})$$

$$a' = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } a = 900 - (2 \times a')$$

$$a = 900 - (2 \times 100) = 700 \text{ mm}$$

VI.6.3. Le nombre total des connecteurs

$$F = \sigma_e \times A_g$$

F : La force d'un connecteur.

σ_e : La limite élastique.

A_g : La section d'un connecteur.

$$F = 355 \times 10^{-3} \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 134.95 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{F}{V_p}$$

On divise la travée en plusieurs parties.

➤ **Tronçon 1** [0 – 10.3]: $L = 10.03m$

$$V_p = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = 3474.06 \text{ KN}$$

$$E_p = \frac{F}{V_p} = \frac{134.95}{3474.06} = 0.0388 \text{ m}$$

Le nombre de connecteur $N = \frac{10.03}{0.0388} = 259$ connecteurs.

➤ **Tronçon 2** [0 – 10.3]: $L = 10.03m$

$$E_p = \frac{F}{V_p} = \frac{134.95}{3474.06} = 0.0388 \text{ m}$$

Le nombre de connecteur $N = \frac{10.03}{0.0388} = 259$ connecteurs.

➤ **Tronçon 3** [0 – 10.3]: $L = 10.03m$

$$E_p = \frac{F}{V_p} = \frac{134.95}{3474.06} = 0.0388 \text{ m}$$

Le nombre de connecteur $N = \frac{10.03}{0.0388} = 259$ connecteurs.

Le nombre totale de connecteurs = 777 goujons

CHAPITRE VII :
ASSEMBLAGE
BOULONNEE

VII.1.Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions. Le type d'assemblage qu'on va adopter est de type boulons précontraints HR (à haute résistance) 10/9 de diamètre 20 mm, soit 245 mm² de section de la vis ; Constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon. Les assemblages boulonnés seront calculés selon les règles en vigueur du C.P.C, Fascicule61.TV.

❖ **Les caractéristiques mécaniques de ce type d'assemblage sont**

✓ Vis : contrainte de rupture: $100 \leq \sigma_R \leq 119 \text{ kg/mm}^2$.

Contrainte limite élastique : $\sigma_e = 70 \text{ kg/mm}^2$.

✓ Les écrous : leur contrainte de rupture: $80 \leq \sigma_R \leq 100 \text{ kg/mm}^2$..

Contrainte limite élastique: $\sigma_e = 70 \text{ kg/mm}^2$.

Note : la vis reprend l'effort de cisaillement, la contrainte à considérer est

$\sigma_e = 90 \text{ kg/mm}^2$.

VII.2. Entretoise d'about

➤ **L'effort tranchant maximal**

$T = 66.57 \times 10^3 \text{ kg}$ Provoqué par l'effort de vérinage.

L'effort du boulon : $F_R = 0.8 \times \Psi \times \Omega \times \sigma_e$

Sachant que :

Ψ : dépend de la préparation de surface, $\Psi = 0.3$ surface brute brossée.

Ω : Pour $\varphi = 20 \text{ mm} \rightarrow \Omega = 245 \text{ mm}^2$

Donc on trouve $F_R = 5292 \text{ kg}$

➤ **Calcul le nombre des boulons**

$n = T/F_R \rightarrow n \geq 13$ On prend $n = 16$ boulons.

$F_R = T/16 = 4160 \text{ kg} \leq 7624 \text{ kg} \rightarrow \text{Ok}$

➤ **La disposition des boulons**

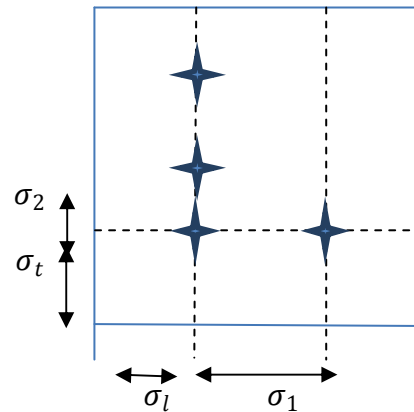
L'article 35-2 du titre 5 du CPC fascicule 61 permet de déterminer l'entraxe des boulons et la longueur de couvre joint comme suite :

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$$

$$3d \leq \sigma \leq 5d$$

$$1.5d \leq \sigma_t \leq 2.5d$$

$$2d \leq \sigma_l \leq 2.5d$$



d : diamètre du trou pour $\varphi = 20 \text{ mm} \rightarrow d = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$

Donc on trouve cette disposition :

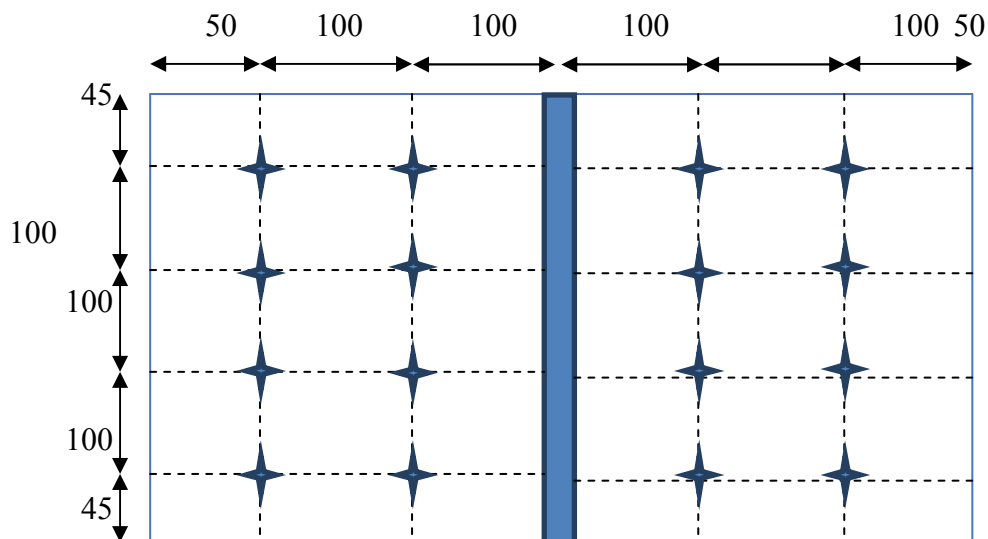


Figure VII.1 : Disposition des boulons

Condition des épaisseurs des pièces assemblées $\Sigma e \leq 4d$ \longrightarrow vérifiée

➤ **Epaisseur de la plaque**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \text{ (Cfr. EC3)}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} \leq \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_v \geq \frac{V_{sd} \times \sqrt{3} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad ; \quad A_v = b \times t$$

$$t \geq \frac{V_{sd} \times \sqrt{3} \times \gamma_{m0}}{b \times f_y} = 8.32 \text{ mm}$$

Alors : $e = 8 \text{ mm}$

VII.3. Vérification de l'assemblage

➤ **Pièces assemblée** : Section brute $S_b = 478 \times 25 = 11950 \text{ mm}^2$

Section des trous $S_t = n \times d \times e$

n : Nombre de boulons par file.

d : Diamètre du trou.

e : Épaisseur de la pièce trouée.

$$S_t = 4 \times 25 \times 25 = 2500 \text{ mm}^2 ; S_n = S_b - S_t = 9450 \text{ mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{66.57 \times 10^3}{4900} = 7.04 \text{ kg/mm}^2 \leq 0.6 \times \sigma_e = 21.3 \text{ kg/mm}^2$$

➤ **Couvre-joint**

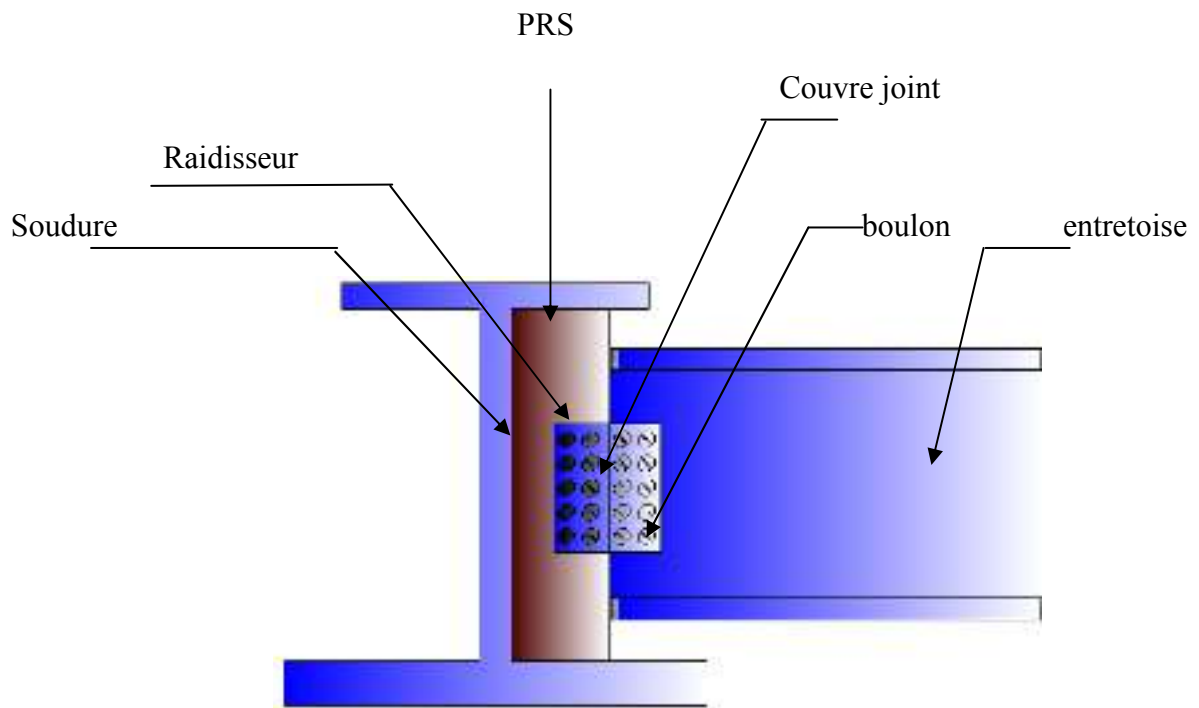
e : épaisseur du couvre joint : $e = 8 \text{ mm}$

$$S_b = 478 \times 8 \times 2 = 7648 \text{ mm}^2 \quad ; \quad S_t = 4 \times 22 \times 8 \times 2 = 1408 \text{ mm}^2$$

$$S_n = S_b - S_t = 7648 - 1408 = 6240 \text{ mm}^2 ;$$

$$\tau = \frac{66.57 \times 10^3}{6240} = 10.67 \text{ kg/mm}^2 \leq 0.6 \times \sigma_e = 21.3 \text{ kg/mm}^2$$

➤ perspective de l'assemblage



FigureVII.2 : Assemblage poutre-entretoise.

VII.4.Assemblage PRS

Les PRS sont fournis à l'usine par une longueur limitée, donc pour les grandes portées on doit fabriquer les poutres par des morceaux selon la longueur de la portée.

L'assemblage de ces morceaux se fait par soudure.

➤ **Préparation des bords des pièces à souder**

Cette opération consiste à diminuer l'épaisseur aux bords des pièces à souder pour faciliter la Préparation de la soudure, cette opération s'appelle chanfreins, les différents types de chanfrein Utilisés en charpente métallique sont : (X, K, U, UU, V).

On choisit le mode X pour assembler les différents éléments qui composent la **PRS** (Semelle supérieure, semelle inférieure, âme)

- *Ame :*

$$e = 15\text{mm}$$

$$c = 5\text{mm}$$

$$\beta = 60^\circ$$

- *Semelles sup :*

$$e = 30\text{mm}$$

$$c = 3\text{mm}$$

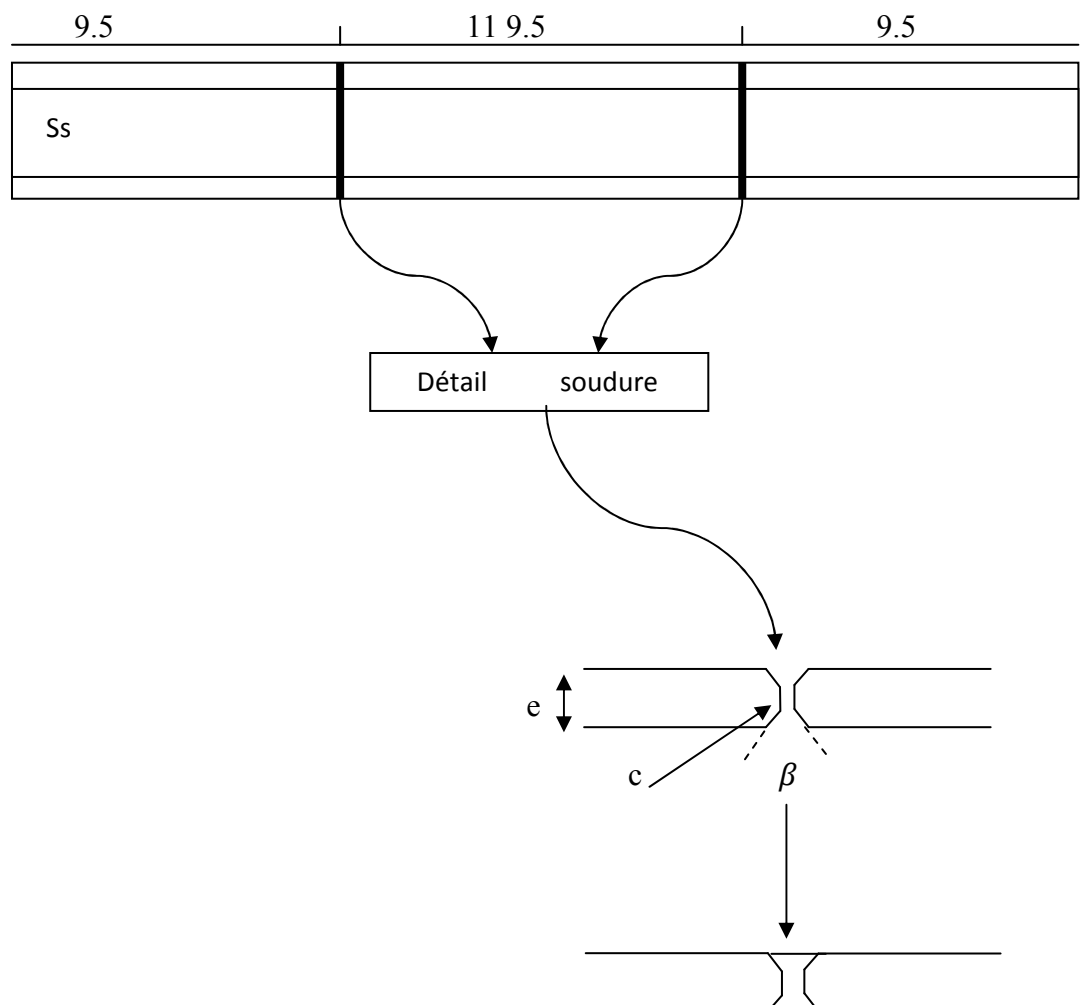
$$\beta = 60^\circ$$

- *Semelles inf :*

$$e = 40\text{mm}$$

$$c = 3\text{mm}$$

$$\beta = 60^\circ$$



NB : les soudures sont contrôlées par radiographie ou ultrason, par un contrôleur externe à l'usine.

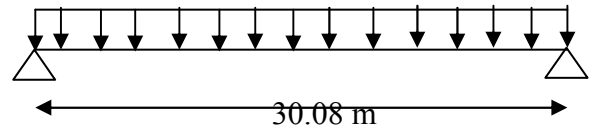
VII.5. Calcul la flèche

➤ **flèche sous charge permanente**

$$f_1 = \frac{5 PL^3}{384EI_{18}}$$

$$P = 1.35 \times G = 1.35 \times 9.412$$

$$P = 12.71 \text{ KN/ml}$$

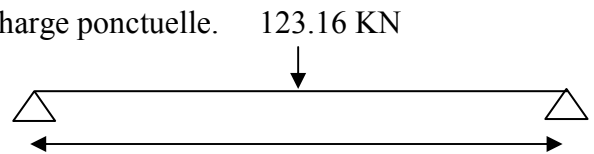


$$f_1 = \frac{5 \times 12.71 \times 10^2 \times 10^2 \times (30.08 \times 10^2)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8 \times 10^4} = 2.68 \text{ cm}$$

$$f_1 = \frac{4,06}{2 \text{ poutres}} = 1.34 \text{ cm/poutre}$$

➤ **sous surcharge M_{C80}**

La surcharge M_{C80} est supposée comme une charge ponctuelle.



$$f_2 = \frac{5 PL^3}{384EI_6} = \frac{5 \times 123.16 \times 10^2 \times (30.08 \times 10^2)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1.5} = 1.39 \text{ cm}$$

$$f_1 + f_2 = 1.34 + 1.39 = 2.73 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE VIII :
STABILITE
PRS

VIII.1. Vérification de la section d'acier

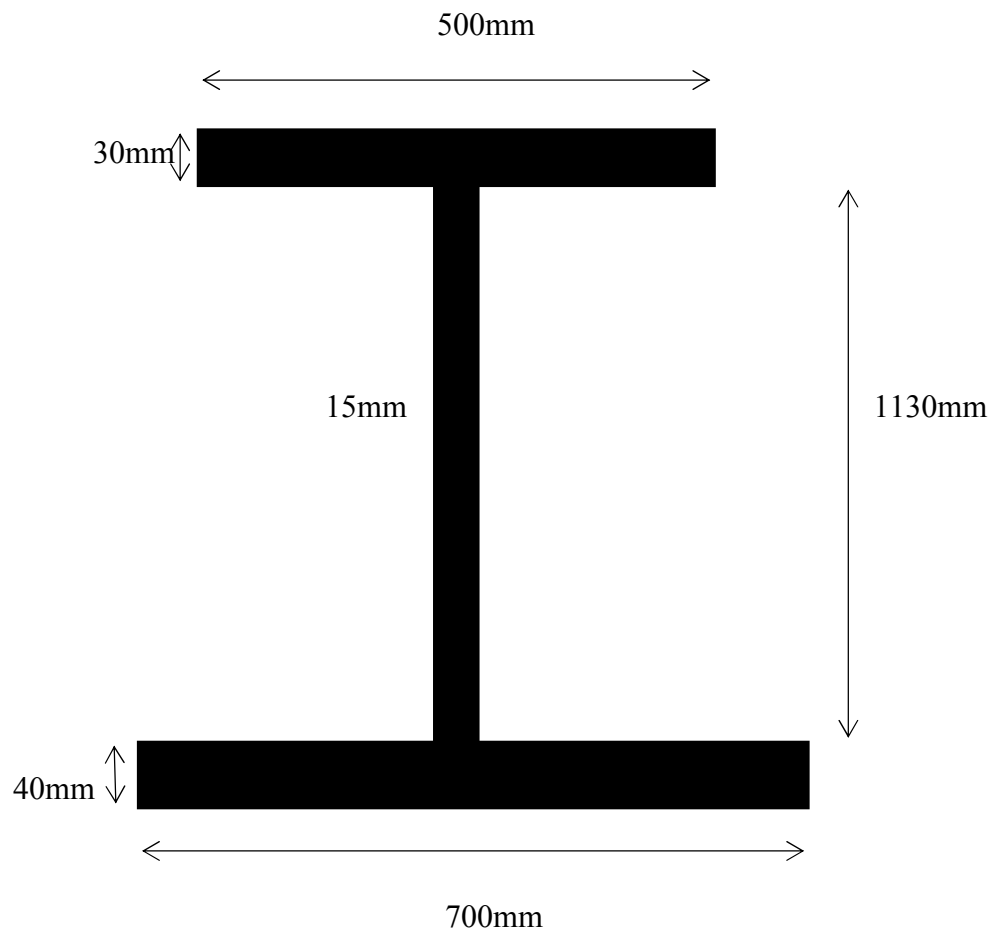


Figure VIII.1 : La section d'acier.

VIII.2. La classe de résistance

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)}$$

ε : Coefficient de réduction plastique.

f_y : La valeur nominale de la limite élastique ($f = 355 \text{ N/mm}^2$).

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{355}\right)} = 0.81$$

➤ **Semelle**

$$\frac{b - t_w}{2 \times t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$\frac{500 - 15}{2 \times 30} \leq 9\varepsilon$$

8.08 > 7.29 → Condition non vérifié

$$\frac{500 - 15}{2 \times 30} \leq 10\varepsilon$$

8.08 ≤ 8.1 → Condition vérifié

La semelle de la classe 2

➤ **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon$$

$$\frac{1130}{15} \leq 83\varepsilon$$

75.33 ≤ 67.23 → Condition non vérifié

$$\frac{1130}{15} \leq 124\varepsilon$$

75.33 ≤ 100.44 → Condition vérifié

L'âme de la classe 3

Or on a une âme de classe 3 non enrobé → $d=1130 > (2 \times 20 \times t_w \times \varepsilon) = 552\text{mm}$

Alors on peut reclasser à la section 02 → Donc on a un profilé PRS de classe 02.

VIII.3.La vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité de forme des pièces soumise à la flexion.

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarisée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide. On doit vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{el,y}}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\beta_w = 1$$

$$W_{pl,y} = \frac{I_y}{y} = \frac{112.79 \times 10^8}{476.89} = 236.51 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Pour le PRS :

$$\alpha_{LT} = 0.49$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\text{Ou } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_{LT1}} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT1} = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon = 76.399$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L_f}{i}$$

Avec : $L_f = L = 30.08\text{m}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 346.41$$

$$\lambda_{LT} = 86.83$$

$$\lambda_{LT} = \frac{86.83}{76.399} \times 1 = 1.137 > 0.4$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.49(1.137 - 0.2) + 1.137^2]$$

$$\phi_{LT} = 1.376$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.376 + [1.376^2 - 1.137^2]^{0.5}} = 0.465 < 1$$

$$M_{b,rd} = 0.465 \times 1 \times 236.51 \times 10^6 \times \frac{355}{1.1} = 35492.63\text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 13553.29\text{KN.m} \leq M_{b,rd} = 35492.63\text{KN.m} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

VIII.4. La vérification au voilement

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

K_τ : Le coefficient de voilement par cisaillement pour des raidisseurs sur appuis et comportant des raidisseurs transversaux intermédiaires :

$$\alpha = a/d = 3.342/1.13 = 2.961 \leq 2.96 \leq 3 \longrightarrow \text{Donc}$$

$$K_\tau = 5.34 + [4/(\alpha)^2] = 5.79$$

$$\frac{d}{t_w} = 75.33 > 30 \times \varepsilon \times \sqrt{K_\tau} = 58.47 \longrightarrow \text{Donc il y a un risque de voilement.}$$

$$V_{sd} \leq V_{ba,rd}$$

$$V_{ba,rd} = \frac{d \times t_w \times \tau_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

τ_{ba} : La résistance post critique au cisaillement.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{(d/t_w)}{37.4 \times \varepsilon \times \sqrt{K_\tau}} = 1.03 \longrightarrow 0.8 \leq \bar{\lambda}_w \leq 1.2$$

$$\tau_{ba} = [1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)] \frac{f_y}{\sqrt{3}} \tau_{ba} = 175.496$$

$$V_{ba,rd} = \frac{d \times t_w \times \tau_{ba}}{\gamma_{m1}} = \frac{1130 \times 15 \times 175.496}{1.1}$$

$$V_{ba,rd} = 2704.2338 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1908.95 \text{ KN} \leq V_{ba,rd} = 2704.2338 \text{ KN}$$

Donc la sécurité vis-à-vis du voilement est assurée.

CHAPITRE IX :
ETUDE
DES
EQUIPEMENTS

IX.1.Introduction

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (culée), elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « appareils appuis» qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis.



Figure IX.1. Photo réelle d'un appareil d'appuis

IX.2. Le rôle des appareils d'appuis

Transmettre les charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer les mouvements du tablier.

IX.3.Les types des appareils d'appuis

Suivant leur matériau et leur utilisation on distingue différents type :

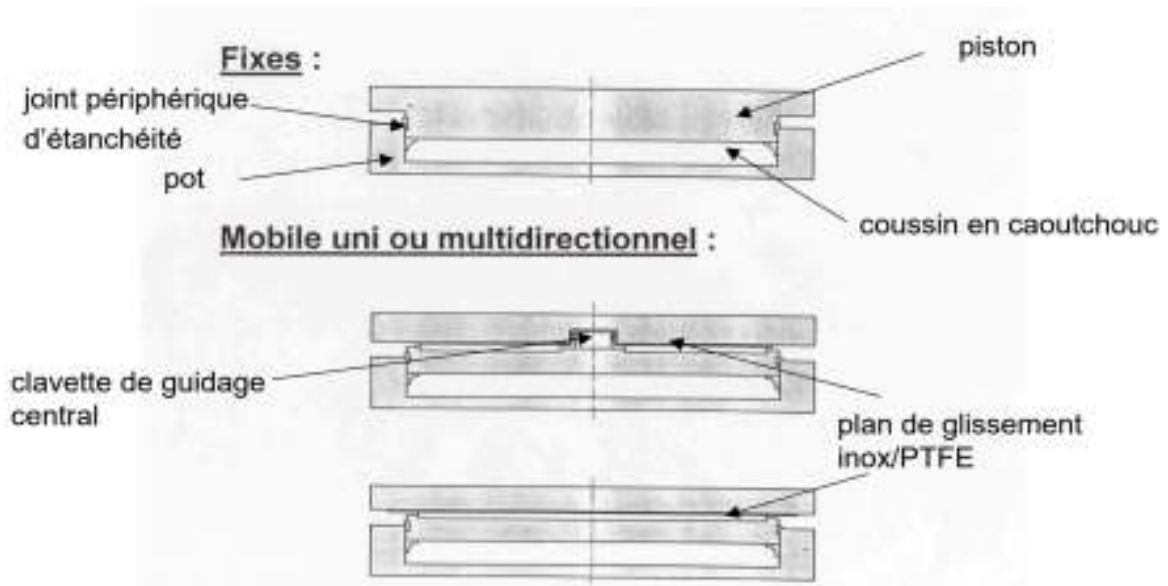


Figure IX.2 : Appareils d'appuis à pot

Chapitre IX : Etude des équipements

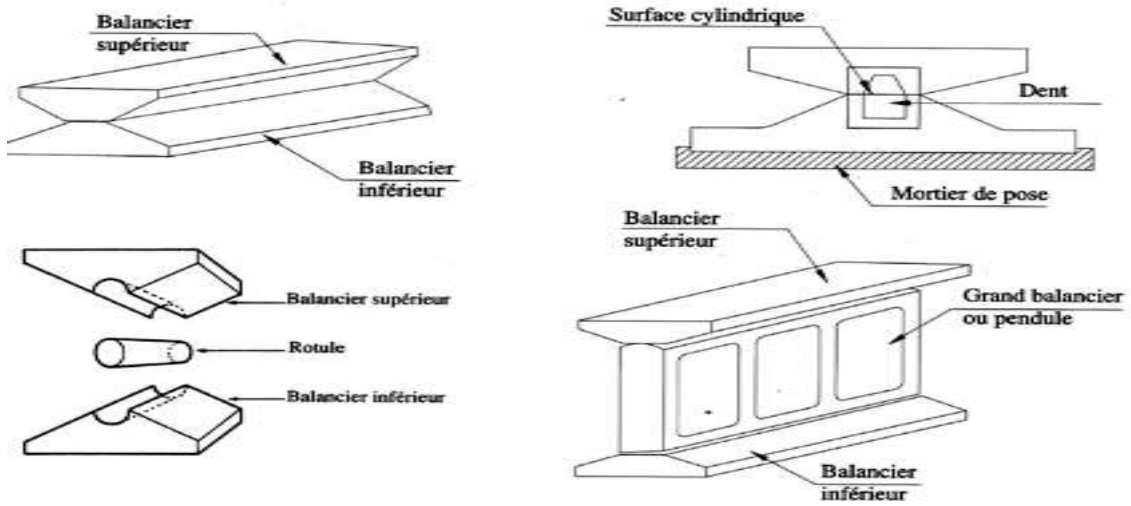


Figure IX.3. Appareils d'appuis mobiles à balancier

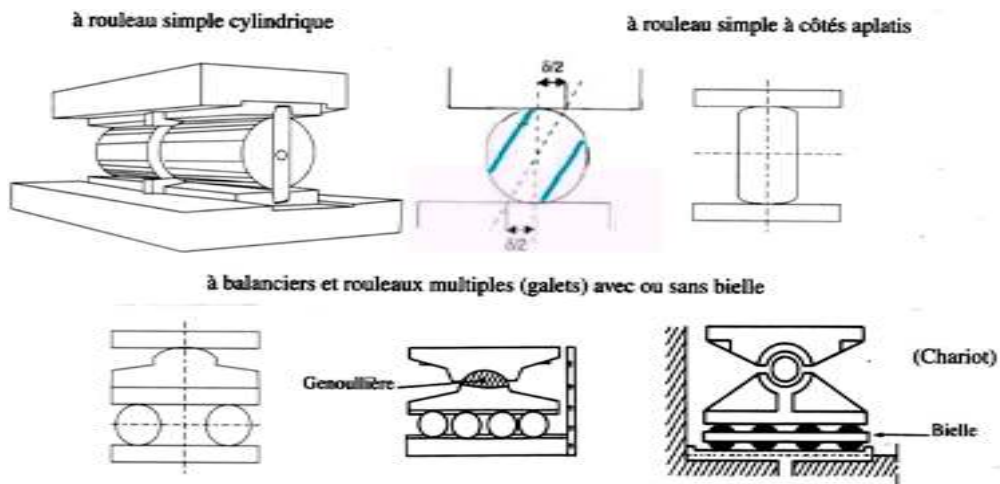


Figure IX.4. Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleaux multiples

Chapitre IX : Etude des équipements

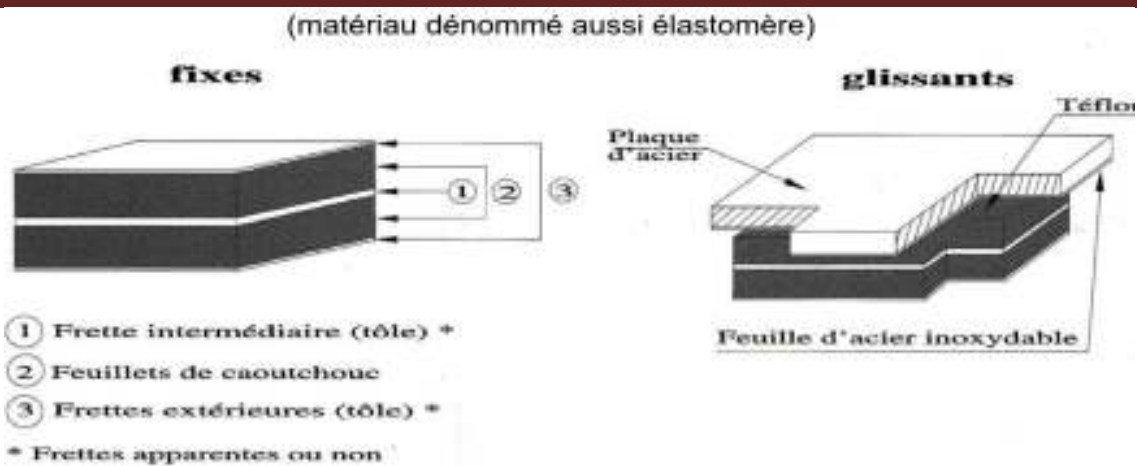


Figure IX.5 : Appareils d'appuis en élastomère fretté

Dans notre projet on utilise Les appareils d'appuis en élastomère fretté qu'ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe).

Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

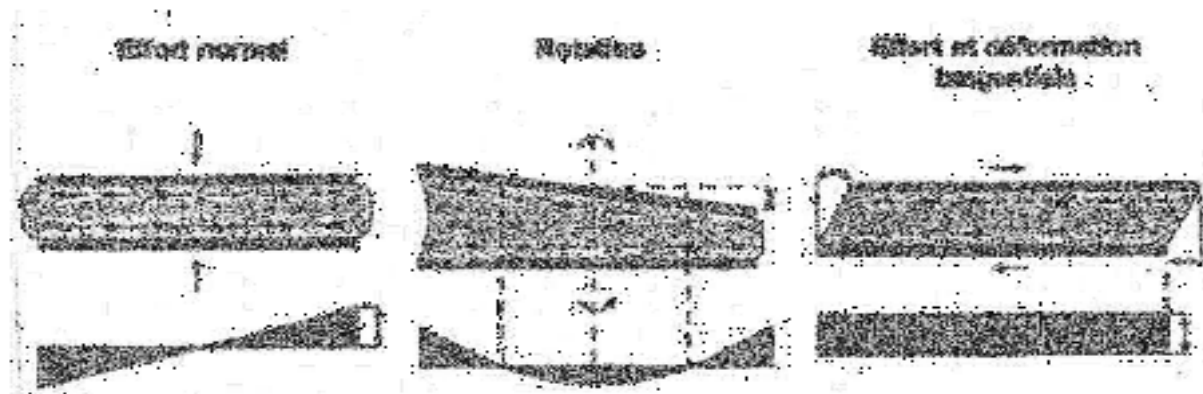


Figure IX.6 : Sollicitations supportées par l'appareil d'appui

La désignation de l'appareil d'appuis est : $a \times b \times n(t+e)$

- n : nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.
- t : épaisseur d'une feuille élémentaire.
- e : épaisseur d'une frette intermédiaire.
- a : côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- b : côté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

- ✓ Contrainte $\sigma = 15 \text{ Mpa}$.
- ✓ Module d'élasticité $G = 0,8 \text{ MPA}$.
- ✓ Épaisseur d'une couche d'élastomère $e = 12 \text{ mm}$.

IX.4. Variation linéaire du tablier

Elle est due essentiellement au retrait, fluage, et la température.

IX.4.1. Retrait

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment.

On suppose que 60% du retrait total sera effectué avant la pose des poutres

$$\Delta_{Lr} = \frac{100 - 60}{100} \times L \times \varepsilon_r$$

Avec :

$$L_r = 30.08 \text{ m} \quad \varepsilon_r = 2.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{Lr} = \frac{100-60}{100} \times 30.08 \times 2.5 \times 10^{-4} \quad \longrightarrow \quad \Delta_{Lr} = 3.008 \text{ mm}$$

IX.4.2. Fluage

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps. On suppose que 40% du fluage total s'effectue avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta_{Lf} = \frac{100 - 40}{100} \times \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \times 2.5 \times L_r$$

Avec :

σ_m : La contrainte de compression de la fibre neutre du tablier ($\sigma_m = 6.5 \text{ MPa}$).

E_{ij} : Module d'élasticité du béton ($E_{ij} = 33179.56 \text{ Mpa}$).

$$\Delta_{Lf} = 8.84 \text{ mm}$$

IX.4.3. Température

Longue durée $\Delta_{Lt} = \pm 25 \times 10^{-5} L = 7.52 \text{ mm}$

Courte durée $\Delta_{Lt} = \pm 35 \times 10^{-5} L = 10.528 \text{ mm}$

IX.5. Dimensionnement des d'appareils d'appuis

IX.5.1. Aire de l'appareil d'appuis

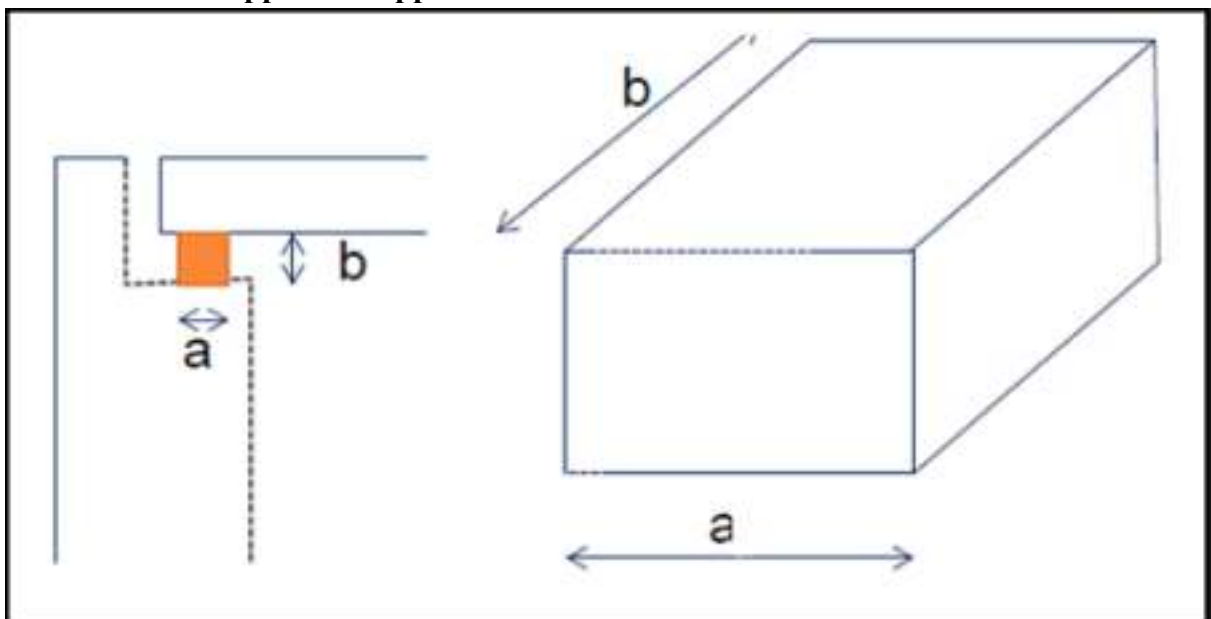


Figure IX.7 : Dimensionnement des Appareils d'appuis en élastomère frettés

Chapitre IX : Etude des équipements

La détermination de l'appareil d'appuis, on considère les efforts normaux comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 1914,48 \text{ KN} \\ N_{min} = 795,985 \text{ KN} \end{array} \right.$$

D'après le RPOA on prend un coefficient de sécurité égal à 1.5

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} \leq \frac{\sigma_1 N_{max}}{1.5 a \times b} \leq \frac{15000}{1.5} \\ \sigma_{min} \geq \sigma_1 \frac{N_{min}}{a \times b} \geq 1.5 \times 2000 \end{array} \right.$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} N : \text{réaction verticale sur appui} \\ \sigma_{moy} : \text{Contrainte moyenne de compression} = 15 \text{ MPA} = 15000 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$

$$0.1914 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0.265 \text{ m}^2$$

On propose que $b = 40 \text{ cm}$ car on ne doit pas dépasser la largeur de la poutre.

IX.5.2. Hauteur nette de l'élastomère (T) :

D'après le document SETRA BT N⁰4/1974 :

La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0.5}$

$\mu = \Delta_{max}$. Déformation lente (rotation, retrait, fluage, température) = 19.368 mm

$t = 12 \text{ mm}$ fixée par les normes (D'après Le Tableau FREYSSINET)

$T = n \times t \rightarrow$ On admet $n=5$ feuillets

On prend : $T = 60 \text{ mm}$

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \rightarrow 5T \leq a \leq 10T \quad 300 \leq a \leq 600$$

On prend : $a = 50 \text{ cm}$

$0.1914 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0.265 \text{ m}^2$ **Condition vérifiée**

IX.5.3. Epaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{moy} \times a}{\sigma_e \times \beta}$$

Avec :

σ_e : Limite d'élasticité des frettes = 2150 Kg/cm² pour l'acier E24 avec

$e \leq 3 \text{ mm}$ {SETRA Bulletin technique}

β = Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a + b) \times 2t} = 9.25$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1914.48 \times 10^2}{40 \times 50} = 95.724 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e \geq \frac{95.724 \times 50}{2150 \times 9.25} = 0.23 \text{ mm}$$

On prend $e = 3 \text{ mm}$

Donc la désignation de l'appareil d'appui est : (500 × 400 × 5(12 + 3))

IX.6. Vérification des appareils d'appui :

Pour la vérification de l'appareil d'appui, il faut établir la répartition des efforts horizontaux cette dernière, au niveau des appareils d'appuis, se fera avec l'influence des déformations des appuis.

IX.6.1. Répartition des efforts horizontaux :

- **Dus à des charges dynamiques (freinage, vent, séisme)**

Ces efforts sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

H : l'effort horizontal

Soit K_i : la rigidité de l'appui

❖ Les charges de freinage

Le freinage le plus défavorable est celui de B_C . Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner. D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$$F_{BC} = 300 \text{ KN}$$

- **Effort dû au vent**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 3 KN/m^2 .

L'effort du vent est :

$$H_v = f \times q \times S$$

Avec :

S : La section latérale sur laquelle agit le vent est = $30.08 (1.2 + 0.08 + 0.3) = 47.53 \text{ m}^2$.

q : pression du vent = 3 KN/m^2 .

- $f = \frac{1}{2}$ en phase de chantier.
- $f = \frac{2}{3}$ pour le reste.

Donc :

- $H_v = 71.3 \text{ KN}$ En phase de chantier.
- $H_v = 95.05 \text{ KN}$ Pour le reste.

Effet de séisme

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

On applique au tablier une force statique équivalente.

$$H_s = \xi_s \times G$$

Avec :

ξ_s : Coefficient d'accélération

- Horizontalement $\xi_s = 40\%$
- Verticalement $\xi_s = 27\%$

G : Poids propre du tablier = 113.512 KN/ml .

Donc :

- Effort horizontal dû au séisme : $H_s = 45.40 \text{ KN}$
- Effort vertical dû au séisme : $H_s = 30.64 \text{ KN}$.

- **Déplacement en tête de l'appareil d'appui :**

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

Chapitre IX : Etude des équipements

$$\mu = \frac{T \times H}{n \times G \times A} \text{ Avec :}$$

A : Aire de l'appareil d'appui (**500 x 400**) mm².

T = **60 mm** (Hauteur nette de l'élastomère).

n: Nombre d'appareils d'appuis, **n = 6**

H = **1** (Charge unitaire).

G : Module d'élasticité transversal.

- **G = 0.8MPa** (statique).
- **G = 1.6MPa** (dynamique).

➤ **$U_{s1} = 0,0625m$.**

➤ **$U_{s2} = 0,03125m$.**

IX.6.2. Vérification des contraintes

- **Limitation des contraintes de cisaillement**

Résistance à la compression

σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$N_{max} = 1914.48 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{1.91448}{0.2} = 9.5724 \leq 15 \text{ MPA Condition vérifiée}$$

Sollicitation sous charge verticale :

τ : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau du frettage

$$\tau = \frac{1.5\sigma_m}{\beta} \leq 2.8 \text{ MPA}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} = 9.25$$

Donc :

$$\tau = 1.55 \text{ MPA} \leq 2.8 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal :

Sous un déplacement lent (déformation lente)

Chapitre IX : Etude des équipements

$$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} < 0.5G = 0.4 \text{ MPA}$$

$$\tau_H = \frac{0.8 \times 0.019368}{0.06} = 0.25 \text{ MPA} < 0.4 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition de non glissement :**

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

On vérifiera :

$$\sigma_{min} \geq 2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} = \frac{0.795985}{0.2} = 3.98 \text{ MPA} \geq 2 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$H < f \times N$$

Où :

H : L'effort horizontal (effort de freinage).

$$H_{Bc} = 0,3 \text{ MN.}$$

N : L'effort de compression vertical.

$$N = 1914,48 \text{ KN.}$$

f : Le coefficient de frottement.

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 0.25$$

$$H = 0.3 \text{ MN} < 0.25 \times 1.91448 = 0.48 \text{ MN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Limitation de la distorsion :**

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$P = \frac{P_U}{P_C} \leq 0.25$$

Chapitre IX : Etude des équipements

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h}$$

Avec :

B : Aire nominale de l'appui ($B = 0.2 \text{ m}^2$).

d: Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ($d = 0.015 \text{ m}$).

h: Hauteur total de l'appareil d'appui ($h = 0.075 \text{ m}$).

G: Module de cisaillement ($G = 0.8 \text{ MPA}$).

S: Facteur de forme, $S = \beta = 9.25$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h} = 10.96 \text{ MN}$$

$$P_U = N_{max} = 1.91448 \text{ MN}$$

Donc :

$$P = \frac{P_U}{P_c} = \frac{1.91448}{10.96} = 0.17 \leq 0.25 \text{ Condition vérifiée}$$

- **Condition de non flambement**

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_U < P_c$$

$$\gamma_s = 3$$

$$P_U = 1,91448 \text{ MN}$$

$$P_c = 10,96 \text{ MN}$$

$$3 \times 1,91448 = 5,74 < P_c = 10,96 \text{ MN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Toutes les vérifications sont bonnes ; donc le choix de l'appareil d'appui est bon.

IX.7. Les dés d'appui

IX.7.1. Fonction des dés d'appui

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.

Chapitre IX : Etude des équipements

➤ Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

IX.7.2. Dimensionnement des d s d'appui

D'après le document SETRA le dimensionnement des d s d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

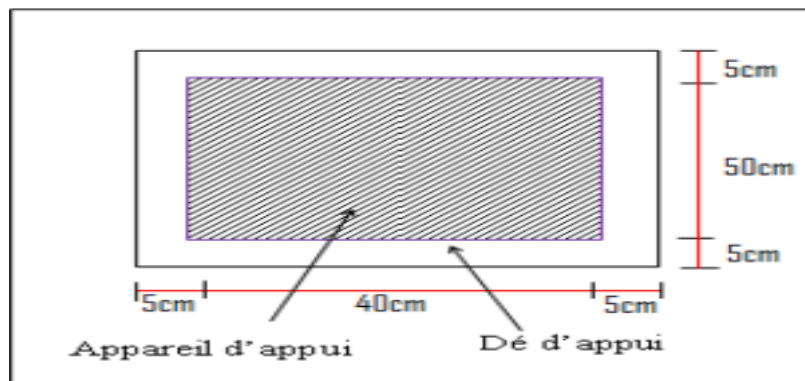


Figure IX.8. : Les dimensions de d  d'appui

$$A = a + 10 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}$$

$$H_s > 2 \text{ cm}$$

$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons

$$H_i = 10 \text{ cm}$$

$$H_s = 10 \text{ cm}$$

$$T = 8 \text{ cm}$$

IX.7.3. Ferrailage de d  d'appui

On prend des armatures capables de reprendre 4% de N_{max}

$$A = \frac{0.04 \times N_{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Chapitre IX : Etude des équipements

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite de traction des aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right) = 236.6 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{0.04 \times 1.91448}{236.6} = 3.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA8** = 4,02 cm² dans les deux sens

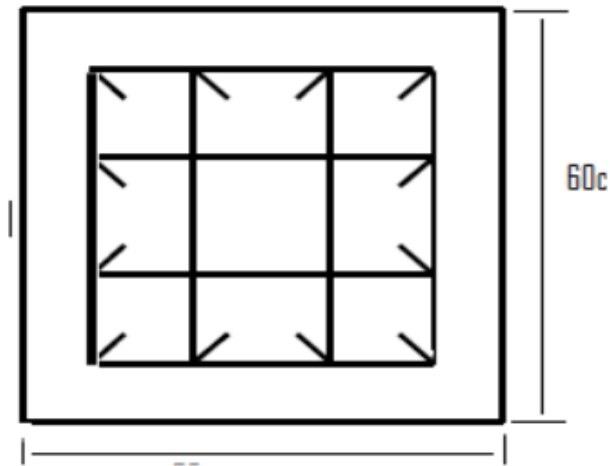


Figure IX.9 : Ferrailage de dé d'appui

IX.8. Les joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.



Figure IX.10. Joint de chaussée

Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Chapitre IX : Etude des équipements

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- ✓ Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

❖ **Confort et esthétique :**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance d'hiatus. Absence de bruits de vibration

❖ **Résistance :**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

❖ **Etanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

❖ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

IX.8.1. Calcul des joints

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivant :

- ✓ Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus le déplacement du au freinage.
- ✓ Déplacement dû aux variations linaires plus déplacement dû au séisme, déplacements horizontaux dus à la variation du tablier.

W : Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\Delta T + \Delta_{freinage} < w$$

On doit vérifie

$$\Delta T + \Delta_{Séisme} < 1.3W$$

Chapitre IX : Etude des équipements

$$\Delta T = \Delta_{ret} + \Delta_{fluage} + \Delta_{température} = 1.9368 \text{ cm}$$

$$\Delta_{freinage} = \frac{T \times H_{frai}}{G \times S}$$

$$\Delta_{Séisme} = \frac{T \times H_s}{G \times S}$$

G : module de déformation transversale ($G = 160 \text{ t/m}^2$).

A : Aire de l'appareil d'appui ($500 \times 400 \text{ mm}^2$).

T = 75 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

$$\Delta_{freinage} = \frac{0.06 \times 30/2}{160 \times 0.2} = 2.8 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Séisme} = \frac{0.06 \times 162.19/6}{160 \times 0.2} = 5.07 \text{ cm}$$

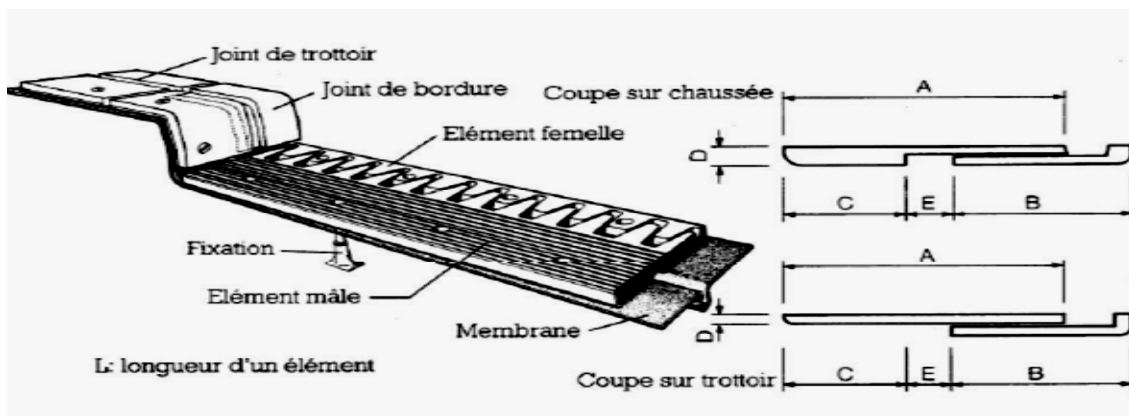
$$\text{➤ } \Delta T + \Delta_{freinage} = 1.9368 + 3.5 = 5.44 \text{ cm} < 6 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } \Delta T + \Delta_{Séisme} = 1.9368 + 6.3 = 8.2368 \text{ cm}$$

On choisira un joint de type W_{d60} capable d'assurer un souffle de 60mm

A_{max} (mm)	B_{max} (mm)	C_{max} (mm)	D_{max} (mm)	H	E	P (KN)
125	245	185	80	55	200	65
A_{min} (mm)	B_{min} (mm)	C_{min} (mm)	D_{min} (mm)	L	F	
65	185	125	20	200	52,50	

Tableau IX.1. La fiche technique du joint de chaussée $Wd60$



Chapitre IX : Etude des équipements

Figure IX.11. Joint de la chaussée

IX.9. Evacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau. Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies).

La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau.

Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

CHAPITRE X :

ETUDE

DE

LA PILE

X.1. Introduction

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

Il existe plusieurs types de piles :

- ◆ Pile voile.
- ◆ Pile en caisson.
- ◆ Pile marteau.
- ◆ Pile en futs.

Dans notre projet on utilise pile en futs.

X.2. Pré dimensionnement

X.2.1. Le chevêtre

- L : la longueur du chevêtre = 9 m.
- La largeur du chevêtre = 1.4 m.
- La hauteur du chevêtre = 1 m.

X.2.2. Le fut

- La hauteur de fut = 12 m.
- Le diamètre de fut = 1.20 m.
- Le nombre des futs = 3 futs et l'entraxe est de 3.6 m.

X.2.3. Les fondations

- **semelle de liaison :**
 - la longueur de semelle $L = 9.4$ m.
 - la largeur $B \geq 5 \Phi = 6$ m on fixe $B = 6.40$ m.
 - l'épaisseur de semelle $D \approx 1.2 \Phi = 1.44$ on fixe $D = 1.6$ m.

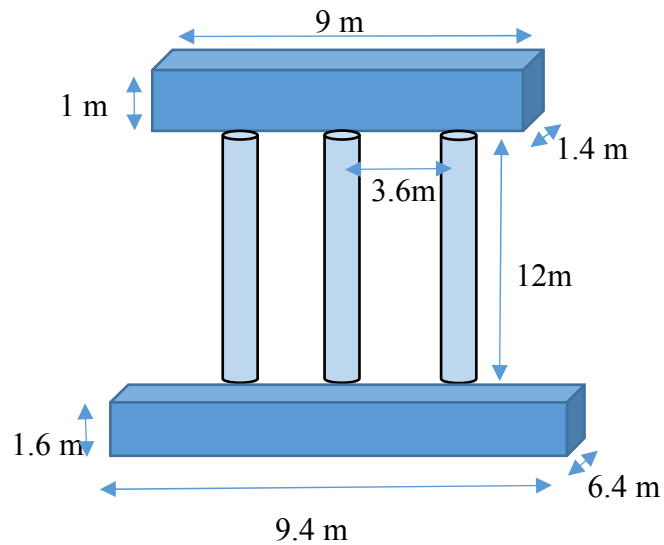


Figure. X.1 :les dimensions de la pile.

X.3. Le ferrailage de la pile

X.3.1.Le chevêtre

On suppose que le chevêtre est une poutre continue, tel que les charges sollicitées sont :

1. Poids propres de chevêtre =35 KN/ml.
2. Poids propre de superstructure=377.23KN/ml
3. Surcharge max (réaction) (A(L) 2tarvé+St)=272.181 KN/ml

◆ Combinaison des charges

$$Qu = 1.35G + 1.6Q = 992 \text{ KN/ml.}$$

$$Qser = G + 1.2Q = 738.85t/ml.$$

◆ Réaction maximale

$$Ru = 3571.2 \text{ KN.}$$

$$Rser = 2659.86 \text{ KN.}$$

◆ Moment mi travée

$$Mu = 836.08 \text{ KN.ml.}$$

$$Mser = 578.73 \text{ KN.ml.}$$

◆ Moment sur l'appui

$$M_u = 993.02 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{ser} = 687.37 \text{ KN.ml.}$$

X.3.1.1.Ferraillage longitudinal

Le ferraillage se fait en flexion simple :

La section $b=1.4 \text{ m}$, $h=1 \text{ m}$.

- **A travée**

Selon le logiciel socotec la section d'armature est :

$$A_s = 30.95 \text{ cm}^2.$$

- **La condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23f_{tj}}{f_e} bd = 3.864 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{alors la condition est vérifiée.}$$

Alors on utilise $10\text{HA}20=31.4 \text{ cm}^2$ avec $e=20\text{cm}$.

- **Sur l'appui**

Selon le logiciel socotec la section d'armature est :

$$A_s = 36.97 \text{ cm}^2.$$

- **La condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23f_{tj}}{f_e} bd = 3.864 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Alors on utilise $12\text{HA}20=37.7\text{cm}^2$

X.3.1.2.Ferraillage transversale

Le ferraillage se fait en effort tranchant :

$$V_u = 1948.99 \text{ KN.}$$

$$V_{ser} = 1349.09 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.948.99}{2 \times 0.8} = 1.74 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 4 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \text{ Condition est vérifiée.}$$

Les cadres A_t et leur espacement doivent respecter la condition suivante :

Chapitre X : Etude de la pile

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3k \times f_{tj}}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ Ou } k=1 \text{ en flexion simple, } \alpha = 90^\circ,$$

S_t = espacements. Il faut respecter un ratio minimal des cadres parasismiques de :

$$\frac{A_{tfe}}{(b_0 S_t)} \geq 1.17 \text{ Mpa.}$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

$$S_t = 8\text{cm} \Rightarrow A_t \geq 3.85 \text{ cm}^2$$

On utilise des cardes : 5HA10.

L'espacement : on $L/2 = 1.80\text{m}$.

La règle de Caquot : 4cm ; 4x8 ; 4x9 ; 4x10 ; 4x11 ; 2x12.



Figure. X.2 : Le ferrillage du chevet.

X.3.2. le fut

On supposant le fut un poteau encastré dans la semelle ; a soumise les charges suivantes.

1. Poids propres de chevet = 35 KN/ml
2. Poids propre de superstructure = 377.23 KN/ml
3. Poids propre de la fut = 113.04 KN.
4. Surcharge max (A (L) 2tarvé+st) = 224.87/3 = 272.181 KN/ml.

➤ Combinaison des charges

$$N_u = 5246.28 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 3696.92 \text{ KN}$$

X.3.2.1. Armature longitudinale

Selon l'organigramme (section circulaire)

$$\lambda = \frac{4l_f}{D} = 20$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda \leq 70 \\ \lambda \leq 50 \end{array} \right.$$

Donc

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2) = 0.7$$

$$B_r = \frac{\pi \times (d - 0.02)^2}{4} = 1.09 \text{ m}$$

$$A_{th} \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 1890 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \sup(A(4u); A_{0.2\%})$$

$$A_{min} = \sup(150.072 \text{ cm}^2; 22.608 \text{ cm}^2)$$

$$A_{min} = 150.072 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \sup(A_{th}; A_{min}) = 150.072 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5B}{100} \geq A_s \geq \frac{0.2B}{100}$$

$$565.2 \text{ cm}^2 \geq 150.072 \text{ cm}^2 \geq 22.608 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On utilise 19HA32=152.8 cm²

X.3.2.2. Armature transversale

$$\Phi \geq \frac{\Phi_{max}}{3} = \frac{32}{3} = 10.66$$

On prend $\Phi = 12 \text{ mm}$

Donc on utilise HA12.

$$c \geq \Phi_{max} \longrightarrow \text{donc } c = 3.2 \text{ cm}$$

$$S_t < \text{Min}(15\Phi_{max}; 40 \text{ cm}; a+10\text{cm}) = 40\text{cm} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$S_t = 20\text{cm}$. Section courante

$S_t = 15\text{cm}$. Section jonction.

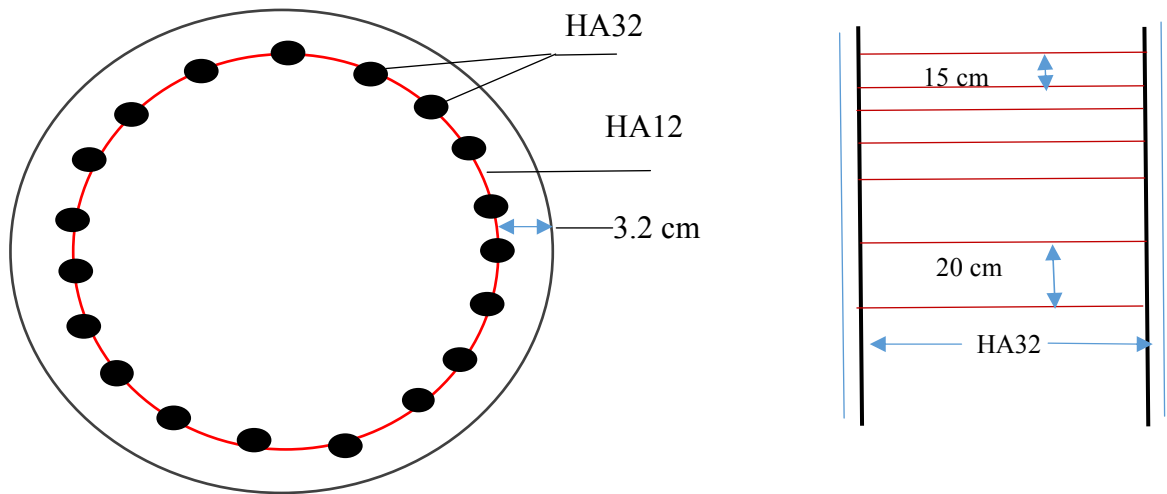


Figure.X. 3 : le ferrailage du fut.

1. Poids propres de chevêtre =35 KN/ml.
2. Poids propre de superstructure=377.23 KN/ml.
3. Poids propre dans les futs=113.04 KN/ml.
4. Poids de semelle =256 KN/ml.
5. Poids propres totale : G=781.27 KN/ml.
6. Surcharge max (A (L) 2tarvé+st) = 272.181 KN/ml.

➤ **Combinaison des charges**

$$N_u = 5246.28 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 3696.92 \text{ KN}$$

X.4.Le ferrailage de la semelle

On utilise la méthode des bielles

La Condition de la méthode est :

$$tg\theta \geq 45^\circ$$

b=1.2m ; h=1.6m ; B=4.6m.

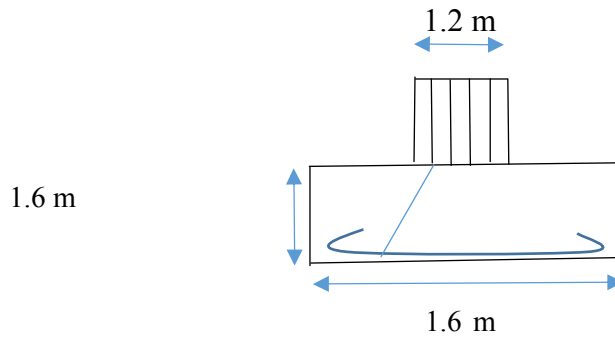


Figure. X.4 : les dimensions de la semelle.

Contrôle préliminaires

$$d = 1.55 \text{ m} > \frac{B - b}{4} = 0.85 \text{ m}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{G + Q + \text{poid propre de la semelle}}{\text{Aire surface portante}}$$

$$\sigma_{sol} = 0.23 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.3 \text{ MPA}$$

Calcul des sections d'acier

➤ nappe inférieure

$$A_x = \frac{N_u}{8} \times \frac{(B - b)}{d} \times \frac{10^4}{f_{su}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_x = 201.37 \text{ cm}^2$$

On utilise 17HA40=213.6 cm²

➤ nappe supérieure

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{201.37}{4}$$

$$A_y = 50.34 \text{ cm}^2$$

On utilise 10HA25=54 cm²

CHAPITRE XI :
ETUDE
DE
LA CULEE

XI.1. Introduction

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 (Remblai).
- 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.

XI.2. Les différents types de culées

On distingue plusieurs types de culées :

- Culées apparentes ou semi-enterrées (culées remblayées)
- Culées enterrées
- Culées creuses
- Les culées en terre armée
- Les culées contre poids

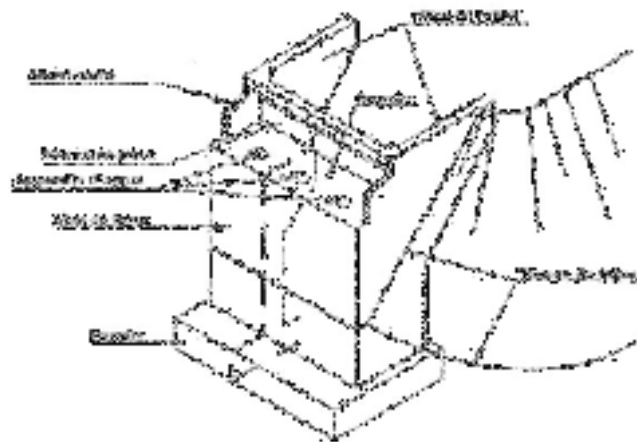


Figure XI.1 : Une culée remblayée.

Chapitre XI : Etude De la culée

XI.3. Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H \text{ culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Destination	Culée1	Culée2
Cote projet (m)	608.47	610.97
Cote TN (m)	608.73	610.34
Cote de la fondation (m)	601.58	604.02
Hauteur de la culée (m)	6.89	6.95

Tableau XI.1 : La position des culées.

XI.4. Pré dimensionnement des culées

On s'intéresse du dimensionnement de la culée la plus haute (culée2).

➤ Mur garde grève

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

Hauteur : $h = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de (l'appareil d'appui+ dé d'appui)}$

$$h = 1.2 + (0.06 + 0.08) = 1.34 \text{ m}$$

Epaisseur: $e = \max\left(0.30 ; \frac{h}{8}\right) = \max(0.30 ; 0.16) \text{ m} = 0.3 \text{ m}$.

Longueur : $L = \text{la largeur du tablier} - 2 (\text{l'épaisseur du mur en retour}) \implies L = 9.4 \text{ m}$

➤ Mur de front

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

Hauteur : $h = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur (poutre+ l'appareil d'appui+ dé d'appui)}$

$$h = 6.95 - 1.34 = 5.61 \text{ m}$$

Epaisseur : $e = 1.2 \text{ m}$

Longueur : est celle du tablier $L = 10 \text{ m}$

➤ **Sommier d'appuis**

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier .dans notre cas on a une culée remblayées donc le sommier d'appui est intégré au mur de front. D'après le SETRA

Largeur : $L = 1.20 \text{ m}$

Longueur : $L = 15.42 \text{ m}$

➤ **dalle de transition**

Longueur : $L = \min[6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 0.6H)]$

H : Hauteur de remblai $H = 4.90 \text{ m} \Rightarrow L = 4 \text{ m}$

En générale : l'épaisseur de la dalle est : 30 cm

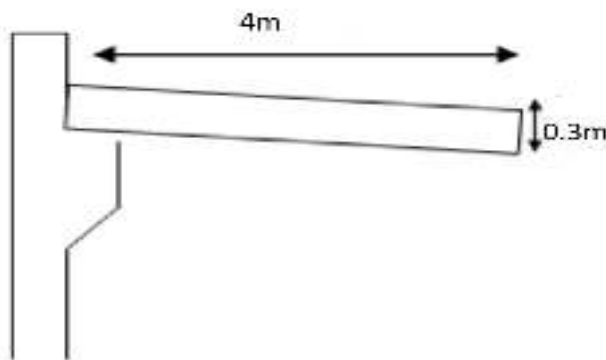


Figure XI.2 : Dimensions de la dalle de transition.

➤ **Le corbeau**

Le rôle de corbeau est de supporté la dalle de transition.

Hauteur : $H = 0.6 \text{ m}$

Hauteur : $a = 0.3 \text{ m}$

Epaisseur : $E_f = 0.3 \text{ m}$

Longueur = largeur du tablier – 2 (l'épaisseur du mur en retour).

Longueur : $L = 10 - 2 \times 0,3 = 9.4\text{m}$

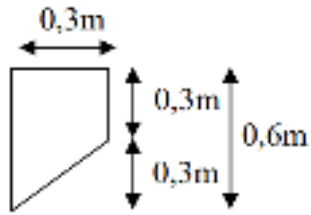


Figure XI.3 : Pré dimensionnement du corbeau.

➤ **La semelle**

On prend :

$$E_S = 1 \text{ m}$$

Longueur de la semelle : $L = 11.2 \text{ m}$

Largeur de la semelle : $l = 5.4 \text{ m}$

➤ **Mur en retour :**

Le mur en retour a une épaisseur constante de 0.3 m pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de 4.5 m et hauteur de 7 m celle de la culée.

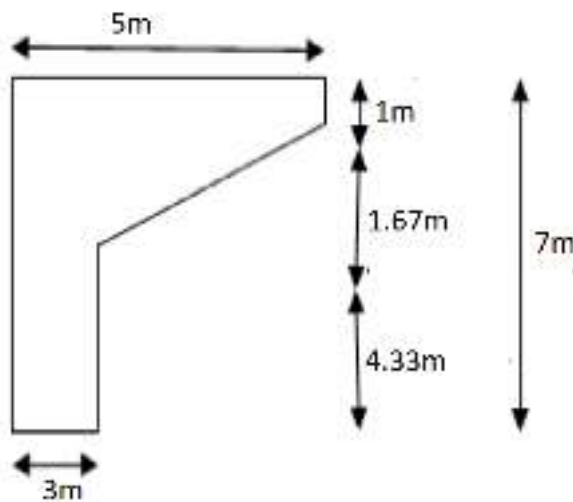


Figure XI.4 : Dimensions du mur en retour.

XI.5. Evaluation des efforts sollicitant la culée

XI.5.1. Calcul des sollicitations permanentes sur la culée

Chapitre XI : Etude De la culée

❖ Poids propre du mur garde-grève

$$P_{gg} = \gamma_b \times e \times H \times L$$

Tel que : γ_b poids volumique du béton ($\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$).

$$P_{gg} = 25 \times 0,3 \times 9,4 \times 1,34 = 94,47 \text{ KN}$$

❖ Poids propre du mur frontal

$$P_f = \gamma_b \times e \times H \times L$$

$$P_f = 25 \times 1,2 \times 5,61 \times 10 = 1683 \text{ KN}$$

❖ Poids propre du mur en retour

$$P_r = \gamma_b \times e \times S$$

Tel que

S: surface de mur en retour. $S=S1+S2+S3$.

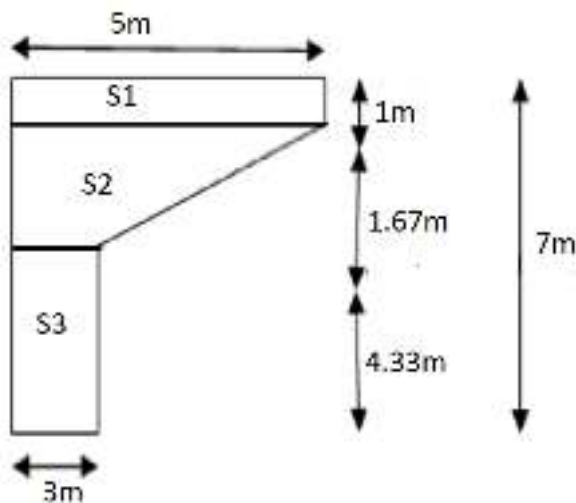


Figure XII.5 : Répartition des surfaces du mur en retour.

$$S1 = 1 \times 5 = 5 \text{ m}^2$$

$$S2 = 3 \times 1,67 + (2 \times 1,67)/2 = 6,68 \text{ m}^2$$

$$S3 = 4,33 \times 3 = 12,99 \text{ m}^2$$

$$S = 24,67 \text{ m}^2$$

$$P_r = 25 \times 0,3 \times 43,98 = 187,35 \text{ KN}$$

$$P_r = 187,35 \text{ KN}$$

Poids des deux murs retour est : $P_r = 187,35 \times 2 = 374,7 \text{ KN}$

Chapitre XI : Etude De la culée

❖ Poids de la semelle

$$P_s = \gamma_b \times e \times l \times L$$

$$P_s = 25 \times 1 \times 5.4 \times 11.2 = 1512 \text{ KN}$$

❖ Poids de la dalle de transition

$$P_{dat} = \gamma_b \times e \times l \times L$$

$$P_{dat} = 25 \times 0.3 \times 4 \times 9.4$$

$$P_{dat} = 282 \text{ KN}$$

❖ Poids du corbeau

$$P_c = \gamma_b \times L \times S$$

$$S = 0.04 \text{ m}^2$$

$$P_c = 25 \times 9.4 \times 0.04 = 9.4 \text{ KN}$$

❖ Poids des terres

a) Sur la dalle de transition

$$P = \gamma \times h \times Lx \times Ly.$$

γ : Poids volumique de remblai ($\gamma=18\text{KN/m}^3$)

$Lx = 4$ (Largeur de la dalle de transition)

$Ly = 9.4$ (Longueur de la dalle de transition)

h : la hauteur du remblais sur la dalle de transition

$$P = 18 \times 1 \times 4 \times 9.4 = 676.8 \text{ KN}$$

$$P = 676.8 \text{ KN}$$

c) Sur la semelle

$$P = \gamma \times h \times Lx \times Ly$$

$Lx = 3 \text{ m}$ (Largeur de la semelle à droite de mur frontal).

$Ly = 9.4 \text{ m}$ (Longueur de la semelle au dessous de remblai).

h : la hauteur du remblais sur la semelle.

$$P = 18 \times 6 \times 3 \times 9.4 = 3045.6 \text{ KN}$$

$$P = 3045.6 \text{ KN}$$

XI.5.2. Calcul de la poussée des terres

Le mur garde-grève et le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur le schéma suivant :

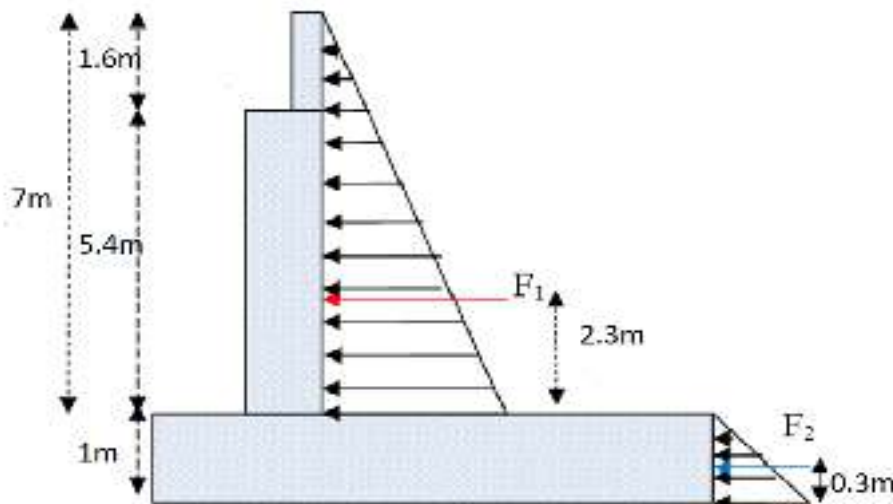


Figure XI.6 : Poussée des terres sur (le mur frontal + mur garde grève et la semelle)

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2$$

Avec:

K_a : Coefficient de poussée des terres.

$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$: Poids volumique de remblai.

✓ **La poussée des terres sur (mur garde grève + mur frontal)**

$$F_1 = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h_1^2$$

F_1 est appliquée à $\frac{h_1}{3} = 2.3m$

✓ **La poussée des terres sur la semelle**

$$F_2 = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h_2^2$$

F_2 est appliquée à $\frac{h_2}{3} = 0.3m$

❖ **Détermination du coefficient de poussée K_a**

Le coefficient de poussée des terres sera déterminé dans les conditions normales (pas séisme) et dans les conditions sismiques :

➤ **Dans les conditions normales (pas de séisme)**

Dans les conditions normales le coefficient de poussée est déterminé par la formule de COULOMB :

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

φ : Angle de frottement interne (pour remblais $\varphi = 30^\circ$).

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

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce travail de mémoire de fin d'études fut une expérience enrichissante qui nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances et d'avoir une vision détaillée sur les ponts mixtes (acier-béton).

Leurs caractéristiques, avantages, méthode de dimensionnements, et le type de liaison entre l'acier et le béton ont été étudiés.

L'étude de ce projet nous a permis de connaître les différentes étapes pour l'établissement d'un projet pont, et de mieux comprendre son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitation, et identifier les sollicitations extrêmes pour son dimensionnement.

L'épreuve d'ouvrages est une étape très importante dans un projet de pont.

Puisque par cette opération, réalisée selon une procédure assez organisée et rigoureuse, nous pourrions nous assurer du bon dimensionnement de l'ouvrage ou bien identifier une erreur de conception. En ce qui concerne l'ouvrage d'Oued Tassala, les résultats étaient concordants.

BIBLIOGRAPHIE

➤ **Documentation**

Fascicule 61 titre II : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et Les épreuves des ponts routes, Septembre 1976.

M.J.BERTHELLEMY- M.T.KRETZ. « Ponts mixte acier béton bipoutre » **SETRA1990**.

Eurocode3: Calcul des structures en acier, Décembre 1999.

RPOA

Document SETRA « PP73 (appuis des tabliers) » 1977.

Document SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté ». juillet 2007.

➤ **Logiciels de calcul**

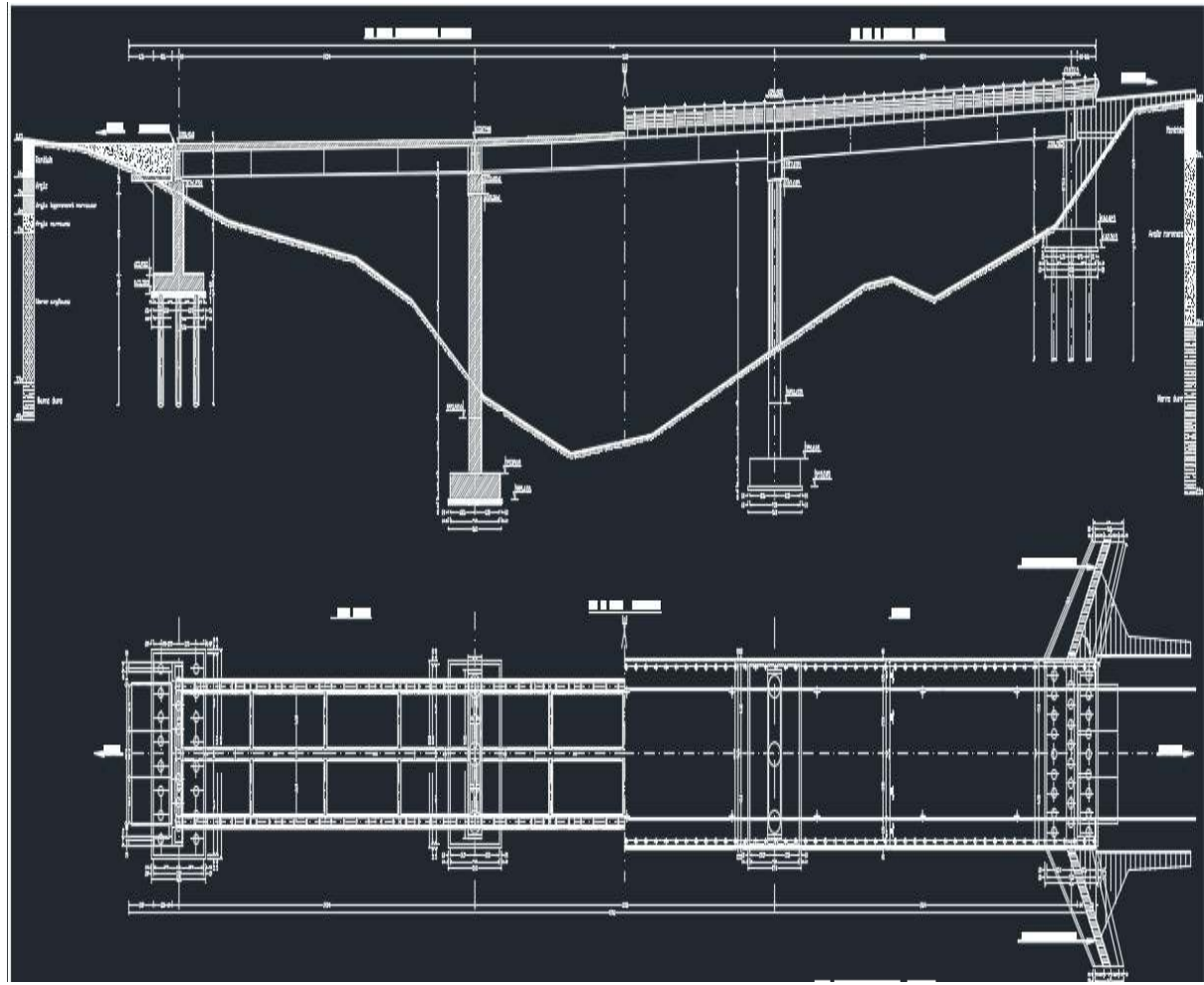
Logiciel Autodesk Robot analysais professionnel v2014.

Logiciel SOCOTEC.

AUTOCAD.

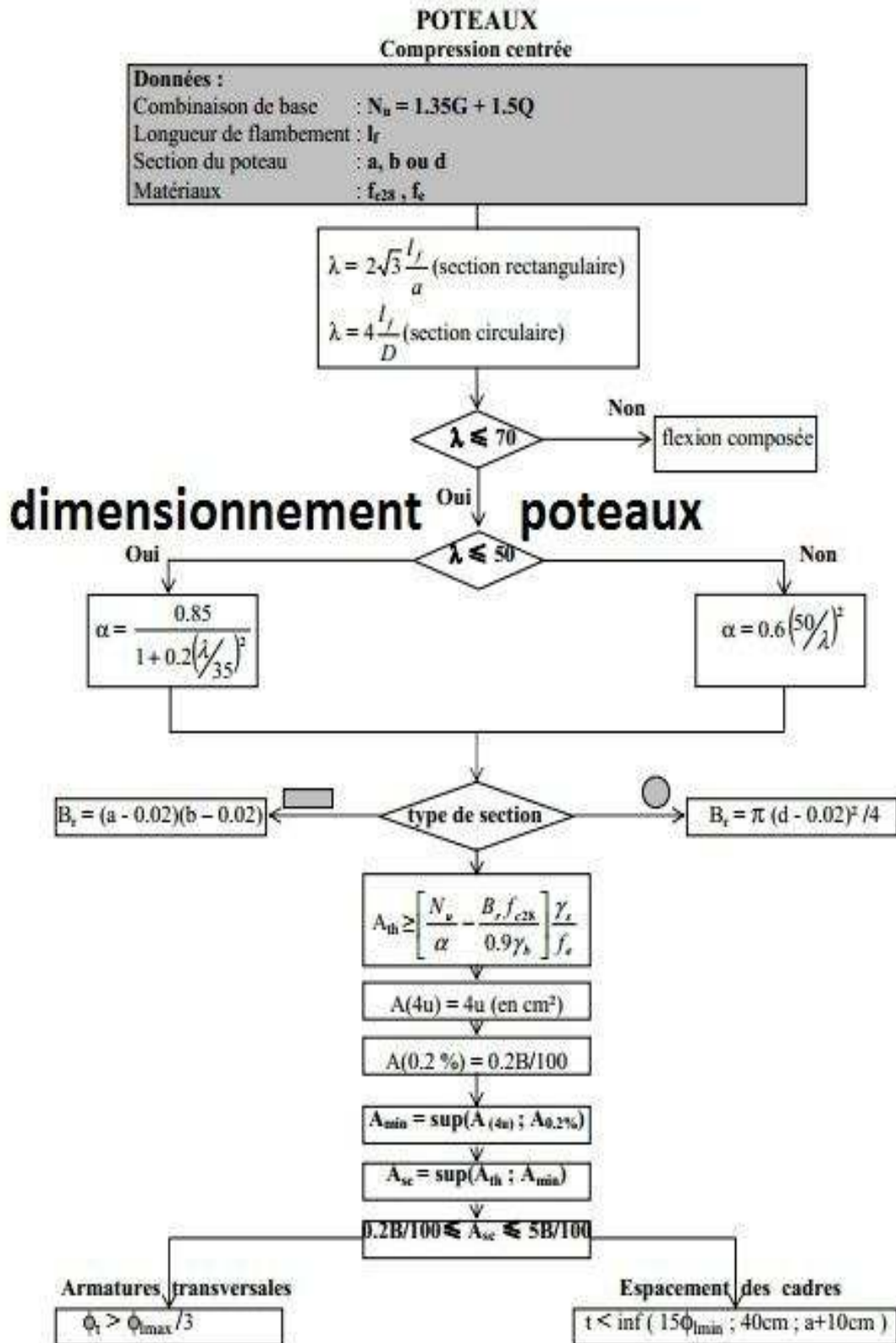
ANNEXES

Plan du pont mixte



Organigramme de compression simple

www.4geniecivil.com



ANNEXES

Tableau de ferrailage

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,84	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,16	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

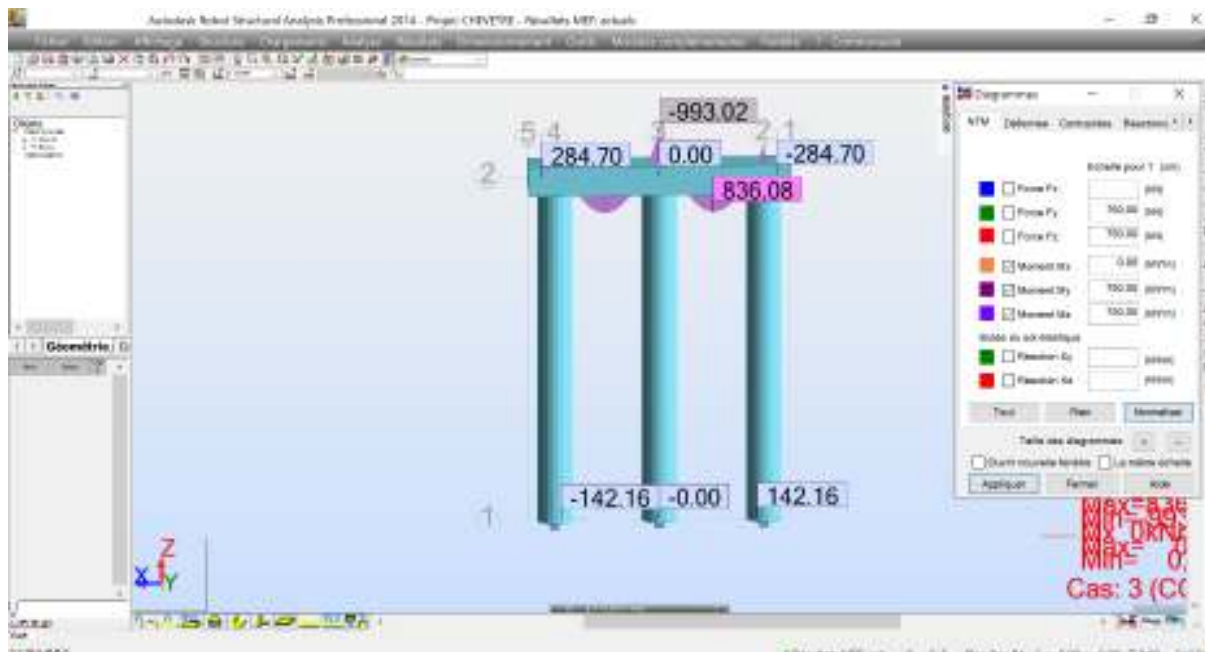
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm.

ANNEXES

Effort de chevêtre en ELU (logiciel Autodesk Robot)



Moment de chevêtre en ELU (logiciel AUTODESK ROBOT)



ANNEXES

Section d'armature de la dalle en travée (SOCOTEC)

sans nom - BactR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Données Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Profondeur de la dalle réelle : $y_d = 0.07$ m

Résultats aux ELU : Contraintes

	calculés	MPa	MPa
béton fibre supérieure :	<input type="text"/>	MPa	<input type="text"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text"/>	MPa	<input type="text"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text"/>	MPa	<input type="text"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text"/>	MPa	<input type="text"/> MPa

Pour l'aide, appuyez sur F1

Aide Aide

ANNEXES

Section d'armature de la dalle sur appui (socotec)

The screenshot shows a software window titled "sans nom - Beallit" with a menu bar (Fichier, Edition, Options, Affichage ?) and a toolbar. The main interface is divided into several sections:

- Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu** (Navigation tabs)
- Résultats aux E.L.U. - Sections d'armatures**
 - supérieures : cm²
 - inférieures : cm²
 - Position des barres tendues : y₀ = 0,01 m
- Résultats aux E.L.S. - Contraintes**

	max	min
béton fibre supérieure :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
acier fibre supérieure :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
acier fibre inférieure :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
béton fibre inférieure :	<input type="text"/>	<input type="text"/>
- Diagramme** (Right side): A rectangular diagram representing a cross-section of a slab on a support. The top edge is labeled "0,01" and the bottom edge is labeled "0,03". The diagram is labeled "+ G" and "1".
- Footer**: "Power 14/01/2016, 14:00:00 sur F1" and buttons for "OK" and "Annuler".

Résumé

Résumé

Le but de ce mémoire est de faire une étude d'un pont bipoutre mixte acier béton et de le comparer avec un pont à poutre en béton précontrainte.

Il s'agit d'un ouvrage sur la CW N° 2 pk 28+800 sur oued Tassala wilaya de Mila.

Nous avons procédé au dimensionnement de cet ouvrage enfin d'obtenir un pont, capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (économique, technique...).

On élabore dans ce travail, en première partie, une étude détaillée qui a été effectuée sur le comportement des éléments de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et l'équipement. En seconde partie, on a fait une étude du tablier pour déterminer la section d'armature et vérifier la stabilité de ce pont.

Le résultat obtenu dans ce travail montre que la variante d'un pont bipoutre mixte est beaucoup plus avantageuse qu'un pont en béton précontrainte en termes d'économie et de rapidité d'exécution.

المخلص

الغرض من هذه الأطروحة هو دراسة جسر العارضة الصلب المركب ومقارنته بجسر شعاع خرساني مسبق الإجهاد

هذا عمل على CW رقم 2 + 800 pk 28 في وادي تسلا بولاية ميله.

ننتقل إلى أبعاد هذا العمل أخيرًا للحصول على جسر قادر على تلبية جميع الشروط المفروضة (اقتصادية، تقنية...) قدر الإمكان.

في هذا العمل، قمنا بتفصيل في الجزء الأول، دراسة مفصلة تم إجراؤها على سلوك عناصر هذا العمل وفقًا للطلبات المختلفة: الإجراءات الدائمة، والإجراءات بسبب التحميل الزائد على الحركة والمعدات. في الجزء الثاني، قمنا بإجراء دراسة على سطح السفينة لتحديد قسم التعزيز والتحقق من استقرار هذا الجسر.

توضح النتيجة التي تم الحصول عليها في هذا العمل أن متغير جسر العوارض المزدوج أكثر فائدة بكثير من جسر خرساني مسبق الإجهاد من حيث الاقتصاد وسرعة التنفيذ.

ABSTRACT

Abstract

The purpose of this thesis is to study a composite steel double girder bridge and compare it with a prestressed concrete beam bridge.

This is a work on the CW No. 2 pk 28 + 800 on WadiTassalawilaya of Mila.

We proceed to the dimensioning of this work finally to obtain a bridge, able to satisfy as much as possible all the imposed conditions (economic, technical,).

In this work, we elaborate in the first part, a detailed study which has been carried out on the behavior of the elements of this work according to the different requests: permanent actions, actions due to traffic overload and equipment. In the second part, we made a study of the deck to determine the section of reinforcement and check the stability of this bridge.

The result obtained in this work shows that the variant of a double girder bridge is much more advantageous than a prestressed concrete bridge in terms of economy and speed of execution.