



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



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTE: GÉNIE CIVIL ET ARCHITECTURE**

**DÉPARTEMENT : GÉNIE CIVIL**

### **MÉMOIRE DE MASTER**

**Présenté par : MOKADDEM Amar**

**SHAAT Sameer**

**DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE**

**FILIERE : TRAVAUX PUBLICS**

**OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART**

### **Thème**

## **RÉHABILITATION D'UN PONT BIPOUTRE IMPLANTÉ A TAMANRASSET**

### **Jury de soutenance :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>qualité</b>
M <sup>r</sup> . ZAIDI Ali	Pr.	Président
M <sup>me</sup> . KOUIDRI Zohra	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> . AMARA Salah	M.C.A	Rapporteur
M <sup>r</sup> . BACHIRI Attia	M.A.B	Co-rapporteur

**Promotion : Juin-2018**

عنوان المذكرة: ترميم جسر ذو عارضتين الواقع في ولاية تمنراست .

المؤطر: عمارة صالح وبشيري عطية

الإسم : عمار

اللقب: مقدم

سمير

شعت

**ملخص:** الهدف من هذه المشروع هو دراسة المشاكل المتعلقة بجسر يربط ولاية تمنراست وعين صالح ويعبر واد اوتول التي ادت لتدهور في البلاطة الخرسانية. من جراء سيلان واد اوتول المتكرر ومن أجل إيجاد الحلول المناسبة لأداء الجسر بشكل صحيح والحد من المشاكل نهائيا ، تقرر بالتشاور مع مهندسي شركة الوطنية SAPTA ومديرية الأشغال العمومية زيادة طول الجسر بإضافة خليتين إضافيتين إلى طرفي الجسر الحالي.

تم تطوير العمل باستخدام برنامج حساب Robot V 2009 لتحديد التوزيع العرضي والطولي لأحمال الدائمة والمتغيرة على العوارض والبلاطة المركبة. بناء على النتائج المتحصل عليها من برنامج Robot V 2009 تم حساب الأبعاد و اجراء الفحوص اللازمة لعناصر سطح الجسر بالإضافة إلى المسند والعمود.

**كلمات مفتاحية:** جسر ، مسند ، سطح جسر ، Robot V 2009 ، العارضة المركبة

---

**Memory title:** Rehabilitation of a double girder bridge located in Tamanrasset

**Name:** Mokaddem  
Shaat

**First name:** Amar  
Sameer

**Directed by:** Amara Salah et Bachiri attia.

**Abstract :** The aim of this thesis is to study the problematic concerning the bridge linking the wilaya of Tamanrasset and In Salah and crossing Oued outel, which has experienced degradation of concrete slab following the frequent overflows of water at the time of floods. . In order to find the adequate solutions for a better functioning of the bridge and the satisfaction of the technical standards and codes of practice, it was decided in consultation with the SAPTA and the TP Department engineers to increase the length of the bridge by the addition of two additional bays to the ends of the existing bridge.

The work was developed using the Robot V2009 calculation software for determining the transverse and longitudinal distribution of the loads and mobile overloads on the composite beams and slab. On the basis of the results obtained from the modeling of the deck, the dimensions and the necessary checks of the elements of the deck as well as the pile and the abutment were carried out.

**Key words:** Bridge, abutment, pile, deck, Robot V2009, composite beam

---

**Titre du mémoire :** Réhabilitation d'un pont bipoutre implanté à Tamanrasset

**Noms:** Mokaddem  
Shaat

**Prénoms:** Amar  
Sameer

**Encadreurs:** Amara Salah et Bachiri attia

**Résumé :** L'objectif de ce mémoire consiste en l'étude de la problématique concernant le pont reliant la wilaya de Tamanrasset et In Salah et traversant Oued OUTEL, qui a subi des dégradations du béton de la dalle suite aux débordements fréquents des eaux au moment des crues. Afin de trouver les solutions adéquates permettant le bon fonctionnement du pont et en se limitant aux normes et exigences techniques et réglementaires, il a été décidé en concertation avec les ingénieurs de la SAPTA et la direction des travaux publics d'augmenter la longueur du pont par l'ajout de deux travées supplémentaires aux extrémités du pont existant.

Le travail a été élaboré en utilisant le logiciel de calcul Robot V2009 pour la détermination de la répartition transversale et longitudinale des charges et surcharges mobiles sur les poutres mixtes et sur la dalle. A l'issue des résultats obtenus de la modélisation du tablier, le dimensionnement et les vérifications nécessaires des éléments du tablier ainsi que la pile et la culée ont été effectuées.

**Mots clés :** Pont, culée, pile, tablier, Robot V2009, poutre mixte

# Table des matières

<b>Introduction general</b> : .....	1
<b>CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage</b>	
I.1. Introduction .....	2
I.1.1. Domaine des portées économique des bipoutres mixte.....	2
I.1.2. L'élançement économique $H_p/k$ .....	2
I.2. Eléments constituant le pont bipoutre.....	2
I.3. Types de ponts mixtes bipoutres .....	8
I.3.1 Bipoutre routier .....	8
I.3.2 Bipoutre ferroviaire.....	9
I.4. Les ponts bipoutres mixtes.....	10
I.5. Les différentes étapes de réalisation d'un pont bipoutre .....	11
I.5.1. Construction des piles .....	11
I.5.2. L'assemblage de l'ossature métallique .....	11
I.5.3. La pose des armatures de béton.....	13
I.5.4. Le coffrage de la dalle.....	14
I.5.5. Les appareils d'appuis.....	14
I. 6. Choix du type d'ouvrage .....	14
I.6.1. Comment se pose le problème du choix.....	14
I.6.2. Récapitulation des types d'ouvrages actuels.....	14
I.6.2.1. Les ponts à une seule travée.....	15
I.6.2.2. Les ponts à plusieurs travées.....	16
I.7. Présentation du pont existant. ....	17
I.7.1. Description de l'ouvrage existant .....	17
I.7.3. Caractéristiques du site .....	19
I.8. Problématique .....	20
I.9. Optatif de ce travail.....	21
<b>CHAPITRE II: Vérification des dimensions et modélisation</b>	
II.1. Introduction .....	22
II.2. Caractéristique des matériaux .....	22
II.2.1. L'acier: .....	22
II.2.2. Le béton: .....	24
II.3. Dimensionnement du tablier. ....	26

II.3.1. Largeur du tablier. ....	26
II.3.2. Longueur des travées. ....	26
II.3.3. L'épaisseur de la dalle. ....	26
II.4. dimensionnement des poutres. ....	26
II.4.1. Espacement des poutres. ....	26
II.4.2. Nombre de poutres : ....	26
II.4.3. Hauteur des poutres. ....	27
II.4.4. Epaisseur de l'âme. ....	27
II.4.5. largeurs des semelles ....	27
II.4.6. Epaisseur de semelle. ....	27
II.5. Evaluation des charges et des surcharges. ....	29
II.5.1 Calcul des charges permanentes. ....	29
II.5.2. Calcul des surcharges ....	30
II.5.2.1. Système de charges A (I) ....	31
II.5.2.2 Systèmes de surcharges Bc ....	32
II.5.2.3. La surcharge militaire: ....	34
II.6. Définition des combinaisons de charges. ....	36
II.7. Modélisation du tablier. ....	37

### **CHAPITRE III Etude du tablier**

III. 1. Introduction ....	40
III.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé. ....	40
III.2.1. Fonctionnement ....	40
III.2.2. Calcul des moments. ....	41
III.2.2.1. Dimensionnement transversal de la dalle ....	41
III.2.2.2. Les résultats numériques: ....	41
III.3. Détermination de ferrailage. ....	42
III.3.1. Calcul de ferrailage dans la section transversale ....	42
III.3.2. Calcul des armatures transversales ....	45
III.3.3. Résistance aux efforts tranchant. ....	45
III.3.4. Condition de non fragilité. ....	46
III.4. Calcul de la section mixte ....	47
III.4.1. Détermination des caractéristiques géométriques de la section d'acier ....	47
III.4.2. Détermination des caractéristiques géométriques des sections de béton ....	47

III.4.3 caractéristiques géométriques de la section mixte (acier plus béton).....	47
III.5.Calcul des charges.....	51
III.6. Détermination des effets des efforts internes sur la poutre .....	52
III.6.1. Effet du retrait.....	52
III.6.2. Effet d'une différence de température entre l'acier et le béton. ....	54
III.7. Vérification des contraintes.....	55
III.7.1.érification des contraintes ELS.....	55
III.7.2. Vérification à L'ELU (Justification des poutres mixtes) .....	59
III.8.Vérification de la section d'acier .....	61
III.8.1.Vérification au cisaillement de l'âme.....	61
III.8.2. Vérification du voilement de l'âme.....	62
III.8.3.Vérification au déversement .....	63
III.9. Calcul des déformations (flèche) .....	66
III.10.CALCUL DES ENTRETOISES.....	66
III.10.1. Entretoise d'about sur culée .....	67
III .11.Connecteurs. ....	69
III .11.1.Résistance de calcul des connecteurs. ....	70

#### **CHAPITRE IV: Etude de l'infrastructure**

IV. 1. Etude de la pile. ....	72
IV.1.1. Evaluation des efforts.....	73
IV.1.2.Modélisation des piles.....	73
IV.1.3.Vérification des contraintes.....	74
IV.2. Les appareils d'appuis.....	75
IV.2.1. Introduction. ....	75
IV.2.2. Inventaires des sollicitations. ....	76
IV.2.3.vérification des contraintes.....	77
IV.2.4. Dimensionnement des frettes .....	79
IV.2.5. Ferrailage du dé d'appui.....	80
IV.3.Etude de la culée.....	81
IV.3.1. Les différents types de culées.....	81
IV.3.2.choix de type de culée. ....	82
IV.3.3.Implantation des culées. ....	82
IV.3.4.pré dimensionnement des culées. ....	83

IV.3.5. vérification de la stabilité de la culée.....	86
IV.3.5.1.Sous charges permanentes.....	86
IVI.3.5.2.Calcul en construction avec remblai.....	87
IVI.3.5.3.Sous charges permanentes plus surcharge.....	88
IV.3.6.Vérification des contraintes sous la semelle.....	89
IV.3.7. Ferrailage.....	90
IV.3.7.1.Ferrailage du Mur garde grave:.....	90
IV.3.7.2. Dalle de transition.....	93
IV.3.7.3. Corbeau.....	94
IV3.7.4. Ferrailage mur en retours.....	95

## LISTE DES FIGURES

Figure.I.1: Exemple de pont bipoutre .....	3
Figure.I.2: Assemblage d'un montant sur une poutre .....	5
Figure.I.3: Assemblage des pièces de pont et des montants .....	6
Figure.I.4: Assemblage entretoise – montant .....	7
Figure.I.5: Assemblage diaphragme – montant .....	8
Figure.I.6: Assemblage connecteur – poutre .....	8
Figure.I.7: Coupe transversale de pont bipoutre routier à entretoise .....	9
Figure.I.8: Coupe transversale d'un bipoutre routier à pièce de pont.....	9
Figure.I.9: Coupe transversale bipoutre ferroviaire à diaphragme .....	10
Figure.I.10: Chaise à câble.....	12
Figure.I.11: L'opération de lancement.....	13
Figure.I.12: La pose en place des armatures.....	13
Figure.I.13: Vue en élévation du pont existant .....	18
Figure.I.14: Coupe transversale du tablier existant sur culée .....	18
Figure.I.15: Plan de situation du pont.....	19
Figure.I.16: Zone faible du pont .....	20
Figure.I.17: Vue en élévation du pont réhabilité .....	21
Figure.II.1: Modèle de calcul réglementaire.....	23
Figure.II.2: Dimension de section de la poutre PRS.....	28
Figure.II.3: Décomposition de l'aire totale du trottoir.....	30
Figure.II.4: Disposition de système Bc.....	33
Figure.II.5: Dimensions de système Mc120 .....	34
Figure.II.6: Convoi exceptionnelle D240 .....	35
Figure.II.7: Tableau du modèle (ROBOT) .....	37
Figure.II.8: Vue du tablier du pont .....	38
Figure.II.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU- D240 .....	38
Figure.II.10: Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU .....	38
Figure.III.1: Vue de dessus de la dalle.....	40
Figure.III.2: Section transversale de la dalle .....	41
Figure.III.3: Le diagramme des moments fléchissant transversal de la dalle.....	41
Figure.III.4: Le diagramme du moment fléchissant longitudinal de la dalle.....	42

Figure.III.5: Schéma de ferrailage .....	46
Figure.III.6: Section de la poutre en acier.....	47
Figure.III.7: Largeur de la dalle participante .....	48
Figure.III.8: Section du béton .....	48
Figure.III.9: Section mixte (acier + béton) .....	49
Figure.III.10: Section mixte (poutre+armatures).....	58
Figure.III.11: Diagramme des contraintes à la section mixte .....	59
Figure.III.12: Les contraintes dans l'âme de la poutre .....	62
Figure.III.13: Les différentes réactions sur l'entretoise.....	67
Figure.III.14: Représentation des appuis .....	68
Figure.III.15: Diagramme de moment fléchissant .....	68
Figure.III.16: Entretoise sur la culée.....	69
Figure.III.17: Connecteurs de type gougeons .....	70
Figure.III.18: Goujons à tête ronde.....	71
Figure.IV.1: Elévation pile métallique.....	72
Figure.IV.2: Diagrammes de l'effort normal, moment fléchissant à ELU .....	73
Figure.IV.3: Section transversale de la pile .....	74
Figure.IV.4: les dimensions de dé d'appareil d'appui .....	76
Figure.IV.5: L'appareil d'appui retenu .....	80
Figure.IV.6: Pré-dimensionnement du corbeau .....	84
Figure.IV.7: Différents éléments de la culée .....	85
Figure.IV.8: Poussée de la charge locale située en arrière du mur de transition .....	91
Figure.IV.9: Poussée de la force de freinage .....	91
Figure.IV.10: Ferrailage de mur garde grève .....	92
Figure.IV.11: Section longitudinale.....	93
Figure.IV.12: Section longitudinal par Métré linéaire.....	93
Figure.IV.13: Ferrailage dalle de transition.....	94
Figure.IV.14: Ferrailage type de corbeau .....	95
Figure.IV.15: Diagramme des pressions.....	95

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Caractéristiques de calcul de la contrainte limite de traction.....	23
Tableau II.2: Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente.....	24
Tableau II.3: Les largeurs des semelles .....	27
Tableau II.4: Caractéristiques géométriques de la poutre.....	28
Tableau II.5: Les valeurs de coefficient $a_1$ .....	31
Tableau II.6: Détermination de coefficient $v_0$ .....	32
Tableau II.7: Les valeurs du coefficient $b_c$ .....	33
Tableau II.8: Le chargement par chenille .....	35
Tableau II.9: Moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU et ELS .....	39
Tableau III.1: Récapitulatif des moments fléchissant dans la dalle (t.m).....	42
Tableau III.2: Récapitulative des efforts tranchants dans la dalle (t) .....	45
Tableau III.3: La détermination des caractéristiques de la section du béton .....	46
Tableau III.4: Caractéristique de la section mixte .....	51
Tableau III.5: Moment fléchissant positif à L'ELS .....	52
Tableau III.6: Moment fléchissant négatif à L'ELS .....	52
Tableau III.7: Vérification des contraintes du moment positif à L'ELS .....	57
Tableau III.8: Moment fléchissant à ELU et ELS .....	58
Tableau III.9: Les valeurs de la flèche.....	66
Tableau IV.1: Valeurs des réactions à ELU et ELS.....	73
Tableau IV.2: Différents types des culées .....	82
Tableau IV.3: Position des culées.....	83
Tableau IV.4: La descente de charge de la culée.....	86
Tableau IV.5: Moments stabilisants et renversants de culée .....	87
Tableau IV.6: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.....	88
Tableau IV.7: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS.....	89
Tableau IV.8: Valeurs de $M_p/K$ .....	91

# Introduction générale

---

Ces dernières années, l'Algérie connaît une forte croissance démographique dans ses villes et campagnes d'où la nécessité de se déplacer, de développer les échanges commerciaux, de faciliter le transport, d'assurer la sécurité, la rapidité et le confort, reste un défi à relever. Ainsi la route se présente comme l'une des infrastructures les plus importantes pour le développement socio-économique, le désenclavement d'une région voire d'un pays. L'existence d'obstacles naturels rendant l'accès difficile à une localité ou une région oblige l'intégration d'ouvrages d'arts tels que les ponts dans certains projets routiers.

En effet pour des questions de sécurité et de stabilité de l'ouvrage, l'étude du pont s'appuie sur des données fonctionnelles, naturelles, environnementales, architecturales et paysagères. Cette étude requiert une connaissance de diverses branches notamment : architecture, hydraulique, géotechnique et calcul de structure et impose pour sa conception et son calcul des normes et des règles précises ce qui nécessite une attention et une rigueur particulière.

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de plusieurs des matières telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, la charpente métallique, mécanique du sol...etc.

L'évolution des techniques informatiques basées sur le calcul des structures en éléments finis permet de concevoir et d'étudier des ouvrages aussi complexes que possible.

L'objectif de notre travail consiste en la réhabilitation d'un pont mixte situé sur la route nationale N°1 franchissant Oued OUTEL reliant la wilaya de Tamanrasset et la ville d'In Salah. Il s'agit d'élargir le pont existant en ajoutant deux travées supplémentaires aux extrémités de celui-ci pour permettre un libre écoulement de l'oued au moment des crues sans déborder le tablier ce qui apporte une solution adéquate au problème de dégradation et de l'effondrement partiel du béton de la dalle.

En plus d'une introduction générale et d'une conclusion, ce mémoire s'articule autour de quatre chapitres :

Le chapitre I présente quelques définitions sur les ponts mixtes et leurs différentes parties et plus précisément le pont mixte bipoutre.

La vérification des dimensions du pont existant, la définition et le calcul des charges appliquées sur le pont ainsi que la modélisation du pont sont données au chapitre II.

Le chapitre III porte sur l'étude du tablier et le chapitre IV est concerné par l'étude des piles et culées.

## I.1. Introduction.

Les nouveaux grands ponts mixtes sont généralement des ponts bipoutres avec une dalle supérieure en béton armé. Les ponts mixtes bipoutres sont des ponts standards. C'est ce type de pont que l'on rencontre le plus souvent car ils ont une construction facile et fiable. Pour les ponts mixtes bipoutres, les portées sont inférieures à 100 - 120 m.

Le succès de la solution bipoutre s'explique principalement par la réduction des coûts de fabrication et du temps de construction.

### I.1.1 Domaine des portées économiques des bipoutres mixte.

- 110 à 120 m pour les travées continues de ponts routiers
- 80 à 90 m pour les travées indépendantes de ponts routiers
- 60 à 70 m dans le cas des ponts ferroviaires

### I.1.2 L'élancement économique $H_p/L$ .

L'élancement économique des bipoutres mixtes varie selon le schéma mécanique de l'ouvrage (travées indépendantes ou continues), et sa géométrie (rapport des portées, hauteur constante ou variable). Les valeurs indiquées ci-après correspondent à l'élancement de la structure métallique seule (hauteur de la poutre/portée).

Pour les ponts routiers.

- Travée isostatique :  $H_p = 1/22$
- Tablier continu :  $H_p = 1/28$

Pour les ponts ferroviaires

- $1/14 \leq H_p \leq 1/18$

## I.2. Eléments constituant le pont bipoutre.

### 1) Les poutres principales.

Deux poutres métalliques principales sont placées dans la direction de la portée de l'ouvrage. Ce sont les éléments porteurs du pont, elles participent à la résistance en flexion générale de l'ouvrage sous son poids propre et sous les charges d'exploitation.

Les poutres sont constituées de plaques découpées et soudées en forme de (I) et elles sont fabriquées en tronçons, d'environ 20m à 25m de longueur ramenés sur chantier. Ces tronçons sont assemblés deux par deux et bout à bout sur une plate-forme située dans le prolongement du pont. La figure I.1 montre un exemple de pont bipoutre.



Figure. I.1 : Exemple de pont bipoutre

**2) La dalle.**

La dalle est constituée d'une couche de béton armé (ou en précontrainte transversalement) d'environ 25cm à 40cm d'épaisseur (en fonction de sa largeur). Elle porte les couches de revêtement et d'étanchéité. Sa largeur est égale à l'entre axe des poutres principales plus la largeur des trottoirs s'ils existent.

Afin de diminuer son poids, la dalle de couverture peut être précontrainte transversalement. La précontrainte n'est intéressante que lorsque le tablier possède une largeur très importante. Les dalles étant relativement minces, il convient d'adopter un tracé des câbles aussi simple que possible et d'en tenir compte, au niveau des calculs, d'un défaut de positionnement du conduit. Il s'agit souvent des mono torons T15 ou T15 S.

Leur ordre de grandeur de la tension utile est de 150KN à 160KN, ils sont espacés d'un pas de 20 à 60cm, selon le type d'armature et selon l'intensité des efforts de flexion transversale. Leurs encrages actifs sont placés alternativement d'un côté ou de l'autre côté de la dalle. L'emploi judicieux de la précontrainte permet d'espacer les poutres de plus de 14m. La connexion entre la dalle et les poutres se fait avec les connecteurs soudés sur les poutres principales.

**3) Les montants en zone courante.**

Les montants sont le plus souvent des simples plats ou des poutres en Té (figure I.2). Ces dernières peuvent être composées de tôle soudées ou réalisées à partir de demi-profilés laminés, suivant la hauteur des poutres. Les montants sont soudés sur les poutres principales de l'ouvrage suivant la direction verticale. Ils peuvent être utilisés seuls comme de simples raidisseurs transversaux des poutres ou être associés avec les éléments d'entretoisement. Les montants permettent de simplifier les assemblages sur le chantier, car ils sont soudés directement sur les poutres principales dans l'atelier de fabrication. Ainsi équipées, les poutres sont transportées jusqu'au chantier et seule la liaison avec les pièces d'entretoisement nécessite une intervention de soudure sur le chantier. Les montants permettent aussi de raidir les poutres pendant les manipulations de transport et ainsi de réduire les risques de voilement de l'âme.

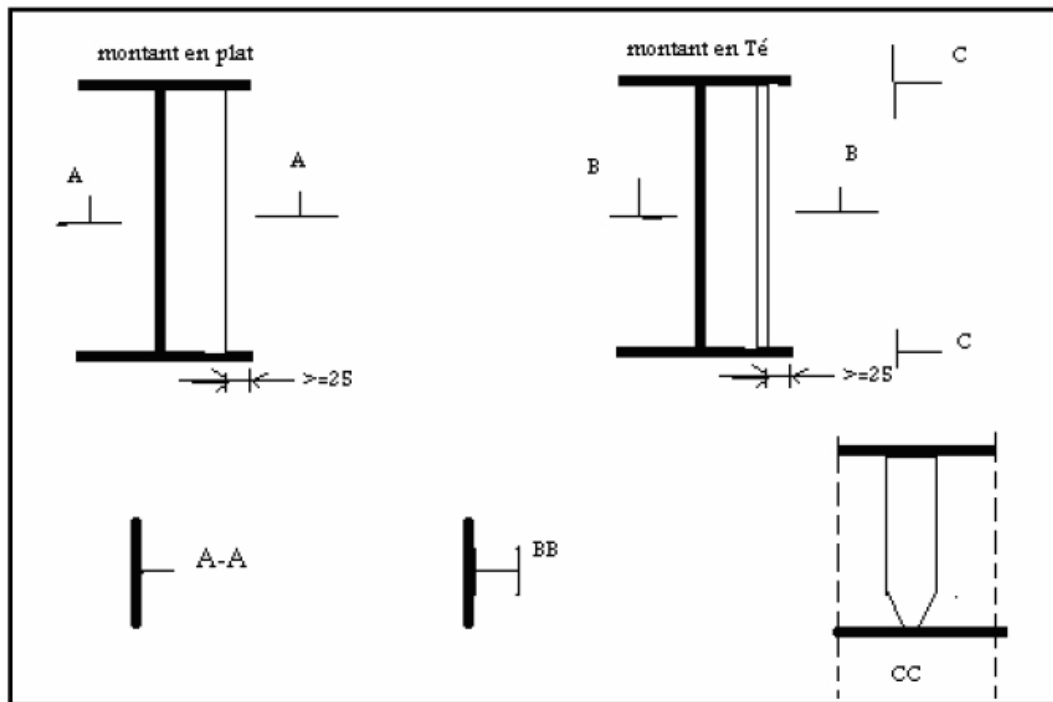


Figure. I.2 : Assemblage d'un montant sur une poutre

#### 4) Les pièces de pont.

Les pièces de pont sont utilisées en zone courante. Elles sont composées de tôles soudées et elles ont une section en **(I)**. Leur hauteur est comprise entre (1/10 à 1/15) de la largeur de pont. Elles sont toujours connectées à la dalle (figure I.3).

L'assemblage des pièces de pont avec les montants des poutres doit être de type rigide c'est-à-dire capable de résister à des moments de flexion sans déformation excessive.

Dans les tabliers bipoutres larges (supérieurs à 14m), l'utilisation des pièces de pont permet de porter dans la direction transversale de la dalle et de transmettre son poids sur les poutres principales. La disposition habituelle pour des ponts poutres consiste à associer une dalle de 22 ou 23cm d'épaisseur avec des pièces de pont espacées de 4m environ et le ferrailage de la dalle est disposé en majeure partie dans le sens longitudinal puisque les pièces de pont raidissent transversalement la dalle. Fréquemment, les pièces de pont servent aussi de support aux coffrages de la dalle.

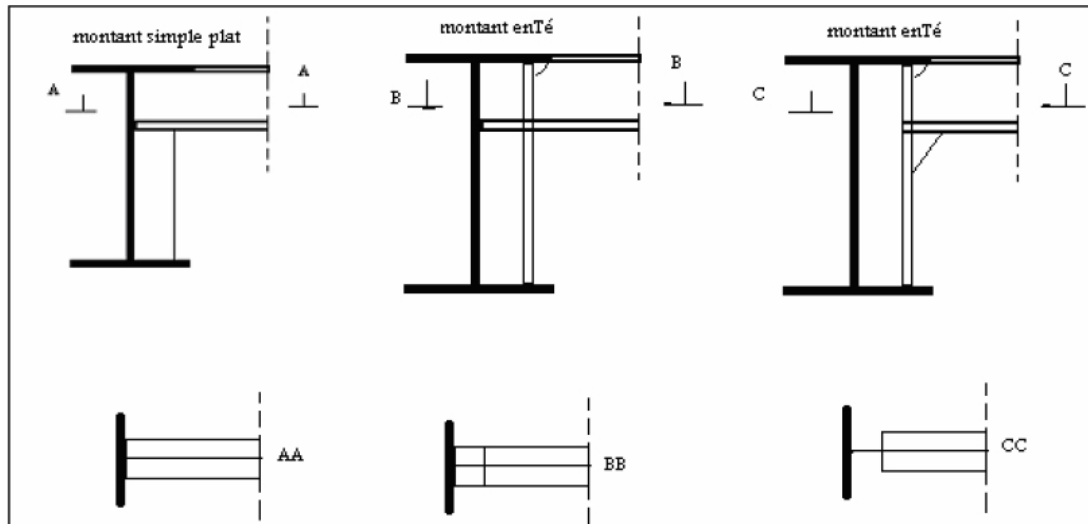


Figure. I.3 : Assemblage des pièces de pont et des montants.

### 5) Les entretoises.

Les entretoises sont formées de simples poutres en (I) symétriques. Elles sont souvent constituées d'un profilé laminé. Les entretoises se positionnent à la mi-hauteur des poutres principales pour être efficaces contre le déversement des poutres pendant le lançage et en service. Une hauteur libre entre la dalle et l'entretoise est nécessaire pour permettre son entretien mais aussi pour permettre le passage du coffrage glissant lors du coulage de la dalle. L'assemblage d'une entretoise avec le montant est plus facile à réaliser que dans le cas d'une pièce de pont, du fait qu'il n'y a pas d'intersection des membrures. Les assemblages doivent être de types rigides et identiques à ceux des pièces de pont, dans le cas de montant en simple plat (figure I.4). L'âme de l'entretoise est soudée sur l'âme de la poutre principale et le montant est soudé également sur les deux membrures de l'entretoise. Pour un montant en Té, les entretoises sont soudées sur la membrure du Té. Des mouchoirs ou des goussets permettent de transmettre convenablement l'effort normal de l'entretoise aux montants. Lorsque la largeur du tablier est assez faible (inférieure à 14m) le raidissage transversal de la dalle ne nécessite pas l'usage de pièces de pont.

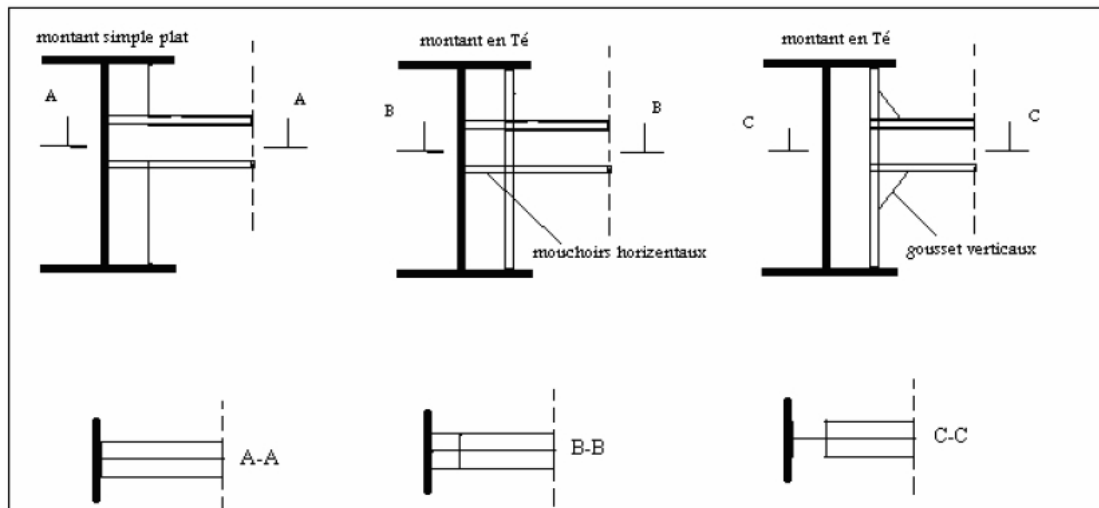


Figure. I.4 : Assemblage entretoise – montant

### 6) Les diaphragmes.

Les diaphragmes appartiennent à la famille des pièces de pont puisqu'ils sont connectés à la dalle. Mais leurs hauteurs sont plus importantes car ils sont identiques à celles des poutres principales. Les diaphragmes ont une forme en (I) et ils sont constitués de tôles soudées à membrures symétriques ou non symétriques. Les membrures supérieure et inférieure des diaphragmes sont soudées directement aux membrures des poutres, tandis que les âmes des diaphragmes sont soudées aux montants (figure I.5).

Les diaphragmes améliorent la transition des efforts en le dirigeant directement vers les membrures des poutres. Des goussets circulaires horizontaux sont parfois soudés entre les membrures des poutres et des diaphragmes. La transmission des efforts se diffuse alors parfaitement entre les deux semelles, empêchant ainsi toute concentration de contraintes. Ils raidissent l'ensemble de la section du pont et maintiennent les angles droits de la section de la fibre supérieure comme inférieure.

Ils contiennent des trous d'homme afin de permettre le passage des agents réalisant les auscultations. Les membrures supérieures des diaphragmes sont larges pour permettre le positionnement de plusieurs files de goujons. Ils sont généralement utilisés sur les ponts Ferroviaires.

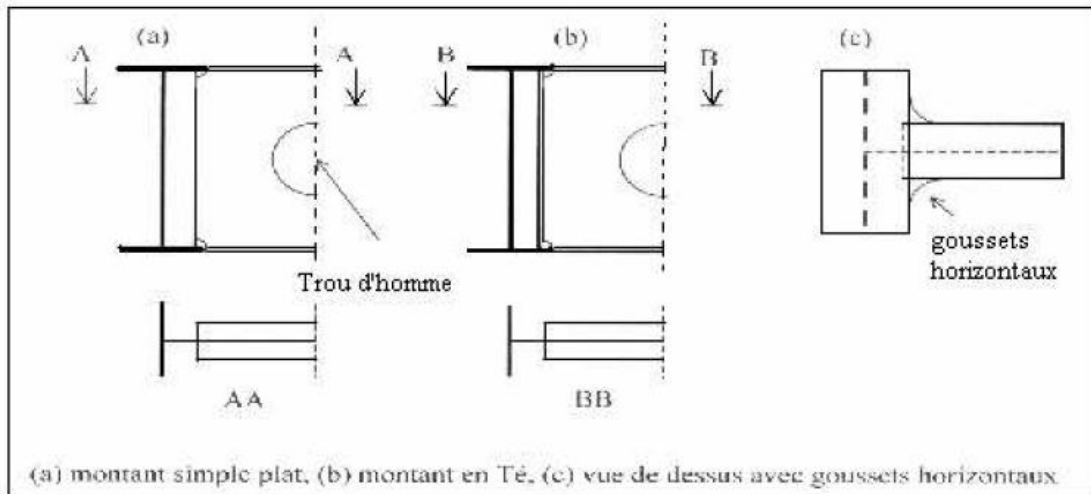


Figure. I.5 Assemblage diaphragme – montant

### 7) Les connecteurs.

Les connecteurs sont des éléments intermédiaires qui permettent d'associer la dalle à l'ossature métallique (poutres principales et les pièces du pont). Par ailleurs, ils empêchent le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport l'ossature. Les connecteurs sont soudés sur les poutres principales et sur les pièces du pont et ils ont une forme de tige (figure I.6).

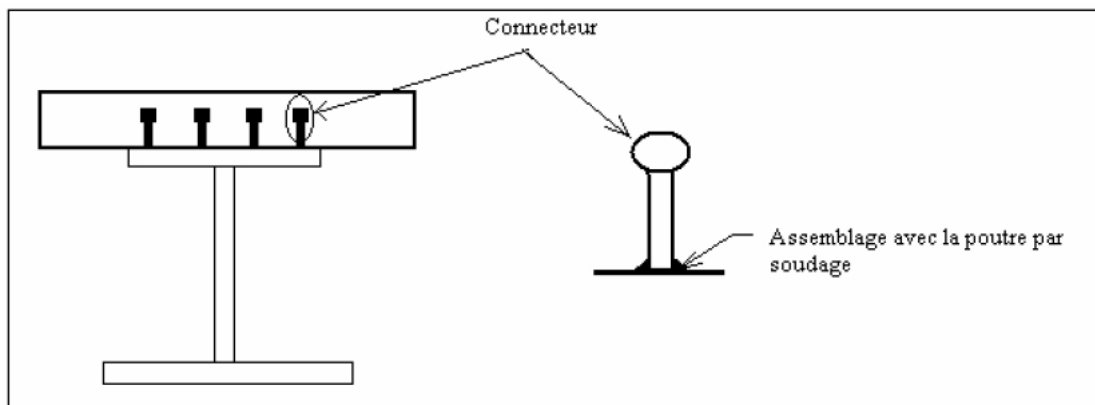


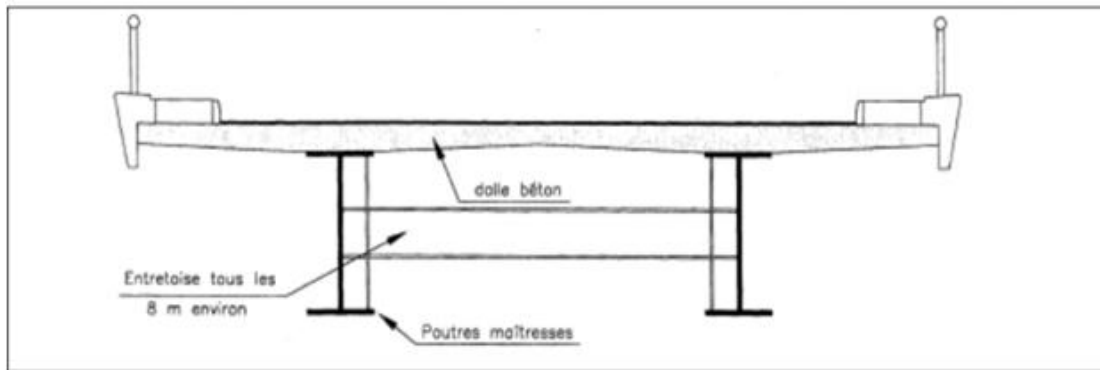
Figure I.6 : Assemblage connecteur - poutre

## I.3 Types de ponts mixtes bipoutres.

### I.3.1 Bipoutre routier

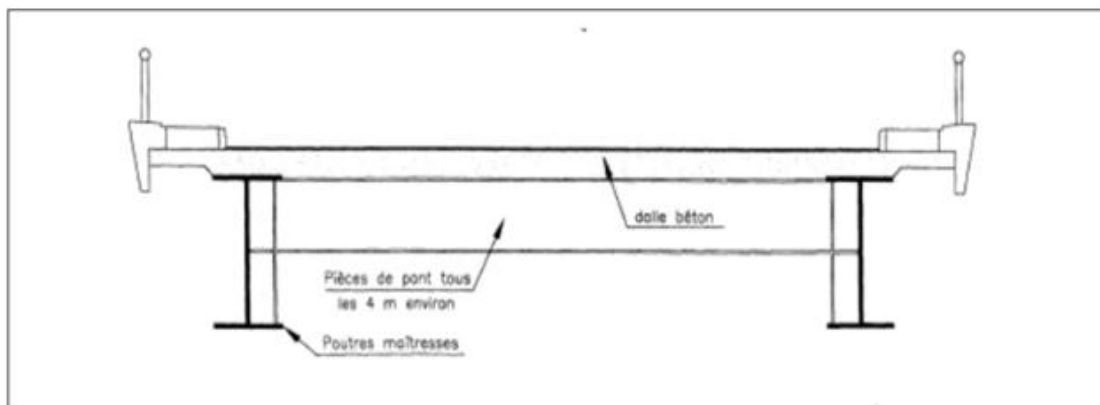
Pour les ouvrages relativement étroits (largeur inférieure à 13-14 mètres), les entretoises (HEA600 à 800) sont généralement utilisées avec un espacement de 7 à 8 mètres environ.

La dalle repose uniquement sur les poutres.



**Figure. I.7 : Coupe transversale de pont bipoutre routier à entretoise**

Pour les largeurs plus importantes, la dalle repose sur des pièces de pont généralement en PRS espacées de 4 mètres à 6 mètres environ. L'hourdis central est appuyé sur 4 côtés. Les figures I.7, I.8 et I.9 montrent respectivement les coupes transversales de ponts bipoutres à entretoise, à pièce de pont et à diaphragme.



**Figure. I.8 : Coupe transversale d'un bipoutre routier à pièce de pont**

Dans le cas de tabliers très larges, il est possible de prolonger les pièces de pont par des consoles métalliques soutenant la dalle en encorbellement ou d'avoir recours à une précontrainte transversale.

### **I.3.2 Bipoutre ferroviaire.**

Le bipoutre ferroviaire est un ouvrage composé d'âmes pleines assez hautes et de semelles épaisses. Les éléments transversaux sont des diaphragmes et ce type d'ouvrage possède un contreventement inférieur (béton ou métallique). Ces composants caractérisent un ouvrage «raide » permettant de reprendre des efforts de torsion et de flexion.

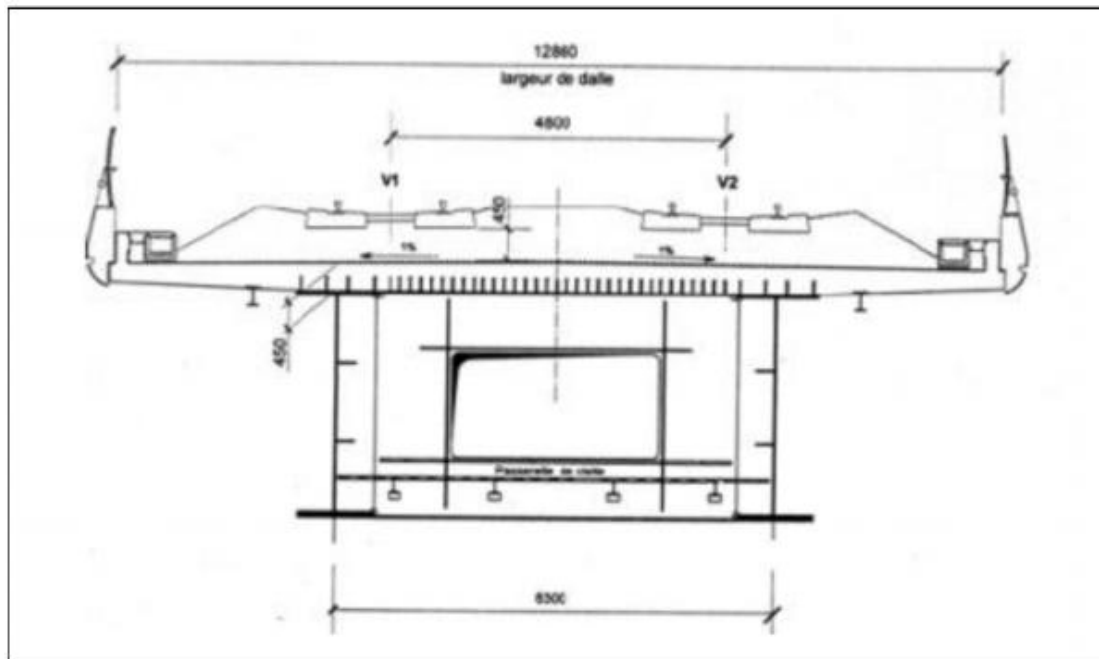


Figure .I.9 : Coupe transversale bipoutre ferroviaire à diaphragme

#### I.4 Les ponts bipoutres mixtes.

Les ponts bipoutres mixtes sont usuellement composés de poutres métalliques tout en utilisant le matériau béton en partie supérieure et le matériau acier en partie inférieure afin d'exploiter les qualités de chaque matériau. Concernant les ouvrages ferroviaires, il est d'usage d'ajouter un contreventement inférieur pour améliorer le comportement dynamique et en torsion du tablier. Ce contreventement est généralement métallique, mais depuis une quinzaine d'années il a tendance à être remplacé par des dalles en béton préfabriquées et discontinues dans le sens longitudinal. Cet hourdis inférieur a l'avantage d'améliorer la raideur en torsion, le comportement dynamique ainsi que l'émission sonore (particulièrement intéressant pour les ouvrages ferroviaires). L'une des pistes d'innovations en termes d'ouvrages mixtes serait de faire participer cette dalle inférieure à la résistance à la flexion du tablier selon le principe de la double action mixte. Cette technique consiste à créer deux semelles mixtes connectées par des âmes en acier.

En effet sur appui intermédiaire (moment fléchissant négatif), le hourdis béton supérieur est fissuré et ne participe plus à la résistance du tablier. Il est donc intéressant de considérer un hourdis inférieur continu et collaborant au niveau des appuis.

Cette solution a déjà fait ses preuves en Allemagne et en Espagne avec par exemple le viaduc de Las Peindras (LGV Cordoba – Malaga – 2004 à 2006). En France, deux

ouvrages situés sur la ligne à grande vitesse Bretagne – Pays de Loire (BPL), ont été construits sur ce principe :

- Le viaduc de la Courbe
- Le viaduc de Quartier

Pour les deux premiers, une optimisation des quantités a été recherchée alors que pour le dernier, la double action mixte a permis une réduction de la hauteur des poutres principales. Pour des portées comprises entre 40 et 65 m, 85% des ouvrages construits sont des ponts bipoutres.

Ces ouvrages présentent l'avantage de s'adapter au franchissement de brèches délicates et contraintes. Ils s'adaptent relativement de manière facile aux ouvrages biaisés et avec courbure. Le domaine d'emploi est très vaste au niveau des gammes de portées grâce à un poids relativement faible et à la facilité de fabrication et de mise en œuvre.

## **I.5. Les différentes étapes de réalisation d'un pont bipoutre.**

### **I.5.1. Construction des piles.**

La réalisation des piles est nécessaire avant d'effectuer le poussage parce que, l'ossature métallique est appuyée sur les piles le temps du lancement. La réalisation des piles s'effectue, en deux étapes complémentaires :

- Pour la fondation profonde, telle que réalisation des pieux et les semelles à la base des piles.
- La deuxième étape la réalisation de la partie superficielle, les piles et les appareils d'appuis.

### **I.5.2. L'assemblage de l'ossature métallique.**

L'assemblage de l'ossature métallique comporte en fait deux opérations élémentaires :

- 1- L'assemblage des tronçons par soudage ou boulonnage.
- 2- La manutention des tronçons de la structure complète dans sa position définitive.

Pour cela, on a deux techniques de mise en place de la structure métallique.

- La pose à la grue (mise en place par levage) utilisée pour les ponts de petites travées.
- Le lancement ou le poussage.

Pour les autres ponts nous allons donner certaines techniques de lancement (poussage) :

On a : Chaises à galets montés sur câbles (figure I.10):

Chaque galet est susceptible de recevoir une charge de 30 à 45t et le nombre de galets est de 6 au maximum. En montant deux chaises sur un balancier, lui-même fixé sur un plateau

comportant une suspension orientable, on peut réaliser des lancements de pièces courbes entraînant des charges de l'ordre de 400t.

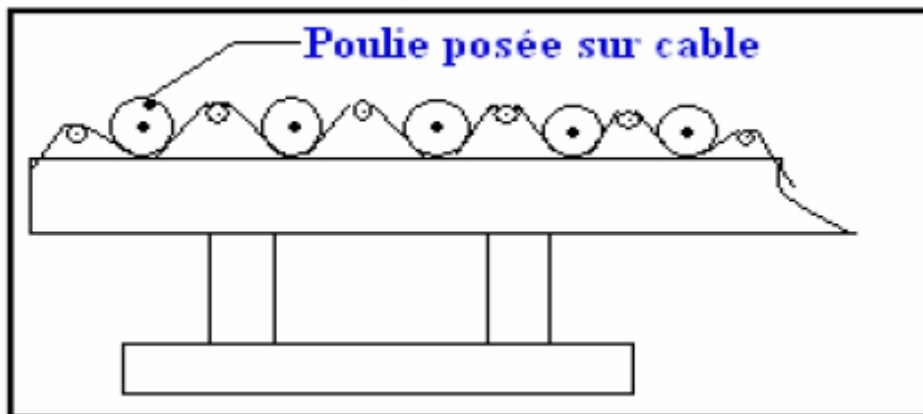


Figure. I.10 : Chaise à câble

- Patins téflon.

Cette technique est basée sur l'utilisation d'appuis néoprène téflon en guise de galets. La poutre repose sur le patin de néoprène téflon par un sabot permettant de transmettre des charges dont l'intensité est limitée par la capacité portante de l'âme de poutre.

Deux vérins de reprise permettent de déplacer l'appareil par course de 1m. La cadence de lancement est assez faible, il faut vingt jours au minimum pour franchir 250m.

L'avantage de ce système réside dans l'extrême souplesse du point de vue guidage, l'absence de rail de guidage et le faible risque de glissement dans une rampe.

L'opération de lancement est montrée sur la figure I.11.



Figure. I.11 : l'opération de lancement

### I.5.3. La pose des armatures de béton.

Après la mise en place de l'ossature métallique, les armatures du béton sont assemblées au sol par cage couvrant toute la largeur du tablier (figure I.12). Les armatures sont montées et posées à leur place. Il y a une autre technique qui utilise des dalles préfabriquées simplifiant leur mise en place.



Figure. I.12 : La pose en place des armatures

#### **I.5.4. Le coffrage de la dalle.**

La dalle a une épaisseur qui varie de 15cm en minimum, jusqu' à 40cm et qui prend appui sur l'ossature métallique du tablier, sur quatre côtés ou deux côtés suivant la présence ou non de pièces de pont. Cette dalle est coulée sur place, c'est dire après la pose des armatures sur l'ossature métallique ou des dalles préfabriquées. Pour la dalle coulée sur place la surface inférieure du plateau coffrant est appuyée sur les entretoises.

#### **I.5.5. Les appareils d'appuis.**

L'appareil d'appui est un élément vital qui assure une bonne transmission des efforts supportés par l'ossature aux fondations, son rôle est de donner un schéma de descente de charges dans les corps de pile qui soit compatible avec les calculs.

Parmi les types d'appareil d'appui, on distingue:

- Les appuis fixes ne permettant que des déplacements angulaires. Unidirectionnels ou multidirectionnels.
- Les appuis mobiles dans une direction permettant des déplacements linéaires et angulaires.

### **I. 6. Choix du type d'ouvrage.**

#### **I.6.1.Comment se pose le problème du choix.**

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux à toutes les exigences.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages envisageables

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront par la suite l'objet d'études approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience du concepteur. [6]

#### **I.6.2.Récapitulation des types d'ouvrages actuels.**

Dans ce qui suit, la récapitulation des types d'ouvrages est faite d'après la portée principale, parce que c'est le paramètre le plus simple et l'un des plus importants. Pour simplifier l'exposé, on a distingué les ponts à une seule travée et les ponts à plusieurs travées, étant bien entendu que les deux solutions peuvent quelquefois être envisagées pour un même franchissement.

Ne sont pas cités dans cette énumération les types d'ouvrages très spéciaux ni certaines solutions en cours d'expérimentation.

**I.6.2.1. Les ponts à une seule travée.****a) Petits ouvrages hydrauliques d'ouverture inférieure à 8 m.**

- si l'ouvrage est situé sous un fort remblai, la meilleure solution est le ponceau en plein cintre
- si le remblai est de hauteur moyenne, on peut aussi utiliser les aqueducs métalliques préfabriqués. Cette solution est intéressante surtout lorsque le terrain de fondation est mauvais.
- si la hauteur de remblai est faible ou nulle, la solution normale est celle des

L'ouverture de ces ouvrages est à fixer en fonction du débit de crue de la rivière cadres et portiques

**b) Pour les portées inférieures à une quinzaine.**

- si l'ouvrage est situé sous remblai, adopter un ponceau voûté en plein cintre;
- s'il y'a peu de remblai, la solution très largement utilisée est celle du pont cadre en béton armé. C'est une structure très simple, en forme de cadre aile ou en retour également standardisé;
- s'il s'agit de remplacer un tablier sur des culées existantes, ou si le biais est trop fort pour qu'on puisse envisager un cadre, la solution la plus simple est celle de la dalle en béton armé.

**c) Pour les portées allant d'une dizaine à une vingtaine de mètres.**

La solution la plus courante est celles des portiques en béton armé. C'est un pont à béquilles verticales, qui exerce une poussée sur ses appuis et qui est soumis aux poussées latérales des terres.

**d) Pour les portées de 20 à 50 m.**

Sauf dans des cas très spéciaux où la nécessité de limiter au maximum le poids et l'épaisseur du tablier conduit à une solution métallique, le type d'ouvrage qui s'impose dans cette gamme de portées est la travée indépendante à poutres en béton précontraint.

**e) Pour les portées de 50 à 100 m.**

C'est le domaine des travées indépendantes en acier. Pour des raisons d'aspect, on emploie de préférence des tabliers à âme pleine sous chaussée, constitués soit de poutres parallèles, soit

de caissons, suivant la portée et l'élançement. Dans les ponts actuels les couvertures sont très largement des dalles participantes ou des dalles orthotropes.

**f) Pour les portées de plus 100 m.**

C'est seulement dans des cas exceptionnels qu'on franchit une portée de plus de 100m avec une seule travée. Les types de ponts adoptés dans ce

- les ponts à travée indépendante en acier, à poutres latérales triangulées et

Tablier inférieur;

- les ponts à béquilles obliques en acier :
- les ponts à béquilles obliques en béton précontraint;
- les arcs en béton armé ;
- les arcs en acier.

**I.6.2.2. Les ponts à plusieurs travées.**

**a) Pour les portées ne dépassant pas une vingtaine de mètres.**

La solution la plus courante est celle des ponts-dalles continus:

- en béton armé, lorsque la portée déterminante est inférieure à 15 m et

Lorsqu'il n'est pas nécessaire de réduire au maximum l'épaisseur du tablier.

- en béton précontraint pour des portées déterminantes de 15 à 21 m.

**b) Pour les portées de 20 à 50 m environ.**

Plusieurs solutions sont possibles:

- les dalles à grands encorbellements, ou les dalles élégies pour des portées

De 23 à 40 m environ. Dès que la portée dépasse 25 m, il est généralement

Préférable de donner à la dalle une épaisseur variable. Ces types de ponts

Sont souvent employés comme passages supérieurs à trois travées :

- le pont à béquilles en béton précontraint qui peut être considéré comme un

Ouvrage à trois travées :

- le pont mixte à poutrelles métalliques continues et dalle participante, utilisé

pour franchir une route ou une autoroute sans appui sur le terreplein Central[2].

- les ponts à poutres en béton précontraint, de différentes sortes: soit à

poutres préfabriquées, soit à poutres continues coulées sur cintre, soit à

Poutres construites par poussage.

### c) Pour les portées de 50 à 300 m environ.

Les deux types d'ouvrages les plus utilisées sont les ponts à poutres précontraint construites en encorbellement et les poutres continues en acier :

- Les ponts en béton précontraint construits en encorbellement ont en général une portée principale comprise entre 70 et 100 m ;
- Les poutres continues en acier ont été employées dans une gamme
- Pour les portées de plus de 300 m

C'était autrefois la demande des ponts suspendus. On trouve maintenant à la fois des ponts suspendus et des à haubans. La frontière entre les deux n'est pas nette. Le grand intérêt des ponts à haubans est qu'ils ne nécessitent pas de massif d'ancrage mais lorsqu'il est possible de fixer les câbles dans le rocher, le pont suspendu peut reprendre l'avantage. [6]

## I.7. Présentation du pont existant.

L'objet de notre travail est d'étudier un pont bipoutre qui a été proposé par la Société Algérienne SAPTA.

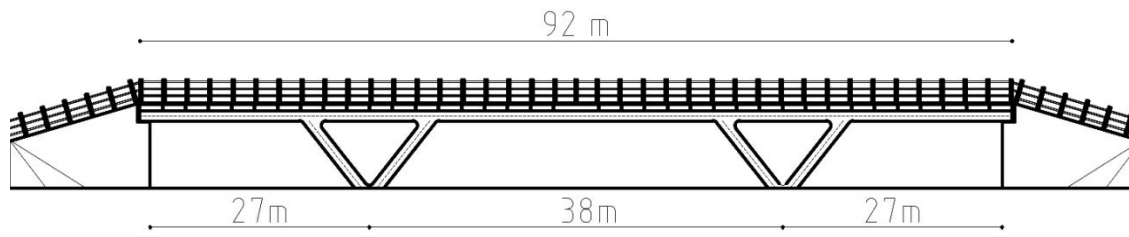
Cet ouvrage permet de franchir l'OUED OUTEL sur la route nationale RN1 entre la ville de Tamanrasset et la ville d'In Salah (figure I.15)

Le pont a une largeur de 9.24 mètres, avec deux trottoirs de 1.12 mètres chacun.

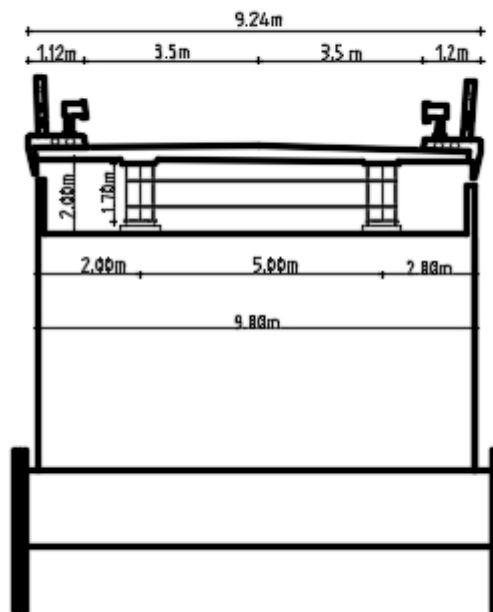
La longueur totale du pont est de 92 mètres et est composée de 3 travées avec des portées de 27 mètres (travées de rives) et une portée de 38 mètres pour la travée intermédiaire. Les figures I.13 et I.14 montrent respectivement une vue en élévation et une coupe transversale sur culée du pont existant.

### I.7.1. Description de l'ouvrage existant.

- |                                  |                            |
|----------------------------------|----------------------------|
| ➤ Portée de la travée :          | 27.00 m - 38.00 m - 27.00m |
| ➤ Longueur totale de la poutre : | 92.00 m                    |
| ➤ Hauteur de la poutre :         | 1.70m                      |
| ➤ Nombre de poutres :            | 2                          |
| ➤ Largeur totale du tablier L:   | 9.24 m                     |
| ➤ Largeur de trottoir Lt:        | 1.12 m                     |
| ➤ Largeur rouable Lr :           | 7.00 m                     |
| ➤ Largeur d'une voie lv :        | 3.50 m                     |
| ➤ Classe du pont :               | pont de 1ère classe        |



**Fig.I.13 : Vue en élévation du pont existant**



**Figure .I.14 : Coupe transversale du tablier existant sur culée.**

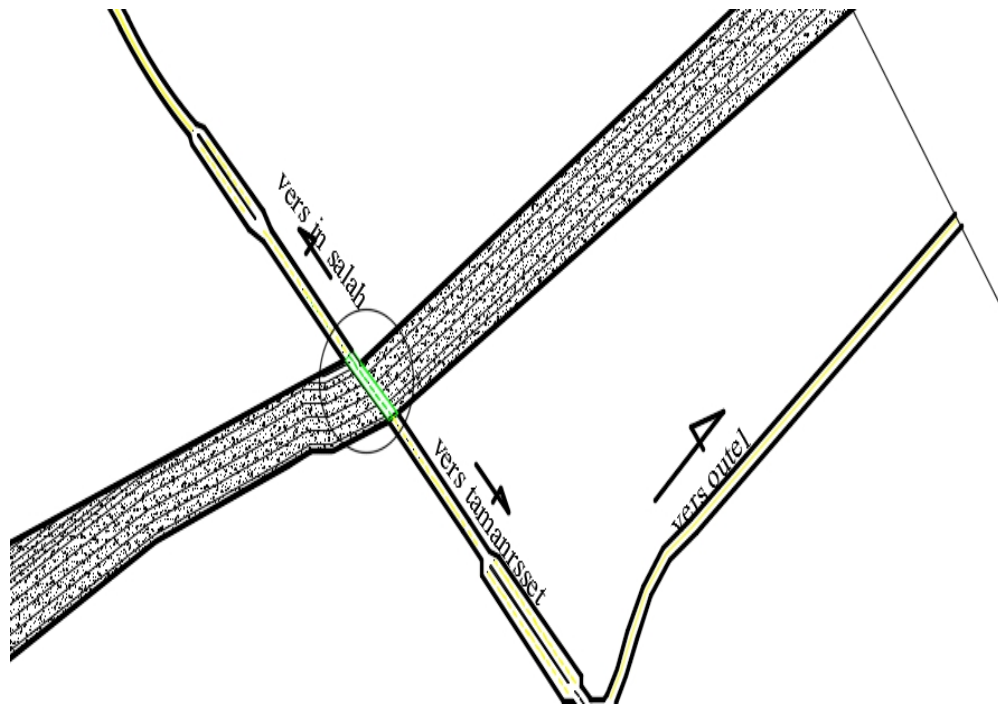


Figure .I.15: Plan de situation du pont

### I.7.2. Caractéristiques du site.

L'AHGGAR est un massif cristallin et cristallophyllien situé au centre du Sahara. Il est distant de 2000 km d'Alger. Il couvre une superficie d'environ 500,000 km<sup>2</sup>. La synthèse des données climatiques nous permet de distinguer que la région est caractérisée par un climat hyper aride. L'établissement du bilan hydrique et l'estimation de ses paramètres nous permettent de ressortir les résultats suivants: Le bilan est déficitaire, l'excédent est nul et la RFU est épuisée durant toute l'année. Les précipitations sont de l'ordre de 52.6 mm. La nappe est caractérisée par l'épaisseur Alluvionnaire atteinte de 35,5 m.

- Sol : le sol de site est rocheux et possède une bonne portance[7]..
- Vent : la région est soumise à des vents considérables.
- Séisme : la région est dans une zone négligeable sismicité (Zone 0)

## I.8. Problématique.

La wilaya de Tamanrasset est considérée comme une zone montagneuse par excellence du fait qu'elle possède la chaîne de montagnes El-Hoggar et c'est la raison pour laquelle on peut trouver un grand nombre des oueds avec des débits très forts en hiver.

A cause de l'importance de la route nationale N°1 reliant le nord de l'Algérie avec son sud, un pont qui franchit Oued OUTOUL qui est considéré comme l'un des oued le plus dangereux de Tamanrasset a été construit par la société nationale SAPTA. La source de l'écoulement de l'oued OUTOUL provient des hautes chaînes de montagnes El-Hoggar. Ce pont existait depuis cinq ans et durant ces dernières années il a subi des dégâts qui ont entraîné l'effondrement partiel du béton de la dalle du tablier et au niveau des culées. Ce dégât est la conséquence directe de l'élargissement du lit de l'oued par rapport à la longueur limitée du pont ce qui a provoqué l'élévation du niveau de l'eau et son débordement sur le tablier au moment de la crue.

La butée du courant d'eau sur les culées (figure I.16) et sur la dalle du tablier a entraîné la dégradation progressive du béton de la structure du pont. Face à ce problème, la direction des travaux publics a décidé de trouver en toute urgence les solutions les plus adéquates qui s'imposent.



Figure .I.16: zone faible du pont

### I.9. Optatif de ce travail.

Durant mon stage pratique au niveau de la direction des travaux publics de la wilaya de Tamanrasset et en concertation avec les ingénieurs de la direction des TP et ceux de la société de réalisation SAPTA, il a été décidé d'élargir le pont en ajoutant deux travées supplémentaires de 15m chacune aux extrémités au pont existant et de reconstruire deux nouvelles culées (figure I.17). par conséquent cette opération de réhabilitation nécessite d'ajouter deux piles supplémentaires afin de permettre l'écoulement libre de l'eau pendant la crue. La longueur du pont réhabilité deviendra 122 m au lieu de 92m actuellement.

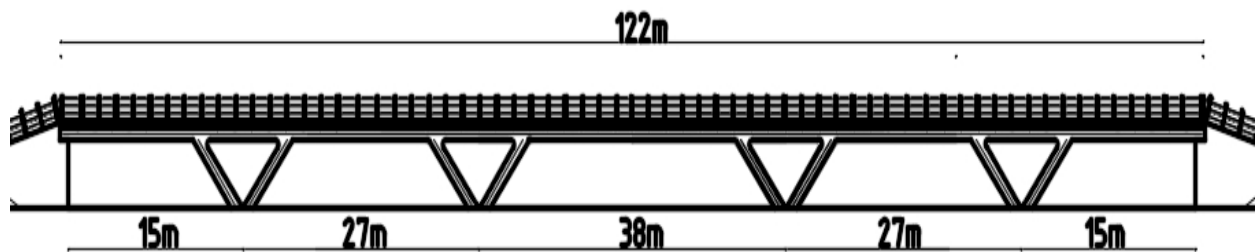


Figure.I.17 : Vue en élévation du pont réhabilité.

## II.1. Introduction.

Dans le but d'augmenter la longueur finale du pont existant qui fait l'objet de cette réhabilitation, la vérification des dimensions des différentes parties du tablier de pont mixte acier-béton à deux poutres ainsi que l'évaluation des différentes charges et surcharge est nécessaire.

## II.2. Caractéristique des matériaux.

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On présente ci-dessous les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de notre ouvrage.

### II.2.1. L'acier.

Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes.

#### a) Armature du béton armé :

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression. Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 1, sa limite élastique égale à  $f_e=400$  MPa, la contrainte de rupture  $f_r=480$  MPa

$$\text{Pour } \Phi \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \bar{\sigma}_{en} = 420\text{MPa} \\ \bar{\sigma} = 2/3 (\sigma_{en}) = 280 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \Phi > 20\text{mm} : \begin{cases} \bar{\sigma}_{en} = 400\text{MPa} \\ \bar{\sigma} = 2/3 (\sigma_{en}) = 267 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa.}$$

✓ La limite élastique:

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que:

$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$  Situation durable ou transitoire.

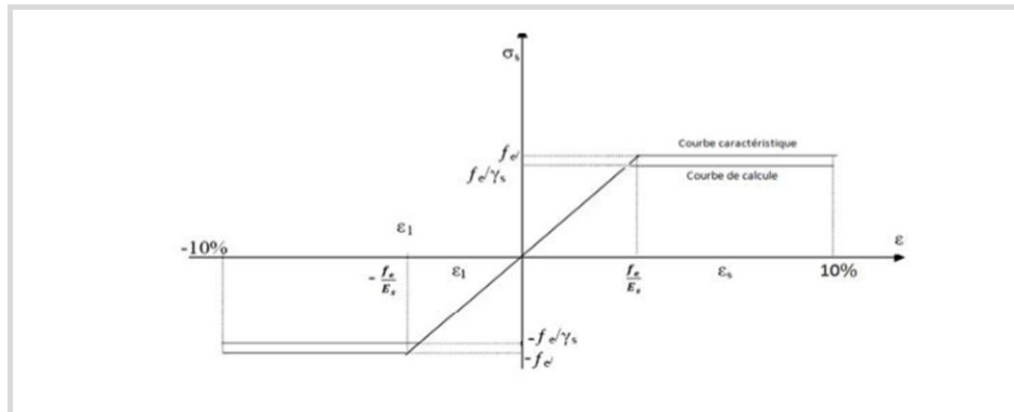
- **Contrainte limite de traction** (Figure II.1).

Les caractéristiques de la contrainte limite de traction sont données dans le tableau II.1.

**Tableau II.1 : Caractéristiques de calcul de la contrainte limite de traction[11]**

Etat considéré	ELS
En fissuration peu nuisible:	Pas de limitation
En fissuration préjudiciable:	$\sigma_s = \min \left[ \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$
En fissuration très préjudiciable:	$\sigma_s = \min \left[ \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \\ \eta = 1,6 \end{array} \right.$  Treillis soudé et ronds lisses.  
 Aciers à haute adhérence.



**Figure II.1 : Modèle de calcul réglementaire.**

**b) Aciers des poutres métalliques.**

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 classés en trois catégories:

- ✓ Aciers normaux :  $\sigma \leq 300 \text{MPa}$
- ✓ 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 :

$\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$ .

Les caractéristiques du matériau Aciers des poutres sont données dans le tableau II.2.

Tableau II.2: Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

Module d'élasticité longitudinale	$E=210000\text{N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G=E/[2(1+\nu)]$
Coefficient de poisson	$\nu=0.3$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha=12 \cdot 10^{-6} \text{par}^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho = 7850 \text{kg/m}^3$

### II.1.2 Le béton.

- La qualité de béton dépend de la qualité de ses constituants, des techniques de fabrication et de la mise en œuvre.
- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ .
- Le béton est dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325, avec un contrôle Strict.

#### ❖ Poids volumique.

La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

#### ❖ Résistance à la compression.

Pour le béton de la superstructure  $f_{c28} \begin{cases} 35\text{MPa} \\ 27\text{MPa} \end{cases}$  si  $j \geq 28$  jours.

Pour un béton âgé de moins de 28 jours on utilise la formule suivante:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \times j} \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

#### ❖ La résistance à la traction.

Cette résistance est liée à la résistance à la compression

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,2 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa).} \end{cases}$$

#### ❖ Contrainte de calcul pour (ELU) .

En fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun cas dans l'ouvrage, cette contrainte et appelée contrainte admissible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \rightarrow \text{lorsque la durée probable d'application lorsque la durée} \\ \text{probable d'application d'action considérée est supérieure à 24h} \\ \theta = 0.9 \quad \rightarrow \text{lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h} \\ \theta = 0.85 \quad \rightarrow \text{lorsqu'elle est inférieure à 1h} \end{array} \right.$$

$$\text{On a } \gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \rightarrow \text{en situations durables} \\ 1.15 & \rightarrow \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} \begin{cases} 19,83. \text{ MPa durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 25,86. \text{ MPa accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \end{cases} \\ \begin{cases} 15,30. \text{ MPa durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \\ 19,95 \text{ MPa accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \end{cases} \end{cases}$$

✓ **Contrainte limite de Service (ELS):**

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient nul. On prend pour les calculs de béton la valeur :

$$\text{On } \gamma_b = \begin{cases} \nu = 0,2 & \text{pour un béton non fissuré} \\ \nu = 0 & \text{pour un béton fissuré} \end{cases}$$

❖ **Module de déformation longitudinale :**

En considère un module de déformation longitudinale pour le béton ( $E_{ij}$ ) défini par les règles B.P.E.L [4] comme suit :

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = \begin{cases} 36000 \text{ MPa} & \text{pour poutre et dalle} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = \begin{cases} 12000 \text{ MPa} & \text{pour poutre et dalle} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

### ❖ Déformation transversal du béton :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante:

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

$\nu$ : Coefficient de poisson.

E : module d'élasticité.

## II.3. Dimensionnement du tablier.

### II.3.1. Largeur du tablier.

Le tablier est composé de 2 voies de 3.50m et 2 trottoirs de 1.12m de largeur chacun. La largeur totale de tablier est 9.24 m.

### II.3.2. Longueur des travées.

Le tablier est composé de 5 travées avec des portées de 15 mètres pour les travées de rives et de 38 mètres pour la travée centrale et de 27 mètres pour les deux travées intermédiaires.

### II.3.3. L'épaisseur de la dalle.

L'épaisseur de la dalle ( $h_0$ ) doit satisfaire la condition suivante :  $h_0 \geq 0,15m$  (Justification au poinçonnement par charge concentrée). Dans notre cas on prend une épaisseur  $h_0=25cm$ .

## II.4. dimensionnement des poutres.

Les poutres sont fabriquées par soudage. La poutre est connue sous le nom de poutre reconstituée soudée (PRS) constitué par un plat verticale appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposées à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et sont fixées sur celui-ci par des cordons de soudure d'angle.

### II.4.1. Espacement des poutres.

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

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

Avec :  $L_t$  : largeur de tablier

$$E = 0,55 \times 9.24 = 5.082m$$

On prend :  $E=5m$

### II.4.2. Nombre de poutres.

$$n = \frac{9.24}{5.028} = 1.84$$

Donc on adopte 2 poutres avec un espacement  $E = 5 m$ .

**II.4.3. Hauteur des poutres.**

D'après le guide [1] la hauteur des poutres varie dans l'intervalle :

$$\frac{L}{28} \leq h \leq \frac{L}{22}$$

On a la longueur de la travée:  $L=38$  m

$$\frac{38}{28} \leq h \leq \frac{38}{22} \rightarrow 1.36 \leq h \leq 1.72$$

On prend la valeur de :  $h = 1.7$  m

**II.4.4. Epaisseur de l'âme.**

L'épaisseur minimale de l'âme  $w_t \geq 0.005 h \rightarrow w_t \geq 8.5$  mm

Epaisseur:  $w_t = 15$  mm.

**II.4.5. largeurs des semelles.**

Dimension des semelles selon la réglementation de pré dimensionnement (Tableau II.3):

**Tableau II.3: les largeurs des semelles**

Portée	Largeur de la semelle supérieure $b_s$	Largeur de la semelle inférieure $b_i$
< 30	400	500
30 à 50	500	500 – 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

Selon le tableau II.3 les largeurs des semelles on trouve:

La semelle inférieure :  $b_i = 700$  mm

La semelle supérieure :  $b_s = 500$  mm

**II.4.4. Epaisseur de semelle.**

On a :

$$\frac{b}{t} \leq 30 \leftrightarrow t \geq \frac{b}{30}$$

$$t_i \leq \frac{700}{30} = 23.33 \text{ mm} \text{ on prend } t_i = 30 \text{ mm.}$$

$$t_s \leq \frac{500}{30} = 16.67 \text{ mm} \text{ on prend } t_s = 20 \text{ mm.}$$

Les Dimension de section de la poutre PRS sont données dans le Figure II.2.

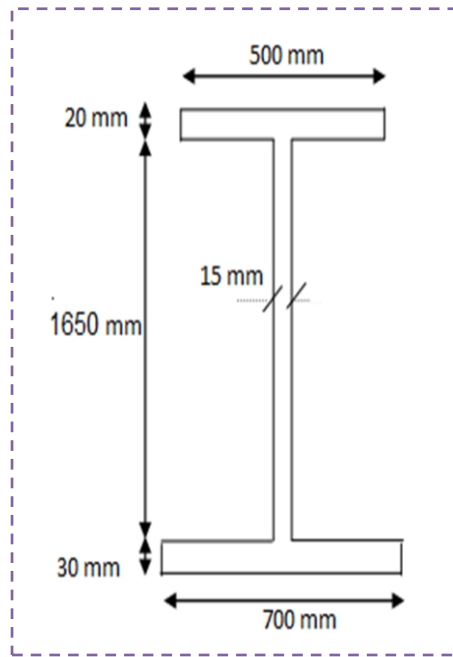


Figure II.2: Dimension de section de la poutre PRS.

Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre sont données dans le tableau II.4.

Tableau II.4:Caractéristiques géométriques de la poutre:

Eléments	$S_i$ (mm <sup>2</sup> )	$y_i$ (mm)	$S_i * y_i$ (mm <sup>3</sup> )	$d_i$ (mm)	$S_i * d_i^2$ (mm <sup>4</sup> )	$I_{xxg}$ (mm <sup>4</sup> )
500*20	10000	1690	16.9*10 <sup>6</sup>	1008.39	1.01*10 <sup>10</sup>	3.33*10 <sup>5</sup>
1650*15	24750	840	20.79*10 <sup>6</sup>	158.39	0.620*10 <sup>9</sup>	5.61*10 <sup>9</sup>
700*30	21000	15	0.315*10 <sup>6</sup>	666.61	9.33*10 <sup>9</sup>	1.57*10 <sup>6</sup>
Σ	55750		38.00*10 <sup>6</sup>		1.96*10 <sup>10</sup>	5.61*10 <sup>9</sup>

$$Y_g = \frac{\sum(S_i \times Y_i)}{\sum S_i} = \frac{38.00 \times 10^6}{55750} = 681.61 \text{ mm}$$

Avec :

$S_i$ : Surface d'élément i.

$d_i$ : Distance entre centre de gravité de la section et le centre de gravité de l'élément i.

$I_{xxg}$  : Moment d'inertie de l'élément i par rapport à leur centre de gravité

$$V' = Y_G = 681.61 \text{ mm}$$

$$V = h - V' = 1700 - 686.49 = 1018.39 \text{ mm}$$

$I_{xxi}$  : Moment d'inertie de l'élément i au tour de l'axe (xx).

$$I_{xxi} = \sum I_{xxg} + \sum (S_i \times d_i^2) = 2.52 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Calcul: w et w' :

$$W = \frac{I_a}{V} = \frac{2.52 \times 10^{10}}{1018.39} = 2.47 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$W' = \frac{I_a}{V'} = \frac{2.52 \times 10^{10}}{681.61} = 3.69 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

## II.5. Evaluation des charges et des surcharges [4].

### II.5.1 Calcul des charges permanentes.

#### a) Poids propre de dalle:

$$G_b = \gamma_b \times A_{\text{tablier}} = 2.5 \times 0.25 \times 9.24 = 5.77 \text{ t/ml.}$$

A: Aire de la dalle.

$\gamma_b$ : Poids volumique tel que  $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$ .

#### b) charge complémentaire permanente:

$$G_{\text{revêtement}} = \gamma_{\text{bitume}} \times A_{\text{revêtement}} = 2.2 \times 0.08 \times 7 = 1.23 \text{ t/ml.}$$

Avec  $\gamma_{\text{bitume}} = 2.2 \text{ t/m}^3$

#### c) Poids de la charpente:

On calcule le poids de la charpente à partir de la formule statique [1] suivante:

$$P = (0.105 \times (L)^{1.6} + 100) \times \frac{L_t}{2} \times 10^{-2}$$

$$P = (0.105 \times (38)^{1.6} + 100) \times \frac{9.24}{2} \times 10^{-2} = 5.86 \text{ t/ml.}$$

Poids de la charpente ..... 5.86 t/ml.

#### d) Poids propre du trottoir:

On décompose l'aire en surfaces partielles, et on calcule l'aire totale (Figure II.3):

$$(1) \leftrightarrow \frac{0.11 + 0.19}{2} \times 0.53 = 0.0795 \text{ m}^2$$

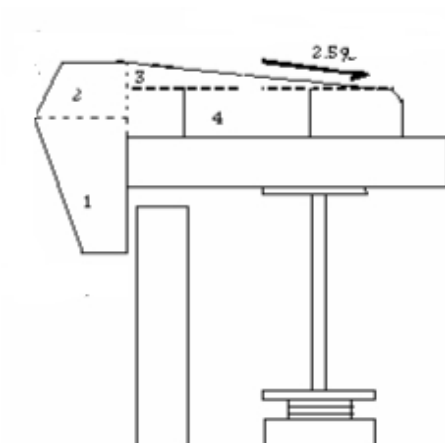
$$(2) \leftrightarrow \frac{0.19 + 0.14}{2} \times 0.15 = 0.0248 \text{ m}^2$$

$$(3) \leftrightarrow \frac{0.92 \times 0.025}{2} = 0.0115 \text{ m}^2$$

$$(4) \leftrightarrow 0.92 \times 0.2 = 0.184 \text{ m}^2$$

$$S = (0.0795 + 0.0248 + 0.0115) = 0.1158 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids du (trottoir + corniche)} = 2(0.1158 \times 2.5) = 0.579 \text{ t/ml}$$



**Figure.II.3: Décomposition de l'aire totale du trottoir.**

Alors:

Poids du revêtement: .....1.230t/ml

Poids propre du (trottoir +corniche) .....1.695t/ml

**e) Poids des dispositifs de sécurité:**

Un trottoir supporte à la fois la charge de la glissière et celle du garde-corps.

Donc la charge qui revient au dispositif de sécurité est.

$$G_{ds} = G_b + G_{gc} = 0.06 + 0.1 = 0.16 \text{ t/ml}$$

Charge totale:

Poids propre de la dalle: .....  $G_{\text{tablie}} = 5.77 \text{ t/ml}$

Poids propre du (trottoir +corniche).....  $G_{\text{trottoir}} = 1.695 \text{ t/ml}$

Poids propre du revêtement.....  $G_{\text{revetement}} = 1.230 \text{ t/ml}$

Poids propre du dispositif de sécurité.....  $G_{ds} = 0.16 \text{ t/ml}$

D'où le poids total:  $G_{\text{tablie}} + G_{\text{trottoir}} + G_{\text{revetement}} + G_{ds} = 8.85 \text{ t/ml}$

**II.5.2. Calcul des surcharges [9].**

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 Bc)
- ❖ La surcharge militaire (système Mc (Mc120))
- ❖ Le Charge exceptionnelle (convoi type D240)
- ❖ Efforts de freinage
- ❖ Les surcharges sur trottoirs.
- ❖ La largeur roulable

La largeur roulable est donc:  $l_r = L_T - (2 \times L_{TR})$

Avec :

$L_t$  : largeur de tablier

$L_{TR}$ : largeur de trottoir

$$l_r = 10 - (2 \times 1.12) = 7\text{m.}$$

❖ Classe des ponts:

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable.  $l_r$ . et leur destination:

❖ Pont de la 1ère classe:  $l_r \geq 7\text{m}$  ou exceptions.

❖ Pont de la 2ème classe:  $5.5 < l_r < 7\text{m}$ .

❖ Pont de la 3ème classe :  $l_r \leq 5.5$ .

Dans notre cas nous avons  $L_R = 7\text{ m}$ . donc il s'agit d'un pont de classe 1.

❖ Le nombre de voies:

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

$$N_v = \frac{l_r}{3} = \frac{7}{3} = 2.33: \text{ donc 2 voies.}$$

❖ la largeur d'une voie:

Par convention, la largeur d'une voie de circulation est donnée par:

$$V = \frac{l_r}{N_v} = \frac{7}{2} = 3.5\text{m}$$

### II.5.2.1. Système de charges A (I).

Le poids de A (I), exprimé en ( $\text{Kg/m}^2$ ), est donnée en fonction de la longueur chargée  $L_{ch}$ : par la formule suivant:

$$A(I) = 230 + \left(\frac{36000}{L+12}\right) (\text{Kg/m}^2)$$

L: la portée du pont.

$$A(I) = 230 + \left(\frac{36000}{38+12}\right) = 1.048 \times 10^3 \text{Kg/m}^2 = 1.048\text{t/m}^2.$$

$a_1$  est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau II.5:

**Tableau II.5: Les valeurs de coefficient  $a_1$**

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

Notre pont est de première classe et comprend 2 voies chargées d'où:  $a_1 = 1$

Les valeurs de  $a_2$  sont définies par la formule suivante:

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

Avec:  $V$  largeur d'une voie.

Les valeurs de  $V_0$  sont données dans le tableau II.6.

**Tableau II.6: Détermination de coefficient  $v_0$**

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	3.5
	2 <sup>ème</sup>	3
	3 <sup>ème</sup>	2.75

On obtient:

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

- Une voie chargée:

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times 2 \times A(I) \times l_v$$

$$A(L) = 1 \times 1 \times 1.048 \times 3.5 = 3.67 \text{ t/m}^2$$

- Deux voies chargées:

$$A(L) = 2 \times a_1 \times a_2 \times 2 \times A(I) \times l_v$$

$$A(L) = 2 \times 1 \times 1 \times 2 \times 1.048 \times 3.5 = 7.33 \text{ t/m}^2$$

### II.5.2.2 Systèmes de surcharges Bc (Figure II.4):

On dispose sur la chaussée 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 [4].

#### Disposition dans le sens transversal:

Le nombre maximale de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation et 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:

Le nombre de camions est limité à deux et 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.

**Coefficients de majoration dynamique:**

Le coefficient de majoration dynamique est donné par la formule ci-dessous :

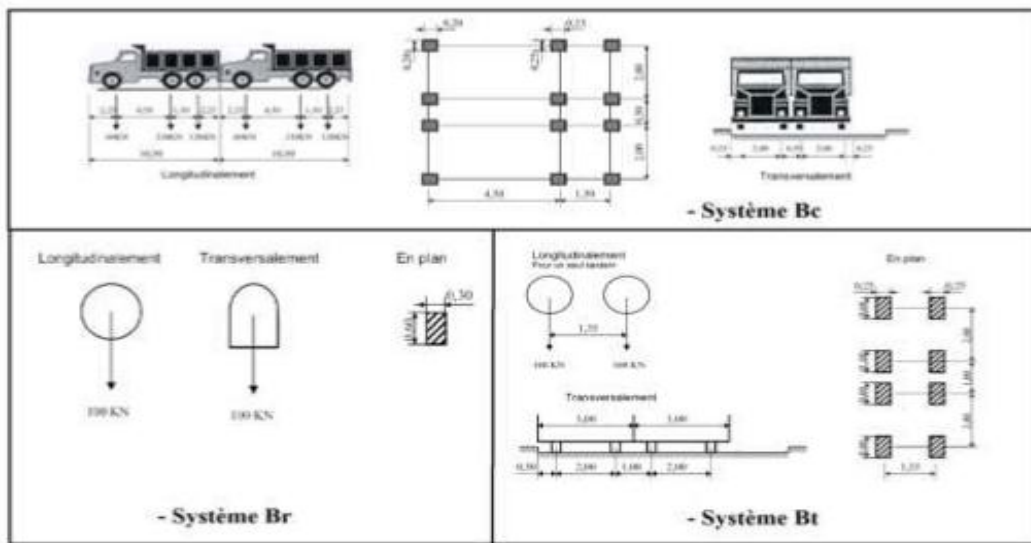
$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

G: La charge permanente de l'ouvrage.

S: La charge Bc

L: longueur de la travée

Détermination de Bc:



**Figure II.4: Disposition de système Bc**

Les valeurs des coefficients Bc en fonction de la classe du pont sont présentées dans le tableau II.7

**Tableau II.7: Les valeurs du coefficient bc**

Nombre de files considérées	1	2	3	4	>5
Classe du pont: Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Classe du pont : Deuxième	1.0	1.0	-	-	-
Classe du pont: Troisième	1.0	0.8	-	-	-

Dans notre cas on a 2 files, alors bc=1.1.

S= 2x 300x 2x1.1

S=1320 KN

G= poids propre du tablier+ poids total des éléments non porteurs.

G= 8060 KN

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 38} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{8060}{1320}} = 1.077$$

$$\delta = 1.077$$

$$B_c = 2 \times 30 \times n \times b_c.$$

Pour une voie:

$$b_c = 1 \times 30 \times 1 \times 1.2 = 36t.$$

Pour deux voies:

$$b_c = 2 \times 30 \times 1 \times 1.1 = 66t.$$

**II.5.2.3. La surcharge militaire.**

**a- système Mc120:**

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

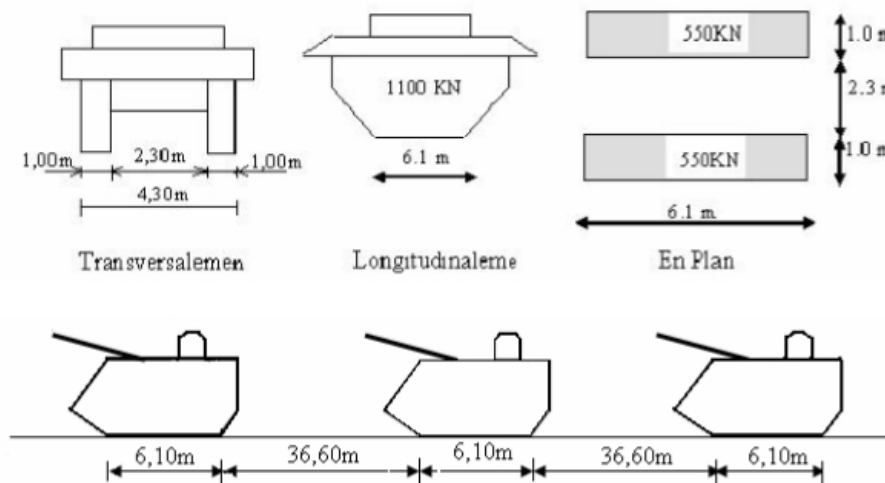
Dans le sens transversal: un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal: le nombre de véhicule est limité.

Poids total: 110t.

Longueur d'une chenille: 6.10m

Largeur d'une chenille: 1.00m.



**Figure II.5: Dimensions de système Mc120**

Les surcharges du système Mc120 sont frappées par des coefficients de majoration

Dynamique  $\delta$ .

$$S = 1100 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32} + \frac{0.6}{1+4 \frac{8060}{1100}} = 1.041$$

$$\delta = 1.051$$

**Tableau II.8: Le chargement par chenille**

Nombre de chenille	Chargement par chenille en ( $\text{t/m}^2$ )
2	$55 \times 1,051 / (6.1 \times 1) = 9.4$

### b) Convois exceptionnels.

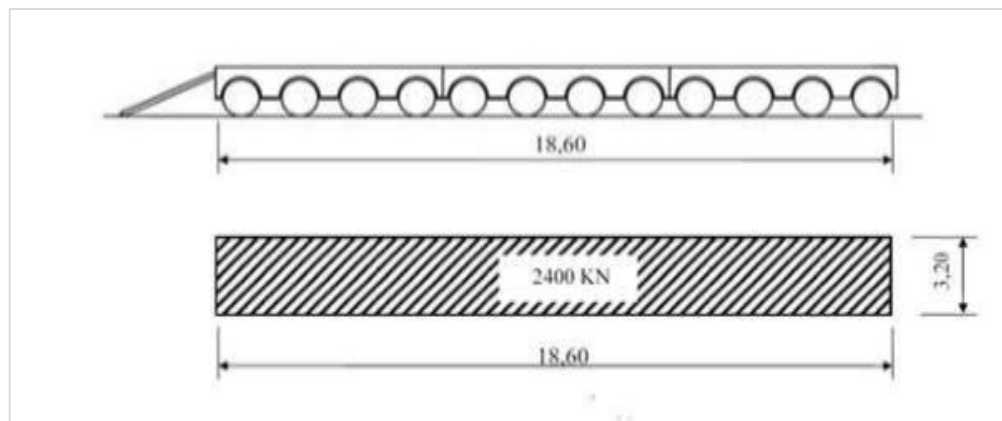
Convoi type D240:

Cette surcharge est supposée répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle

Uniformément chargé de 3.20m de large et de 18.60m de long.

Pour le chargement, un seul cas est considéré: D=240t.

$$S = \frac{240}{18.6} = 12.93 \text{ t/ml}$$



**Figure II .6: convoi exceptionnelle D240.**

### c) Surcharges sur trottoir.

On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de  $150 \text{ Kg/cm}^2$  de façon à produire l'effort maximal

1. 1 trottoir chargé  $p = 0.15 \times 1.12 = 0.165 \text{ t/ml}$
2. 2 trottoirs chargés  $p = 2(0.15 \times 1.12) = 0.336 \text{ t/ml}$

**d) Effort de freinage [5].**

Les charges des chaussées des systèmes (A) et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation.

**d.1) Calcul de l'effort de freinage sous le système de charge A.**

L'effort de freinage qui correspond aux surcharges (A) est donné par:

$$F = \frac{Ax\Omega}{20+0.035x\Omega}$$

Avec:  $A(L) = a_1 \times a_2 \times 2 \times A(I) \times l_v$  (  $a_1 = a_2 = 1$  )

$$A(I) = 230 + \left( \frac{36000}{122+12} \right) = 498.66 \text{Kg/m}^2 = 0.498 \text{t/m}^2$$

$$A = 0.498 \times 1 = 0.498 \text{t/ml}$$

$\Omega$ : en  $\text{m}^2$  désigne la surface chargée.

$$\Omega = 2 \times L_t \times l_s = 122 \times 2 \times 3.5 = 854 \text{ m}^2$$

$$F = \frac{0.498 \times 854}{20 + 0.035 \times 854} = 8.52 \text{t}$$

**d.2) Calcul de l'effort de freinage sous le système de charge Bc[5].**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi, les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, de même pour le coefficient bc. L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité au poids d'un véhicule de 30t.

D'où  $F_{Bc} = 30 \text{t}$ .

**II.6. Définition des combinaisons de charges.**

Les combinaisons à prendre en compte dans les calculs sont données comme ci-dessous :

- ❖ L'Etat Limite Ultime (ELU)

$$1.35G + 1.5Q + \text{Max} [1.6A(L); 1.6Bc; 1.35Mc120; 1.35D240].$$

- ❖ L'Etat limite de Service (ELS)

$$G + Q + \text{Max} [1.2A(L); Bc;; Mc120; D240].$$

## II.7.Modélisation du tablier.

Dans notre projet de fin d'étude et pour nos calculs, on a choisi d'utiliser le logiciel de calcul ROBOT version 2009.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Les figures II.9 et II.10 présentent les moments fléchissants et l'effort tranchant.

Avec le logiciel ROBOT version 2009, les ingénieurs peuvent facilement définir des géométries de ponts complexes, des conditions aux limites et les cas de charges. Les modèles de pont sont définis paramétriquement, en utilisant des termes qui sont familiers aux ingénieurs des ponts tels que des lignes de mise en page, travées, roulements, butées, palées, charnières et post-tension. (Figure II.7)

- Géométrie du tablier (définition de la section de la poutre et de la dalle).
- La définition du matériau utilisé.
- Définition des différentes charges (poids propre et charges complémentaires permanentes et surcharges (surcharge sur trottoir ST, les systèmes A(L), Bc, Mc120, D240).
- Définir les combinaisons de charges.



Figure II.7: Tableau du modèle (ROBOT)

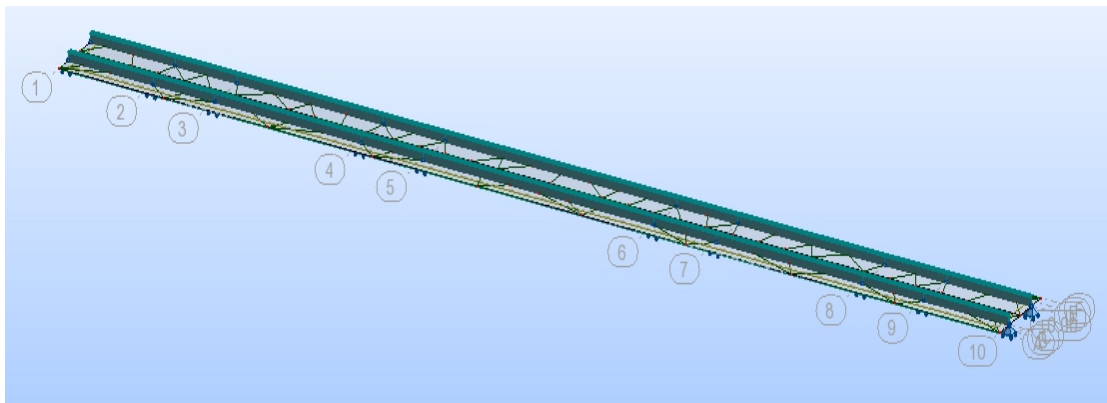


Figure II.8: Vue du tablier du pont

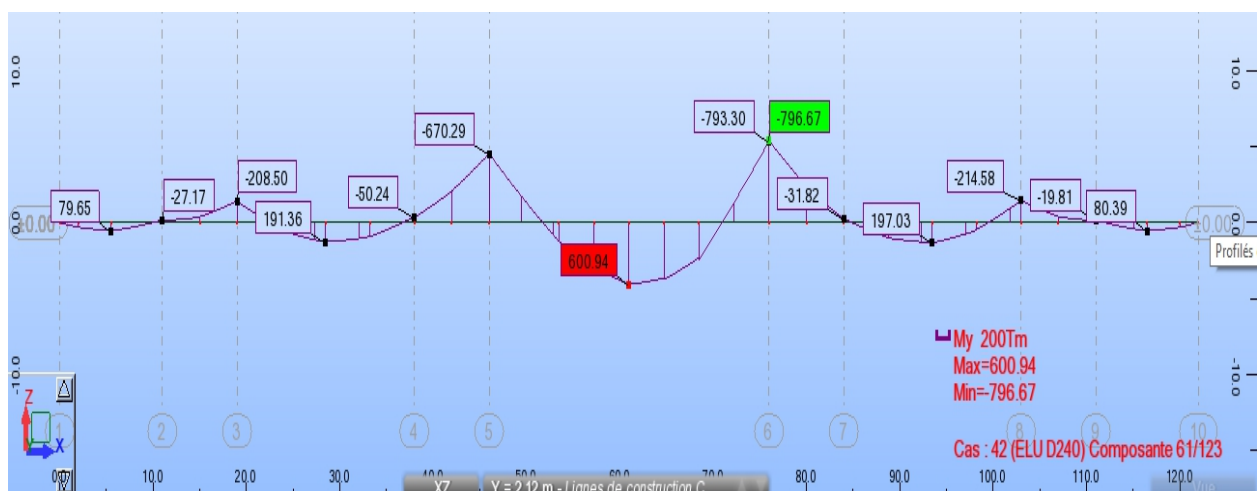


Figure. II.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU- D240

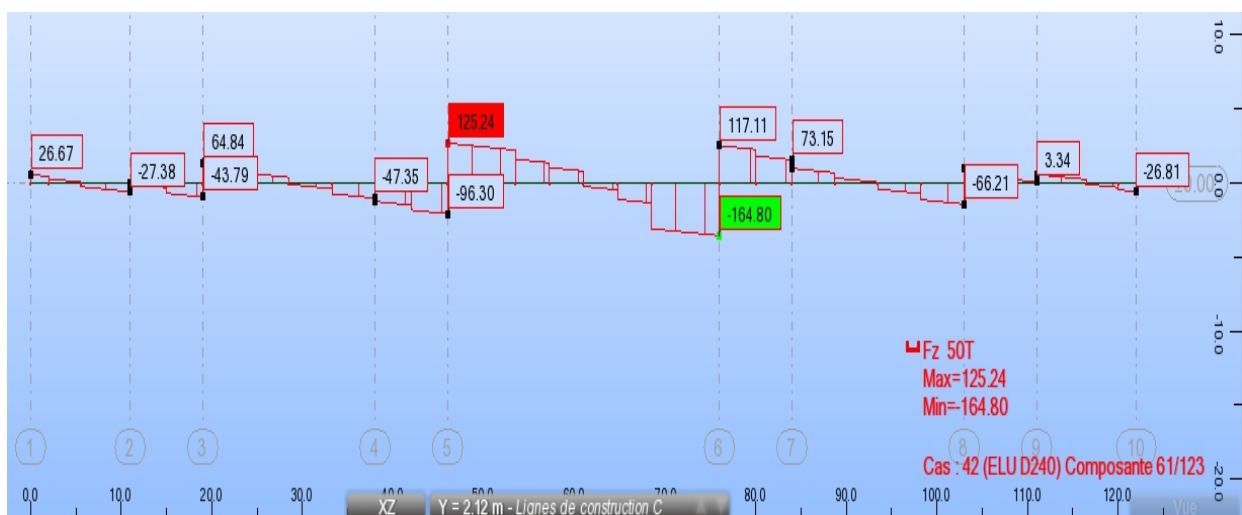


Figure.II.10 Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU

Les différentes combinaisons de charges des moments fléchissant et de l'effort tranchant sont données dans le tableau II.9

Tableau II.9: Moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU et ELS.

	<b>combinaison</b>	$M_{\max}$ (t.m)	$T_{\max}$ (t)
ELU	1.35G+1.6 (AL+ $Q_{\text{TER}}$ )	483.45	100.21
	1.35G+1.6 (BC+ $Q_{\text{TER}}$ )	690.86	141.51
	1.35G+1.35Mc120	699.59	143.46
	1.35G+1.35D240	796.67	164.80
ELS	G+1.2 (AL+ $Q_{\text{TER}}$ )	359.85	74.04
	G+1.2 (BC+ $Q_{\text{TER}}$ )	508.28	105.27
	G+Mc120	519.11	106.27
	G+D240	664.19	132.03

### III. 1.Introduction.

Ce chapitre est consacré à l'étude du tablier de l'ouvrage. Cette partie consiste à dimensionner et à vérifier tous les éléments du tablier (les poutres, les entretoises, la section mixte et les assemblages). Les résultats des efforts sont obtenus par l'analyse automatique en utilisant le logiciel de calcul Robot version 2009.

### III.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé.

#### III.2.1 Fonctionnement.

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres et il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis. On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux et longitudinaux  $M_x$  et  $M_y$  en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales. La figure III.1 représente une vue de dessus de la dalle de couverture :

**$M_x$** : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, (AT).

**$M_y$** : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales, (AL)

On prendra par convention que le moment est négatif lorsque la fibre supérieure est tendue et le moment positif lorsque la fibre inférieure est tendue.

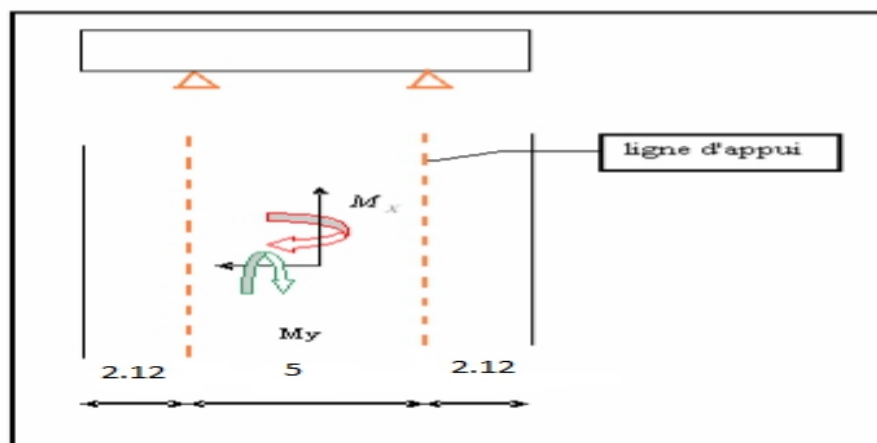


Figure.III.1 Vue de dessus de la dalle.

**III.2.2 Calcul des moments.**

On considèrera deux sections pour les calculs des moments:

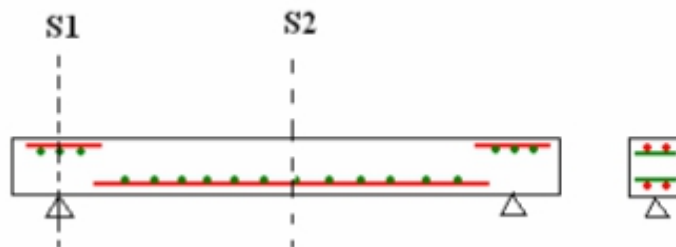
Section S1, encorbellement, au droit de l'appui où les effets de l'effort tranchant sont les plus importants: ATS (supérieur).

Section S2, en travée, les moments fléchissant y sont les plus élevés en valeur absolue : ATI (inférieur).

De plus, pour faire face au moment de flexion longitudinal nous aurons recours à des armatures longitudinales (AL) inférieures et supérieures. Ces dernières seront plus réduites que les précédentes comptes tenus du fait que les moments transversaux sont supérieurs aux moments longitudinaux.

**III.2.2.1 Dimensionnement transversal de la dalle.**

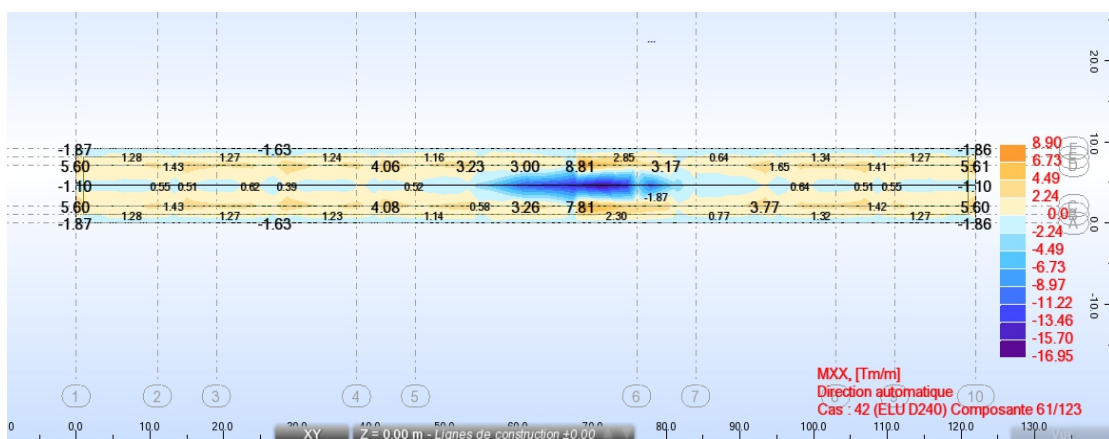
On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1mètre dans le sens de la longueur et de 0,25m d'épaisseur. Les moments seront évalués principalement au droit de l'appui (S1) et au milieu de la dalle (S2) où les valeurs sont les plus élevées en valeur absolue. On notera ces moments par MS<sub>1</sub> et MS<sub>2</sub> (figure.III.2)



**Figure.III.2 : Section transversale de la dalle**

Les figures II.9 et II.10 présente les moments fléchissant de la dalle.

**III.2.2.2.Les résultats numériques.**



**Figure.III.3 : Le diagramme des moments fléchissant transversal de la dalle**

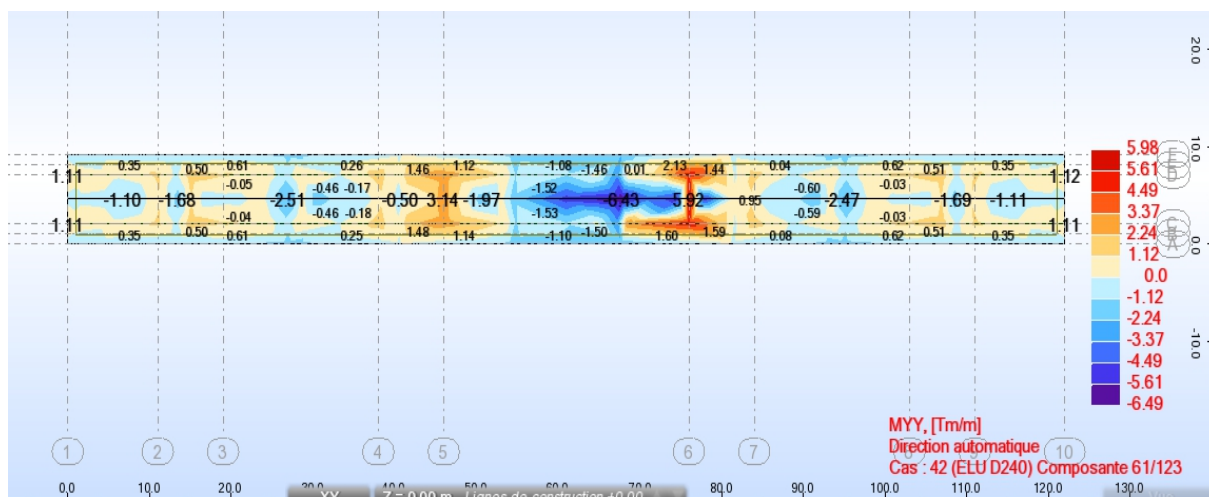


Figure.III.4 : Le diagramme du moment fléchissant longitudinal de la dalle

Les différentes combinaisons de charges des moments fléchissant de la dalle données dans le tableau III.1.

Tableau III.1 : Récapitulatif des moments fléchissant dans la dalle (t.m)

		ELU	ELS
M <sub>xx</sub> transversale	Mt <sub>mxa</sub>	16.95	12.68
	Mapp <sub>max</sub>	8.90	6.59
M <sub>yy</sub> longitudinale	Mt <sub>mxa</sub>	6.49	4.76
	Mapp <sub>max</sub>	5.98	4.38

### III.3.Détermination de ferrailage.

On a une dalle de 25cm d'épaisseur. On détermine le ferrailage par mètre linéaire, pour cela, on prend une largeur b=1m

#### III.3.1 Calcul de ferrailage dans la section transversale.

A la section S2 (en travée):

Calcul les armatures à L'ELU :

Le moment dans la section S2 est :  $M_{t_{max}} = 16.95 \text{ t.m.} = 169.5 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_b}{1.5} = 22.7 \text{ MPa}, \text{ la résistance limite du béton est } f_b = 40 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.170}{1 \times (0.25)^2 \times 22.7} \leq \mu_l = 0.48 = 0.119$$

Avec :

$M_U$  : Le moment à L'ELU

b : La largeur de la section étudiée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.159$$

$$\varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \times 3.5 \times 10^{-3} = 0.018$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{ei} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{avec la résistance limite d'acier est } f_e = 400 \text{MPa}$$

La section des armatures dans la nappe inférieure est :

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.159 \times 0.25 \times 1 \times 22.7}{348} = 2.07 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 20.7 \text{cm}^2 : 4\text{HA}32$$

### Calcul des armatures à L'ELS :

Nous nous placerons dans le cas de fissuration préjudiciable. Nous allons faire les Calculs des armatures à L'ELS puis à L'ELU. Nous retiendrons l'aire des aciers Maximaux dans chacune des sections.

La contrainte admissible des aciers est exprimée par la relation ci-dessous :

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times f_e = 267 \text{MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \times f_e = 200 \text{MPa} \\ 110 \sqrt{n_b f_{tj}} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{Avec: } f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{MPa}$$

$$n_b = 1.6$$

$$f_e = 400 \text{MPa} \text{ et } f_{c28} = 40 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 241 \text{MPa}$$

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6n_b M_{ELS}(\alpha - 1)}{bd^2} = 0$$

$$M_{ELS} = 12.68 \text{t} = 126.8 \text{KN}$$

$$229\alpha^3 - 668\alpha^2 - 194\alpha^2 + 194 = 0$$

$$\alpha = -0.62 \text{ ou } \alpha = 3.10 \text{ ou } \alpha = 0.43 \text{ soit } \alpha = 0.43$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \sigma_s}{n(1 - \alpha)} = \frac{0.43 \times 241}{15(1 - 0.44)} = 12.34 \text{MPa}$$

On vérifie la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = 12.34 \text{MPa} < 0.6 \times 40 = 24 \text{MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

Calcul des aciers à L'ELS :

$$A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0.43 \times 1 \times 0.25 \times 11.99}{2 \times 241} = 2.67 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 26.74 \text{cm}^2$$

La section des aciers calculés à L'ELS est le plus défavorable. Donc les armatures dans la section S2 sont:  $34.5 \text{cm}^2 \leftrightarrow 7 \text{ HA32}$

Calcul d'espacement entre les barres transversales (sur 1mètre):

$$E_{als2} = \frac{100 - 3.2 \times 7}{7} = 11.09 \text{cm}$$

### A la section S1 (En appui).

#### Calcul des armatures à L'ELU.

Le moment dans cette section vaut :  $M_{appmax} = 8.90 \text{t.m} = 89.0 \text{KN.m}$

$$\mu = 0.062 \leq \mu_l = 0.48$$

Avec :

$$\alpha = 0.083 \text{ et } \varepsilon_s = 0.034 > \varepsilon_{ei} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.083 \times 0.25 \times 1 \times 22.7}{348} = 2.54 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 25.42 \text{cm}^2$$

$$25.46 \text{cm}^2 \leftrightarrow 6 \text{ HA25}$$

#### Calcul des armatures à L'ELS.

$$M_{ELS} = 6.59 \text{t} = 65.9 \text{KN}$$

$$\alpha = 0.36 \text{ et } \sigma_{bc} = 9.74 \text{MPa} < 0.6 \times 40 = 24 \text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Calcul des aciers à L'ELS :

$$A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0.36 \times 1 \times 0.25 \times 9.74}{2 \times 241} = 1.81 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 20.33 \text{cm}^2 \leftrightarrow 4 \text{ HA24}$$

La section des aciers calculés à L'ELU est le plus défavorable. Donc les armatures dans la section S2 sont:

$$25.46 \text{cm}^2 \leftrightarrow 6 \text{ HA24}$$

Calcul d'espacement entre les barres transversales (sur 1mètre):

$$E_{als2} = \frac{100 - 2.4 \times 6}{6} = 14.26 \text{cm}$$

**Vérification des armatures minimales [10].**

$$\rho_{sm} = \frac{A_s}{A_b} = 5\%$$

$A_s$ : Section minimal d'armature passive.

$A_b$ : La section de béton.

$A_s = 0.25 \times 100 \times 0.005 = 0.125 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Section minimale par un mètre linéaire est vérifiée.

**III.3.2 Calcul des armatures longitudinales [8].**

Les dispositions constructives sont les suivantes :

- Diamètre maximal des armatures :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} \text{ la section maximale d'une armature vaut } \varphi_{\max} = 35 \text{ mm.}$$

- Règle du tiers

$$ALS \geq ATS/3 \quad \text{et} \quad ALI \geq ATI/3.$$

- ✓ ALS : Armature longitudinale supérieure
- ✓ ATS : Armature transversale supérieure.
- ✓ ALI : Armature longitudinale inférieure.
- ✓ ATI : Armature transversale inférieure.

Dans la section S1:

Calcul des armatures transversales dans la section S1 :

$$ALS_{S1} = \frac{ATS_{S1}}{3} = \frac{25.46}{3} = 8.48 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 3\text{HA}24$$

$$E_{ALS_{S1}} = \frac{100 - 3 \times 2}{3} = 31.33 \text{ cm}$$

Dans la section S2:

$$ALIs2 = \frac{ATIs1}{3} = \frac{34.5}{3} = 11.5 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 4\text{HA}24$$

$$E_{ALI_{S2}} = \frac{100 - 4 \times 2}{4} = 23 \text{ cm}$$

**III.3.3. Résistance aux efforts tranchant.**

Récapitulative des efforts tranchants dans la dalle sont donnés dans le tableau III. 2

**Tableau III.2 : Récapitulative des efforts tranchants dans la dalle (t)**

	ELU(t)	ELS(t)
$T_{xx}$ longitudinale	11.07	8.28
$T_{yy}$ transversale	6.72	4.98

## 1. Sens longitudinal

$T_u = 11.07t$  (tableau III.12).

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{A} = \frac{1.10 \times 10^{-1}}{0.25 \times 1} = 0.44 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \tau_{\text{adm}} = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 < \tau_{\text{adm}} = 3.5 \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

## 2. Sens transversale:

$T_u = 6.72t$ .

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{A} = \frac{0.67 \times 10^{-1}}{0.25 \times 1} = 0.268 \text{ MPa} \quad \text{avec} \tau_{\text{adm}} = \text{min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.5 \text{ MPa}$$

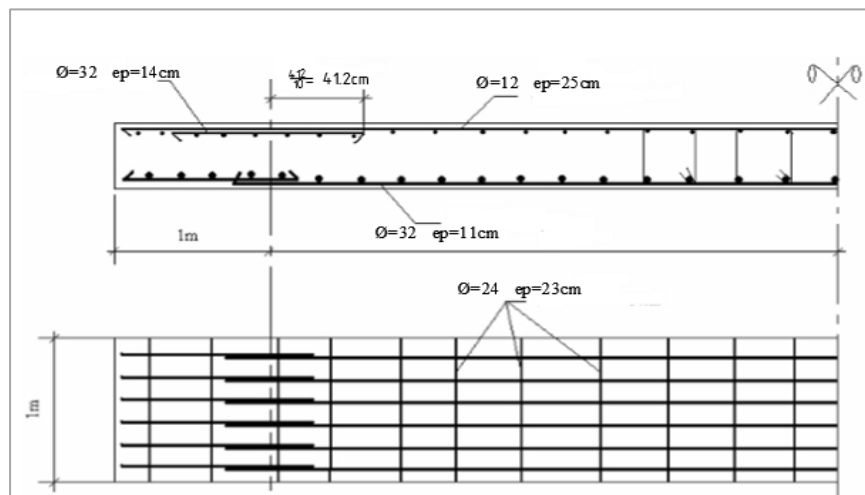
$$\tau_u = 0.268 < \tau_{\text{adm}} = 35 \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

**III.3.4. Condition de non fragilité.**

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{0.23 \times f_{tj}}{f_e} f_{tj} = (0.06 \times f_{c28}) + 0.6 = 2.7 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{smin}} \geq b \times d \frac{0.23 \times f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec} \quad A_{\text{smin}} = 1 \times 0.25 \frac{0.23 \times 2.7}{400} = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smin}} = A = 0.5\% \times S = 0.5\% (1 \times 0.25) = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Donc condition est vérifiée.}$$



**Figure.III.5 : Schéma de ferrailage**

### III.4. Calcul de la section mixte.

#### III.4.1. Détermination des caractéristiques géométriques de la section d'acier (Figure.III.6)

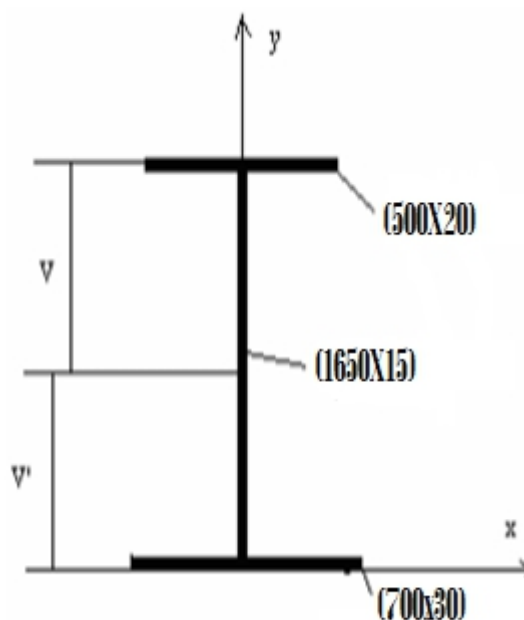


Figure.III.6 : Section de la poutre en acier

#### III.4.2. Détermination des caractéristiques géométriques des sections de béton.

1. Largeur de la dalle participante est (figurer III.7) de la participante:

$$b_{\text{eff } 1} = 38/10 = 3.8 \text{ m} > 2.5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff } 1} = 2.5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff } 2} = 38/10 = 3.8 \text{ m} > 2.12 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff } 2} = 2.12 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{eff } 1} + b_{\text{eff } 2} = 2.5 + 2.12 = 4.62 \text{ m}$$

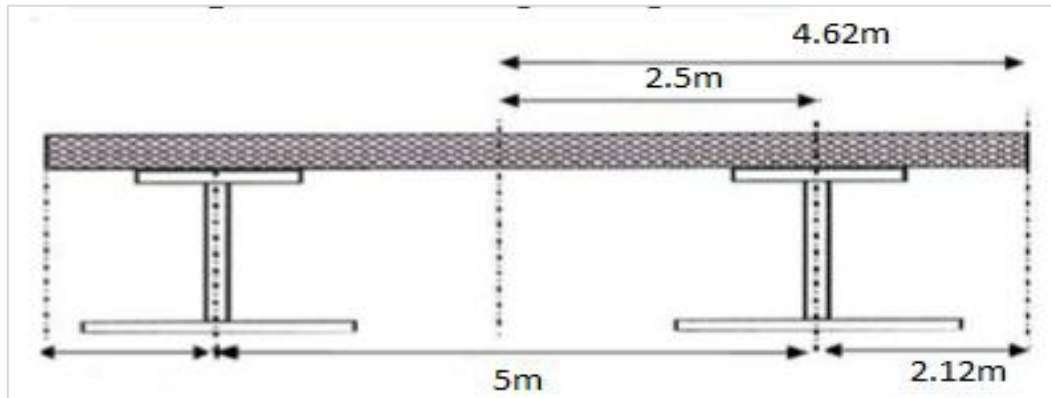


Figure III.7 : Largeur de la dalle participante

2. Caractéristique géométrique de section du béton (Figure III.8) :

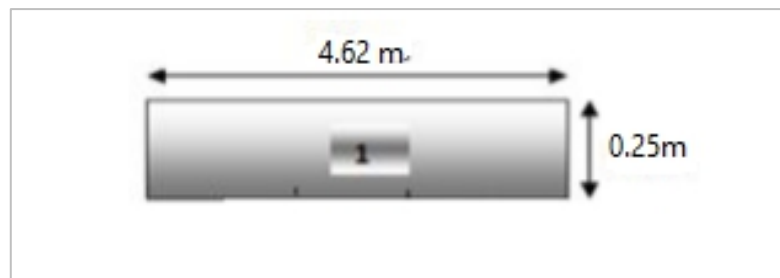


Figure III.8 : Section du béton.

Les caractéristiques géométriques de la section du béton sont données dans le tableau III.3.

Tableau III.3 : La détermination des caractéristiques de la section du béton

Dimension	A (mm <sup>2</sup> )	Z (mm)	S <sub>A</sub> =A×Z	Di	Ax di <sup>2</sup>	I <sub>G</sub> (mm <sup>4</sup> )
4620 × 250	1155000	125	1.44×10 <sup>8</sup>	125	1.80×10 <sup>10</sup>	6.01×10 <sup>9</sup>

$$Y_g = \frac{\sum(A \times Z)}{\sum A} = \frac{1.44 \times 10^8}{1155000} = 125 \text{ mm}$$

$$V' = YG = 125 \text{ mm}$$

$$H - V' = 250 - 125 = 125 \text{ mm}$$

$$I_b = \sum I_G + \sum (S_i \cdot d_i^2) = 2.40 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

**III.4.3. Calcul des caractéristiques géométriques de la section mixte (acier plus béton).**

Avant de définir l’inertie d’une section mixte, il est nécessaire de prendre la section homogène, pour cela nous homogénéiserons la section mixte par rapport à l’acier de sorte que la section homogénéisée s’écrit : caractéristiques géométriques de la section mixte (acier plus béton) représenté sur la figure III. 9.

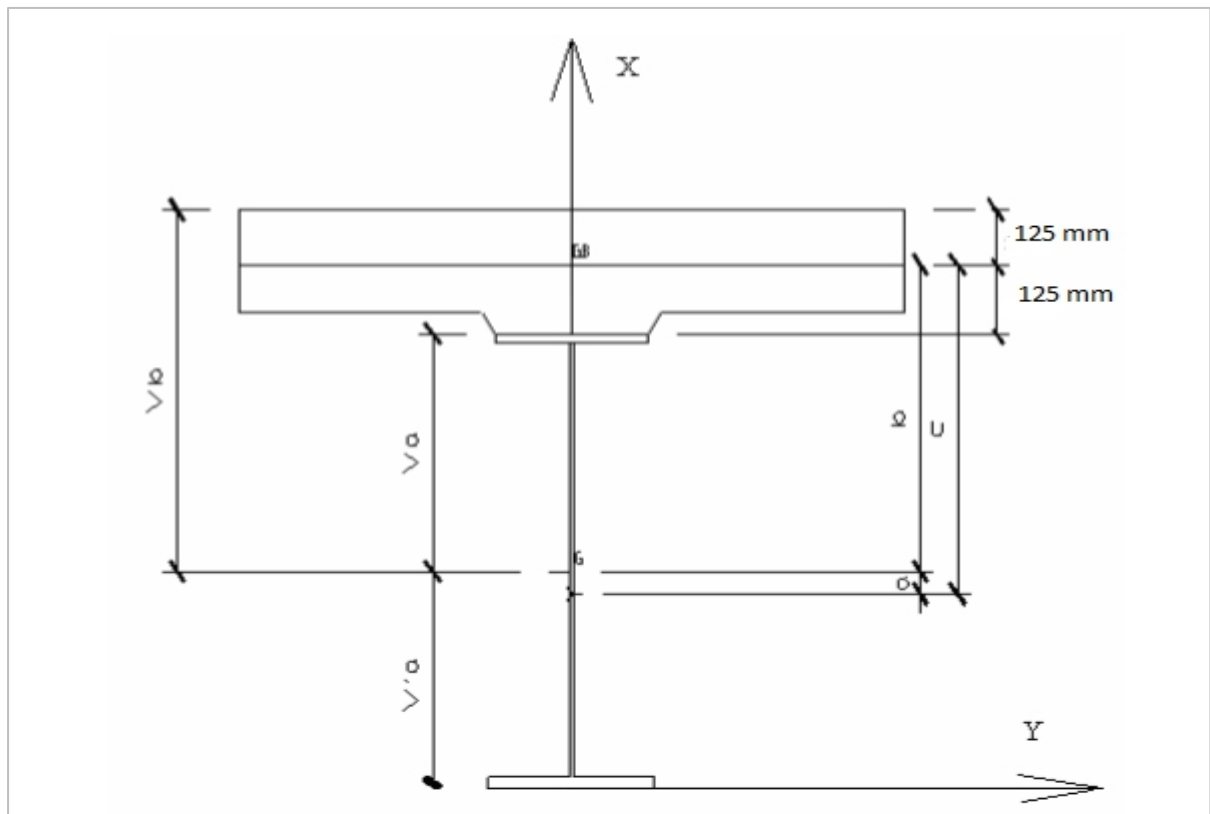
$$S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

On note :

$S_a$ : section d’acier.

$n$  : Coefficient d’équivalence.

$S_b$  : section du béton.



**Fig.III.9 : Section mixte (acier + béton)**

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_b \times S_a \times C^2}{n \times S} \quad [9]$$

$I_m$  : moment d’inertie de la section mixte.

$I_a$  = Moment d’inertie de l’acier.

$I_b$  = Moment d’inertie du béton.

Les paramètres  $a$  et  $b$  sont les distances respectives de  $G_A$  et  $G_B$  à  $G_m$ , on pose  $C=a +b$

On considère  $S$  la section homogène obtenue en remplaçant la section  $S_b$  de béton par une section équivalente d'acier  $\frac{S_b}{n}$  de même centre de gravité  $G_b$ .

L'aire totale de la section est:  $S = S_a + \frac{S_b}{n}$

$$\text{Avec: } a = \frac{S_b \times C}{n \times S} \quad b = \frac{S_a \times C}{S}$$

Les sections d'acier et béton respectivement sont  $S_a=55900\text{mm}^2$ ,  $S_b=1155000\text{mm}^2$ .

On définit le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier pour les valeurs suivantes :

La valeur  $n=15$  le coefficient d'équivalence instantané pour le calcul des dalles en béton traditionnel ou léger.

Pour  $n=6$  coefficient d'équivalence à long terme –fluage du béton traditionnel.

Pour  $n=18$  coefficient d'équivalence à long terme –fluage du béton.

### 1. Section homogénéisée de la poutre mixte.

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

$$S_n: \text{ ce qui donne : } \begin{cases} S_\infty = 55750\text{mm}^2 \\ S_{18} = 119916.66\text{mm}^2 \\ S_{15} = 132750\text{mm}^2 \\ S_6 = 248250\text{mm}^2 \end{cases} \quad \text{avec } S_b = 1155000\text{mm}^2 \text{ et } S_a = 55750\text{mm}^2$$

### 2. Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte.

$$b_n = \frac{S_a \times C}{S_n} \begin{cases} b_\infty = 1143.39\text{mm} \\ b_{18} = 531.56\text{mm} \\ b_{15} = 480.18\text{mm} \\ b_6 = 256.77\text{mm} \end{cases} \quad \text{ce qui donne : avec } C = 1143.39\text{mm}$$

Moment d'inertie de la section mixte :

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_b \times S_a \times C^2}{n \times S} \begin{cases} I_\infty = 2.52 \times 10^{10}\text{mm}^4 \\ I_{18} = 3.90 \times 10^{10}\text{mm}^4 \\ I_{15} = 4.23 \times 10^{10}\text{mm}^4 \\ I_6 = 5.65 \times 10^{10}\text{mm}^4 \end{cases}$$

Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre sont données dans le tableau III.4.

Tableau III.4 : caractéristique de la section mixte[9]

	C (mm)	S (mm <sup>2</sup> )	b (mm)	a (mm)	I <sub>m</sub> <sup>4</sup> (mm <sup>4</sup> )	V <sub>a</sub> (mm)	V' <sub>a</sub> (mm)	V <sub>b</sub> (mm)	W <sub>a</sub> <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )	W' <sub>a</sub> <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )	W <sub>b</sub> <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> )
∞	1143.39	55750	1143.39	0	2.52 × 10 <sup>10</sup>	1143.39	681.81	1268.39	2.20 × 10 <sup>7</sup>	3.69 × 10 <sup>7</sup>	1.98 × 10 <sup>7</sup>
18	1143.39	119916.66	531.56	611.83	3.90 × 10 <sup>10</sup>	406.56	1293.64	656.56	9.59 × 10 <sup>7</sup>	3.01 × 10 <sup>7</sup>	5.94 × 10 <sup>7</sup>
15	1143.39	132750	480.18	663.21	4.23 × 10 <sup>10</sup>	355.18	1345.02	605.18	12.62 × 10 <sup>7</sup>	3.14 × 10 <sup>7</sup>	6.98 × 10 <sup>7</sup>
6	1143.39	248250	256.77	886.62	5.65 × 10 <sup>10</sup>	131.77	1568.43	381.77	42.87 × 10 <sup>7</sup>	3.60 × 10 <sup>7</sup>	14.79 × 10 <sup>7</sup>

E<sub>p</sub>: épaisseur de dala

$$V_a = b - \frac{E_p}{2} \quad V_b = b + \frac{E_p}{2} \quad C = a + b \quad V'_a = a + Y_g$$

$$W_a = \frac{I_m}{V_a} \quad ; \quad W_b = \frac{I_m}{V_b} \quad ; \quad W'_a = \frac{I_m}{V'_a}$$

$$C=125 + 1013.51=1138.51$$

### III.5.Calcul des charges.

#### a) Calcul des charges permanentes CP : [9]

Dalle en béton armé : ----- 5.63 t/ml  
 Poids de l'ossature métallique : -----0.78t/ml  
 Poids corniches : -----0,4 t/ml  
 Coffrage : ----- -0.7t/ml  
 Total : -----7.51t/ml

**b) Charge complémentaire permanente CCP : [9]**

Poids du garde-corps	: -----	0.16 t/ml
Poids de revêtement	: -----	0.94t/ml
Décoffrage	: -----	-0.7t/ml
Trottoirs	: -----	1.2t/ml
Total	: -----	1.6t/ml

**a) Surcharges de trafic :**

Les charges roulantes prises dans notre calcul (modélisation au ROBOT 2009), sont les surcharges A, B, M120, et D240. Après les calculs, on a obtenu les résultats des moments fléchissant qui sont donnés dans les tableaux III.5 et III.6.:

**Tableau III.5 : moment fléchissant positif à L'ELS :**

Charge	Moment (t*m)
CP	247.06
CCP	15.04
D240	293.91

**Tableau III.6 : moment fléchissant négatif à L'ELS :**

Charge	Moment (t*m)
CP	19.76
CCP	317.32
D240	335.06

**III.6. Détermination des effets des efforts internes sur la poutre mixte.**

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

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

**III.6.1. Effet 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 est empêché du ce qui engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

▪ **Hypothèse de calcul.**

1. Nous considérons une poutre à inertie constante.
2. Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
3.  $n = 15$  (coefficient d'équivalence).

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire  $\Delta dx$  du au retrait peut se faire librement. En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif entre les surfaces de contact.

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

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r \quad \text{avec } E_b = E_a/n \quad \text{avec } \varepsilon_r : \text{Coefficient de retrait.}$$

En considérant que  $\Delta dx = \varepsilon_r \cdot dx$  ou  $\varepsilon_r$  est l'allongement relatif unitaire

$$\varepsilon_r = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte une excentricité  $b_n$  ( $n=15$ ) une force de réaction agira sur la section mixte.

Si on réduit au centre de gravité de la section homogène, on obtient :

- Un effort normal de compression :  $N_m = -N_b$ .
- Un moment de flexion (positif) :  $M_m = N_m \cdot b_n = \sigma_b \omega$

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

- Contrainte due à l'effort :  $N_m = -N_b \quad \leftrightarrow \sigma_{a1} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort :  $M_m = -N_m \cdot b_n \quad \leftrightarrow \sigma_{a2} = -n \cdot (\sigma_b \omega / I) \cdot V_a$

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

- Contrainte due à l'effort :  $N_m = -N_b \quad \leftrightarrow \sigma_{b1} = \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort :  $M_m = -N_m \cdot b_n \quad \leftrightarrow \sigma_{b2} = (\sigma_b \omega / I) \cdot V_a$

En plus de la contrainte engendrée par l'effet fictif de traction  $N_b$  du au retrait empêché du béton soit  $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique :  $\sigma_a = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot (\sigma_b \omega / I) \cdot V_a$
- Dans le béton :  $\sigma_b = \beta \cdot \sigma_b - (\sigma_b \omega / I) \cdot V_a$

Notation :

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

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

Section du béton rendue homogène pour  $n = 15$ .

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

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

$$\omega = B/15 \times b15$$

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

### III.6.2. Effet d'une différence de température entre l'acier et le béton.

Une différence de température  $\Delta T$  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 ( $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ ) état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de  $100^\circ\text{C}$  (prescrit dans les normes), correspond à un retrait spécifique de :  $\varepsilon_t \times \Delta T = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$ .

avec :  $\varepsilon_t$  coefficients de retrait du à la différence de température.

Dans le cas où la dalle est plus chaude ( $\Delta T < 0^\circ\text{C}$ ) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

N.B : la charge « différence de température » est considérée comme une charge de courte durée ainsi  $n = 6$

- calcul de la contrainte due à l'effet de  $\Delta T$  :

$$\sigma_{b0} = \varepsilon_t E_a / n \quad \text{avec } n = 6$$

$$\sigma_{b0} = 7 \cdot 10^{-4} \times (2,1 \cdot 10^6) / 6 = 735 \text{ kg/cm}^2$$

Le même raisonnement que dans le phénomène du retrait nous permettent d'écrire : 1er cas : la dalle est plus froide :  $\Delta T > 0^\circ\text{C}$

$$\text{Dans le béton on a les contraintes suivantes: } \begin{cases} \sigma_{b0} \\ \sigma_{b1} = \beta \cdot \sigma_b \\ \sigma_{b2} = (\sigma_b \omega / I) \cdot V_a \end{cases}$$

$$\text{D'où la résultante : } \sigma_b = \beta \cdot \sigma_b - (\sigma_b \omega / I) \cdot V_a$$

$$\text{Dans l'acier : } \begin{cases} \sigma_{a0} \\ \sigma_{a1} = \beta \cdot \sigma_b \\ \sigma_{a2} = (\sigma_b \omega / I) \cdot V_a \end{cases}$$

$$\text{D'où la résultante: } \sigma_a = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot (\sigma_b \omega / I) \cdot V_a$$

$$\text{Avec } n = 6 \quad \beta = \frac{B/6}{(B/6 + A)}$$

$\omega_6$  : Moment statique de la section homogénéisée pour  $n = 6$ .

I : Moment d'inertie de la section mixte pour  $n = 6$ .

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

### III.7 .Vérification des contraintes [5].

Dans cette étape nous nous intéressons à la vérification des contraintes dans les cas qui donnent le moment maximum [5].

Pour le moment positif la vérification des contraintes se fait comme suit:

$$\text{- Pour le béton: } \sigma_b = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{MPa}$$

$$\text{- Pour l'acier: } \sigma_s = \frac{\sigma_e}{1.15} = 31.31 \text{MPa}$$

Pour le moment négatif la vérification des contraintes se fait comme suit:

$$\text{- Pour l'acier : } \sigma_s \leq \frac{\sigma_e}{1.15} = 31.31 \text{MPa}$$

- Pour le béton  $\sum \sigma_b$  pas de limitation au béton [5].

La vérification se fait avec les aciers à l'intérieur de la section participante parce qu'il y a traction dans les fibres supérieures de la section mixte.

$$\sum \sigma_{arm} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 150\eta \right\} = 24 \text{kg/mm} \quad \text{avec } \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 40 \text{kg/mm}^2$$

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier.

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

#### III.7.1.Vérification des contraintes ELS .

##### a).vérification des contraintes du moment positif [4].

- Effet du retrait.

$$B = 1155000 \text{ mm}^2$$

$$A = 55750 \text{ mm}^2$$

$$\beta = \frac{B/15}{(B/15 + A)} = 0.611$$

$$\omega_{15} = B/15 \times b_{15} = 31339000 \text{ mm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times \omega_{15} = 19.83 \times 31339000 = 62145237 \text{ kg. mm.}$$

Contraints résultants:

- Dans le béton:  $\sigma_{br} = \sigma_b(1 - \beta) - (M/w_b) = 0.06 \text{ kg/3mm}^2$
- Dans l'acier:  $\sigma_{sr} = -n\sigma_b\beta - n(M/w_s) = -0.150 \text{kg/mm}^2$
- $\sigma_{si} = -n\sigma_b\beta - n(M/w_i) = -0.201 \text{ kg/mm}^2$

Contraintes pondérées dues au retrait :  $\alpha = 1,32$

- $\sigma_{br} = 6.13 \times 1.32 = 0.08 \text{ kg/mm}^2$
- $\sigma_{bs} = -150.47 \times 1.32 = -0.198 \text{ kg/mm}^2$
- $\sigma_{ir} = -201.83 \times 1.32 = -0.266 \text{ kg/mm}^2$

✓ Effet d'une différence de température :

$$\sigma_b = \pm 0.35 \text{ kg/mm}^2$$

$$\beta = \frac{B/6}{(B/6+A)} = 0.797$$

$$\omega_6 = B/6 \times b_6 = 40906250 \text{ mm}^3$$

$$\text{Cas: } \sigma_b = +0.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_6 = \sigma_b \times \omega_6 = 35 \times 40906250 = 1431718750 \text{ kg.mm.}$$

Contraintes résultantes:

- Dans le béton:  $\sigma_{br} = \sigma_b (1 - \beta) - (M/w_b) = 0.035 \text{ kg/mm}^2$
- Dans l'acier:  $\sigma_{sr} = -n\sigma_b\beta - n (M/w_s) = -0.97 \text{ kg/mm}^2$
- $\sigma_{si} = -n\sigma_b\beta - n (M/w_i) = -0.113 \text{ kg/mm}^2$

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

$$\sigma_b = +0.35 \text{ kg/mm}^2$$

- $\sigma_{br} = 0.035 \times 1.5 = 0.05 \text{ kg/mm}^2$
  - $\sigma_{bs} = -0.97 \times 1.5 = -0.1461 \text{ kg/cm}^2$
  - $\sigma_{ir} = -0.133 \times 1.5 = -0.199 \text{ kg/cm}^2$
- $$\sigma_b = -0.35 \text{ kg/mm}^2$$
- $\sigma_{br} = -0.035 \times 1.5 = -0.05 \text{ kg/cm}^2$
  - $\sigma_{bs} = 0.97 \times 1.5 = -0.146 \text{ kg/mm}^2$
  - $\sigma_{ir} = 0.133 \times 1.5 = -0.199 \text{ kg/cm}^2$

Les résultats des contraintes du moment positif à L'ELS sont donné dans le tableau III.7 ;

**Tableau III.7 : vérification des contraintes du moment positif à L'ELS :**

N	Sollicitation	M (kg.mm)	$\sigma_b = \frac{M}{nW_b}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_i = -\frac{M}{W'}$
n = ∞	CP	2.47x10 <sup>8</sup>	0	11.22	-6.69
n = 18	CCP	0.15 x10 <sup>8</sup>	0.014	0.156	-0.498
n = 6	D 240	2.93 x10 <sup>8</sup>	0.332	0.686	-8.13
Retrait	15		0.08	-0.198	-0.266
ΔT (+35 kg/cm2)	6		0.057	-0.146	-0.199
ΔT (-35 kg/cm2)	6		-0.057	0.146	0.199
Contrainte totale			0.483	11.86	-15.574

- $$\left\{ \begin{array}{l} 1. \sigma_b = 0.483 \text{kg/mm}^2 < \bar{\sigma}_b = 19.83 \text{kg/mm}^2 \\ 2. \sigma_i = |-11.86| \text{kg/mm}^2 < \bar{\sigma}_e = |-31.30| \text{kg/mm}^2 \text{ Les contraintes sont vérifiées.} \\ 3. \sigma_s = 15.574 \text{kg/mm}^2 < \bar{\sigma}_e = 31.30 \text{kg/mm}^2 \end{array} \right.$$

**b).Vérification des contraintes pour le moment maximum négatif.**

On néglige le béton, on fait la vérification avec les armatures situées à la section du béton.

On a: (Figure.III.10).

$$A_s = 210 \text{ cm}^2 \quad (20 \varphi 32).$$

$$I_{\text{arm}} = 1.6 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$A_s$ : L'aire de section d'armature dans la largeur de la dalle participante.

$I_{\text{arm}}$ : moment d'inertie des armatures a l'antérieur de béton

$$I_a = 2.52 \times 10^{10} \text{ mm}^2$$

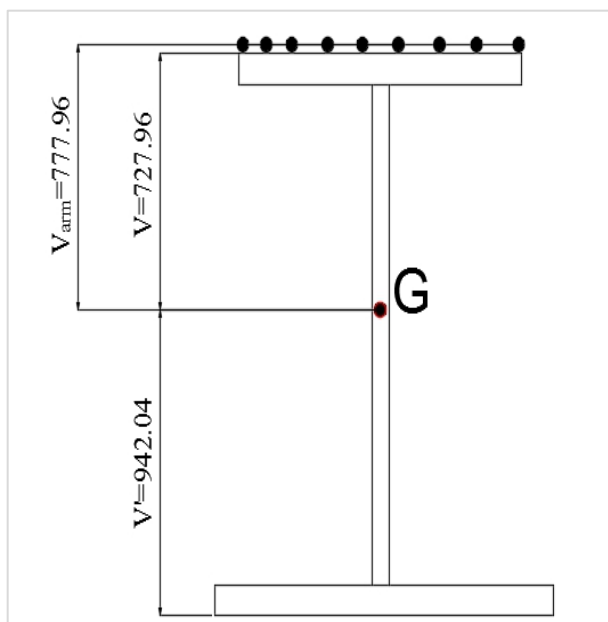


Figure.III.10 : Section mixte (poutre+armatures).

Calcul centre de gravité de la section (poutre plus armature de la dalle).

$$Y_{Gm} = \frac{A_a d + A_{arm} d}{A_a + A_{arm}} = \frac{55750 \times 681.61 + 21000 \times 1750}{55900 + 21000} = 972.04 \text{ mm}$$

$$I_m = I_a + A_a d^2 + A_{arm} d_{arm}^2$$

$$I_m = 2.52 \times 10^{10} + 55750 (291.43)^2 + 21000 (777.96)^2$$

$$I_m = 4.26 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$W_{arm} = \frac{I_m}{V_{arm}} = 5.48 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$W' = \frac{I_m}{V'} = 4.38 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$W = \frac{I_m}{V} = 5.85 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

Les résultats des moments fléchissant qui sont donnés dans le tableau III.8

Tableau III.8 : moment fléchissant à ELU et ELS.

		M <sub>max</sub> (t.m) négatif.	M <sub>max</sub> (t.m) positif
ELU	1.35G+1.6 (AL+Q <sub>TER</sub> )	-483.45	379.38
	1.35G+1.6 (BC+ Q <sub>TER</sub> )	-690.86	545.21
	1.35G+1.35Mc120	-699.59	593.62
	1.35G+1.35D240	-796.67	600.94
ELS	G+1.2 (AL+Q <sub>TER</sub> )	-359.85	281.32
	G+1.2 (BC+ Q <sub>TER</sub> )	-508.28	405.69
	G+Mc120	-519.11	439.72
	G+D240	-664.19	445.15

$$M_{\max}(\text{ELS})=664.19\text{t.m}$$

$$\sigma_{\text{arm}} = \frac{M}{W_{\text{arm}}} = \frac{-6.64 \times 10^8}{5.48 \times 10^7} = |-12.11| \text{kg/mm}^2 < 24 \text{kg/mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = \frac{-6.64 \times 10^8}{5.85 \times 10^7} = |-11.35| \text{kg/mm}^2 < 31.30 \text{kg/mm}^2$$

$$\sigma_i = -\frac{M}{W'} = \frac{-6.64 \times 10^7}{4.38 \times 10^4} = 15.16 \text{kg/mm}^2 < 31.30 \text{kg/mm}^2$$

Les contraintes sont vérifiées.

### III.7.2. Vérification à L'ELU (Justification des poutres mixtes).

#### 1. Vérification pour un moment positif [4].

##### ✓ Principe général:

La justification de la sécurité vis à vis des états limites ultimes de résistances des Sections mixtes est effectuée dans toutes les phases de constructions:

- On vérifie que les sollicitations de calcul ne dépassent pas la résistance ultime dissections.

##### Calcul du moment résistant ultime.

Le calcul du moment résistant est effectué à partir des diagrammes contraintes déformation des matériaux (Figure.III.11).

Suivant la position de l'axe neutre plastique, le diagramme des contraintes prend les aspects dans la poutre métallique .suivants: Axe neutre

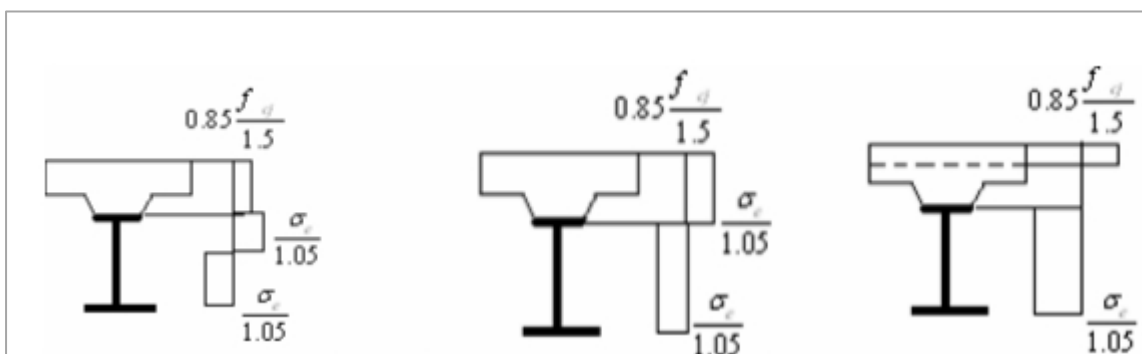


Figure.III.11 : Diagramme des contraintes à la section mixte

On va dimensionner en considérant une plastification complète de la section et on cherche la résistance de l'ouvrage à la ruine et on raisonne pour que l'ouvrage Supporte les charges globalement. Les diagrammes sont rectangulaires et non plus Linéaires.

Nous devons déterminer la position de l'axe neutre plastique. Nous allons commencer par déterminer les forces  $F_a$  et  $F_b$  max pouvant être reprises respectivement par l'acier et par le béton.

**La résistance en compression de la dalle.**

$$F_b = b_{eff} \times h_p \times \frac{0.85 \times f_{cj}}{15}$$

$$F_b = 4620 \times 250 \times \frac{0.85 \times 40}{15} = 2.61 \times 10^7 \text{ kg}$$

**La résistance en traction de la poutre métallique.**

$$F_a = A_a \times \left( -\frac{\sigma_e}{1.05} \right)$$

$$F_a = 489 \times \left( -\frac{3600}{1.05} \right) = -1.68 \times 10^6 \text{ Kg}$$

-  $F_b > F_a \rightarrow$  Dans ce cas l'axe neutre plastique est dans l'acier à une distance  $y_b$  de la fibre supérieure du béton.

$$y_b = \frac{-F_a}{\frac{0.85 f_{cj}}{1.15} b_{eff}}$$

$$y_b = \frac{1.68 \times 10^6}{\frac{0.85 \times 40}{1.15} 4620} = 122.99 \text{ mm} < 350 \text{ mm}$$

On trouve alors le moment résistant ultime:

$$M_r = F_a \times \left( V_a + e_b - \frac{Y_b}{2} \right).$$

$$M_r = 1.68 \times 10^6 \times \left( 681.61 + 250 - \frac{122.99}{2} \right) = 1.46 \times 10^9 \text{ kg.mm}$$

On a le moment maximum de sollicitation à l'état limite ultime (L'ELU).

$$M_{ELU} = 6.01 \times 10^8 \text{ kg.mm.}$$

$$\text{Le moment résistant } M_R = 1.46 \times 10^9 \text{ kg.mm}$$

Alors:  $M_R > M_{ELU}$

La résistance des poutres est assurée à L'ELU donc leur dimensionnement est correct.

## 2. Vérification pour le moment négatif [4].

La section résistante est constituée par la poutre métallique et les armatures passives, dans la largeur de dalle participante. Le béton n'est pas pris en compte.

On admet que le diagramme des contraintes dans la section de la poutre métallique est linéaire et limité à  $\pm \sigma_e$  (la contrainte d'acier de la poutre égale à  $36 \text{ kg/mm}^2$  dans notre cas). Et pour les armatures la contrainte limite est

$$\sigma_{arm} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{40}{1.15} = 34.79 \text{ kg/mm}^2$$

$$M_{\max}(\text{ELU}) = -796.67 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{arm} = \frac{M}{W_{arm}} = \frac{-7.96 \times 10^8}{5.48 \times 10^7} = |-12.11| \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = \frac{-7.96 \times 10^8}{5.85 \times 10^7} = |-11.35| \text{ kg/mm}^2 < 31.30 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_i = -\frac{M}{W'} = \frac{-7.96 \times 10^7}{4.38 \times 10^4} = 15.16 \text{ kg/mm}^2 < 31.30 \text{ kg/mm}^2$$

Les contraintes sont vérifiées.

## III.8 Vérification de la section d'acier.

### III.8.1 Vérification au cisaillement de l'âme [2]:

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte de cisaillement max de l'âme est:

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A}$$

Avec :

$T_{\max}$  : L'effort tranchant max

A : L'aire de l'âme

$$T_{\max} = 164.80 \text{ t}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} = \frac{1.64 \times 10^5}{1.5 \times 166} = 661.84 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut vérifier la condition:

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec}$$

$$\sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau} = \frac{2}{3} \sigma_e \rightarrow \bar{\tau} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

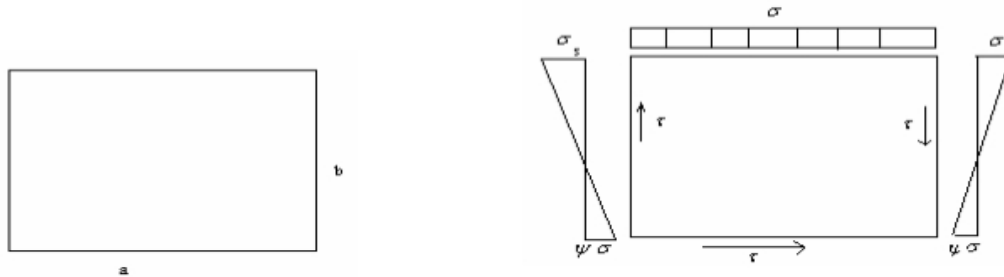
On remarque que :

$$\tau_{\max} \leq \frac{2}{3} \sigma_e \rightarrow 661.85 \text{ kg/cm}^2$$

Alors les contraintes de cisaillement vérifiées.

**III.8.2. Vérification du voilement de l'âme[3].**

On ne vérifie que le panneau intermédiaire avec les sollicitations maximales de la figure III.12



**Figure.III.12 : Les contraintes dans l'âme de la poutre.**

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions (axb) et d'épaisseur (e),

Elle est délimitée par les semelles et les entretoises.

Avec: a=6m

b=1.66m

e=0.015m

La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre

Alors on doit vérifier la condition de stabilité :

$$\left( S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma_E} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{CR}} \right) \leq 1.8$$

σ: La contrainte normale.

τ: La contrainte de cisaillement.

σ<sub>cr</sub>: La contrainte normale critique τ<sub>cr</sub>: La contrainte critique de cisaillement.

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \Psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\Psi & \text{Si } -1 \leq \Psi \leq 1 \\ 1 & \text{Si } \Psi \geq -1 \end{cases} \quad [3]$$

Avec:

La contrainte de la fibre la plus comprimée est :σ<sub>s</sub> = -863.34kg/cm<sup>2</sup>

La contrainte de la fibre la plus tendue est :σ<sub>t</sub> = 1495.49 kg/cm<sup>2</sup>

La contrainte de cisaillement est: τ =661.84kg/cm<sup>2</sup>

Calcul des coefficients :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{6}{1.66} = 3.61 > 1$$

$$\Psi = \frac{\sigma_j}{\sigma_s} = \frac{-8.63}{14.95} = -0.577 \Psi \leq -1 \rightarrow S_\sigma = 1$$

Calcul les contraintes critiques:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$\tau = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_r$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$\nu = 0.30$  (coefficient de poisson)

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$\tau = 1898000.85 \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_r$$

$$K_r = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \rightarrow \text{Pour } \alpha \geq 1$$

$$K_r = 5.34 + \frac{4}{(3.61)^2} = 5.65$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{166}\right)^2 \times 23.9 = 3703.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 1898000.85 \left(\frac{1.5}{166}\right)^2$$

$$\left(1 \times \frac{15.72}{3703.91}\right)^2 + \left(\frac{155.7}{886.74}\right)^2 = 0.154 < 1.8$$

→ Le voilement étant vérifié il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme autres que ceux au niveau des entretoises.

### III.8.3. Vérification au déversement [3].

Il s'agit d'un phénomène d'instabilité mettant en jeu les caractéristiques de torsion et de flexion latérale de la poutre.

#### a). Déversement des poutres:

Si  $\sigma_{cr}$  est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte  $\sigma_f$  due à flexion satisfait a:

$$\sigma_f = f(\sigma_{cr})$$

Avec:

$$f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right) \quad \text{Si } \sigma_{cr} \leq 0.75\sigma_e$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66\sigma_{cr} \quad \text{Si } \sigma_{cr} \geq 0.75\sigma_e$$

Calcul du moment de déversement:

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = \frac{m_1 \times m_2}{l} \sqrt{EI_Y g k}$$

$l$  : portée de la pièce susceptible de fléchir

$I_y$  : inertie de la poutre par rapport l'axe yy dans le plan de déversement

$E$  : module de déformation longitudinal ( $E=21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )

$G$  : module de déformation transversale ;  $G$  est donné par la relation suivante

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E \nu = 0.3 \quad (\text{coefficient de poisson})$$

$$G = \frac{1}{2(1+0.3)} \times 21 \times 10^5 = 8.077 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_1 = 20 \times 500 = 10000 \text{ mm}^2$$

$$S_2 = 15 \times 1660 = 24900 \text{ mm}^2$$

$$S_3 = 20 \times 700 = 14000 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'inertie par rapport à l'axe yy:

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G2}$$

$$I_{yy} = \frac{(500)^3 \times 20}{12} + \frac{(15)^3 \times 1660}{12} + \frac{(700)^3 \times 20}{12} = 7.80 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Alors :

$$I_{yy} = 7.80 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Calcul du moment de torsion  $K$ :

$$K = \frac{1}{3} S_2 \left( n t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} t_s^2 \right)$$

$$K = \frac{1}{3} 24900 \left( 2 \times 15^2 + \frac{10000}{24900} \times 20^2 \right) = 0.45 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Calcul des coefficients  $m^1$  et  $m^2$ :

Le coefficient 1  $m$  dépend :

- ✓ des conditions d'appui de la poutre aux extrémités.
- ✓ de la disposition des charges.

Le coefficient 2  $m$  est fonction du paramètre  $\alpha$ .

- ✓ sur l'aile supérieure de la semelle :

$$m_1 = 3.54 \left[ \sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

✓ sur l'aile inférieure de la semelle:

$$m_1 = 3.54 \left[ \sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Le coefficient  $m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$  Avec :  $\alpha^2 = \frac{4GK}{EI_{YY}} \left(\frac{l}{b}\right)^2$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times 8.077 \times 10^3 \times 0.85 \times 10^7}{21 \times 10^3 \times 7.80 \times 10^8} \left(\frac{10000}{1660}\right)^2 = 0.608$$

Calcul  $m_1$ :

$$m_1 = 3.54 \left[ \sqrt{1 + \frac{3.24}{0.608}} - \frac{1.45}{0.78} \right] = 2.32$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0.608}} = 4.15$$

Calcul du moment critique:

$$M_{cr} = \frac{m_1 \times m_2}{l} \sqrt{EI_{YY} g k}$$

$$M_{cr} = \frac{2.32 \times 4.15}{10000} \sqrt{21 \times 10^3 \times 7.80 \times 10^8 \times 8.077 \times 10^5 \times 0.45 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 2.34 \times 10^9 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{2.34 \times 10^9}{4.39 \times 10^7} = 98.86 \text{ kg/mm}^2$$

$$0.75 \times \sigma_e = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{cr} \geq 0.75 \sigma_e \rightarrow f(\sigma_{cr}) = 0.66 \sigma_{cr}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66 \sigma_{cr}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 65.25 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul  $\sigma$ :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w} = \frac{7.96 \times 10^8}{4.39 \times 10^7} = 18.13 \text{ kg/mm}^2$$

On remarque que :

$$\sigma = 18.13 \text{ kg/mm}^2 \leq f(\sigma_{cr}) = 65.25 \text{ kg/mm}^2$$

$\sigma < f(\sigma_{cr}) \rightarrow$  Alors le déversement est vérifié.

### III.9. Calcul des déformations (flèche).

Pour assurer un bon confort, pour l'utilisateur et une bonne esthétique, on sera amené à limiter la flèche à une valeur admissible.

Le calcul de la flèche admissible répond à des normes tributaires du type de confort voulu. Pour

les ponts routiers cette flèche a pour valeurs  $\left(\frac{L}{500}, \frac{L}{300}\right)$

Pour un bon confort, il est décent de considérer la valeur  $\frac{L}{500}$

La flèche totale maximale obtenue par le logiciel (ROBOT 2009) se situe dans la deuxième travée, on résume les résultats dans le tableau III.9 :

**Tableau III.9 : les valeurs de la flèche :**

		La flèche (cm)
ELU	1.35G+1.6 (AL+Q <sub>TER</sub> )	1.6
	1.35G+1.6 (BC+ Q <sub>TER</sub> )	2.4
	1.35G+1.35Mc120	2.6
	1.35G+1.35D240	3.6
ELS	G+1.2 (AL+Q <sub>TER</sub> )	1.2
	G+1.2 (BC+ Q <sub>TER</sub> )	1.8
	G+Mc120	2.0
	G+D240	2.2

$$L=3200\text{cm}$$

$$f_{\text{dmiss}} = \frac{L}{500} = \frac{3200}{500} = 6.4\text{cm}$$

$$f_{\text{total}} = 2.2 \text{ cm} < f_{\text{dmiss}} = 6.4\text{cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

### III.10. CALCUL DES ENTRETOISES.

Dans cette partie nous intéressons au dimensionnement des entretoises sous l'effet des différentes charges (CP, CCP). Le dimensionnement se fait pour les entretoises lorsqu'on place les vérins au-dessous de ces dernières pour lever le tablier lors du changement des appareils d'appui.

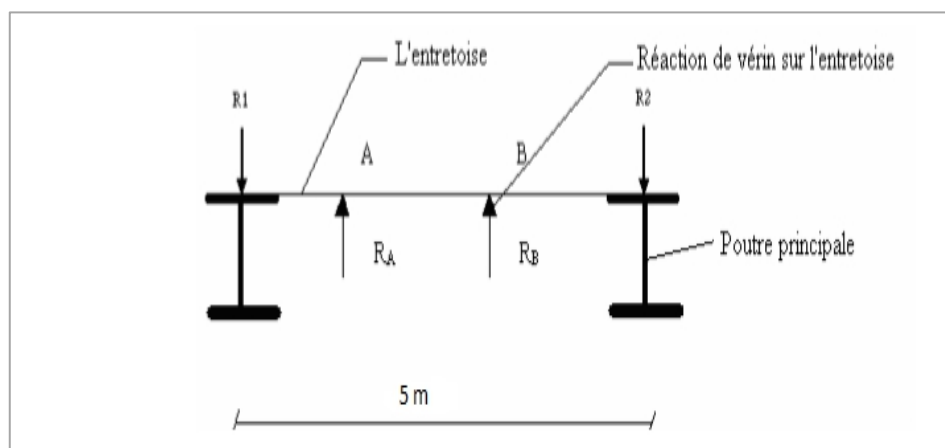
Alors on calcule les réactions (R1 et R2) ramenées respectivement aux poutres principales dues aux charges CP, CCP

1. L'entretoise d'about est une poutre reposant sur deux vérins " appui ". Elle supporte la force due au poids propre du tablier ramené par chaque poutre.

**a) Disposition des vérins.**

Il faut placer les vérins de telle sorte à y avoir les mêmes réactions. Le schéma de calcul est représenté sur la figure III.13.

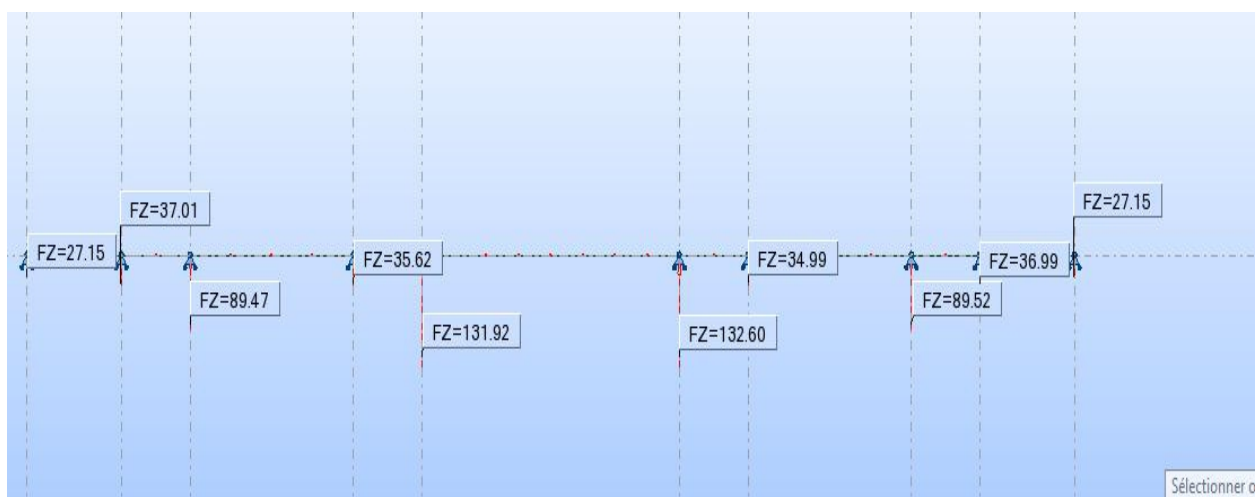
- $R_1$  et  $R_2$  réactions ramenée par les poutres principales.
- $R_A$  et  $R_B$  réactions des vérins.



**Figure.III.13 : les différentes réactions sur l'entretoise**

**V.9.1. Entretoise d'about sur culée :**

Le schéma de représentation des appuis est représenté sur la figure III.14.



**Figure.III.14 : Représentation des appuis.**

Avec :  $G = CP + CCP$

$$R_1=R_2= 27.15 \text{ t}$$

1).Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$\frac{R_1+R_2}{2} = R_A = R_B = \frac{27.15+27.15}{2} = 27.15\text{t}$$

2).Détermination de moment fléchissant.

Le schéma de calcul de moment est représenté sur la figure III.15

$$M_A=M_B=27.15 \times 1.5=40.725\text{t.m}$$

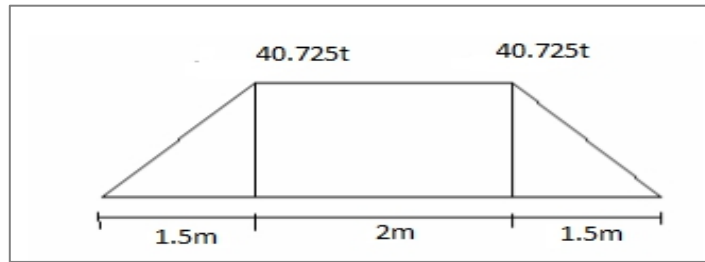


Figure.III.15 Diagramme de moment fléchissant

3).Détermination de l'effort tranchant.

$$T=27.15\text{t}$$

4). Choix du profil:

Les entretoises d'about sont en général choisies à âme pleine, en doit avoir:

$$\sigma = \frac{M \times V}{I} \leq \sigma_e \leftrightarrow \frac{I}{V} \geq \frac{M}{\sigma_e}$$

AN:

$$W_x = \frac{M}{\sigma_e} = \frac{40.725 \times 10^5}{3600} = 1131.25 \text{ cm}^3$$

Le choix se porte sur un HEB300 (figure.III.16), avec les caractéristiques suivantes :

- Poids : 117kg/m.
- Aire : 149.1 cm<sup>2</sup>.
- Module d'élasticité.  $W_x = 1860 \text{ cm}^3$  et  $W_y = 571 \text{ cm}^3$ .
- Inertie :  $I_x = 25170 \text{ cm}^4$  ;  $I_y = 8563 \text{ cm}^4$

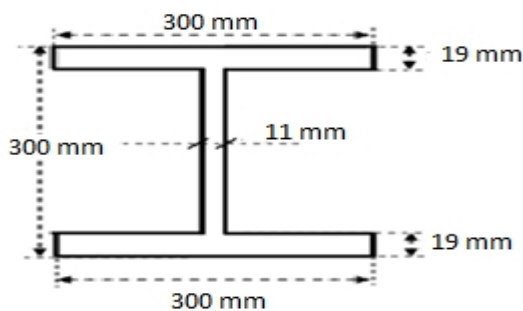


Figure.III.16 Entretoise sur la culée.

**5). Vérification au cisaillement.**

$$\tau = \frac{T_{\max}}{A_{\max}} = \frac{27.15 \times 10^3}{64.67} = 419.82 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau \leq 0.6\sigma_e = 0.6 \times 3600 = 2160 \text{ kg/cm}^2$  Le cisaillement est vérifié.

**6). Vérification des contraintes :**

Contraintes de compression.

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = \frac{40.725 \times 10^5}{4287} = 949.96 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes de traction.

$$\sigma_i = \frac{M}{W'} = \frac{40.725 \times 10^3}{4287} = 949.96 \text{ kg/cm}^2$$

**III .11.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 des organes qui assurent la liaison acier-béton, ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

On distingue quatre genres de connexion se différenciant par leur mode de fonctionnement :

- La connexion par butée, qui bloque l'effort horizontal avec plus ou moins de brutalité selon son degré de raideur.
- La connexion par ancrages, qui travaille en traction comme des barres ou comme des étriers de ferrailage.
- La connexion par butées et ancrage, qui reprend les deux modes précédents.
- La connexion par frottement, peu employé qui consiste à mobiliser le frottement entre le béton et un plat vertical continue soudée sur la semelle de la poutre au moyen d'une précontrainte transversale de la dalle.

Cette liaison doit être aussi continue que possible afin de ne pas introduire d'importants efforts concentrés dans la dalle et sur la semelle supérieure de la poutre, pour notre cas, on a choisi le type « Goujons » est représenté sur la figure III.17.

Qui a une plus grande facilité de mise en œuvre en usine, et la pose de goujons sur chantier suppose la disponibilité d'une puissance électrique suffisante.

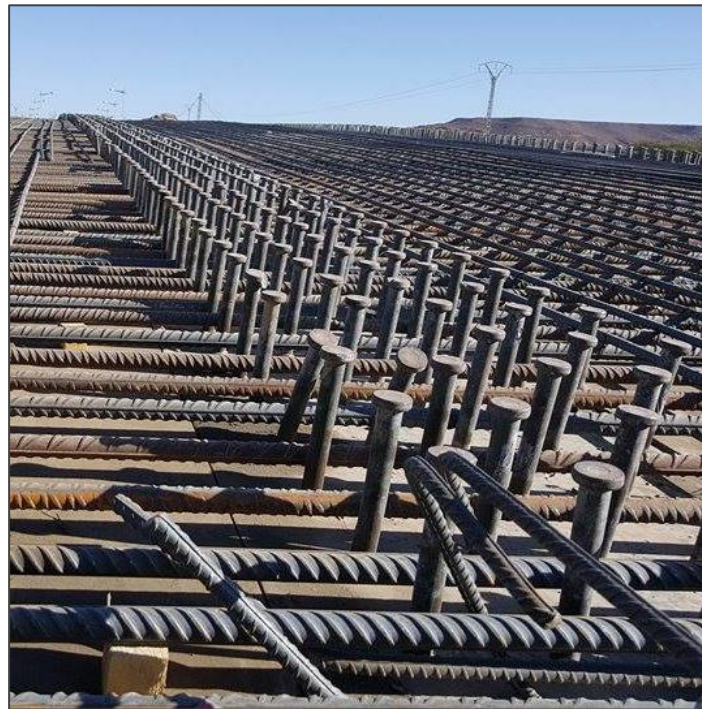


Figure III.17 : Connecteurs de type gougeons

### III .11.1.Résistance de calcul des connecteurs.

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU :

$$F_G = \min (F_a + F_b)$$

Contrainte de cisaillement à L'ELU :  $\tau_u$

$$\text{Béton : } \rho > 1400 \text{ kg/cm}^3 \quad ; \quad \frac{h}{b} \geq 4.2$$

- ELU :  $F_G = \min (F_a + F_b)$  Avec

$$F_b = \frac{0.85 \times \sigma_b}{1.5} \times 4620 \times 250 = 1767.151 \text{ KN}$$

$$F_a = \frac{A_s \times \sigma_e}{1.05} = 219856.36 \text{ KN} .$$

$$F_G = 1767.151 \text{ KN} .$$

$$\sigma = \frac{1767.15}{4620 \times 250} = 0.0154 \text{ KN/mm}^2$$

Le schéma Goujons à tête ronde est représenté

Sur la figure III.18.

$$\varnothing = 22 \text{ mm} ; h = 200 \text{ mm}$$

Limite élastique garantie :  $350 \text{ N/mm}^2$

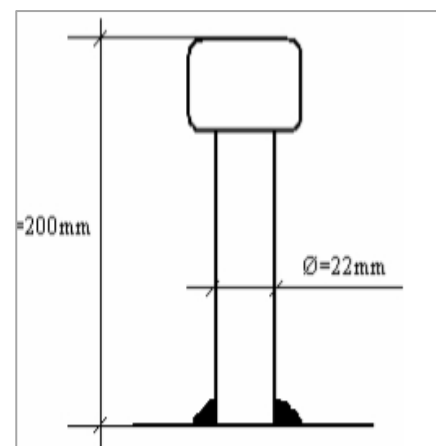


Figure.III.18 : Goujons à tête ronde

- Résistance d'un goujon à L'E.L.U

$$R_1 = \frac{67 d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1.30}$$

$$R_2 = \frac{67 \frac{d^2}{4} \sigma_e}{1.00}$$

$R_1$  correspondant à l'écrasement du béton.

$R_2$  correspondant à la rupture de l'acier du connecteur.

La résistance de calcul à l'état limite ultime d'un connecteur, notée  $R_d$ , est

Obtenue à partir de ces formules en prenant :

$$R_d = \min(R_1, R_2)$$

$$R_1 = \frac{67.22^2 \sqrt{40}}{1.30} = 157763.6N = 15.77t$$

$$R_2 = \frac{67 \frac{d^2}{4} \sigma_e}{1.00} = 95745N = 9.57t$$

D'où :  $R_d = 9.57t$ .

$$N = \frac{1767.15}{9.57} = 184.68$$

On prend 185 goujons par demi-poutre.

Soit par poutre :  $185 \times 2 = 370$  goujons.

- Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs:

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

$$e_d : \text{épaisseur de la dalle } b \leq \min(4 \times 25 ; 80) \text{ cm.}$$

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

### IV. 1. Etude de la pile.

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations.

Le type de pile adopté dans notre projet est identique et de mêmes dimensions que les piles du pont déjà existantes qui sont en forme triangulaire (figure IV.1), qui sont fabriquées par des profilés à caisson métalliques soudés en tête sur les poutres principales et sur une platine à la base.

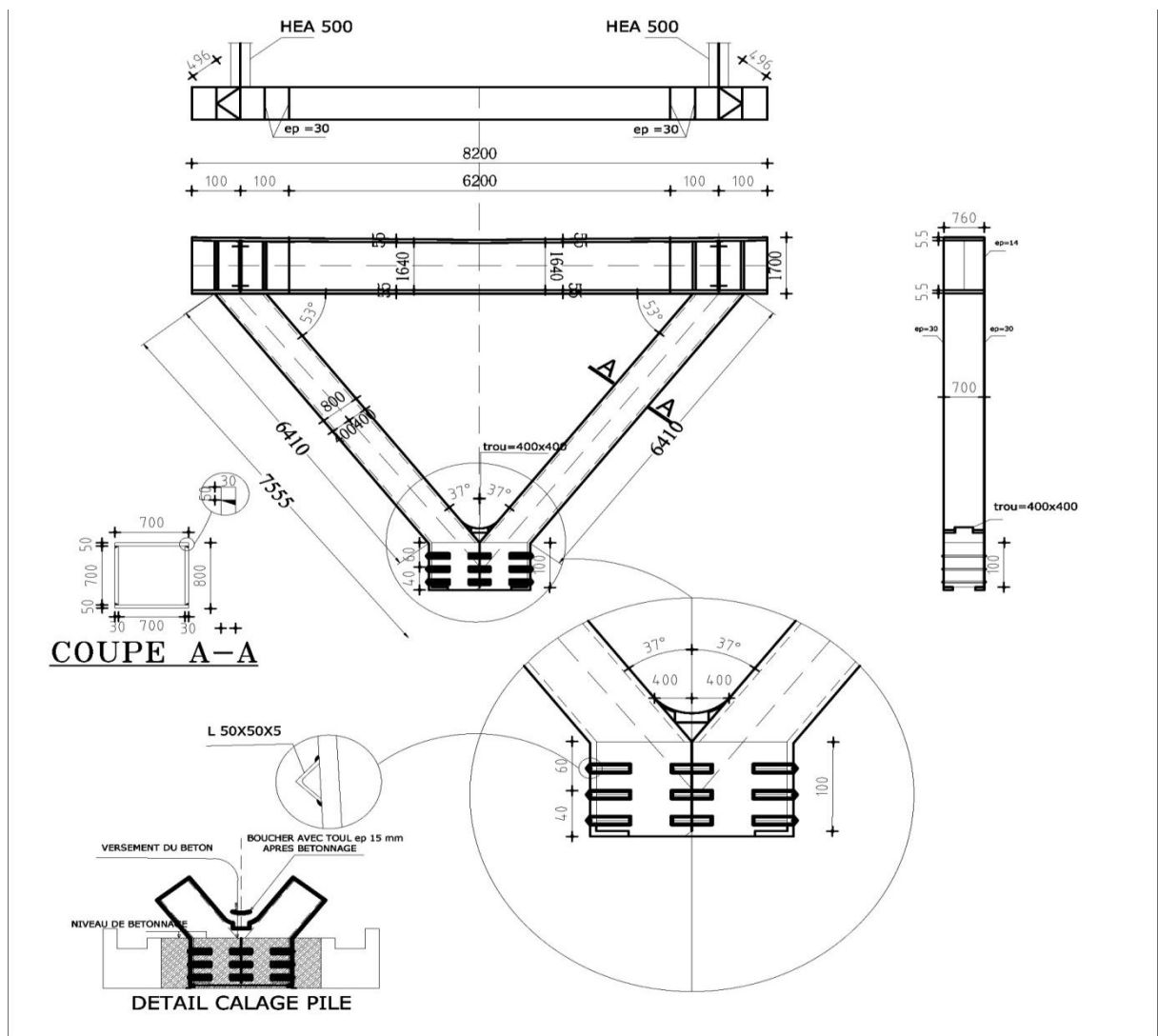


Figure IV.1 : Elévation pile métallique.

**IV.1.1. Evaluation des efforts.**

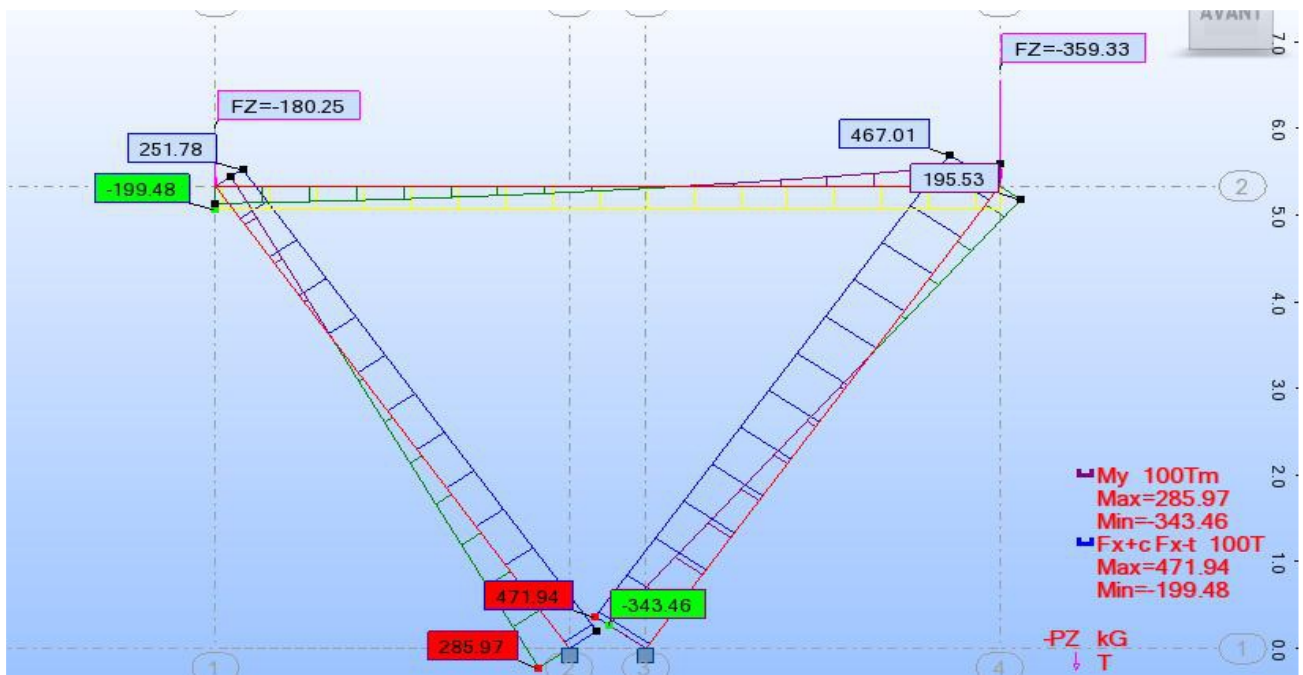
Les efforts transmis du tablier vers les piles sous l'effet des différentes charges et surcharges obtenus par le logiciel Robot version 2009 sont donnés dans le tableau IV.1.

**Tableau IV.1 valeurs des réactions à ELU et ELS.**

	combinaison	réaction1(t)	réaction 2 (t)
ELU	1.35G+1.6 (AL+Q <sub>TER</sub> )	194.09	52.32
	1.35G+1.6 (BC+ Q <sub>TER</sub> )	282.75	124.19
	1.35G+1.35Mc120	297.32	137.74
	1.35G+1.35D240	359.33	180.25
ELS	G+1.2 (AL+Q <sub>TER</sub> )	143.92	38.60
	G+1.2 (BC+ Q <sub>TER</sub> )	210.41	92.70
	G+Mc120	230.51	103.84
	G+D240	263.91	134.09

**IV.1.2.Modélisation des piles.**

Après modélisation des piles du pont sous Robot, les diagrammes des efforts normaux et des moments fléchissant obtenus à l'ELU, sont donnés dans la figure IV.2.



**Figure IV.2: diagrammes de l'effort normal, moment fléchissant à ELU.**

### IV.1.3. Vérification des contraintes.

La vérification de la section de la pile se fait en flexion composée.

#### a) Calcul des paramètres de la section.

- $h_t=800\text{mm}$
- $b_f = 760\text{mm}$
- $e_a=30\text{mm}$
- $e_s=50\text{mm}$

Section transversale de la pile est donnée dans la figure IV.3.

$$A = (800 \times 760) - (700 \times 700) = 11.8 \times 10^6 \text{mm}^2 = 1180 \text{cm}^2$$

$$I_x = \frac{76 \times 80^3}{12} - \frac{70^4}{12} = 1.24 \times 10^6 \text{cm}^4$$

$$I_y = \frac{80 \times 76^3}{12} - \frac{70^4}{12} = 0.96 \times 10^6 \text{cm}^4$$

$$W_x = \frac{I_y}{IV} = \frac{1.24 \times 10^6}{40} = 31045.83 \text{ cm}^3$$

$$V = \frac{y}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{cm}$$

Dans notre cas la flexion de la pile se fait par rapport à l'axe des x-x.

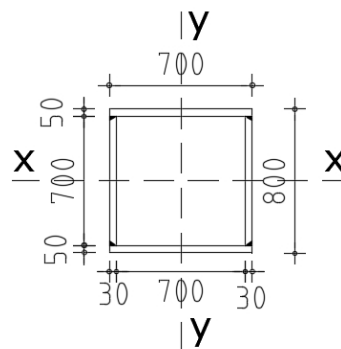


Figure IV.3 Section transversale de la pile

#### a) transversale de la pile Calcul des paramètres de flambement.

$$L_y = 641 \text{cm}$$

$$L_{fy} = 0.5 \times 641 = 320.5 \text{cm.}$$

$$\lambda_x = \frac{L_{fy}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{320.5}{\sqrt{\frac{1.24}{1180}}} = 9.89$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fx}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{320.5}{\sqrt{\frac{0.925 \times 10^6}{1180}}} = 11.45$$

$\lambda_y > \lambda_x$ , alors Le flambement se fait par rapport à l'axe y-y.

$$\sigma_{cry} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = \frac{\pi^2 21 \times 10^5}{11.45^2} = 158091.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{crx} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{\pi^2 21 \times 10^5}{9.89^2} = 211897.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 471.94 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{471.94 \times 10^3}{1180} = 399.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_y = \frac{158091.33}{399.95} = 395.27$$

$$K_{y1} = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1.3} = 1.00$$

$$\mu_x = \frac{211897.80}{399.95} = 529.8$$

$$K_{fx} = \frac{529.81 + 0.25}{529.81 - 1.3} = 1.00 \quad M_{\max} = 343.46 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = \frac{343.46 \times 10^5}{31045.83} = 1106.30 \text{ Kg/cm}^2$$

#### b) Formules de Vérification.

$$\sigma_e = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_{y1} \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

$$1 \times 399.95 + 1 \times 1106.30 = 1506.25 \text{ Kg/cm}^2 < 3600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

## IV.2. Les appareils d'appuis .

### IV.2.1. Introduction.

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis qui ont pour fonction de transmettre les efforts horizontaux et verticaux provenant du tablier.

Il existe quatre (04) types d'appareils d'appuis :

- Articulation en béton.
- Appareil d'appui en élastomère fretté.
- Appareil d'appuis spéciaux.
- Appareil d'appui métallique.

Notre choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère fretté. Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (néoprène) et de tôles d'acier ayant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par "adhésion" au moment de la vulcanisation. Ils présentent une meilleure déformabilité, en effet ils reprennent élastiquement les efforts verticaux et horizontaux ainsi que les rotations.

Leurs coûts faibles à moyen faible associés à la relative facilité de manipulation incite le projeteur à les utiliser. Nous utilisons les appareils d'appuis en élastomère fretté de type STUP, avec les caractéristiques suivantes:

- $\sigma = 150 \text{ kg/cm}^2$
- Module d'élasticité :  $G = 0,8 \text{ MPa}$
- Epaisseur d'une couche élastomère  $t = 20 \text{ mm}$

#### IV.2.2. Inventaires des sollicitations.

##### 1. Pré dimensionnement.

Les dimensions de dé d'appui sont donnés dans le Figure IV.4.

$$N_{\max} = 75.92 \text{ t}$$

Aire de l'appareil d'appui Sachant que :

$$\sigma_m = \frac{N_U}{a \times b} < \bar{\sigma} : a \times b > \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}}$$

$$\text{AN: } a \times b > \frac{75.92 \times 10^3}{150} = 506.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prendra } a \times b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

##### 1. Les caractéristiques.

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5}$$

$$t = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$$

$$T = n \times t = \frac{a}{10} < n \times 20 < \frac{a}{5}$$

$$\frac{350}{10} < n \times 20 < \frac{350}{5} \Leftrightarrow 1.75 < n < 3.5 \quad n = 3$$

Conclusion : l'appareil d'appui a les caractéristiques suivantes.

$$a \times b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$t = 20 \text{ mm.}$$

$$T = 70 \text{ mm.}$$

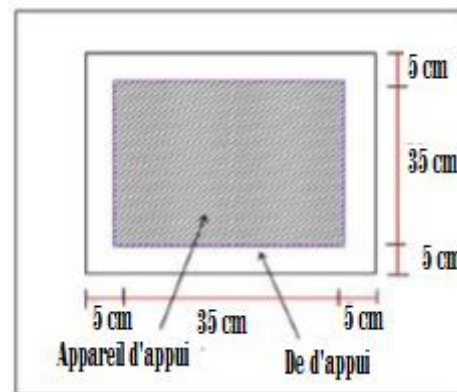


Figure IV.4: Les dimensions de dé d'appui.

$$n = 3$$

## 2. Efforts de freinage A(L).

D'après l'article 6 du CPC titre II de fascicule 61 qui stipule que les charges de chaussée du système A(l) et Bc sont susceptibles de développer l'effort de freinage.

Effort de freinage dus à la surcharge A(l).

$$F_A = \frac{P_A}{20 + 0.0035 \times S}$$

$P_A$  : le poids donné par la position la plus défavorable du système A (L).

S : Surface chargée en m<sup>2</sup>

A : Charge totale Avec :

$$S = 122 \times 7 = 854 \text{ m}^2 \text{ la surface chargée}$$

$$F_f = \frac{0.950 \times 122}{20 + 0.0035 \times 854} = 5.04 \text{ t}$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$H_A(l) = \frac{5.04}{2 \times 7} = 0.36 \text{ t.}$$

## c) Système Bc.

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.

$$H_{BC} = \frac{30 \times 1.2}{2 \times 7} = 2.57 \text{ t}$$

## IV.2.3 .vérification des contraintes.

### a) Contrainte de compression.

$$N_{\max} = 75.92 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N_U}{a \times b} = \frac{0.75}{0.35 \times 0.35} = 6.12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

### b) Contrainte de cisaillement .

#### b.1- Effort de cisaillement dû à l'effort normal.

$$\tau_n = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

Avec :  $\beta$  coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{35 \times 35}{2 \times 1 \times (35 + 35)} = 8.75$$

$$\tau_n = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} = \frac{1.5 \times 6.8}{8.75} = 1.11 \text{ MPa}$$

$\tau_n \leq 3G$  :  $1.11 < 2.7$  Avec  $G = 0.90 \text{ MPa}$  c'est vérifiée.

**b.2- Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal.**

Sous un déplacement lent :

$$\tau_H = \frac{G \times U_1}{T} \leq 0.5G$$

$U_1$  : Déplacement dû au déplacement (température, retrait et fluage).

$T$  : Hauteur nette de l'élastomère.

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 3.04}{8} = 0.39 \text{MPa} < 0.45 \text{MPa}$$

Sous effet dynamique (freinage) :

$$\tau_{HBC} = \frac{H_{BC}}{a \times b} \leq 0.5G$$

$H_{BC}$ : Effort de freinage = 2.57 t développer par la charge Bc.

$$\tau_{HBC} = \frac{0.0275}{0.35 \times 0.335} = 0.209 \text{MPa} < 0.45 \text{MPa}.$$

Sous effort de déformation lente +rapide due au freinage :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{HBC} \leq 0.7G$$

$$\tau_H = 0.390.5 \times 0.209 = 0.49 \text{MPa} < 0.63 \text{MPa}: \text{c'est vérifiée.}$$

Sollicitation due à une rotation :

$$\tau = \frac{G a^2 (\alpha_t + \alpha_0)}{2t^2 n} < 1.5G$$

$\alpha_0$ : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les poutres préfabriquées en BP.

$\alpha_t$ : Rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_t = -0.0035 \text{ rad}$$

Donc :

$$\tau = \frac{0.9 \times 35^2 \times (-0.0035 + 0.01)}{2 \times 1 \times 7} = 0.51 \text{MPa} < 1.5G$$

0.51MPa < 1.35MPa. c'est vérifié.

**c) Condition de non cheminement et non glissement.**

$$\sigma_{m \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} > 2 \text{MPa}.$$

$$H < f. N_{\min} \text{ telle que } f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{m \min}}$$

$N_{\min}$  : réaction due au poids propre de la poutre.

$H$  : force horizontale correspondante à  $N_{\min}$ .

Avec  $N_{\text{omina}} = 0.722 \text{MN}$ .

$$\sigma_{m \min} = \frac{0.722}{0.35 \times 0.35} = 5.89 \text{MPa} > 2 \text{MPa} : \text{c'est vérifiée.}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{5.89} = 0.2$$

$$f \times N_{\min} = 0.146 \text{ MN}$$

- H due à la déformation lente.

$$H = G \times a \times b \times \frac{Ue}{T} = 0.9 \times 0.35 \times 0.35 \times \frac{3.04}{7} = 0.05 \text{ MN} < 0.146 \text{ MN. ml}$$

#### d) Condition de non soulèvement.

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha T = \frac{\alpha_0 + \alpha_t}{n} = 0.93 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha T = 0.93 \times 10^{-3} \text{ rd} < 1.8 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

C'est vérifié.

#### e) Condition de non flambement.

$$T \leq \frac{a}{5} \quad T = 7 \text{ cm} \leq \frac{35}{5} = 7 \text{ cm vérifiée.}$$

$$T \leq \frac{a}{10} \quad T = 7 \text{ cm} \leq \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm vérifiée.}$$

#### IV.2.4- Dimensionnement des frettes.

On doit vérifier les conditions suivantes.

$$t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \sigma_e}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$\sigma_e$ : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$\sigma_e$ : (Acier E24 – 1: {SETRA Bulletin technique})

$$t_s \geq \frac{35 \times 5.89}{8.75 \times 220} = 0.1 \text{ cm}$$

On prendra : 6 frettes intermédiaires d'épaisseur  $t_s = 2 \text{ mm}$

Désignation : l'appareil d'appui retenu est donné dans le Figure IV.5.

n: nombre d'appareil d'appui dans l'ouvrage complet.

c: épaisseur d'une plaque d'élastomère.

t : épaisseur d'une frette métallique interposée entre deux plaques d'élastomère.

m : nombre de plaque d'élastomère.

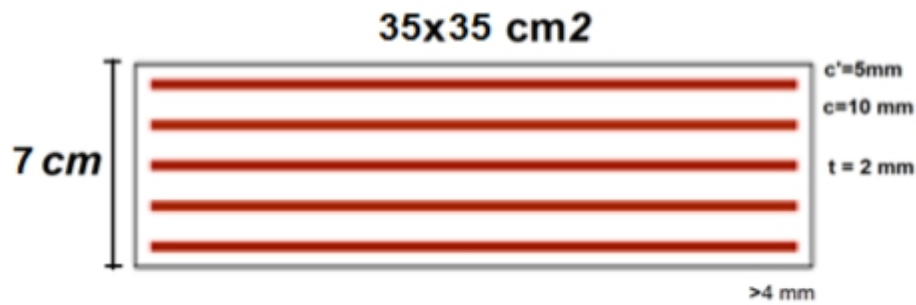


Figure IV. 5:l'appareil d'appui retenu.

#### IV.2.5- Ferrailage du dé d'appui.

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les dimensions donnée au dé d'appuis est :(45x45x30).

A=45 ; B=45. Et le h est donné par :

$$H > \frac{2 \times a \times b}{a+b} \text{ ce qui donne } H=30 \text{ cm.}$$

##### a) Armatures de chaînage.

La section calculée doit reprendre un effort de  $R = 0,25 R_{\max}$

$$R_{\max}=1.072 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{0.25 R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \text{ avec } \bar{\sigma}_s=266.67 \text{ et pour } f_e=400 \text{ MPa.}$$

$$A_c = \frac{0.268}{266.67} = 10.05 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 5 \text{ HA16 (} A_c=10.05 \text{ cm}^2 \text{)}$$

##### b) Armatures de profondeur.

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures : on dispose des armatures

La section calculée doit reprendre un effort de :

$$R=0.125 R_{\max} = 0.134 \text{ MN}$$

$$A_p = \frac{0.125 R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} = 5.03 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 5 \text{ HA12 (} A_p=5.65 \text{ cm}^2 \text{)}$$

##### c) Armatures de diffusion.

- Ferrailage de surface (frettes sup) :

Ce sont des armatures capables de reprendre :  $4\% R_{\max}$

$$A_{fs} = \frac{0.04 R_{\max}}{\bar{\sigma}_s} = 1.6 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 3 \text{ HA12 (} A_{fs}=2.36 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. » :

Les frettes sont disposées sur une profondeur:  $\frac{h}{3} < Z < h$  tel que :

$$A = \frac{0.1R_{\max}}{\sigma_s} = 4.02 \text{ cm}^2 : \text{ On prend 4HA12 (A=4.53 cm}^2\text{)}$$

### IV.3. Etude de la culée.

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. 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. [12]

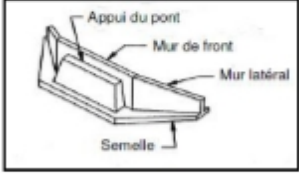
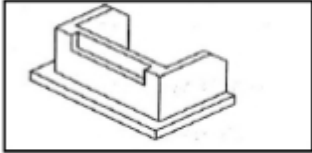
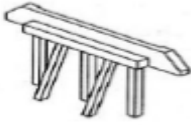
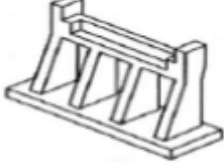
#### IV.3.1. Les différents types de culées.

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.

Les différents types de culées sont donnés dans la tableau IV.2

**Tableau IV.2 : Différents types des culées.**

Le dessin	Les types
	culée tendue
	culée en U
	culée avec pieux
	culée en contrefort

### IV.3.2.choix de type de culée.

Dans notre projet ; Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai donc on a choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils sont parallèles ou non à l'axe longitudinal de l'ouvrage Projeté. [12]

### IV.3.3.Implantation des culées.

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$H_{culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}.$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau IV.3:

**Tableau IV.3 : Position des culées [7].**

Désignation	Culée1	Culée2
Côte projet (m)	103.9	103.9
Côte TN (m)	98.108	98.149
Côte de la fondation (m)	95.80	95.80
Hauteur de la culée (m)	8.10	8.10

#### IV.3.4. pré dimensionnement des culées.

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

Pour la culée N° 1  $H_{culée} = 8.10$  m

Pour la culée N° 2  $H_{culée} = 8.10$  m

##### a) 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 [13].

- Hauteur :  $h = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui} + \text{hauteur de la dalle} = 1.7 + 0.08 + 0.15 + 0.12 + 0.25 = 2.3$  m.

Epaisseur :  $e = 0.40.H_{culée} > 6$  m donc on prend [1].

- Longueur :  $L = 9.24$  m.

##### b) 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 de mur frontal :  $h = 8.1 - 2.3 = 5.8$  m ; L'épaisseur  $e_{mf} = 1,50$  m ;  $L = 9.24$  m

##### c) Mur en retour.

Les murs en retour sont des voiles encastrés d'un côté sur le M.F et l'autre côté sur la semelle de fondation. Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.

Les dimensions du M.R sont limitées comme suit :

- La pente :  $p = 2/3$ .

- La largeur :  $L_{mr} = [(H-H_0)/p] + R$ .

Avec :

H : hauteur du mur en retour .  $H_0$  : hauteur de la semelle.

Si :  $H < 5m \leftrightarrow R \geq 50cm$ .

Si :  $H > 5m \leftrightarrow R \geq H/10$

$R=1m$ .

Donc :

$L_r = [(8.1-1,2)/0,66] + 1 = 11.45 m$  on prendre  $L_r = 12 m$

Epaisseur :  $e = 1 m$

#### d) Dalle de transition.

Sa largeur est dimensionnée par la formule suivante :  $L = \text{Min} [6m, \text{Min} (4m, 0.6*H)]$

Avec : H : la hauteur de remblai = 8.10 m, on prend  $L = 4 m$

Généralement elle a une épaisseur  $e = 30 cm$

Longueur de la dalle = 7.24 m

#### e) Le corbeau.

Dimensionnement du corbeau sont donnés dans la Figure IV.6

Le rôle de corbeau est de supporter la dalle de transition.

Hauteur :  $H = 0.6 m$

Hauteur :  $a = 0.3 m$

Epaisseur :  $E_f = 0,30 m$

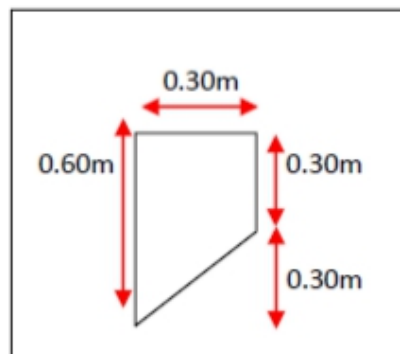


Figure IV.6 : Pré-dimensionnement du corbeau.

#### f) La semelle.

On prend :

$E_s = 1,5m$

Longueur de la semelle :  $L = 10 m$ .

Largeur de la semelle :  $l = 10.36 m$ .

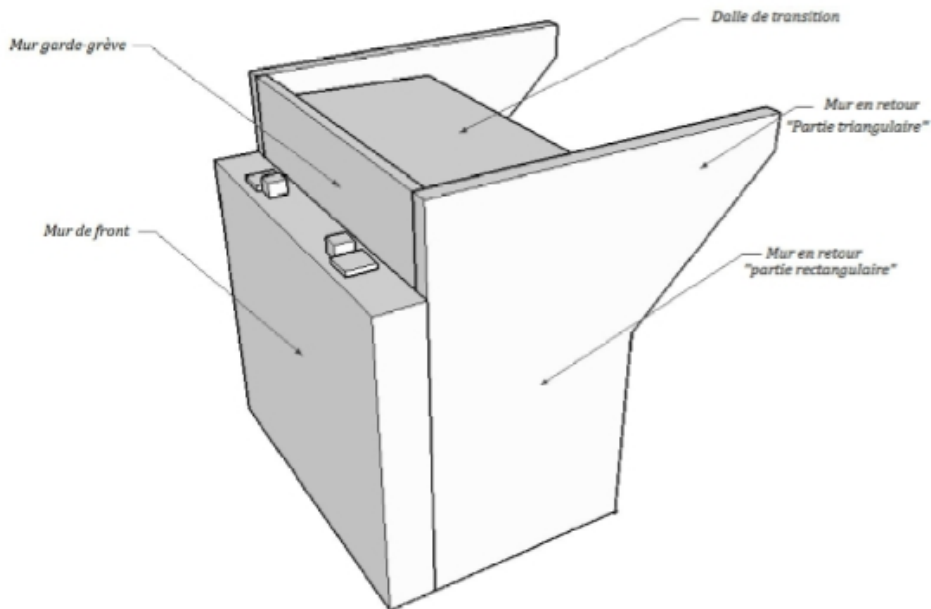
**g) Le sommier d'appui.**

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 [1] on prend  $d'= 0.5m$

Soit à : la longueur de l'appareil d'appui (on a =35cm) Il faut prendre  $(d'' - \frac{a}{2}) > 0.2m$  on prend  $d''=0.50m$  Donc l'épaisseur du sommier d'appui sera :

$E=d+d'+d''$  + épaisseur du mur garde grève.

$E=1.75m$  Différents éléments de la culée sont donnés dans la Figure IV.7.



**Figure IV.7 : Différents éléments de la culée.**

### IV.3.5. Vérification de la stabilité de la culée.

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service.

La descente de charge de la culée est donnée dans la Tableau IV.4

#### IV.3.5.1.Sous charges permanentes.

**Tableau IV.4: La descente de charge de la culée.**

Eléments	N(t)	d <sub>0</sub>	M (t.m)	
Mur garde grève.	2.5×0.4×9.24×2.5	21.252	2.25	47.817
Mur De Front	5.8×1.5×9.25×2.5	201.188	1.80	362.14
Corbeau	(0,6+0,3)× (0,3/2) ×10×2,5	3,375	2.6	8.775
Semelle	1.5×10×10.36×2.5	388.5	2.7	1048.95
Mur en retour.	12×1×1×2.5	30	3.8	114
	$\frac{(9 \times 6.3)}{2} \times 1 \times 2.5$	70.87	3.8	269.3
	4×9×1×2,5	90	2.75	247.5
Dalle de transition	4×0,3×7.24×2,5	21.72	2.75	59.73
Total		826.9		2158.22

- Calcul de l'excentricité N<sub>(0)</sub>.

$$\sum IV = 826.9 \text{ t}$$

$$\sum M = 2158.22 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{\sum M}{\sum IV} = \frac{2158.22}{826.9} = 2.61$$

- Calcul de l'excentricité N<sub>(0)</sub> à l'axe médian de la semelle.

$$e_0 = e - \frac{B}{2} = 2.61 - \frac{5.18}{2} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.02 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{5.18}{6} = 0.86 \text{ m}$$

#### IVI .3.5.2.Calcul en construction avec remblai.

Moments stabilisants et renversants de culée sont donnés dans le tableau IV.5.

- Poussée des terres

$$P_h = \frac{1}{2} \times k_a \gamma \times h^2 \times L$$

Avec : k<sub>p</sub> : Coefficient actif

γ : Poids volumique du remblai, on prend 2t/m<sup>3</sup>

h: hauteur de la culée L

L: Longueur du mur de front – deux fois l'épaisseur de mur en retour (L= 7.24m)

$$K = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right) \text{ avec } \Phi = 30^\circ \text{ et } k = 0,333.$$

$$P_h = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 2 \times (8,1)^2 \times 7,24.$$

$$P_h = 158,18 \text{ t}$$

- **Poids des terres.**

$$P = 4 \times 7,24 \times 8,1 \times 2$$

$$P = 469,15$$

- **Surcharge de remblai horizontale.**

$$P_h = k_a \cdot q \cdot S$$

q : La surcharge de remblai  $q = 1 \text{ t/m}^2$ , majorée de 20% =  $1,2 \text{ t/m}^2$ .

S : surface chargée.

$$P = 1,2 \times 0,333 \times 7,24 \times 8,1 = 23,43 \text{ t}$$

- **Surcharge de remblai verticale.**

$$P = q \cdot S$$

$$P = 1,2 \times 4 \times 7,24 = 34,75 \text{ t}$$

**Tableau IV.5: Moments stabilisants et renversants de culée.**

Désignation	IV(t)	Hi(t)	d/O(m)	Ms/O(t.m)	Mr/O (t.m)
Culée	826.9	/	/	2158 .22	/
Poids des terres	469.15	/	2.7	1267.65	/
Poussée des terres	/	158.18	2.7	/	428.76
Poussée de la surcharge horizontale	/	23.43	8.1	/	189.78
Poussée de la surcharge verticale	34.75	/	5.4	187.65	/
Réaction du tablier	61.42	/	1.55	210.23	/
Totale	1371.47	181.61		3823.75	618.54

**a) vérification au renversement.**

$$Fr = \frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{3823,75}{618,54} = 6,18 > 1,5 \dots \dots \dots \text{ pas de risque de renversement.}$$

**b) vérification au glissement.**

$$F_G = \frac{\sum Fs}{\sum Fr} = 7,55 > 2 \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de glissement.}$$

**IVL3.5.3.Sous charges permanentes plus surcharge.**

Il faut vérifier les conditions précédentes sous les combinaisons suivantes

Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU sont donnés dans le tableau IV.6

ELU:  $1,35G+1,5Q+1,6[A(L) + Q_{tr}]$ .

**Tableau IV.6: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELU.**

Désignation	Coef	IV(t)×coef	Hi(t)×coef	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1,35	1116.31	/	/	2913.56	/
Poids des terres	1,35	633.82		2.7	1711.31	/
Poussée des terres	1,35	/	213.54	2.7	/	576.55
Poussée du Surcharge Horizontale	1,5	/	44.595	8.1	/	361.21
Poussée de la surcharge verticale	1,5	52.12	/	6.05	315.32	/
Réaction du tablier	1,35	82.91	/	1.55	128.51	/
Surcharge A(L)	1.6	117.44	/	1.55	182.03	/
Freinage Bc	1.6		48	8,48	/	407,04
Surcharge du trottoir	1.6	4.192	/	1.55	6.49	/
Total		2006.79	306.13		5257.22	1344.89

**a) vérification au renversement.**

$$F_G = \frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = \frac{5257.22}{1344.89} = 3.90 > 1.5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

**c) vérification au glissement.**

$$F_G = \frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{2006.79}{306.13} = 6.55 > 2 \dots \dots \dots \text{pas de risque de glissement.}$$

**Tableau IV.7: Moments stabilisants et renversants en charge à l'ELS:**

Désignation	Coef	IV(t)×coef	Hi(t)×coef	d/o(m)	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1	826.9	/	2.61	2158.2	/
Poids des terres	1	469.15	/	2.7	1266.7	/
Poussée des terres	1	/	158.18	2.7	/	427.08
Poussée du Surcharge Horizontals	1	/	29.72	8.1	/	240.7
Poussée de la surcharge verticale	1	34.75	/	6.05	210.23	/
Réaction du tablier	1	61.42	/	1.55	95.20	
Surcharge A(L)	1.2	88.08	/	1.55	136.52	/
Freinage Bc	1.2		36	8,48	/	305.28
Surcharge du trottoir	1.2	3.14	/	1.55	4.867	/
Total		1483.44	223.92		3871.71	973.06

**a) vérification au renversement.**

$$Fr = \frac{\Sigma Ms}{\Sigma Mr} = \frac{3871.71}{973.06} = 3.97 > 1,5 \dots \dots \dots \text{pas de risque de renversement.}$$

**b) vérification au glissement.**

$$FG = \frac{\Sigma Fs}{\Sigma Fr} = \frac{1483.44}{223.92} = 6.62 > 2 \dots \dots \dots \text{Pas de risque de glissement.}$$

**IV.3.6.Vérification des contraintes sous la semelle.**

Il faut vérifier les conditions suivantes:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} \geq 0$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1483.44}{10 \times 10.36} + \frac{3871.71}{10 \times 10.36^2} = 17.92 \leq 25 \text{t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1483.44}{10 \times 10.36} - \frac{3871.71}{10 \times 10.36^2} = 10.71 \geq 0$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la culée est stable.

### IV.3.7. Ferrailage. [1]

#### IV.3.7.1. Ferrailage du Mur garde grave.

D'après le document [1] appuis des tabliers.

- Le mur garde grave est semis essentiellement à l'action des forces horizontales sur face arrière :
- ❖ Poussée de terres.
- ❖ Poussée due à la surcharge du remblai.
- ❖ Effort de freinage.

Pour  $H=2.30$  m

$L=9.24$  m

**1. Evaluation ses efforts:**  $M_T = \frac{i \times \Delta \times h^3}{6}$

Moment dû à la poussée des terres avec:

- $M_t$  : Moment du a la poussée des terres
- $i$  : Coefficient de poussée.
- $\Delta$  : Poids volumique du remblair.
- $h$  : hauteur du mur garde grevé.

On ne tient pas compte de la présence de la chaussée.

D'ou  $M_T = \frac{0.333 \times 1.88 \times 2.3^3}{6} = 1.21 \text{tm/ml}$

Moment dû à la poussée des charges locales: Les charges réelles, qui sont deux roues de 6t distantes de 0.5m, seront remplacées par une roue équivalente uniforme de  $6 \times 2 = 12$  t répartie sur un rectangle de dimension 0,25m x 0,75m.

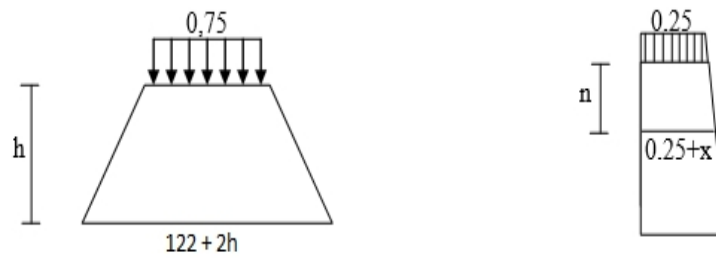
Le moment à l'encastrement à pour expression (SETRA):

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec:  $k = i \times \gamma \times s \times bs$

- $i$  : Coefficient de poussée 0,333
- $\gamma$  : Coefficient de pondération
- $s$  : Coefficient de majoration dynamique:1,07
- $bc$  : Coefficient de réduction 0.8 (Pont premier classe 2voies chargées)

Poussée de la charge locale située en arrière du mur de transition sont donnés dans la Figure IV.8



**Figure IV.8: Poussée de la charge locale située en arrière du mur de transition**

$$K = 0.33 \times 1.07 \times 0.8 \times 1.6 = 0.456 \text{ (ELU)}$$

$$K = 0.33 \times 1.07 \times 0.8 \times 1.2 = 0.338 \text{ (ELS)}$$

Les valeurs de " $\frac{MP}{K}$ " pour différentes hauteurs sont donnés dans le tableau IV.8

**Tableau IV. 8: valeurs de  $Mp/K$**

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$\frac{MP}{K} \left( \frac{t.m}{ml} \right)$	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.46	9.49

D'après le tableau pour  $h=2.30$  m, on trouve  $\frac{MP}{K} = 8.57$

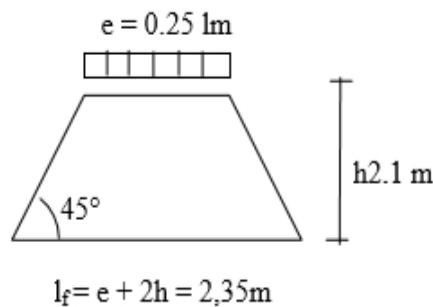
$$\text{ELS: } M_p = 8.567 \times 0.338 = 2.89 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELU: } M_p = 8.158 \times 0.456 = 3.72 \text{ t.m/ml.}$$

**2. Moment du à la force de freinage.**

On considère un essieu du camion Bc qui est en contact avec le Mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1.50 m en arrière de cette voie sur le plan d'encastrement.

Diagramme de poussée de la force de freinage du ca sont donnés dans la figure IV.9



**Figure IV. 9: Poussée de la force de freinage.**

La force de freinage est prise égale on poids d'une roue soit 6t majorée de 60% (BAEL)

Le moment au niveau de l'encastrement sera:

$$M_f = \frac{6h}{0.25 \times 2h} \gamma \quad [1]$$

ELU:  $\gamma = 1.6$  (BAEL)

ELS:  $\gamma = 1.2$  (BAEL)

$M_{ELU} = 14.79$  t.m/ml

$M_{ELS} = 8.58$  t.m/ml

**3. Calcul de la section d'armature.**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.117 < 0.186 \quad \text{Donc le calcul se fait selon le pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_{bu})}) = 0.156$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.234m$$

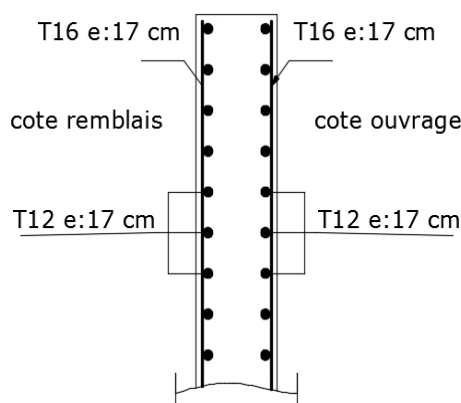
$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 12.67cm^2$$

$$A_{CNF} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 3.02cm^2$$

Pour les armatures de répartition  $A_r$ :

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2}$$

- Pour le côté intérieur (remblais) on prend : T16 e : 17cm
- Pour les armatures de répartition on prend : T12 e:17cm
- Pour le côté extérieur on prend : T16 e : 17cm
- Pour les armatures de répartition on prend : T12 e:17cm



**Figure IV.10: ferrailage de mur garde grève.**

**IV.3.7.2. Dalle de transition.**

1. Evaluation des efforts.

- Poids propre de la dalle:  $2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ t/m}^2$
- Poids du remblai:  $1.8 \times 0.8 = 1,44 \text{ t/m}^2$
- Surcharges sur remblai :  $1 \times 1.2 = 1,2 \text{ t/m}^2$

Hauteur des remblais sur dalle de transition: 0.8m

En utilisant les combinaisons d'action à l'ELU

Sachant:  $P=1.35G+1.6Q$

$$P=5.23 \text{ t/m}^2$$

Calcul du moment:

$$M = \frac{PL^2}{8} = 10.46 \text{ tm/ml}$$

Calcul de section d'acier A

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f} = 0.103 < 0.186 \text{ donc le calcul se fait selon le pivot A}$$

$$= 0.103 < 0.186 \text{ donc le calcul se fait selon le pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu_{bu})}) = 0,020$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 1.14\text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 7.37\text{cm}^2$$

$$A_{CNF} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 13,89\text{cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_s, A_{cnf}) = 13.89\text{cm}^2$$

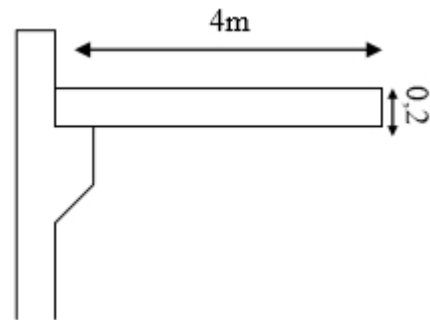
Pour les armatures de répartition Ar:

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} \quad 2.77\text{cm}^2 < A_r < 5.54 \text{ cm}^2$$

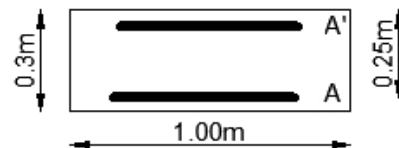
➤ Pour la nappe inférieure on prend : T 20e : 17cm

Pour les armatures de répartition on prend: T16e: 17

➤ Pour la nappe supérieure on prend : T16e :17cm



**Figure IV.11: section longitudinale.**



**Figure IV.12: section longitudinal par Métré linéaire.**

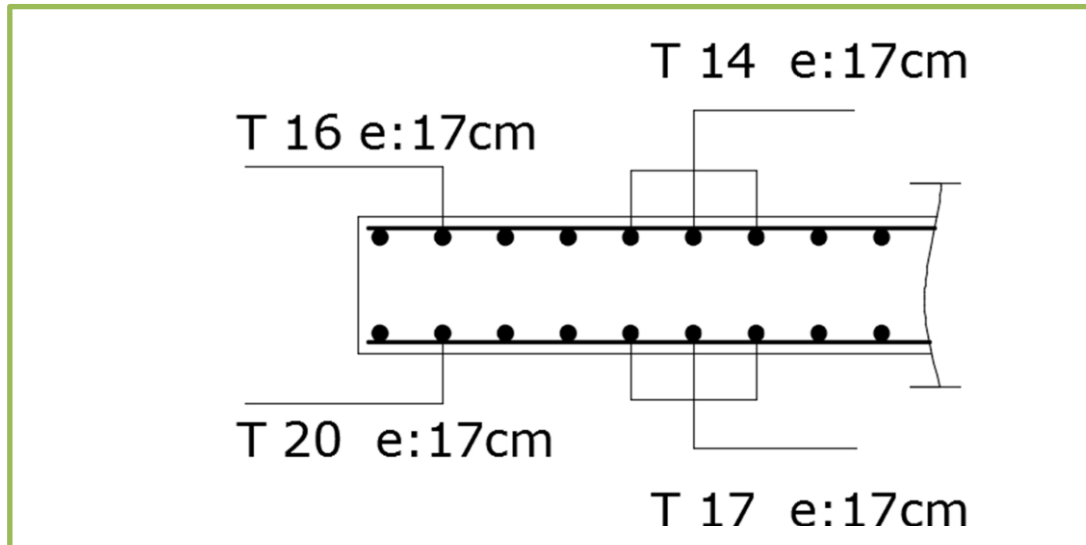


Figure IV.13: ferrailage dalle de transition

### IV.3.7.3. Corbeau.

#### 1).Evaluation des charges et surcharges.

- Réactions due à la dalle de transition:  $R1 = qL / 2 = 0.3 \times 4 \times 25 / 2 = 15 \text{ KN/ml}$ .
- Réactions des poids des terres:  $R2 = qL / 2 = 2.02 \times 4 \times 18 / 2 = 72.72 \text{ KN/ml}$ .
- Réactions due au revêtement:  $R3 = qL / 2 = 0.07 \times 4 \times 24 / 2 = 3.36 \text{ KN/ml}$ .
- Réactions due au poids propre du Corbeau:  $R4 = qL / 2 = 0.165 \times 25 / 2 = 2.063 \text{ KN/ml}$ .
- Réactions due aux surcharges sur remblai:  $R5 = qL / 2 = 4 \times 12 / 2 = 24 \text{ KN/ml}$ .

Réactions:

$$R_{ELU} = 1.35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1.6 R5 = 164.14 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{ELS} = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1.2 R5 = 121.94 \text{ t/ml.}$$

Moments:

$$M_{ELU} = [1.35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1.6 R5] \times 0.188 = 30.85 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = [(R1 + R2 + R3 + R4) + 1.2 R5] \times 0.188 = 22.92 \text{ KN.m/ml.}$$

#### 2) Ferrailage.

Le ferrailage se fait en flexion simple

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa; } b_0 = 1 \text{ m; } h = 0.3 \text{ m.}$$

$$A_s = 4.8 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit: } 7\text{HA}10 \text{ pour } A_s = 5.5 \text{ cm}^2/\text{ml. } S_t = 14 \text{ cm.}$$

#### Vérification des contraintes à l'ELS.

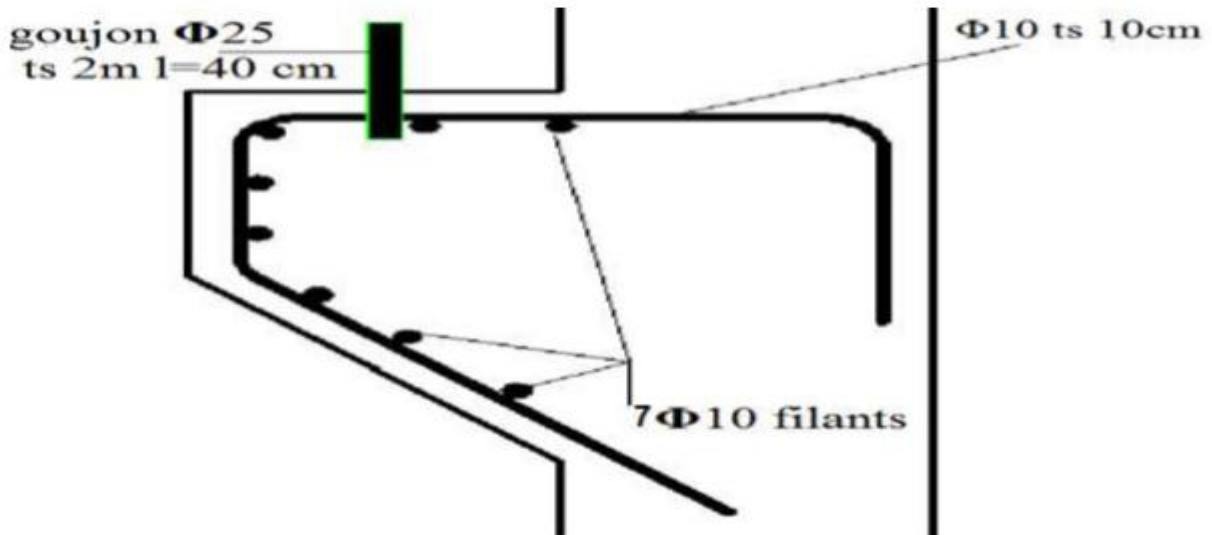
$$\sigma_{bc} = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa: Vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 14.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 207 \text{ MPa: Vérifiée.}$$

**Condition de non fragilité.**

$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 3.44 \text{ cm}^2$$

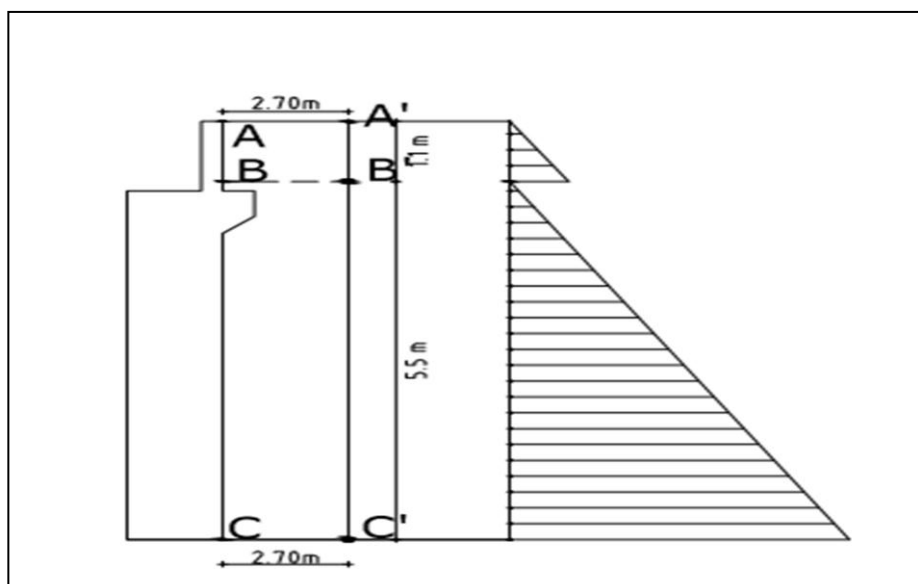
Ferraillage type de corbeau sont donnés dans la figure IV.14



**Figure IV. 14: ferraillage type de corbeau**

**IV.3.7. 4.Ferraillage mur en retours.**

Diagramme des pressions sont donnés dans la figure IV.15



**Figure IV. 15. Diagramme des pressions**

**1. Calcul de la pression.**

$$P = K_a \cdot (q + \gamma \cdot h)$$

$$K_a = 0.30$$

$$\gamma = 1.75 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1.20 \text{ t/m}^2$$

Pression en dessous de dalle de transition :

$$\text{Pour } h = 0.00 \text{ m} \quad P_0 = K_a \cdot q \cdot S = 0.36 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 1.10 \text{ m} \quad P_0 = K_a \cdot (q + \gamma \cdot h) = 0.94 \text{ t/m}^2$$

Pression en dessous de dalle de transition :

$$\text{Pour } h = 0.00 \text{ m} \quad P_0 = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 5.50 \text{ m} \quad P_1 = K_a \cdot \gamma \cdot h = 2.89 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 0.00 \quad P_2 = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.00 \text{ t/m}^2$$

**2. Ferrailage de la tranche AA'BB'.**

Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Encastrement le long de BB'}: M = 0.33 \text{ t.m}$$

$$\text{Encastrement le long d'AB} : M = 2.36 \text{ t.m}$$

Calcul des armatures :

Caractéristique de la section de béton :

$$h_t = 0.45 \text{ m et } h = 0.50 \text{ m et } b = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Ferrailage horizontal} : M = 2.36 \text{ t.m}$$

Calcul de section d'acier en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0182 < 0.186 \text{ donc le calcul se fait selon le pivot A}$$

$$A_u = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{cnf} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{cnf}) = 5.43 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures de répartition  $A_r$  :

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} \quad 3.02 \text{ cm}^2 < A_r < 6.03 \text{ cm}^2$$

- Pour la nappe inférieure on prend: T16 e : 17cm
- Pour la nappe supérieure on prend: T14 e: 17cm

### 3. Ferrailage Vertical.

$$M=0.33tm$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 9.54cm^2$$

$$A_{CNF} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5.43cm^2$$

$$A = \max(A_s, A_{cnf}) = 5.43cm^2$$

Pour les armatures de répartition Ar:

$$\frac{A}{4} < Ar < \frac{A}{2} \quad 3.02cm^2 < Ar < 6.03cm^2$$

- Pour la nappe inférieure on prend T16 e : 17cm
- Pour la nappe supérieure on prend T14 e : 17cm

### 4. Ferrailage de la tranche CC'BB'.

Calcul des moments fléchissant :

Encastrement le long de DD': M = 14.56t.m

Encastrement le long de AB: M = 5.26t.m

Calcul des armatures :

Caractéristique de la section de béton :

ht= 0.45m et h= 0.50m et b= 1.00m

Ferrailage horizontal :

$$M=2.36t.m$$

Calcul de section d'acier en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0183 < 0.186 \text{ donc le calcul se fait selon le pivot A}$$

$$A_u = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = 3.39cm^2$$

$$A_{cnf} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5.43cm^2$$

$$A = \max(A_s, A_{cnf}) = 5.43cm^2$$

Pour les armatures de répartition Ar:  $3.02cm^2 < Ar < 6.03cm^2$

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2}$$

- Pour la nappe inférieure on prend: T16 e:17cm
- Pour la nappe supérieure on prend: T14 e:17cm

### 5. Ferrailage Vertical.

$$M=14.56\text{tm}$$

Calcul de section d'acier en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0507 < 0.186: \text{Donc le calcul se fait selon le pivot A.}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 9.54\text{cm}^2$$

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 5.43\text{cm}^2$$

Pour les armatures de répartition  $A_r$ :

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} \quad 7.36\text{cm}^2 < A_r < 14.73\text{cm}^2$$

- Pour la nappe inférieure on prend: T25 e: 17cm.
- Pour la nappe supérieure on prend: T20 e: 17cm.

### CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe, elle fait appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont : la planification, la géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé le béton précontraint et la construction métallique et mixte.

Le but de ce mémoire est d'étudier le problème d'un pont mixte (béton et acier) situé dans la wilaya de Tamanrasset, en particulier dans la commune d'Outel, à 18 km du chef lieu de la wilaya. Nous avons conçu un pont pour résoudre le problème existant de la longueur insuffisante du pont par rapport à la largeur du lit de l'Oued, qui causé des problèmes techniques notamment sur la dégradation du béton de la dalle du tablier.

Cette étude a été adoptée pour améliorer la structure du pont et lui permettre de répondre au plus grand nombre de conditions afin d'assurer la continuité du pont à long terme. Le pont est un passage de l'Oued sur la route nationale 01 et possède une grande importance car c'est la seule traversée de la wilaya.

Nous avons adopté une étude détaillée pour résoudre le problème en étudiant le comportement du pont sous l'influence de différents charges afin d'assurer la stabilité du pont et sa conformité vis-à-vis des normes de sécurité en vigueur. Nous avons utilisé la modélisation numérique avec le programme de calculs Robot V2009 pour l'évaluation de la répartition transversale et longitudinale des efforts sur les poutres et sur la dalle.

# BIBLIOGRAPHIE

- [1]: **Guide S.E.T.R.A** Service d'étude Technique des Routes et Auto routes (Ponts ponts mixtes PP 7).
- [2] : **J.A.CALGARO et M.Virlogeux** .projet et construction des ponts Janvier 1989
- [3] : **Document technique règlementaire D.T.R** conception, calcul et éprouve des ouvrage d'artfascicule n°61 titre v
- [4] : **fascicule spécial** n° 81-31 du 28 juillet 1981.
- [5] : **fascicule spécial** n° 81-31 du 28 juillet 1981 article 20.
- [6] : **Abdoylaye BIORO** projet de fin d'étude Dimensionnement du nouveau pont juin 2012
- [7] : **Rapport d'étude géotechnique** L.T.P.S dossier. G2458, Tamanrasset, Algérie 2009.
- [8]: **Règles techniques de conception** et de calculs des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62 (titre I section II) BPEL 91 révisé 99
- [9] **Le Fascicule 61** Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, et plus précisément.
- Titre II : Programme de charges et épreuves des ponts-routes ;
  - Titre V : Conception et calculs des ponts et constructions métalliques en acier
- [10] : **Règlement parasismique**. RPOA 2008 et RCPR
- [11] : **BOUAMAMA Mahmoud**. Étude d'un pont mixte acier-béton a nedrouma, Université Aboubekr Belkaid, Tlemcen juin 2015.
- [12]: **Fascicule 62**. Titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil-CET.
- [13]: **document technique**. ponts mixtes recommandation pour maîtriser les fissurations des dalles, SETRA 1995.

Diagramme de moment: Combinaisons à L'ELU des charges CP, CCP et D240

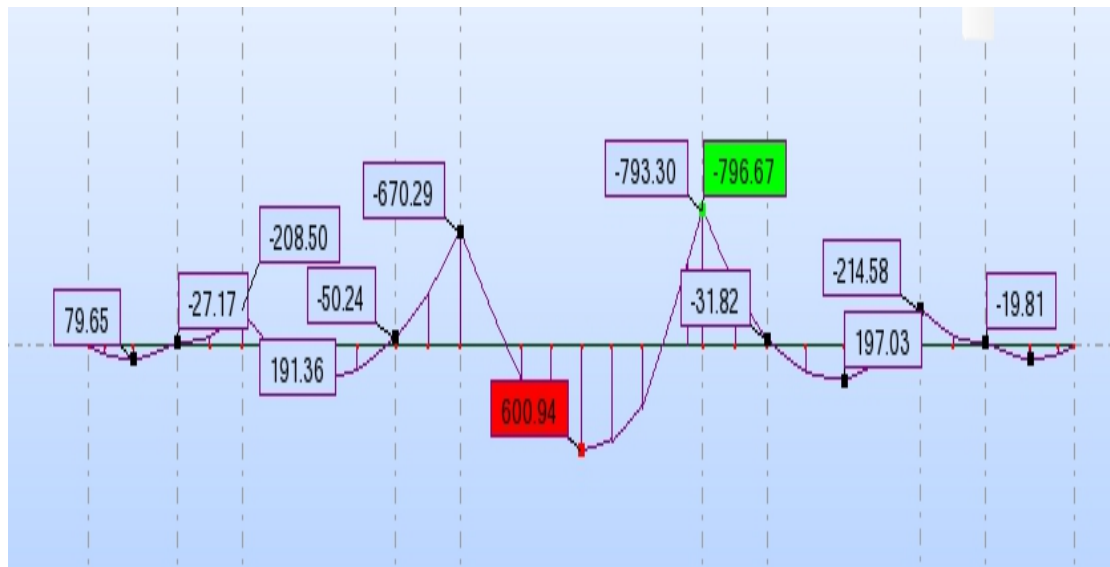


Diagramme de moment: Combinaisons à L'ELU des charges CP, CCP et MC120

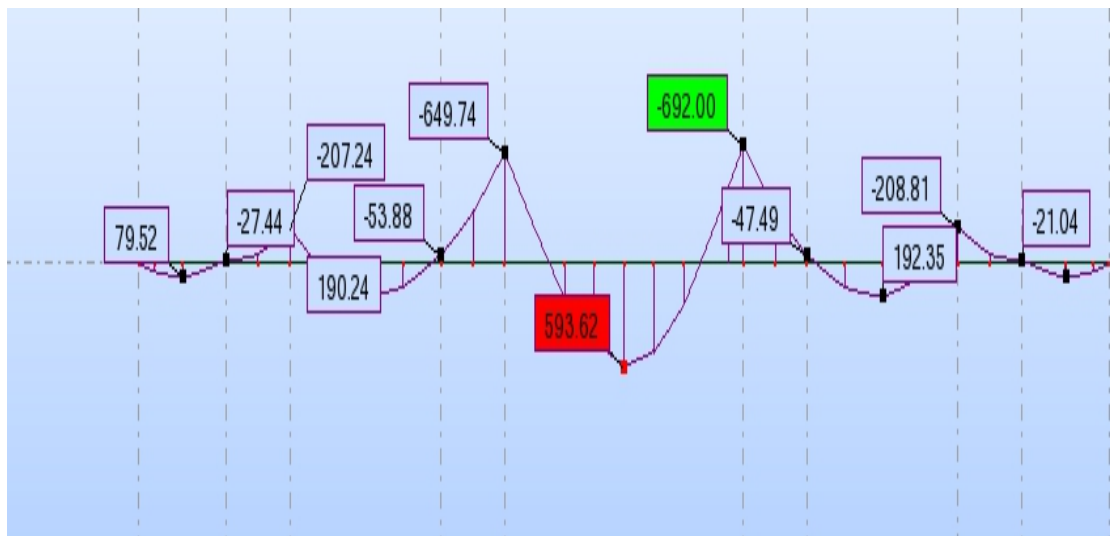


Diagramme de moment: Combinaisons à L'ELU des charges CP, CCP et BC

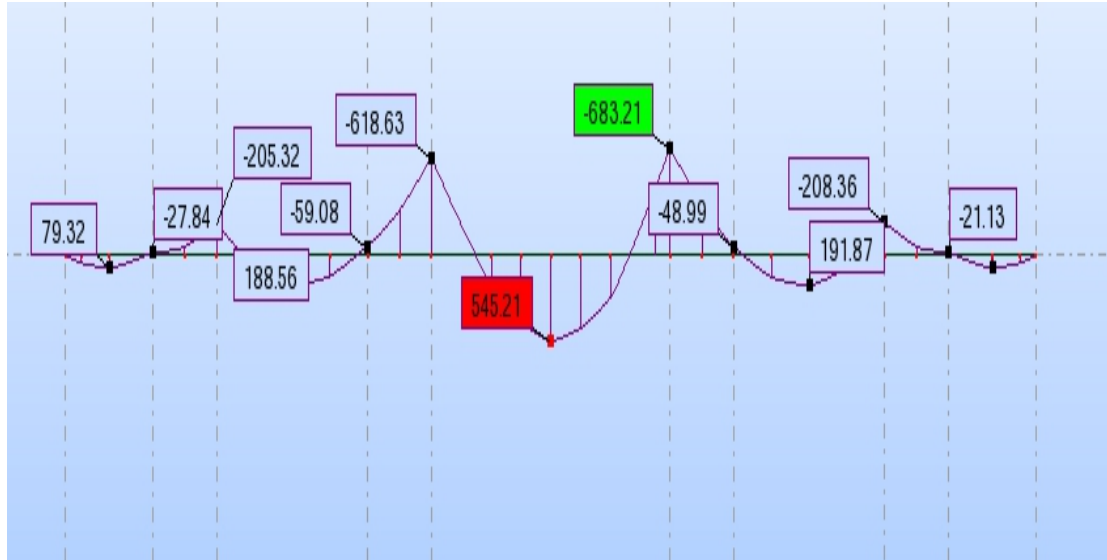


Diagramme de moment: Combinaisons à L'ELU des charges CP, CCP et AL

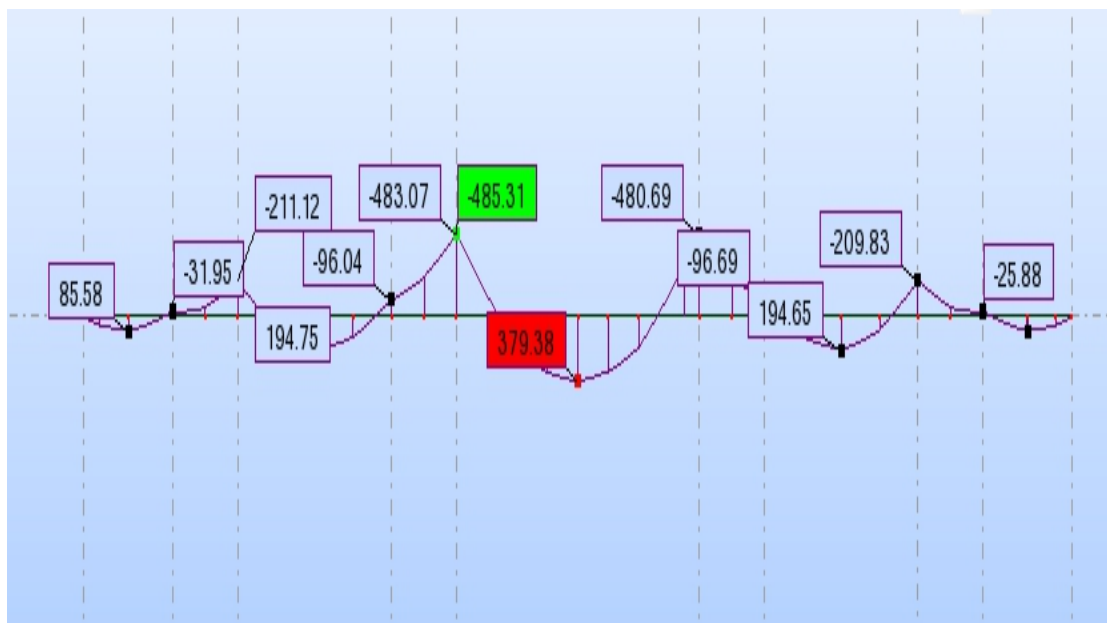


Diagramme de moment: Combinaisons à L'ELS des charges CP, CCP et D240.

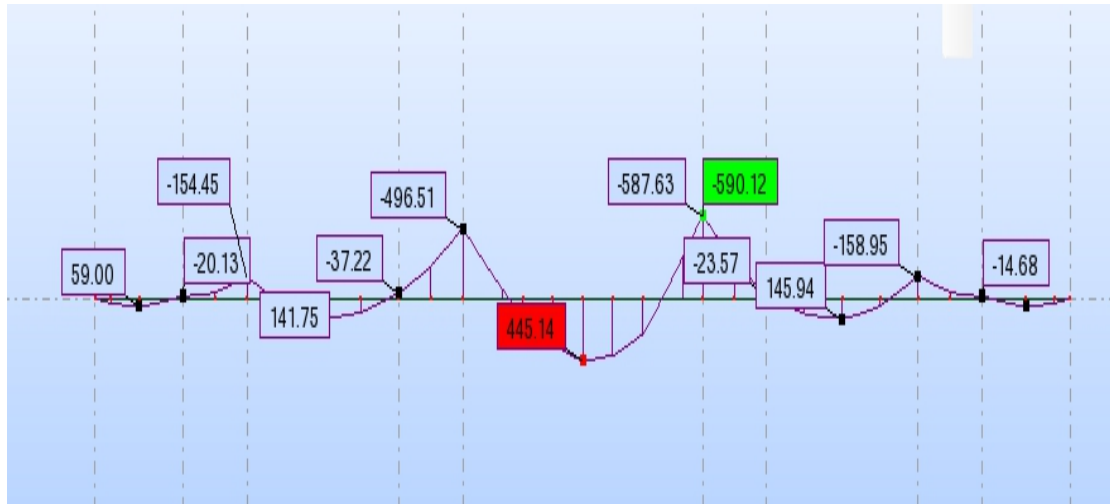


Diagramme de moment: Combinaisons à L'ELS des charges CP, CCP et MC120

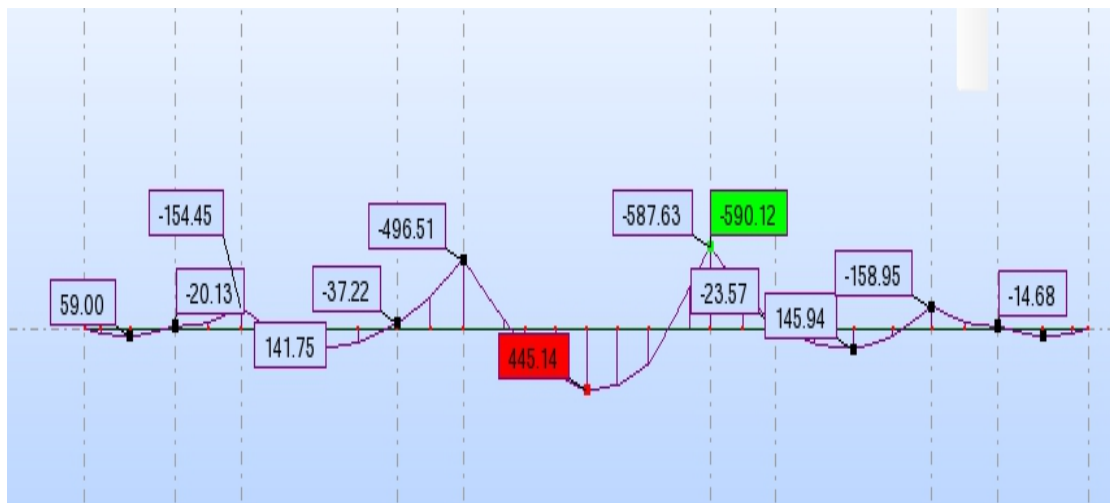


Diagramme de moment: Combinaisons à L'ELS des charges CP, CCP et BC

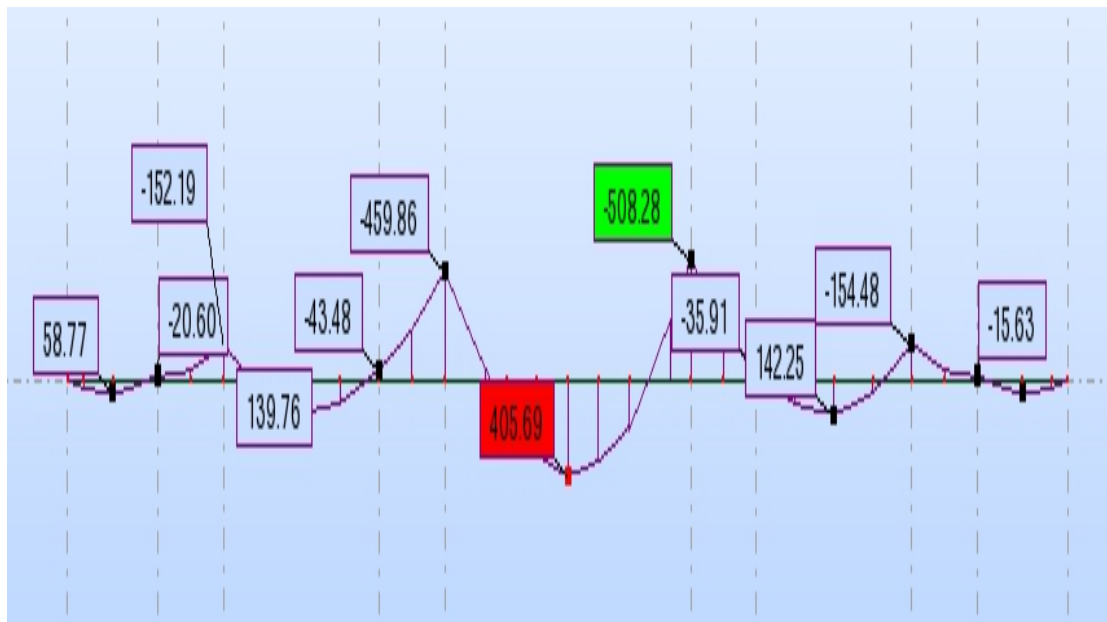


Diagramme de moment: Combinaisons à L'ELU des charges CP, CCP et AL

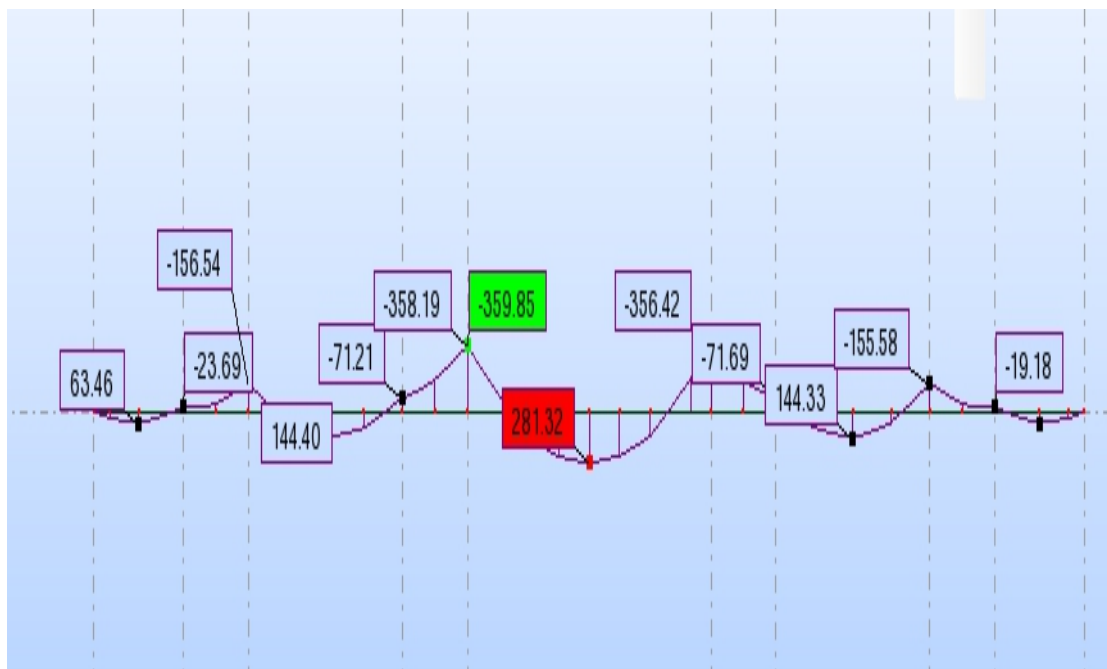


Diagramme de l'effort tranchant Combinaisons à L'ELU des charges CP, CCP et D240

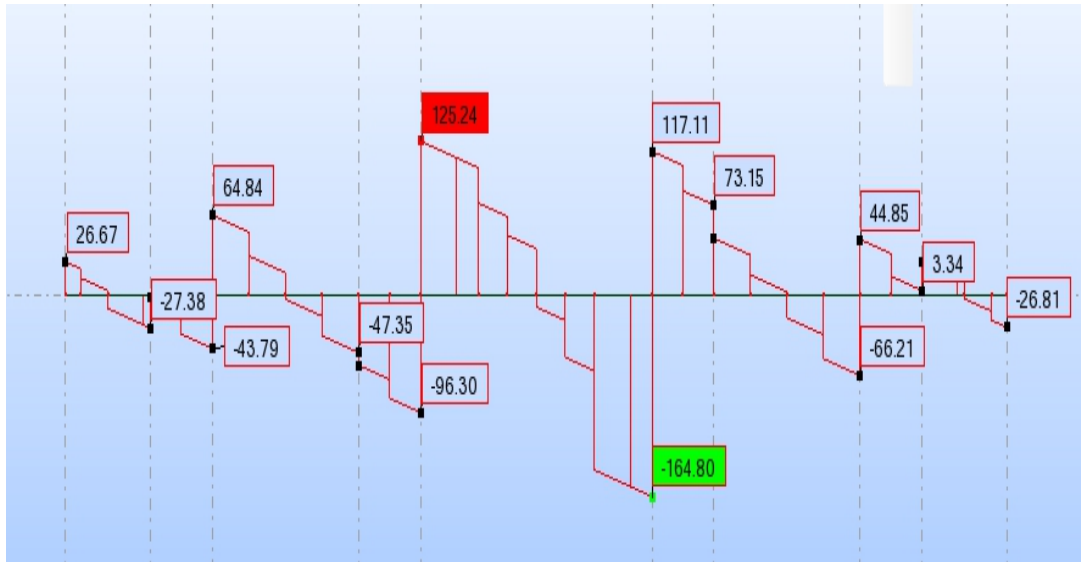
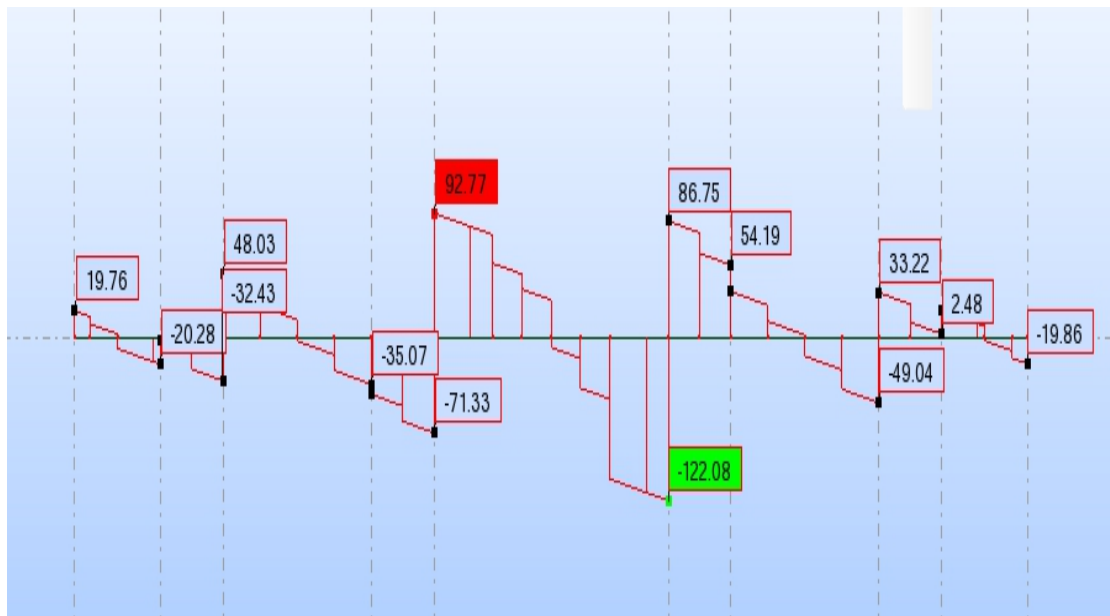
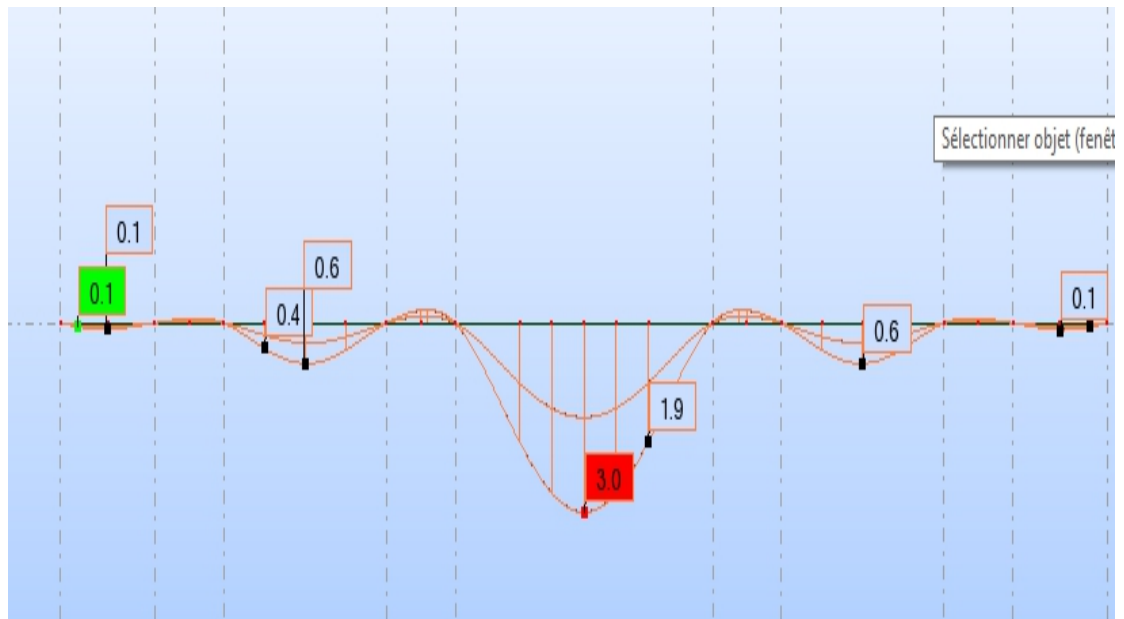


Diagramme de l'effort tranchant Combinaisons à L'ELS des charges CP, CCP et D240



Cas de charge: ELU D240 calcul de la flèche



Cas de charge: ELS D240 calcul de la flèche.

