

République Algérienne Démocratique et Populaire  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**E**cole **N**ationale **S**upérieure  
des **T**ravaux **P**ublics

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme  
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT  
SUR LA RN 05 AU PK13+984  
FRANCHISSANT OUED ATHMENIA**

*Encadré par :*

*Mr.FACI Rachid*

*Présenté par :*

*ZERDAZI MUSTAPHA*

# **REMERCIEMENTS**

*Je remercie, en premier lieu, mon dieu qui a bien voulu me donner la force pour effectuer le présent travail.*

*Je remercie mes très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*je tiens aussi à remercier*

*Mr : BOUAA BILAL pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

*Je tiens aussi à remercier mon promoteur Mr :FACI RACHID.*

*mes remerciements vont également :*

*A tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation.*

*Et à tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin .*

**-ZERDAZI MUSTAPHA**

## بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux*

*Louange à ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.*

*Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère et ma très chère grande mère, qui je ne pouvais remercier assez pour les sacrifices qu'elles ont consentis pour moi. Celle qui m'inculquer la bonne éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir munie des plus grandes distinctions.*

*A mon très cher père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans tous les domaines. J'espère qu'ALLAH lui comblera de faveurs.*

*A mes chers SOEURS DALEEL, IMEN, nour EL YAKIN ET SALSABIL*

*A tous mes oncles et tantes.*

*A tous qui porte le nom ZERDAZI.*

*A mes confrères : SALAH, ZAKI, TAYEB, OMAR, KHLIFA, IL YESS, Mounir, Kaci, Abdou, Youcef, KADOUR, MOURAD, rabeh, messoud, bilal, hamza, mouhamed lokmen, mustapha, raouf et à toute ma promotion (2012) sans exception.*

*Et exceptionnellement : Zaki, Omar, Salah, Hamza*

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

*Enfin à tous ceux qui me reconnaîtront...*

## ZERDAZI MUSTAPHA



# Sommaire

## CHAPITRE I : GENERALITE

I. Introduction .....	01
I.1-But de l'étude.....	01
I.2-Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3-Les caractéristiques de l'ouvrage .....	02
I.4-Données fonctionnelles .....	02
I.5-Données naturelles .....	03

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE.

II-1. Introduction .....	06
II-2. Critères de choix du type d'ouvrage .....	06
II-3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage.....	06
II-4. Conception de tablier .....	06
II-4-1. Variante I :Pont mixte a poutres métalliques:.....	07
II-4-2. Variante II : Pont a poutre multiples précontraintes .....	08
II-4-3. Variante III :Pont a caisson fermé.....	09
II-5. Analyse multicritères.....	10
Conclusion.....	11

## CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

III.1. Introduction .....	12
III-2.Le béton .....	12
III-3.L'acier .....	14
III-3.Précontraintes.....	16

## CHAPITRE IV : CARACTERSTIQUE DES ELEMENTS DE TABLIER

IV-1-Intrduction .....	17
IV-2-Dimensionnement des éléments du tablier.....	17
IV-2-1-La poutre.....	17
IV-2-2.La dalle .....	18
IV-3-. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre .....	19
IV-4-. Les équipements d'un pont.....	23

## CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE.

VI-1-.Calcul des charges .....	26
VI-2.Calcul des surcharges .....	27
VI-3.Evaluation des surcharges (T,M).....	27
VI-4.Evaluation des sollicitations (T,M) pour L/4.....	38

## CHAPITRE VI:ETUDE TRANSVERSALE

VII. Introduction.....	43
VII.1.Paramètre de calcul.....	43
VII-2. Calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal .....	46
VII-3. Combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicité .....	53

VII-4. Calcul de la répartition des efforts tranchants:.....	54
VI-5. Combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicitée:.....	60

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.**

VII-1.Introduction .....	61
VII-2. la précontrainte par prétention.....	61
VII-3.Les câbles de précontraint « torons ».....	61
VII-3-1.Détermination de nombre des câbles .....	61
VII-3-2.Centre de gravité des armatures actives .....	62
VII-3-3. Propriétés de la section transformée de la poutre .....	62
VII-3-4. Propriétés de la section transformée de la poutre+dalle.....	63
VII-3-5. Pour les quatre positions .....	64
VII-4. Les pertes .....	68
VII-5.1 Vérification des contraintes en phase de construction: .....	73
VII-5.2 Vérification des contraintes en phase de service .....	74
VII-6. CAPACITE ULTIME SOUS FLEXION .....	82
VII-7. FERRAILLAGE DE LA POUTRE .....	83

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'HOUDIS.**

VIII. Introduction .....	87
VIII-1. Etude de la flexion longitudinale .....	87
VIII-2. Étude de la flexion transversele .....	87
VIII-3.Vérification de la contrainte de cisaillement .....	88

## **CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS.**

IX. 1. CALCUL DES FLECHES.....	89
IX-2. CALCUL DES ROTATIONS .....	90
IX-3. CALCUL DES DEPLACEMENTS .....	91

## **CHAPITRE X : ETUDE DE L'EQUIPEMENT.**

X-1. Appareil d'appuis .....	93
X-2. DE D'APPUI.....	97
X-3. Les joins de chaussés .....	98

## **CHAPITRE XI : CONCEPTION ET ETUDE DE LA PILE.**

XI-1.Introduction.....	100
XI-2. dimensionnement des éléments de la pile.....	100
XI-3. Répartition Des Charges Sur La Pile (calcul des réactions max) .....	101
XI-4. Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max) .....	101
XI-5. Etude et ferrailage de la pile .....	105
XI-5-1. Le chevêtre.....	105
XI-5-2. Le fut.....	109
XI-5-3. La semelle.....	111
XI-5-4. Les pieux.....	115

## **CHAPITRE XII : CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE.**

XII-1. Introduction .....	119
XII-2. Dimensionnement des culées .....	119
XII-3-Évaluation des efforts sollicitant la culée .....	120
XII-4. Etude et ferrailage de la culée .....	125
XII-4-1. Mur garde grève .....	125
XII-4-2. La dalle de transition .....	128
XII-4-3. Corbeau .....	129
XII-4-4. Mur frontal .....	131
XII-4-5. Mur en retour.....	133
XII-4-6. La semelle.....	137
XII-4-7. Les pieux .....	141

## **CHAPITRE XIII : CONCLUSION.**

XIII-Conclusion .....	144
-----------------------	-----

## **BIBLIOGRAPHIE.**

## 1-INTRODUCTION :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché d'enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

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

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

### I.1-But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude de l'OA 14 sur la RN 05 au PK 13+980.383 de la wilaya de MILA. Cet ouvrage permet de franchir Oued ATHMENIA.

Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes : on commence par la proposition de trois variantes et après l'analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour un dimensionnement plus détaillé.

### I.2-Présentation de l'ouvrage :

Notre sujet de fin d'étude a pour but de faire une conception et étude de l'OA 14 au PK 13+980. Cet ouvrage permet la liaison entre la ville de CHALGHOUM et la ville de SEMMARA, en franchissant Oued ATHMENIA.



Fig. I.1.Présentation de l'ouvrage sur la carte topographique.

## I.3-Les caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur : 82.1 m.
- Largeur de tablier : 12.45 m.
- La pente : 3 %.

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

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

## I.4-Données fonctionnelles :

### 1-4-1-Tracé en plan :

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

La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 82.1m.

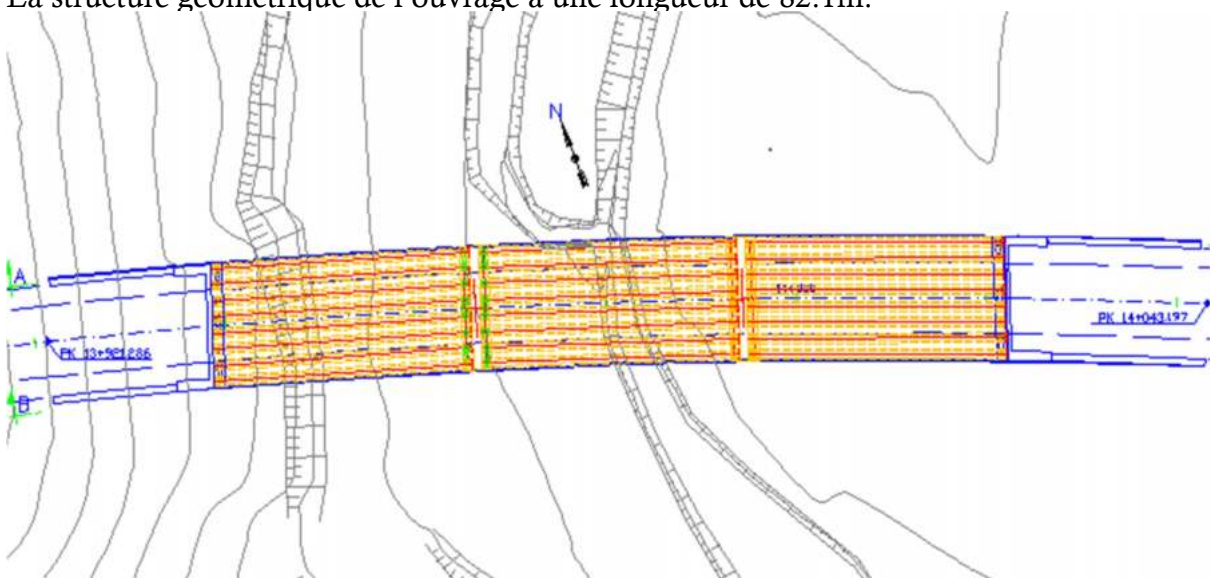


Fig. I.2.Tracé en plan.

### 1-4-2-Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles.

Notre ouvrage présente une longueur de 82.1 m et une pente de 3%.

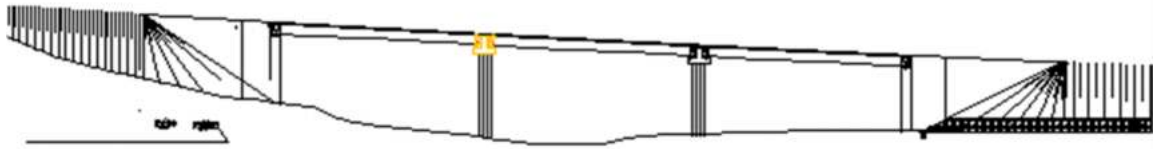


Fig. 1.3. Profil en long.

### **1-4-3-Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir).

Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit :

Largeur roulable :  $L_r = 11$  m

Nombre de voies de circulations :  $N = 3$  voies.

Dévers unique de 2,5 %.

### **1-4-4- Tirant d'eau :**

Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc.).

Notre ouvrage franchit Oued ATHMENIA avec une hauteur de 12.25 m.

### **I-5-Données naturelles :**

#### **I-5-1-Données géotechniques :**

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Elles doivent être forcément respectées et elles ne sont jamais connues de façon parfaite et complète.

En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose que l'on ait déjà une idée des conditions de fondation.

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au 13+938 présentent la structure suivante :

Profondeur (m)	Description visuelle
0 - 9	Tuf calcaireux blanchâtre
9 - 21	Tuf graveleux blanchâtre
21 - 35	Calcaireux blanchâtre

Tab. 1.1

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau de PK 13+966.13 présentent la structure suivante :

Profondeur (m)	Description visuelle
0 - 3	Argile limineuse plastique brune
3 - 6	Argile tuffacée très graveleuse blanchâtre
6 - 35	Tuf argileux blanchâtre a rougeâtre a passage de calcaire a 22m

Tab. 1.2

# CHAPITRE I : GENERALITE

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau de PK 13+966.13 présentent la structure suivante :

Profondeur (m)	Description visuelle
0 - 3	Argile limoneuse plastique brune
3 - 6	Argile plastique brunâtre a grisâtre
6 - 9	Argile tufacée brunâtre
9 - 15	Argile tufacée peu plastique
15 - 34	Tuf argileux blanchâtre

Tab. I.3

## I-5-2-Données topographiques :

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

## I-5-3-Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, dans les calculs le séisme est représenté par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Selon le règlement parasismique algérien des ouvrages d'arts, Le territoire national est divisé en cinq (5) zones :

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone Iia : moyenne
- Zone Iib : élevée
- Zone III : très élevée



Figure I-4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

La région de MILA est classée comme une zone de moyenne sismicité « Iia », selon le règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de ses conditions et de son importance au regard des objectifs visés par la communauté.

N'importe quel ouvrage appartenant à un champ d'application des règlements

## CHAPITRE I : GENERALITE

---

(Règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA.2008)

pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau I-4

Notre ouvrage est classé en groupe 1 (pont stratégique), le coefficient d'accélération de la zone ( $A=0.25$ ) qui doit être considéré pour le dimensionnement des ouvrages.

### **I-5-4-Les données hydrauliques :**

L'étude hydraulique à pour objectif le calcul des crues à différentes périodes de retour.

Pour notre projet nous avons un débit centaine de  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### II-1-INTRODUCTION :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

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 ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

### II-2- Critères de choix du type d'ouvrage :

Pour franchir un obstacle donné, on recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.

Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

### II-3- Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

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

### II-4-Conception de tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :

- Variante 1 : pont mixte.
- Variante 2 : Pont à poutres précontraintes.
- Variante 3 : Pont à caisson fermé.

### **II-4-1. VARIANTE I: PONT MIXTE A POUTRES METALLIQUES :**

#### **II-4-1-1. Introduction :**

Un pont métallique résulte dans le cas le plus général de l'association d'une couverture, d'une ossature et d'un système porteur. La couverture est la partie qui reçoit directement les charges d'exploitation: elle les transmet au système porteur, directement ou par l'intermédiaire d'une ossature (métallique). Cette dernière est constituée par un réseau de poutres secondaires longitudinales (longerons) et transversales (pièces de pont).

Ce mode de construction présente plusieurs avantages et inconvénients par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples, dont les principaux sont :

#### **II-4-1-2. Avantages et inconvénients :**

##### **Avantages :**

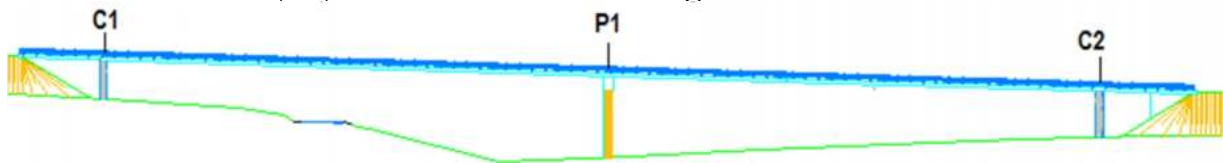
- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilite l'entretien, car les éléments de la structure sont accessibles aux inspections et à la maintenance.
- l'excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.

##### **Inconvénients :**

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Les poutres en I sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont montant ou entretoises.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

#### **II-4-1-3. Implantation des appuis :**

Pour cette variante, il y a 02 travées de même longueur de  $L=41m$ .



*Fig.II-1.Schéma de l'implantation des piles*

<i>Pile/Culée</i>	<i>PK</i>
<i>C1</i>	<b>13+939</b>
<i>P1</i>	<b>13+981</b>
<i>C2</i>	<b>14+021</b>

*Tab.II-1*

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

### **II-4-2. VARIANTE II : PONT A POUTRES MULTIPLES PRECONTRAINTES :**

#### **II-4-2-1. Introduction :**

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

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à une cinquantaine de mètres.

#### **II-4-2-2. Les avantages et les inconvénients :**

##### **Les avantages :**

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.)
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- l'absence à peu près complète de pathologie grave.

##### **Les inconvénients :**

- Poids propre très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension ou post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place..

#### **II-4-2-3. Implantation des appuis :**

Pour cette variante, il y a 03 travées de même longueur de  $L=27m$ .



Fig-II.2.Schéma de l'implantation des piles

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

---

Pile/Culée	PK
C1	13+939
P1	13+966
P2	13+994
C2	14+021

Tab.II-2

### II-4-3. VARIANTE III : PONT A CAISSON FERME :

#### II-4-3-1. Introduction :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, qui est fixé à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la fabrication du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 40 à 60 ou 70 m.

#### II-4-3-2. Avantages Inconvénients :

##### Avantages :

- l'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.

##### Inconvénients :

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- Echafaudage important.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.
- L'aspect économique est très élevé.

#### 4-3-3. Implantation des appuis :

- Pour cette variante, il y a 02 travées de même longueur de  $L=41m$ .
- Dans notre cas, la hauteur du tablier est constante.

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

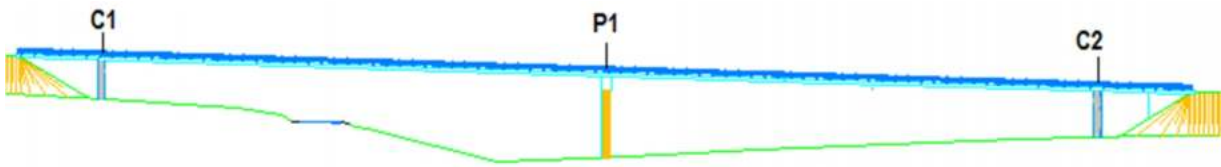


Fig.II-3.Schéma de l'implantation des piles

<i>Pile/Culée</i>	<i>PK</i>
<i>C1</i>	<b>13+939</b>
<i>P1</i>	<b>13+981</b>
<i>C2</i>	<b>14+021</b>

Tabll.3

### II-5-Analyse multicritères :

Dans cette analyse, on tiendra compte des 4 critères principaux, qui sont :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'esthétique.
- L'exécution.
- Et on essaiera aussi de prendre en considération le délai de réalisation de chaque variante.

#### II-5-1- Variante I : Pont mixte :

Le pont mixte présente deux avantages sur le plan d'exécution :

- La légèreté du tablier.
- La rapidité d'exécution.

Par contre, il présente plusieurs points sensibles :

##### Pour l'économie :

- Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments.
- Le cout est plus élevé.

##### Pour l'entretien :

- La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion et fatigue dans assemblages.
- Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièce endommagées.

##### Pour l'esthétique :

- Mauvaise intégration dans le site.

##### Pour l'exécution :

- Demande une main d'œuvre très qualifiée.
- Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.

#### II-5-2- Variante II : Pont à poutres multiples précontraintes:

Le pont à poutres multiples présente des avantages sur tous les plans de cette analyse :

##### Pour l'économie :

- Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.

### **Pour l'entretien :**

- L'absence totale d'une pathologie grave.

### **Pour l'esthétique :**

- Les ponts à poutres peuvent prendre plusieurs formes esthétiques qui enrichissent les sites d'accueil.

### **Pour l'exécution :**

- Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps.
- Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes.

### **II-5-2. Variante III : Pont à caisson fermé :**

Le pont à caisson fermé présente des avantages sur le plan esthétique, entretien, exécution :

- Il s'intègre harmonieusement avec le site.
- L'absence totale de l'entretien jusqu'au bout de certain temps.
- La rapidité d'exécution dans le cas des voussoirs préfabriqués aux unités de fabrication.

Les points sensibles sont :

### **Pour l'économie :**

- La procédure de réalisation est nettement couteuse (préfabrication, transport, mise en place..).
- Consommation importante des matériaux (béton, acier.....etc.).

### **Pour l'exécution :**

- Demande d'une main d'œuvre très qualifiée et des moyens importants.
- Le délai est très long par rapport aux autres variantes.

### **II-6-Conclusion :**

Pour notre étude, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

Donc la variante retenue est le pont à poutres multiples précontraintes.

### III-1-INTRODUCTION :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

### III-2-Béton :

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants, Le béton est le matériau le plus utilisé dans le domaine des bâtiments et travaux publics.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup à celui de béton armé sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Le dosage du ciment pour le B.P est de l'ordre de 400 à 450 kg/m<sup>3</sup> et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m<sup>3</sup>

#### III-2-1-Résistance du béton :

Le béton est caractérisé principalement par sa résistance à la compression ( $f_{cj}$ ) et sa résistance à la traction ( $f_{tj}$ ), les formules de calcul de ces deux paramètres sont données par :

Pour un béton age de J jours on a :

- pour la dalle

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0.685 f_{c28} \log(j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- pour les appuis

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0.685 f_{c28} \log(j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour un béton age de J jours on a :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour la dalle:} & 2.7 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis :} & 2.22 \text{ Mpa} \end{cases}$$

### III-2-2-Contraintes admissibles :

On fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

#### **- Contrainte ultime de compression :**

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

$$\theta = \begin{cases} 1 & T \geq 24h \\ 0.9 & 1h \leq T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Ou T la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 1.15 & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

#### **- Contraint limite de service :**

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0.5 \times f_{c28} & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 0.6 \times f_{c28} & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

### III-2-3-Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton 'Eij' défini par les règles B.P.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Mpa})$$

$$E_i = \begin{cases} 36000 \text{ MPa} & \text{pour poutres et dalle} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{tj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

$$E_v = \begin{cases} 12000 \text{ MPa} & \text{pour poutres et dalle} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

### - Coefficient de poisson :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée.} \end{cases}$$

### III-2-4-Qualités attendues d'un béton pour un ouvrage :

Ses qualités sont :

- une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différé la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

### III-3- L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

#### III-3-1- Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables a celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE500 type 1 avec une limite d'élasticité  $f_e = 500$  Mpa, la contrainte de rupture  $f_r = 480$  Mpa.

$$\text{pour } \phi \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4200\text{kg} / \text{cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800\text{kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$
$$\text{pour } \phi > 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4000\text{kg} / \text{cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2670\text{kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

Le module d'élasticité  $E_s = 200\text{KN}/\text{mm}^2$ .

#### ➤ **La limite élastique :**

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentée} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

➤ **Contrainte limite de traction :**

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[ \frac{2}{3} f_c ; \max(110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ; 0.5 f_c) \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq 0.8 \min \left[ \frac{2}{3} f_c ; \max(110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ; 0.5 f_c) \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA

➤ **Diagramme contraint - déformation :**

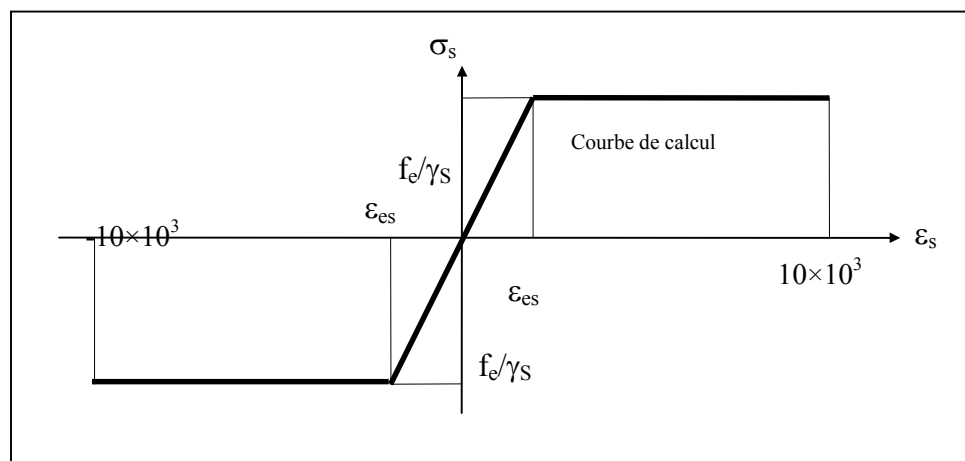


Figure III-1 Diagramme contraintes déformations

➤ **Module d'élasticité longitudinale des aciers :**

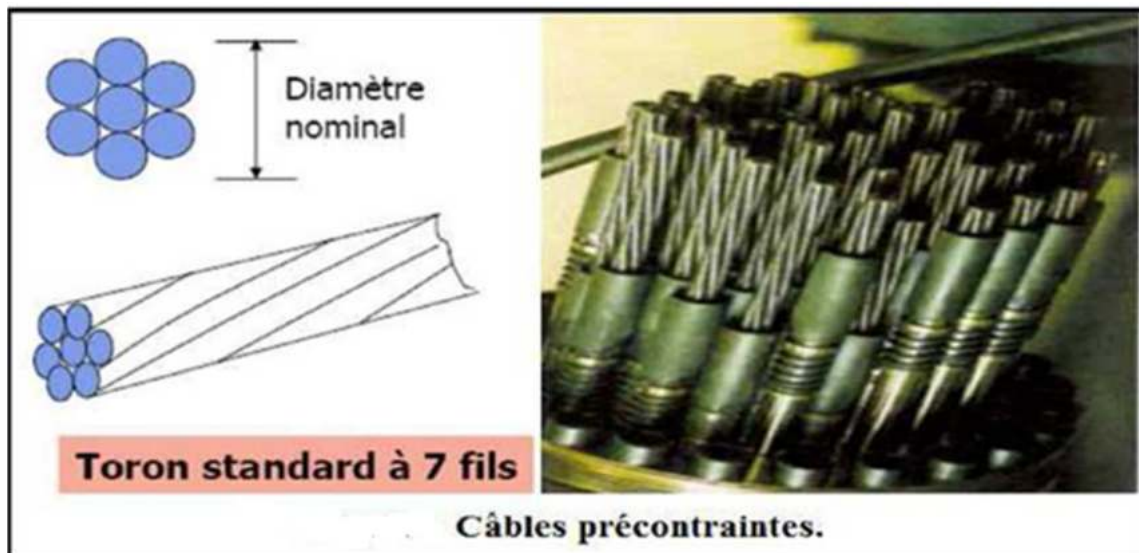
Les aciers utilisés sont les aciers courant à haute adhérence de classe FeE40 type 1  
 $f_c = 500 \text{ Mpa}$        $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$ .

**III-3-2-Aciers actifs :**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

-Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

-Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.



*Figure III-2 : câbles précontraintes*

➤ **La limite élastique :**

Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0.1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89 % de la résistance garantie à la rupture.

➤ **Contrainte limite de traction :**

- En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_c / \gamma_s$
- En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3 f_c , 110(\eta f_{ij})^{1/2})$
- En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2 f_c , 90(\eta f_{ij})^{1/2})$

Avec  $\eta = 1 \rightarrow$  treillis soudés et ronds lisses

$\eta = 1.6 \rightarrow$  aciers a haute adhérence

➤ **Module d'élasticité de l'acier :**

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

➤ **Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinal 'Ep' des aciers de précontraintes est pris égal à :

- 200 000 MPa       $\rightarrow$  pour les barres et les fils.
- 190 000 MPa       $\rightarrow$  pour les torons.

**III-3-3- Armatures actives pour les poutres :**

Les câbles utilisés sont des T15 S Très Basse Relaxation (TBR)

$$A_p = 150 \text{ mm}^2$$

$$F_{prg} = 1770 \text{ MPa.}$$

$$F_{peg} = 1573 \text{ MPa.}$$

$$E_p = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

Relaxation a 1000 h ( $r_{1000} = 2,5 \%$ )

## CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

---

### IV-1. Introduction :

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section I avec un espacement (en axes des poutres) très réduit pour éviter l'emploi des dallâtes à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dans ce chapitre nous allons déterminer aussi les accessoires du tablier (trottoirs, corniches, garde-corps....etc.).

### IV-2. Dimensionnement des éléments du tablier :

#### IV-2-1-Les poutres :

##### IV-2-1-1 Dimensionnement de la poutre:

Le dimensionnement de la poutre est fait par les documents SETRA :

##### **a. Nombre de poutres :**

Nombre de poutres est déterminée par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres :

$$N = \left( \frac{La}{\lambda} \right) + 1$$

L'espacement entre poutre est compris entre :  $1.5 < \lambda < 2.5$

On prend  $\lambda = 1.589\text{m}$ .

Donc

$N = 8$ poutres.
------------------

##### **b. Elancement de la poutre :**

On prend:  $h_t = 1.3 \text{ m}$ .

##### **c. La largeur de la table de compression :**

On fixe:  $b = 1\text{m}$

##### **d-Epaisseur de la table de compression :**

On fixe :  $e = 11\text{cm}$

##### **e- Largeur de talon ( $L_t$ ) :**

On prend  $L_t = 55\text{cm}$ .

##### **f- Epaisseur du talon et :**

On fixe  $e_t = 25\text{cm}$

##### **g- Epaisseur de l'âme ( $b_0$ ) :**

On fixe :  $b_0 = 22 \text{ cm}$

##### **h- les goussets :**

##### **1-Gousset de la table de compression :**

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

$$\alpha_1 = 7.83 \quad \text{donc} \quad e_1 = 0.033\text{m}$$

$$\alpha_2 = 33.69 \quad \text{donc} \quad e_2 = 0.1\text{m}$$

## CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

### 2-Gousset du talon :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers, ainsi pour faciliter la mise en œuvre du béton.

$\alpha_3=33.42^\circ$  donc  $e_3=0.25m$

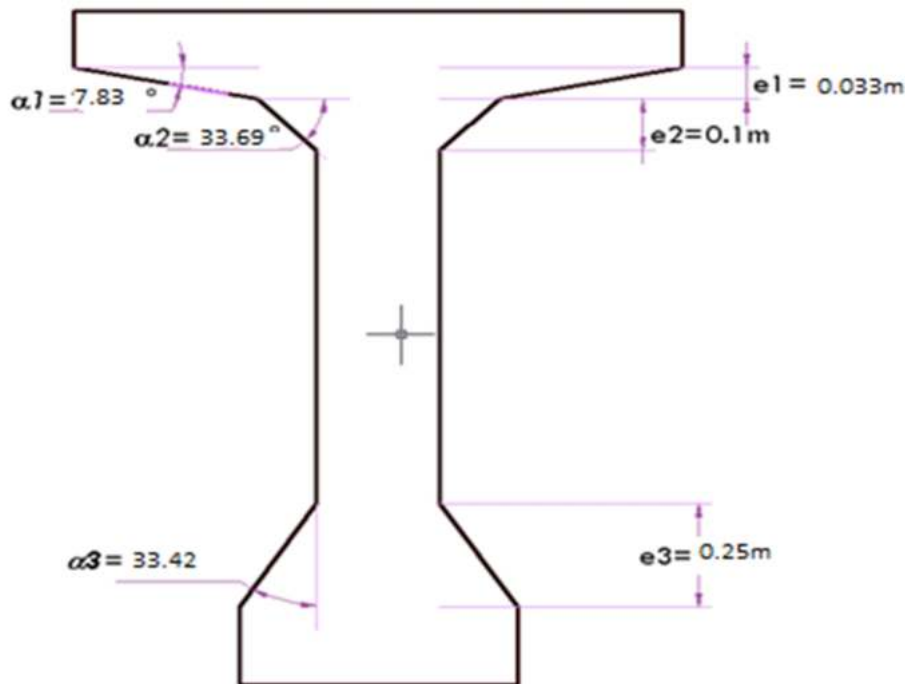


Figure IV-°1 : schéma représente les goussets et les épaisseurs de la poutre

### IV-2-2 La dalle :

Notre dalle est définie comme un hourdis général

#### 2-2-1-Longueur de la dalle:

La longueur de l'hourdis est égale à la longueur des poutres,  $L_d = 27m$ .

#### 2-2-2 Largeur de la dalle

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les Trottoir pour ça a été fixé pour  $l_d = 12.22m$

#### 2-2-3- Epaisseur de la dalle

En effet L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres (l'entraxe), plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m  
Donc pour ça :  $e_d = 0,20m$ .

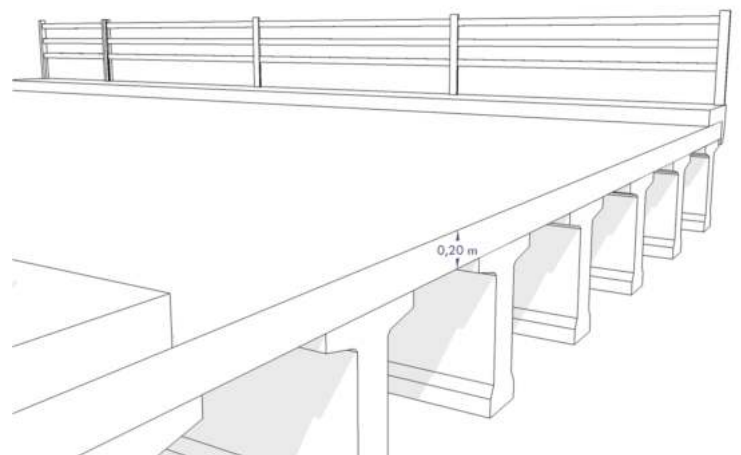


Figure IV-°2 : dimensions de la dalle

## CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

### IV-3-Détermination des caractéristiques géométrique des éléments du tablier :

Comme nous l'avons déjà évoqué, la géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques.

#### IV-3-1 Notation et formulation des caractéristiques géométriques :

$V = \frac{S \Delta_{net}}{B_{nette}}$  et  $V = H - V'$     Telles que:  
 $B_{brute} = X \times Y$      $V', V$ : la position de centre de gravité de l'élément  
 $S/\Delta_{brute} = B_{brute} \times Z$      $\Delta$  : L'axe situé au niveau de la fibre inférieure extrême.  
 $I/\Delta_{brute} = \sum I_0 + B_{brute} \times Z^2$      $B_{brute}$ : la section brute de l'élément.  
 $B_{nette} = 95\% B_{brute}$      $B_{nette}$ : la section nette de l'élément.  
 $S/\Delta_{net} = 95\% S/\Delta$      $I_0$ : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de l'élément.  
 $I/\Delta_{net} = 90\% I/\Delta_{brute}$      $I/\Delta_{brute}$ : le moment d'inertie brute par rapport à l'axe  $\Delta$   
 $IG = I/\Delta - S/\Delta \times V'$      $I/\Delta_{net}$ : le moment d'inertie net par rapport à l'axe  $\Delta$   
 $P = IG / (V \times V' \times B_{nette})$      $S/\Delta_{brute}$ : Le moment statique brut de l'élément par rapport à l'axe  $\Delta$ .  
 $S/\Delta_{net}$ : Le moment statique net de l'élément par rapport à l'axe  $\Delta$   
 $Z$ : la distance entre le centre gravité de l'élément et leur fibre inférieure extrême.  
 $p$ : le rendement géométrique de cet élément.  
 $I_0 = bh^3/12$  pour un élément rectangulaire ; et  $I_0 = bh^3/36$  pour un élément triangulaire.

### Caractéristiques géométriques de la poutre

Tableau IV°1 : caractéristiques géométriques de la poutre

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ= BxZ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Rectangle 1	22	130	2860	65	185900	4027833.333	16111333.33
Rectangle 2 x2	24	11	528	124,5	65736	5324	8189456
Rectangle 3 x2	15	11	330	124,5	41085	3327.5	5118410
Rectangle 4 x2	15	3.3	99	117.35	11617.65	89.8425	1363421.07
Rectangle 5 x2	16.5	25	825	12,5	10312.5	42968.75	171875
Triangle 1 x2	24	3.3	79.2	117.9	9337.68	47.916	1100960.388
Triangle 2 x2	15	10	150	112,3667	16855	833.3333333	1894773.501
Triangle 3 x2	16.5	25	412.5	33,333	13750	14322.917	472656.249

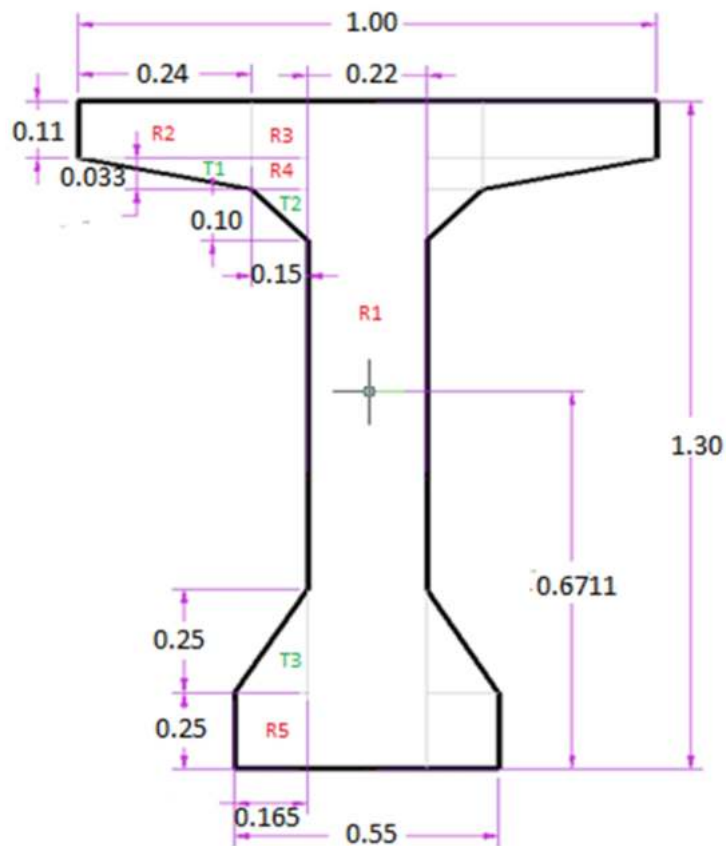


Figure IV-°3 : les dimensions de la section de la poutre

Donc pour l'ensemble des parties :

<b>B brute (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>5284.00</b>
<b>B nette (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>5019,8</b>
<b>S/Δ brute (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>354593.83</b>
<b>S/Δ nette (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>336864,14</b>
<b>I/Δ brute (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>34422885,54</b>
<b>I/Δ nette (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>30980596.99</b>

$$V' = \frac{S_{\Delta \text{ nette}}}{B_{\text{nette}}} \quad \text{donc} \quad V' = 67.11 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 62.89 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta \text{ br}} - S_{\Delta \text{ br}} \times V'$$

$$\text{Donc} \quad I_G = 10626093,61 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 9563484,249 \text{ cm}^4$$

**Le rendement géométrique:**  $p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0,4765$

## CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm <sup>3</sup> )	$I_n = 0.9 \times I_G$	rendement géométrique (p)
67.11	62.89	10626093.61	9563484.249	0,4765

**Conclusion :**

Donc parce que **P=47,65 %**

La section poutre correspondante à : **une bonne réparation de la matière**

### Caractéristiques géométriques de la poutre + l'hourdis

Tableau IV-°2 : caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	-	-	5284	67,11	354609,24	10626093, 61	34423919.71
Section de l'hourdis	158,9	20	3178	140	444920	105933.3333	62394733.33

Donc pour l'ensemble des parties :

<b>B brute (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>8462.00</b>
<b>B nette (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>8038,90</b>
<b>S/Δ brute (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>799529.24</b>
<b>S/Δ nette (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>759552.778</b>
<b>I/Δ brute (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>96818653.04</b>
<b>I/Δ nette (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>87136787.73</b>

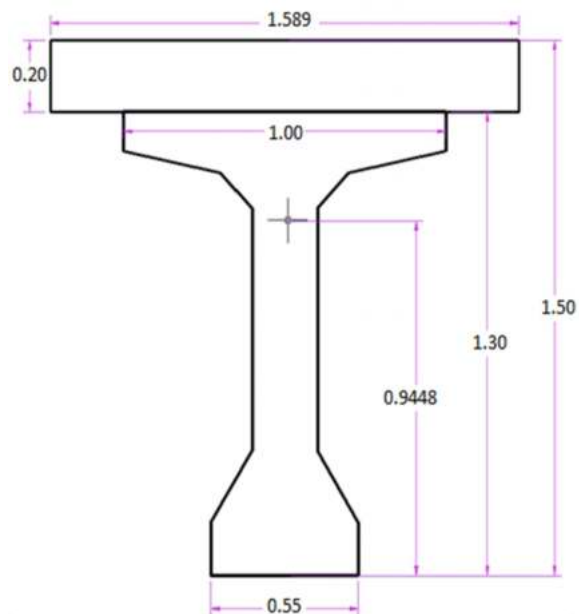


Figure IV- °4 : les dimensions de la section de la poutre+l'hourdis

## CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

V'	V	I <sub>G</sub> = I <sub>Δ</sub> - S <sub>Δ</sub> x V'	I <sub>n</sub> = 0.9 x I <sub>G</sub>	rendement géométrique (p)
(cm)	(cm)	(cm <sup>3</sup> )		
94.48	55.52	21279130.44	19151217.4	0,5046

Conclusion :

Donc parce que on a **P=50.46%**

La section poutre correspondante à **une bonne réparation de la matière.**

### Caractéristiques géométriques de la poutre de rive + l'hourdis

Tableau IV-°3 : caractéristiques géométriques de la poutre de rive+l'hourdis

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ = B x Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ = I <sub>0</sub> + B x Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	-	-	5284	67,11	354609,24	10626093, 61	34423919.71
Section de l'hourdis	130,3	20	2606	140	364840	86866.667	51164466.67

Donc pour l'ensemble des parties :

B brute (cm <sup>2</sup> )	7890.00
B nette (cm <sup>2</sup> )	7495,50
S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	719449.24
S/Δ nette (cm <sup>3</sup> )	683476.778
I/Δ brute (cm <sup>4</sup> )	85588386.38
I/Δ nette (cm <sup>4</sup> )	77029547.74

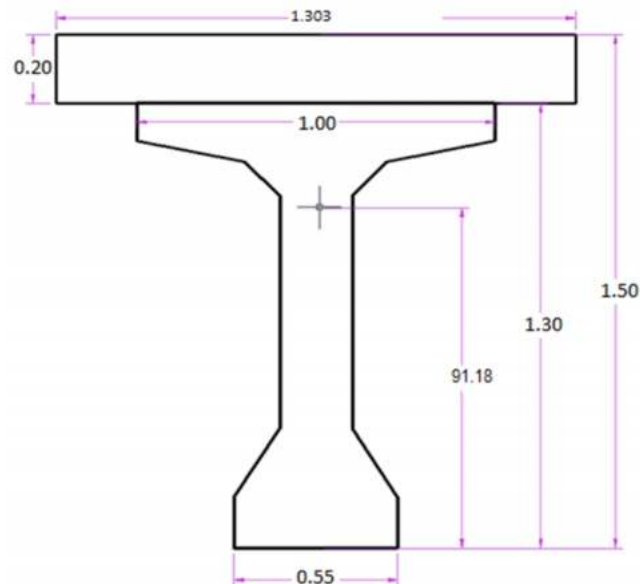


Figure IV-°5 les dimensions de la section de la poutre de rive+l'hourdis

$$V' = \frac{S_{\Delta \text{ net}}}{B_{\text{nette}}} \quad \text{donc} \quad V' = 91.18 \text{ cm} \quad V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 58.82 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta \text{ br}} - S_{\Delta \text{ br}} \times V' \quad \text{Donc} \quad I_G = 19989004, 68 \text{ cm}^4 \quad I_n = 0.9 \times I_G = 17990104, 21 \text{ cm}^4$$

$$\text{Le rendement géométrique: } p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0,4972$$

## CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V'$ (cm <sup>3</sup> )	$I_n = 0.9 \times I_G$	rendement géométrique (p)
91.18	58.82	19989004, 68	17990104, 21	0,4972

Conclusion :

Donc parce que **P=49,72 %**

La section poutre correspondante à : **une bonne réparation de la matière**

### IV-4-Les équipements d'un pont :

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

1. Etanchéité
2. La couche de roulement
3. Les trottoirs
4. Les corniches
5. Les dispositions retenues
6. les appareils d'appui
7. les joints de chaussée

#### IV-4-1- Etanchéité :

Ce choix se portera sur des systèmes conformes aux normes et aux spécifications du fascicule 67 [13]. Une procédure d'avis techniques pour les chapes d'étanchéité est en cours de mise en place et l'on choisira, à terme, parmi les systèmes ayant été validés.

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérent au support, de feuilles, préfabriquées ou non.

Choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes.

- \* L'adhérence au tablier ;
- \* La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage) ;
- \* La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement ;
- \*La durabilité.

## CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

---

### **IV-4-2 La couche de roulement :**

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers.

Généralement cette couche est composée par un tapis d'enrobés tel que l'épaisseur variée entre 5 et 10 cm.

Dans notre projet on prendra 8 cm pour la couche de roulement.

### **IV-4-3- Les corniches :**

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique). Il y a plusieurs catégories de corniches :

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

### **IV-4-4 Assainissement :**

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

### **IV-4-5- Joints de chaussée :**

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

### **IV-5- Les dispositions retenues :**

#### **IV-5-1- Les garde-corps :**

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi en point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcé parfois difficile à mètre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des véhiculés légers dans des conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories suivantes :

- Les garde-corps de type S
- Les garde-corps de type I
- Les garde-corps de type U

#### **IV-5-2- Les glissières de sécurités :**

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes, elles sont classées en trois catégories les suivantes :

- Les glissières rigides ;
- Les glissières souples
- Les glissières élastiques.

## CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS

### IX-Calcul des déformations :

Les différentes déformations que peut subir une construction en béton sont :

Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et surcharges.

Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

NB : les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche).

Pour le calcul de ces déformations on utilisera la méthode énergétique

### IX-1-Calcul des flèches :

#### IX-1-1-Flèche due au poids propre :

$$f_g = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E_v \times I}$$

Avec :

q : poids propre du tablier porté par une poutre.

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à mi-travée

Ev : Module de déformation différée, égal à  $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$ .

AN :

$$f_g = \frac{5 \times 2,581 \times 10^{-2} \times 26^4}{384 \times 12107,94 \times 21279130,44 \times 10^{-8}} = 5,96 \text{ cm.}$$

#### IX-1-2-Flèche due à la surcharge D240 et le poids propre :

$$F_s = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E_v \times I} \quad \text{ou} \quad F_s = \frac{5 \times M \times l^2}{48 \times E_i \times I}$$

Ev : Module de déformation instantané, égal à  $E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$ .

AN :

$$F_s = \frac{5 \times 215,0543 \times 10^{-2} \times 26^2}{48 \times 35981,73 \times 21279130,44 \times 10^{-8}} = 1,98 \text{ cm.}$$

$$F_{s+g} = 5,96 + 1,98 = 7,94 \text{ cm}$$

#### IX-1-3- flèche due à la précontrainte :

$$f_p = \frac{l}{2} \times \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M}{EI} x dx + \frac{l}{2} \times \int_{\frac{l}{2}}^l \frac{-M}{EI} (l-x) dx$$

Pour un diagramme de moment symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche a mi-portée s'écrit :

$$f_p = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M}{EI} x dx$$

On calcule le moment due à la précontrainte où :

$$M = P \times E$$

E : excentricité de la précontrainte.

P : tension de la précontrainte.

À X = 3.25m:

Tension maximale à la mise en précontrainte = 1960 KN

Tension maximale en service = 1743 KN

La tension prise en compte dans le calcul est

$$P = \frac{1960 + 1743}{2} = 1851,5 \text{ KN}$$

En travée X = 13m:

Tension maximale à la mise en précontrainte = 4902 KN

Tension maximale = 4089 KN

La tension prise en compte dans le calcul est

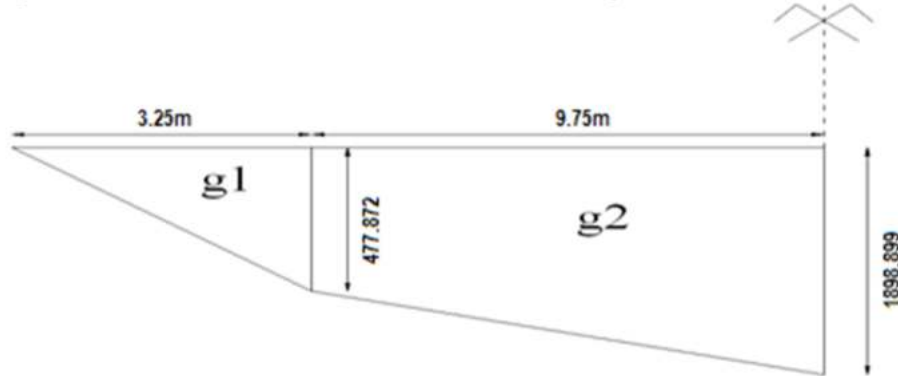
$$P = \frac{4902 + 4089}{2} = 4495,5 \text{ KN}$$

## CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS

section	P (KN)	E (m)	M=P×E (KN.m)
A l'about	1851.5	0.2581	477.872
En travée	4495.5	0.4224	1898.899

- Tableau 1-

Après avoir calculé le moment on trace le diagramme des moments :



Pour calculer la flèche on utilise la formule :

$$f_p = \frac{\sum A_i \times X_g}{EI}$$

$$X_{g1} = \frac{2}{3} \times 3.25 = 2.167 \text{ m}$$

$$X_{g2} = 3.25 + \frac{9.75}{3} \times \frac{(2 \times 1898.899 + 477.872)}{(1898.899 + 477.872)} = 9.096 \text{ m}$$

Calcul de  $\sum A_i \times X_g$  :

Ai (KN.m)	Xg (m)	
776.542	2.167	1682.766
11586.759	9.096	105393.156
		107075.922

-Tableau 2-

AN :

$$f_p = \frac{107075.922}{12102.94 \times 10626093.61} = -8.32 \text{ cm}$$

la contre flèche est comptée négative.

Alors on a :  $f_p = -8.32 \text{ cm}$

Donc : flèche de construction :  $f = 3/4 (f_p - f_g) = 3/4 (8.32 - 5.96) = 1.77 \text{ cm}$

La flèche en service à vide est :  $f = f_p + f_g = -8.32 + 5.96 = -2.36 \text{ cm}$

La flèche en service chargé est :  $f = f_p + f_g + f_s + g = -8.32 + 5.96 + 7.94 = 5.58 \text{ cm}$

### IX-2-Calcul des rotations :

#### IX-2.1-Rotation due au poids propre :

La rotation correspondante au poids propre (charge uniformément répartie) est donnée par la formule suivante :

$$\theta_G = \frac{q \times l^3}{24 E_v I}$$

$$q = 1.321 \text{ t/ml} = 1.321 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$E_v = 12102.94 \text{ Mpa}$$

$$I = 10626093.61 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\theta_G = \frac{1.321 \times 10^{-2} \times 26^3}{24 \times 12102.94 \times 10626093.61 \times 10^{-8}} = 0.0075 \text{ rad}$$

## CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS

### IX-2-2-Rotation due à l'effet de la surcharge (D240):

La valeur de rotation correspondante au moment maximale obtenu par application de la charge D240 est donnée par la formule suivant

$$\theta_s = \frac{q \times b \times (2a+b)}{48E_i I L} (4L^2 - (2a+b)^2 - b^2)$$

$$q = 12.9 \text{ t/ml}$$

$$E_i = 35981.73 \text{ Mpa}$$

$$I = 21279130.44 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

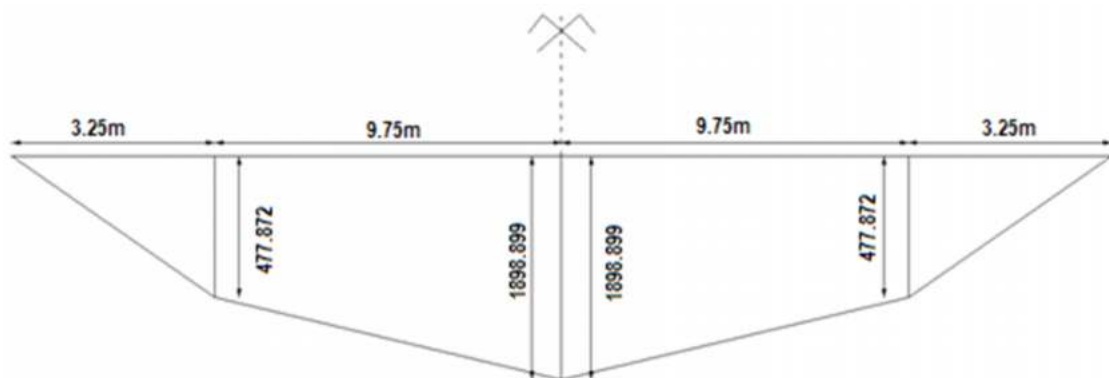
$$\theta_s = \frac{12.9 \times 10^{-2} \times 18.6^2}{48 \times 35981.73 \times 21279130.44 \times 10^{-8} \times 26} \times (4 \times 26^2 - 18.6^2 - 18.6^2) = 0.0094 \text{ rad}$$

### IX-2-3-Rotation due à la précontrainte:

Calculer par la relation :

$$\theta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx$$

$\int_0^L M dx =$  l'aire du diagramme des moments.



$$\int_0^L M dx = 2(776.542 + 11586.759) = 24726.602 \text{ m}^2$$

$$\theta_P = \frac{24726.602 \times 10^{-3}}{2 \times 1210294 \times 10626093.61 \times 10^{-8}} = 0.0096 \text{ rad}$$

Elle est compté négative  $\theta_P = -0.0096 \text{ rad}$

Rotation total :

- En service à vide :

$$\theta = \theta_P + \theta_g = -0.0096 + 0.0075 = -0.0021 \text{ rad}$$

- En service à charge :

$$\theta = \theta_P + \theta_g + \theta_s = 0.0073 \text{ rad}$$

## IX-3-Calcul des déplacements :

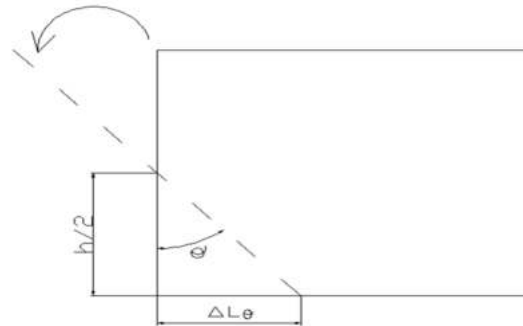
### IX-3-1-Déplacement dû à la rotation d'appuis :

$$\Delta l_{\theta} = \frac{h}{2} \theta$$

$$\Delta l_{\theta} = \frac{1.3}{2} \times 0.0073$$

$$= 0.004745 \text{ m}$$

$$= 0.4745 \text{ cm}$$



### IX-3-2-Déplacement dû au retrait :

$$\delta_r = \varepsilon_r \times \frac{l}{2} \text{ avec } \varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

$l = 26 \text{ m}$

$$\delta_r = 3 \times 10^{-4} \times \frac{26}{2} = 3.9 \text{ mm.}$$

### IX-3-3-Déplacement dû à la variation de température :

- Action de longue durée :  $\delta_t = 3 \times 10^{-4} \times \frac{l}{2} = 3.9 \text{ mm.}$
- Action de courte durée :  $\delta_t = 2 \times 10^{-4} \times \frac{l}{2} = 2.6 \text{ mm.}$

### IX-3-4-Déplacement dû au fluage :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} \cdot \frac{\Delta \sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec :

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{flu} = 31,3474 \text{ MPa}$$

$$\Delta h_{flu} = \frac{26}{2} \cdot \frac{31,3474}{2 \cdot 10^5}$$

$$\Delta h_{flu} = 2,04 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Le déplacement final sera :

$$\delta = \frac{2}{3} (\delta_f + \delta_r + \Delta l_{\theta}) + \delta_t = 1.102 \text{ cm}$$

### CHAPITRE V-1: CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES :

#### V.1-calcul des charges :

On peut deviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principales vis-à-vis a leurs rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

\*Charge permanent (CP)

\*Complément de charge permanente(CPP)

#### V.1.1-calcul de la charge permanente (CP) :

##### V.1.1.1- Les éléments poutres :

La section de la poutre est  $0,53 \text{ m}^2$

donc  $Pp=2.5 \times 0.53 \times 8=10.6 \text{ t/ml}$ .

##### V.1.1.2- L'élément dalle :

Épaisseur de la dalle est de 20 cm.

$PD=0.2 \times 12.22 \times 2.5=6.11 \text{ t/ml}$ .

Donc Pour CP :

$CP = PP + PD = 10.60 + 6.11 = 16.71 \text{ t/ml}$ .

Donc on a la charges permanente :  $CP = 16.71 \text{ t/ml}$ .

#### V.1.2- calcul du complément des charges permanente (CCP) :

##### Le revêtement et l'étanchéité :

Poids des revêtements + chapes d'étanchéité

$Pr = (0,07\text{m} + 0,03\text{m}) \times 2,2\text{t/m}^3 \times 11\text{m}$  Donc

$Pr=2.42 \text{ t/ml}$ .

##### la corniche:

$Sc = 0,2374 \text{ m}^2$

Tell que  $Sc$  : c'est la surface de la corniche transversalement.

Donc  $Pc = 0.2374 \times 2(\text{sym}) \times 2.5 = 1.187 \text{ t/ml}$

##### Glissière de sécurité :

$Pgs = 0,065 \text{ t/ml} \times 2(\text{sym}) = 0.13 \text{ t/ml}$

##### Garde corps :

$Pgc = 0,10 \text{ t/ml} \times 2(\text{sym}) = 0.20 \text{ t/ml}$ .

##### En fin on a :

$CCP = 2.42 + 1.187 + 0.13 + 0.20 = 3.937 \text{ t/ml}$

#### Donc on a les résultats suivants :

	Eléments	Poids (t/ml)	Poids (t)
CP	POUTRES	10.60	275,6
	DALLE	6.11	158,86
CCP	REVETEMENT ETANCHITTE	2.42	62,92
	G CORPS	0,20	5,2
	GLISSIERE S	0,13	3,38
	CORNICHE	1.187	30.862
POIDS TOTALE DE TABLIER		20.647	536.822

*Tableau V-°1 : poids totale de tablier*

**L'effort tranchant: à (x=0)**

$$R_A=R_B= G \times \frac{L}{2} = 20.647 \times \frac{26}{2} = 268.411t$$

**Moment fléchissant: à (x=L/2)**

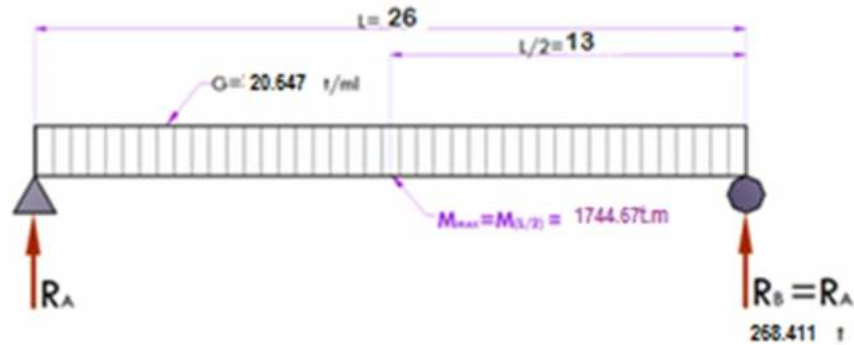
$$M \left( \frac{L}{2} \right) = G \times \frac{L^2}{8} = 20.647 \times \frac{26^2}{8} = 1744.67t.m$$

**L'effort tranchant: à (x=L/4)**

$$T (L/4) = R_A - 20.647 \times L/4 = 134.206 t$$

**Moment fléchissant: à (x=L/4)**

$$M (L/4) = R_A \times L/4 - 25.423 \times 6.52/2 = 1308.504 t.m$$



**V.2- calcul des surcharges :**

SELON FASCICULE N°61 TITRE II

**V.2.1- Caractéristiques du pont :**

**1\*Classe du pont :**

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur roulable, tous les ponts supportant des chaussées roulable  $L_r \geq 7m$  sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II).

Dans notre cas on a la largeur roulable =11m

Donc : le pont est classé en 1<sup>ère</sup> classe

**2\*Nombre des voies :**

D'après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière

On a deux glissières de sécurité sur les deux cotés donc  $L_c = 11.00 - 2 \times 0.5 = 10.00m$

$$N = (L_c/3) = [10.00/3] = 3.33$$

Donc on a trois voies de circulation.

**3\*Largeur de voie :**

Les voies de circulation d'une même  $V_o = 3.5m$ , D'après le fascicule 61 titre II (pont 1<sup>ere</sup> classe)

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

- \* La surcharge de type A(L)
- \* Système B : (Bc, Bt, et Br)
- \* La surcharge militaire MC 120
- \* Le convoi exceptionnel D240

**V.2.2 évaluation des surcharges (T ; M) maximum :**

**V.2.2.1 système A(l) :**

$$A (L) = 230 + (36000 / (L+12)) (Kg/m^2).$$

Tell que L : la longueur de tablier

$$A (L) = 230 + 36000 / (27 + 12) = 1153.1 Kg/m^2 = 1,153 t/m^2$$

## Déterminer a1, a2 :

a1 Est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

$$a_2 = V_o / V$$

$$V = Lc/N = 10.00/3 = 3.33 \text{ m}$$

V<sub>o</sub> : dépend de la classe, on a 1ère classe

Donc V<sub>o</sub> = 3,5 m

$$a_2 = 3,50/3.33 = 1.05 \text{ donc } a_2 = 1.05$$

Nb VOIES CHARGÉES		1	2	3
Classe du pont	1ère	1	1	0.9
	2ème	1	0.9	-
	3ème	0.9	0.8	-

**Tableau V-° 2 : les valeurs des coefficients a<sub>1</sub>**

### 1ere cas : une voie chargée

Pont de 1ere classe nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau d'a<sub>1</sub> :

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 1.05$$

$$A(1L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times V_o$$

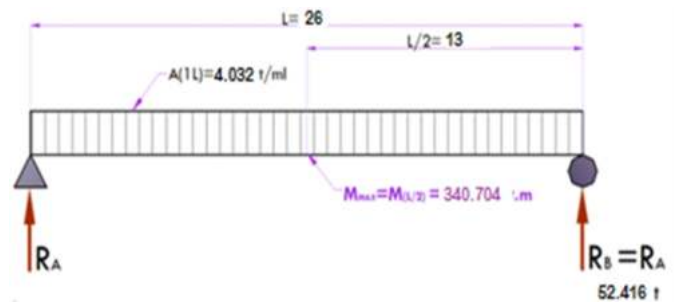
$$A(1L) = 1.153 \times 1 \times 1.05 \times 3,33 = 4.032 \text{ t/ml}$$

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(1L) \times \frac{L}{2} = 4.032 \times \frac{26}{2} = 52.416 \text{ t}$$

\* Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(1L) \times \frac{L^2}{8} = 4.144 \times \frac{26^2}{8} = 340.704 \text{ t.m}$$



### 2eme cas : deux voies chargées

Pont de 1ère classe.

Nombre des voies chargées égales à 2

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 1.05$$

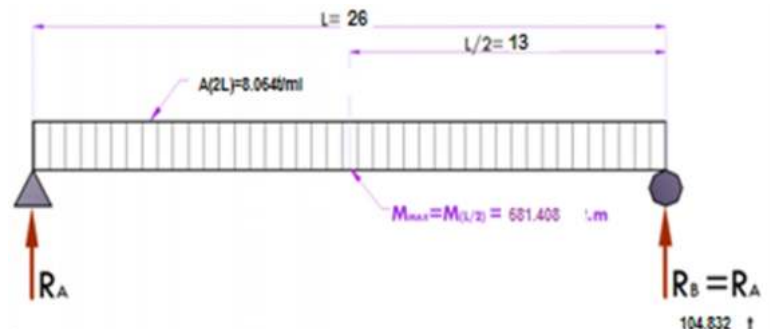
$$A(2L) = 1.153 \times 1 \times 1.05 \times 3,33 \times 2 = 8.064 \text{ t/ml}$$

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(2L) \times \frac{L}{2} = 8.064 \times \frac{26}{2} = 104.832 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(2L) \times \frac{L^2}{8} = 8.064 \times \frac{26^2}{8} = 681.408 \text{ t.m}$$



### 3eme cas : trois voies chargées

Pont de 1ère classe.

Nombre des voies chargées égales à 3

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 1.05$$

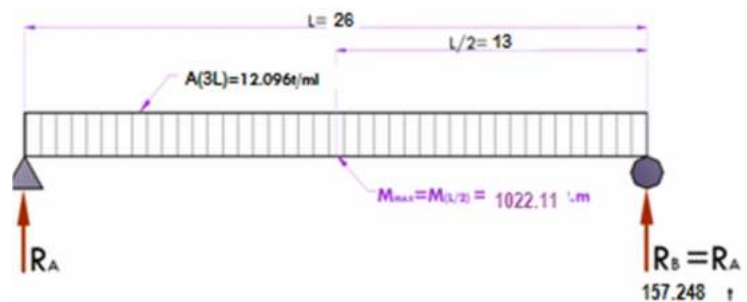
$$A(3L) = 1.153 \times 1 \times 1.05 \times 3,33 \times 3 = 12.096 \text{ t/ml}$$

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(3L) \times \frac{L}{2} = 12.096 \times \frac{26}{2} = 157.248 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(3L) \times \frac{L^2}{8} = 12.096 \times \frac{26^2}{8} = 1022.112 \text{ t.m}$$



### V.2.2.2 système B:

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

- Le système Bc se compose de camions types.
  - Le système Br se compose d'une roue isolée.
  - Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.
- Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe (fascicule 61 titres II).

### Calcul des coefficients de majoration dynamique :

\*Le sens physique de ce coefficient :

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

TEL QUE:

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

G : sa charge permanente

S : sa charge maximale de B

### V.2.2.2.1 système Bc:

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

système Bc longitudinalement  
"masses relatives à une file des camions"

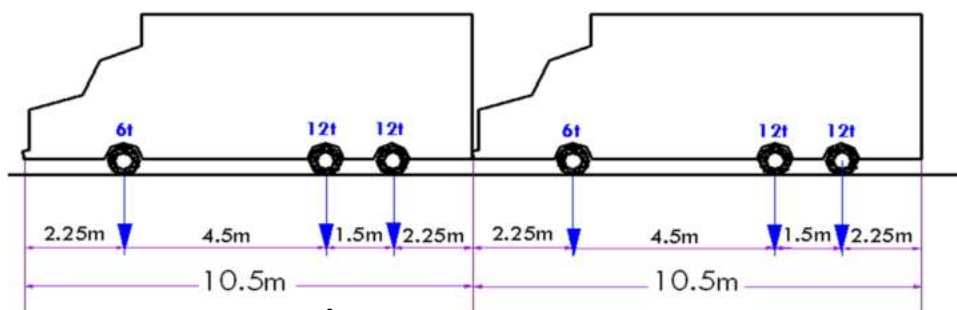


Figure V°1 : système Bc longitudinalement

**Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :**

**1ere cas : une file de Bc**

**Coefficient bc :**

Pont de 1ere classe nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau d'bc :

$$bc = 1.20$$

NB FILES CONSIDERES	1	2	3	
Classe du pont	1ère	1.20	1.10	0.95
	2ème	1.00	1.00	-
	3ème	1.00	0.8	-

*Tableau°V-3 : Tableau de coefficients bc*

**Coefficient majoration dynamiques :**

Tell que :

$$S = 60t \times 1.2$$

$$G = 536.822t$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 26} + \frac{0.6}{1+4 \frac{536.822}{60 \times 1.2}}$$

Donc  $\delta_1 = 1,08$

**2eme cas : deux files de Bc**

**Coefficient bc :**

Pont de 1ere classe nombre de voies chargées = 2

D'après le tableau d'bc : bc = 1.10

**Coefficient majoration dynamique :**

Tell que :

$$S = 120t \times 1.1$$

$$G = 536.822t$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 26} + \frac{0.6}{1+4 \frac{536.822}{120 \times 1.1}}$$

Donc  $\delta_2 = 1,10$

**3eme cas : trois files de Bc**

**Coefficient bc :**

Pont de 1ere classe nombre de voies chargées = 3

D'après le tableau d'bc : bc = 0.95

**Coefficient majoration dynamique :**

Tell que :

$$S = 180t \times 0.95$$

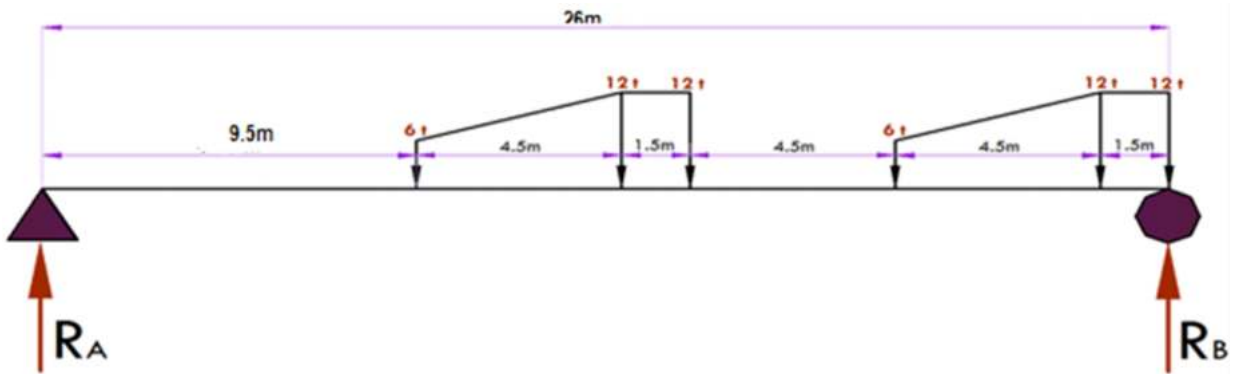
$$G = 536.822 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 26} + \frac{0.6}{1+4 \frac{536.822}{180 \times 0.95}}$$

Donc  $\delta_3 = 1,11$

## CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)



**1<sup>ere</sup> cas : une file de Bc**

$$\sum M_{/B}=0 \text{ donc on a : } R_A \times 26 = 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 10.5 \times 12 + 12 \times 12 + 16.5 \times 6 = 423 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{423}{26} = 16.27 \text{ t donc } R_B = R_{MAX} = 60 - 16.27 = 43.73 \text{ t}$$

$$R(1Bc) = R_B \times bc \times \delta \delta_1 = 43.73 \times 1.2 \times 1.08 = 56.67 \text{ t}$$

**2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc**

$$R(2Bc) = R_B \times bc \times \delta \delta_2 \times \delta_2 = 43.73 \times 1.1 \times 2 \times 1.1 = 105.83 \text{ t}$$

**3<sup>eme</sup> cas : trois files de Bc**

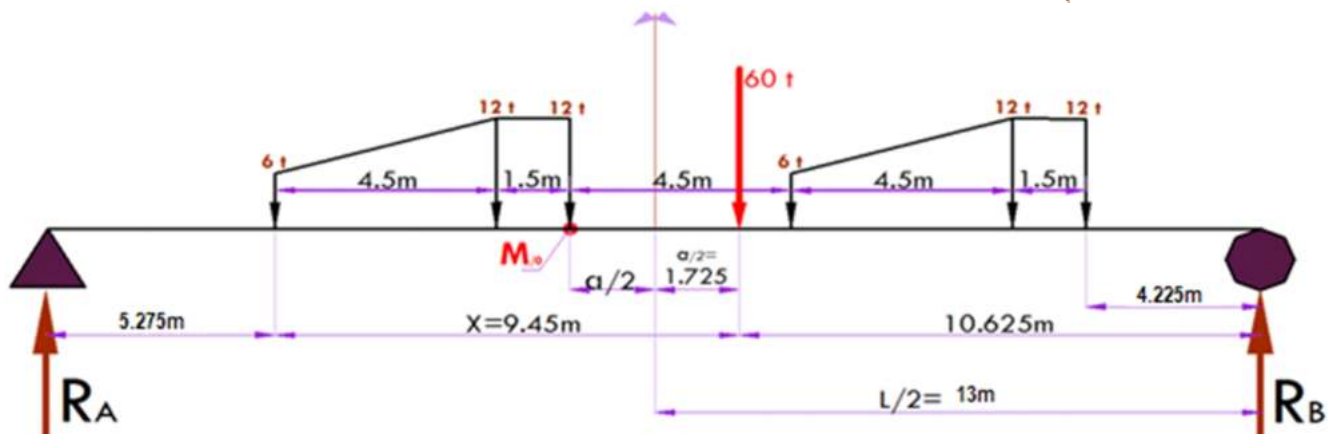
$$R(3Bc) = R_B \times bc \times \delta \delta_3 \times \delta_3 = 43.73 \times 1.11 \times 3 \times 0.95 = 138.34 \text{ t}$$

Moment fléchissant: « théorème de M<sup>R</sup> BARRES »

**Théorème :**

« Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) est la résultant r de tout les charge selon symétrique par rapport le centre de la poutre ».

D'après M<sup>R</sup> BARRES



$$X = \frac{1}{60} \times (12 \times 4.5 + 12.6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5) = 9.45 \text{ m}$$

$$\text{Donc } X = 9.45 \text{ m}$$

$$\alpha = 9.45 - 1.5 - 4.5 = 3.45 \text{ m donc } \frac{\alpha}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$$M_{Bc}^T = M_0$$

$$\sum M_{/A}=0 \text{ donc } R_B = \frac{1}{26} (6 \times 5.275 + 12 \times 9.775 + 12 \times 11.275 + 15.775 \times 6 + 20.275 \times 12 + 12 \times 21.775)$$

$$R_B = 33.98 \text{ t } \text{ implique que } R_A = 60 - 33.98 = 26.02 \text{ t}$$

$$M_{/0} = R_A \times 11.275 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 = 239.4 \text{ t.m}$$

**1<sup>ere</sup> cas : une file de Bc**

$$M_{Bc1} = M_{/0} \times bc \times \delta_1 = 239.4 \times 1.2 \times 1.08 = 310.262 \text{ t.m}$$

**2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc**

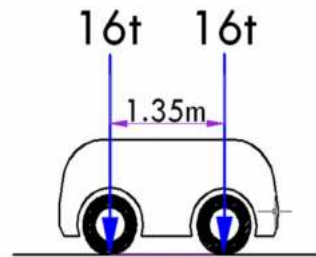
$$M_{Bc2} = M_{/0} \times nb_{voies} \times bc \times \delta_2 = 239.4 \times 1.1 \times 1.1 \times 2 = 579.348 \text{ t.m}$$

**3<sup>eme</sup> cas : trois files de Bc**

$$M_{Bc3} = M_{/0} \times nb_{voies} \times bc \times \delta_3 = 239.4 \times 1.11 \times 0.95 \times 3 = 757.342 \text{ t.m}$$

**V.2.2.2 système Bt:**

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



**Figure V-2 : système Bt longitudinalement**

**Calcul des coefficients majoration dynamique, et coefficients bt :**

**Coefficient bt :**

Pont de 1ere classe

D'après le tableau d'bt : bt = 1.00

B FILES CONSIDERES		bc
Classe du pont	1 <sup>ere</sup>	<u>1.00</u>
	2 <sup>eme</sup>	0.9

**Tableau°V-4 : Tableau de coefficients bt**

**1<sup>ere</sup> cas : un tandem de Bt**

**Coefficient majoration dynamiques :**

Tell que :

$$S = 32 \text{ t} \times 1.0$$

$$G = 536.822 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \left[ \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} \right] = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 27} + \frac{0.6}{1+4 \frac{536.822}{32 \times 1.00}}$$

$$\text{Donc } \delta_1 = 1.07$$

**2<sup>eme</sup> cas : deux tandems de Bt**

**Coefficient majoration dynamiques :**

Tell que :

$$S = 64 \text{ t} \times 1.0$$

$$G = 536.822 \text{ t}$$

$$\xi = 1 + \square + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 27} + \frac{0.6}{1+4 \frac{536.822}{64 \times 1.00}}$$

Donc  $\delta_2 = 1,08$

**3<sup>eme</sup> cas : trois tandems de Bt**

**Coefficient majoration dynamiques :**

Tell que :

$$S = 96 \text{ t} \times 1.0$$

$$G = 536.822 \text{ t}$$

$$\xi = 1 + \square + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 27} + \frac{0.6}{1+4 \frac{536.822}{96 \times 1.00}}$$

Donc  $\delta_3 = 1,09$

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

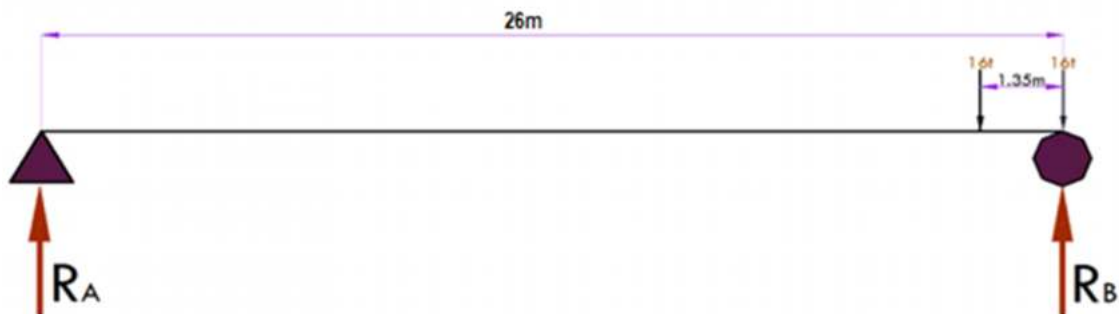
**1<sup>ere</sup> cas : un tandems de Bt**

$$\sum M_B = 0 \text{ donc on a :}$$

$$R_A \times 26 = 16 \times 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{16 \times 1.35}{26} = 0.83 \text{ t}$$

$$R_B = 32 - 0.83 = 31.17 \text{ t}$$



$$R_{MAX} (1Bt) = R_B \times bt \times \delta \delta_1 = 31.17 \times 1.00 \times 1.07 = 33.352 \text{ t}$$

**2<sup>eme</sup> cas : deux tandem de Bt**

$$R_{MAX} (2Bt) = R_B \times bc \times nb_{voies} \times \delta \delta_2 = 31.17 \times 1.00 \times 2 \times 1.08 = 67.327 \text{ t}$$

**3<sup>eme</sup> cas : trois tandem de Bt**

$$R_{MAX} (3Bt) = R_B \times bc \times nb_{voies} \times \delta \delta_3 = 31.17 \times 1.00 \times 3 \times 1.09 = 101.926 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant: « théorème de M<sup>R</sup> BARRES »

$$X = \frac{1}{32} \times (16 \times 1.35) = 0.675 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \alpha = X = 0.675 \text{ m}$$

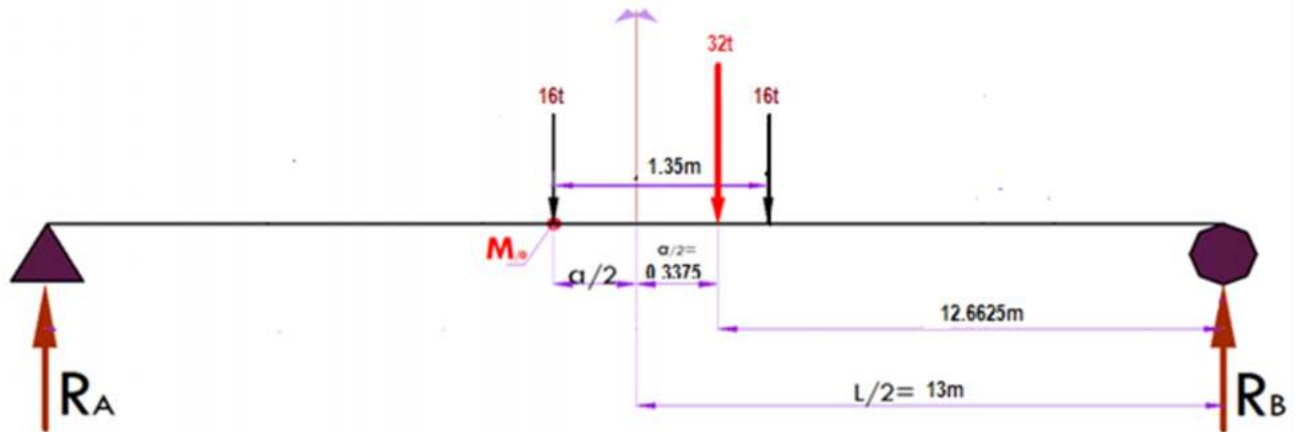
$$\text{alors } \frac{\alpha^2}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$$M^T_{Bt} = M_{/0}$$

$$\sum M_A = 0 \text{ donc } R_B = \frac{1}{26} (16 \times 12.6625 + 16 \times 14.0125)$$

$$R_B = 16.42 \text{ t } \underline{\text{implique que}} \text{ } R_A = 32 - 16.42 = 15.58 \text{ t}$$

$$M_{/0} = R_A \times 12.6625 = 197.34 \text{ t.m}$$



**1<sup>ere</sup> cas : un tandem de Bt**

$$M_{Bt1} = M_{BT} \times bt \times \delta_1 = 197.34 \times 1.0 \times 1.07 = 211.154 \text{ t.m}$$

**2<sup>eme</sup> cas : deux tandems de Bt**

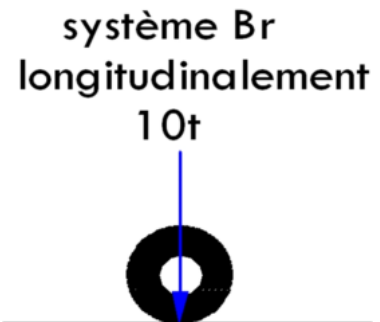
$$M_{Bt2} = M_{BT} \times nb_{voies} \times bt \times \delta_2 = 197.34 \times 1.0 \times 1.08 \times 2 = 426.254 \text{ t.m}$$

**3<sup>eme</sup> cas : trois tandems de Bt**

$$M_{Bt3} = M_{BT} \times nb_{voies} \times bt \times \delta_3 = 197.34 \times 1.0 \times 1.09 \times 3 = 645.302 \text{ t.m}$$

**V.2.2.2.3 système Br:**

- Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :
- une roue isolée, porte une masse de 10t
- sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangles de 0.60mx0.30m
- le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.



**Figure °V-3 : système Br longitudinalement**

**Calcul du coefficient majoration dynamique:**

$$S = 10 \text{ t}$$

$$G = 536.822 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} \quad \text{ou} \quad 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 27} + \frac{0.6}{1+4 \frac{536.822}{10}}$$

$$\text{Donc } \delta = 1,07$$

**L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)**

$$R(Br) = R_B \times \delta_1 \times \delta = 10.00 \times 1.07 = 10.7 \text{ t}$$

**Moment fléchissant:**

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 5 \text{ t}$ .

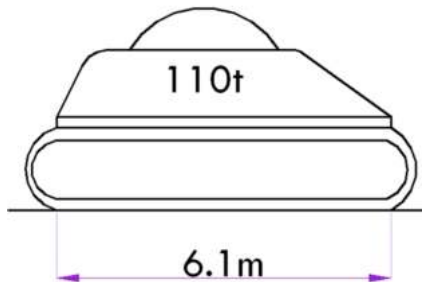
$$M \left( \frac{L}{2} \right) = M_{Br} = R_A \times 26/2 = 65 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = M_{Br} \times \delta = 65 \times 1.07 = 69.55 \text{ t.m}$$

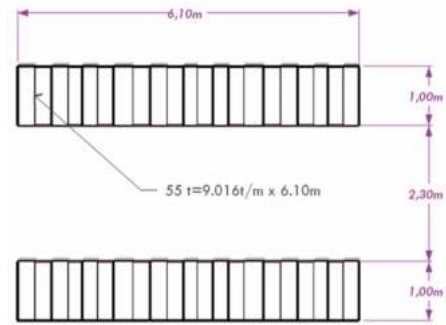
### V.2.2.3 système Mc120:

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- masse totale : 110t
- longueur d'une chenille : 6.10m
- largeur d'une chenille : 1.00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément réparti



**Figure V-4 : convois Mc120 longitudinalement**



**Figure V-5 : espace d'impact du convoi Mc120**

### Calcul du coefficient majoration dynamique :

$S=110\text{ t}$

$G=536.822\text{t}$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 26} + \frac{0.6}{1+4 \frac{536.822}{110}}$$

Donc  $\delta = 1,09$

\*L'effort tranchant: à  $(x=0)$  (réaction)

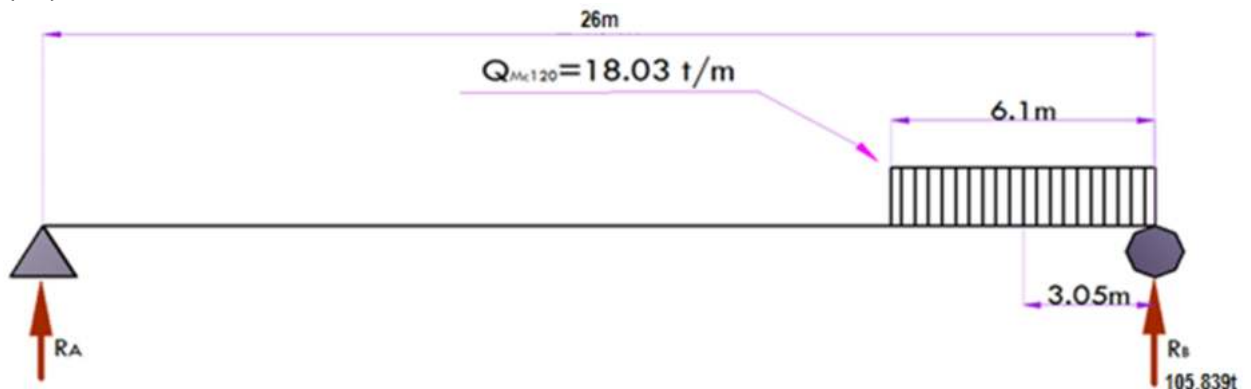
$\sum M_B = 0$  donc on a :

$R_A \times 26 = 110 \times 3.05\text{m}$

Donc  $R_A = \frac{110 \times 3.05}{26} = 12.90\text{ t}$

$R_B = R_{Mc120} = 110 - 12.90 = 97.1\text{ t}$

$R_{(MAX)} = R_B \times \delta = 97.1 \times 1.09 = 105.839\text{ t}$

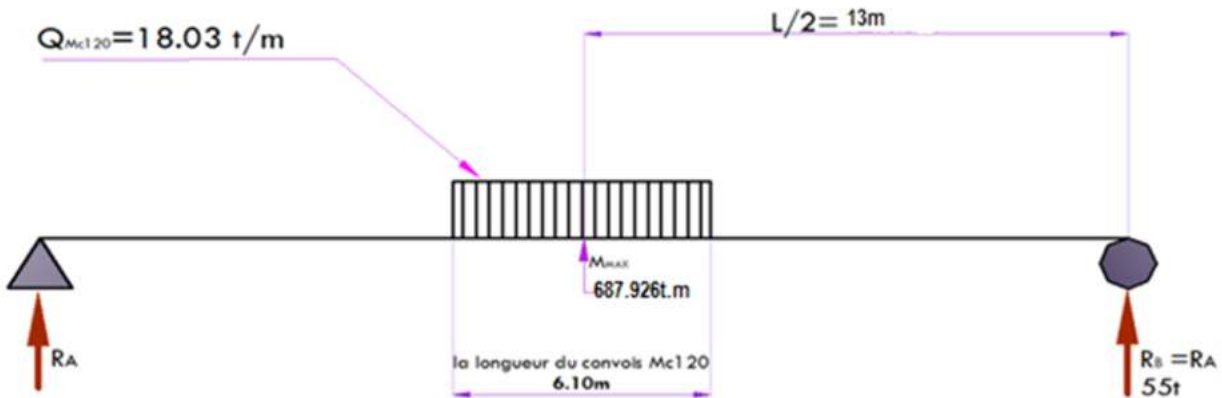


\*Moment fléchissant: à (L/2)

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 55 \text{ t}$ .

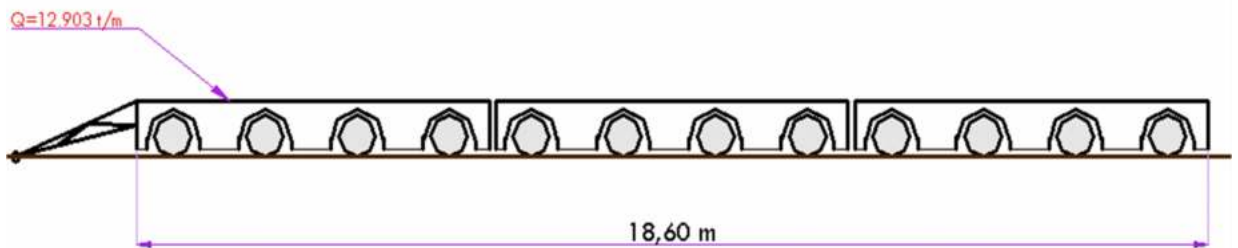
$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{Mc120} = R_A \times \frac{26}{2} - 55 \times \frac{3.05}{2} = 631.125 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M_{Mc120} \times \delta = 631.125 \times 1.09 = 687.926 \text{ t.m}$$



**V.2.2.4 système D 240 « charge exceptionnelles »:**

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids totale, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de long.



**Figure °V-6 : convoi D240 longitudinalement**

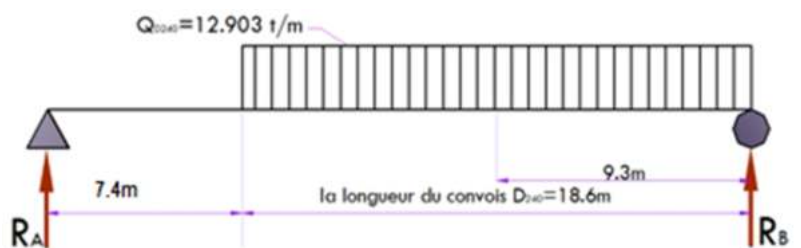
\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

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

$$R_A \times 26 = 240 \times 9.30$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{240 \times 9.30}{26} = 85.85 \text{ t}$$

$$R_B = R_{\max} = R(D_{240}) = 240 - 85.85 = 154.15 \text{ t}$$



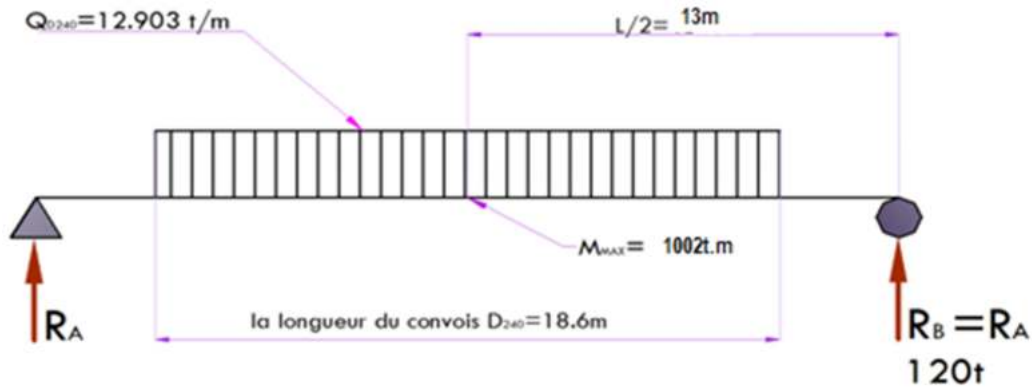
## CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

\*Moment fléchissant: à (L/2)

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 120 \text{ t}$ .

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{\max} = R_A \times \frac{26}{2} - 120 \times \frac{9.30}{2} = 1002 \text{ t.m}$$

$$M_{D240} = M_{\max} = 1002 \text{ t.m}$$



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les charges et Les surcharges		Reaction (t)	Réaction par poutre R <sub>0</sub> (t)	Moments (t.m)	Moment par poutre M <sub>0</sub> (t.m)	
<b>Charge Permanente</b>	G	268.411	33.551	1744.67	218.084	
<b>Surcharge A(L)</b>	1 voie	52.416	6.552	340.704	42.588	
	2 voies	104.832	13.104	681.408	85.176	
	<b>3 voies</b>	<b>157.248</b>	<b>19.656</b>	<b>1022.112</b>	<b>127.764</b>	
<b>Surcharge B</b>	Bc	1 file	56.67	7.084	310.262	38.783
		2 files	105.83	13.229	579.348	72.419
		3 files	138.34	17.293	757.342	94.668
	Bt	1 tandem	33.352	4.169	211.154	26.394
		2 tandems	67.327	8.416	426.254	53.282
	Br	10.7	1.338	69.55	8.694	
<b>Convoi</b>	Mc120	105.839	13.230	687.926	85.991	
	D240	154.15	19.269	1002	125.25	

**Tableau°V-5 : Tableau des sollicitations maximums dus aux charges est surcharges**

**\*CONCLUSION :**

L'effort tranchant maximum le plus défavorable sous la combinaison suivante :

$$R_{\max} = R_G + 1.2 (R_{\max \text{ surcharges}} + R_{\text{TROTTOIR}}) = 268.411 + 1.2 \times (157.248)$$

$$\text{Donc } R_{\max} = 457.109 \text{ t}$$

Le moment fléchissant maximum le plus défavorable sous la combinaison suivante :

$$M_{\max} = M_G + 1.2 (M_{\max \text{ surcharges}} + M_{\text{TROTTOIR}}) = 1744.67 + 1.2 \times (1022.112)$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 2971.204 \text{ t.m}$$

**V.2.3 évaluation des sollicitations (T ; M) pour L/4 :**

**VI.2.3.1) système A(I) :**

**1<sup>eme</sup> cas : une voie chargée**

$A(1L) = 4.032 \text{ t/ml}$

\*L'effort tranchant:

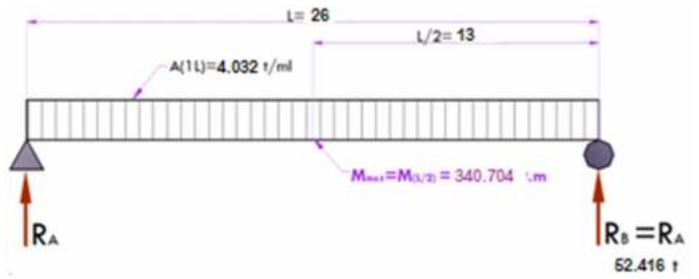
$R_A = R_B = A(1L) \times \frac{L}{2} = 4.032 \times \frac{26}{2} = 52.416 \text{ t}$

$T(L/4) = R_B - A(1L) \times \frac{L}{4} = 52.416 - 4.032 \times \frac{26}{4} = 26.208 \text{ t}$

$T(L/4)_p = 26.208 \text{ t}$

\* Moment fléchissant:

$M\left(\frac{3L}{4}\right) = \frac{3}{4} \times A(1L) \times \frac{L^2}{8} = \frac{3}{4} \times 4.032 \times \frac{26^2}{8} = 255.528 \text{ t.m}$



**2<sup>eme</sup> cas : deux voies chargées**

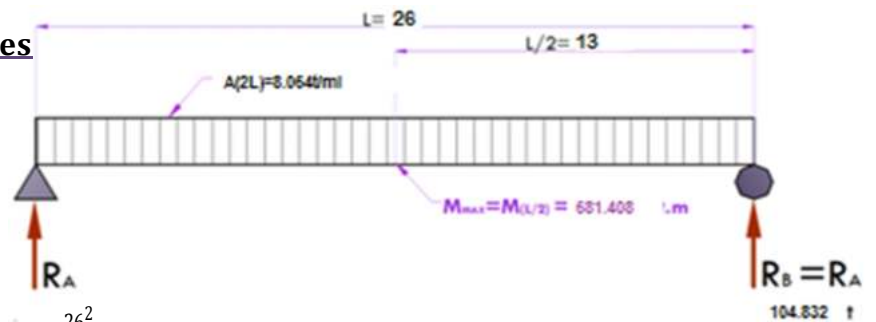
$A(2L) = 8.064 \text{ t/ml}$

\*L'effort tranchant:

$T(L/4)_p = 52.416 \text{ t}$

\*Moment fléchissant:

$M\left(\frac{3L}{4}\right) = \frac{3}{4} \times A(2L) \times \frac{L^2}{8} = \frac{3}{4} \times 8.064 \times \frac{26^2}{8} = 511.056 \text{ t.m}$



**3<sup>eme</sup> cas : trois voies chargées**

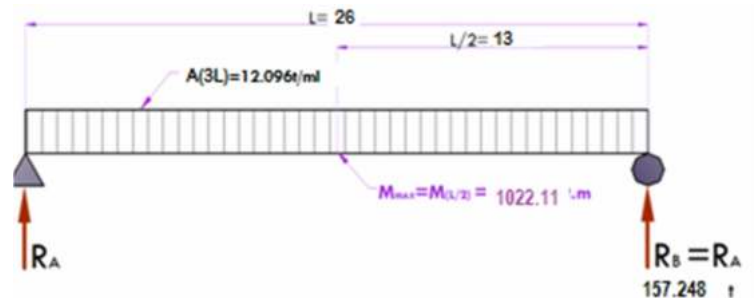
$A(3L) = 12.096 \text{ t/ml}$

\*L'effort tranchant:

$T(L/4)_p = 78.624 \text{ t}$

\*Moment fléchissant:

$M\left(\frac{3L}{4}\right) = \frac{3}{4} \times A(3L) \times \frac{L^2}{8} = \frac{3}{4} \times 12.096 \times \frac{26^2}{8} = 766.584 \text{ t.m}$



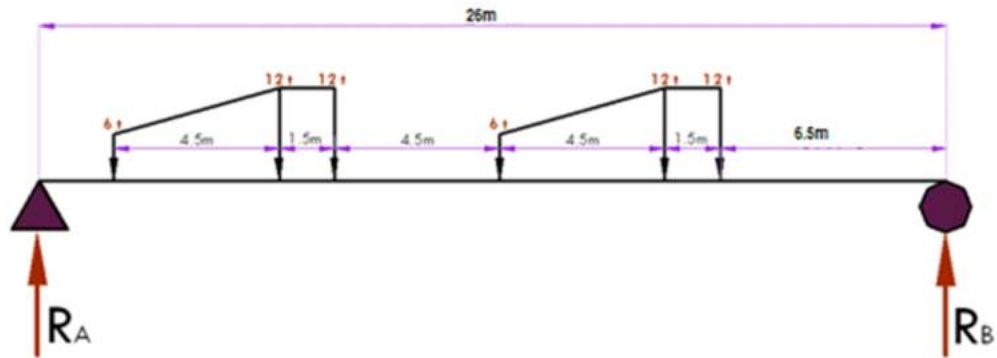
**V.2.3.2 système B:**

L'effort tranchant: à  $(x=l/4)$

$\sum M_B = 0$

Donc on a :  $R_A \times 26 = 12 \times 6.5 + 12 \times 8 + 6 \times 12.5 + 12 \times 17 + 12 \times 18.5 + 6 \times 23 = 813 \text{ t.m}$

Donc  $R_A = \frac{813}{26} = 31.27 \text{ t}$



**1<sup>ere</sup> cas : une file de Bc**

$$T(L/4)p = R_B \times bc \times \delta_1 = 28.73 \times 1.2 \times 1.08 = 37.234 \text{ t}$$

**2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc**

$$T(L/4)p = R_B \times bc \times nb_{voies} \times \delta_2 = 28.73 \times 1.1 \times 2 \times 1.11 = 69.527 \text{ t}$$

**3<sup>eme</sup> cas : trois files de Bc**

$$T(L/4)p = R_B \times bc \times nb_{voies} \times \delta_3 = 28.73 \times 1.11 \times 3 \times 0.95 = 90.887 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant:

$$\sum M/A = 0$$

$$\text{Donc on a : } R_B \times 26 = 6 \times 0.5 + 12 \times 5 + 12 \times 6.5 + 6 \times 11 + 12 \times 15.5 + 12 \times 17 = 597 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc } R_B = \frac{597}{26} = 22.96 \text{ t}$$

**1<sup>ere</sup> cas : une file de Bc**

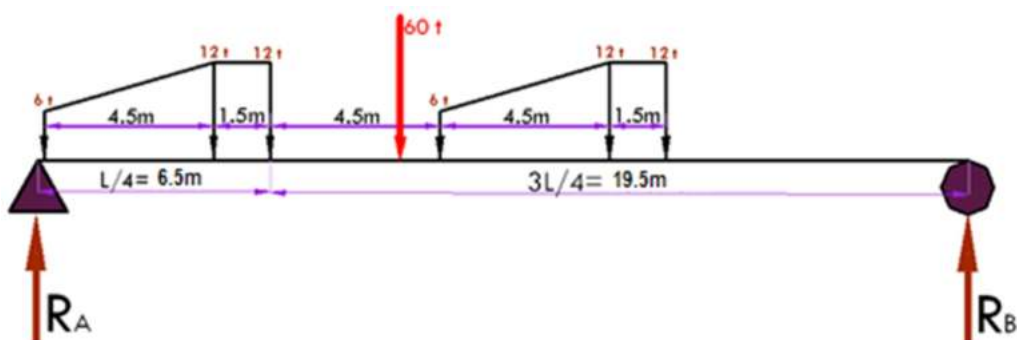
$$M_{Bc1}(L/4) = (R_A \times 6.5 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5) \times bc \times \delta_1 = 186.76 \times 1.2 \times 1.08 = 242.041 \text{ t.m}$$

**2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc**

$$M_{Bc2} = M_{/0} \times nb_{voies} \times bc \times \delta_2 = 186.76 \times 1.1 \times 1.1 \times 2 = 451.959 \text{ t.m}$$

**3<sup>eme</sup> cas : trois files de Bc**

$$M_{Bc3} = M_{/0} \times nb_{voies} \times bc \times \delta_3 = 186.76 \times 1.11 \times 0.95 \times 3 = 590.815 \text{ t.m}$$



## V.2.3.2.2 système Bt:

\*L'effort tranchant: à  $(x=L/4)$

### 1<sup>ere</sup> cas : un tandem de Bt

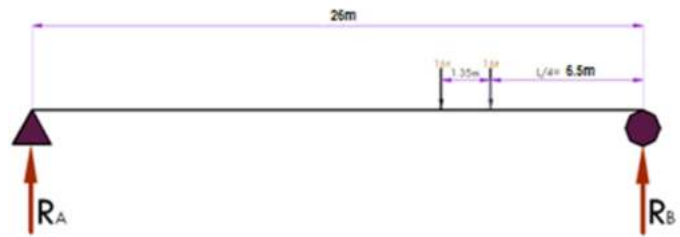
$\sum M/B=0$  donc on a :

$$R_A \times 26 = 16 \times 6.5 + 16 \times 7.85$$

Donc  $R_A = 8.83 \text{ t}$

$$R_B = 32 - 8.83 = 23.17 \text{ t}$$

$$T(1Bt) P = R_B \times bt \times \delta_1 = 23.17 \times 1.00 \times 1.07 = 24.792 \text{ t}$$



### 2<sup>eme</sup> cas : deux tandems de Bt

$T(2Bt) P = R_B \times bt \times nb_{voies} \times \delta_2 =$

$$23.17 \times 1.00 \times 2 \times 1.08 = 50.047 \text{ t}$$

### 3<sup>eme</sup> cas : trois tandems de Bt

$T(3Bt) P = R_B \times bt \times nb_{voies} \times \delta_3 =$

$$23.17 \times 1.00 \times 3 \times 1.09 = 75.766 \text{ t}$$

Moment fléchissant: « théorème de M<sup>R</sup> BARRES »

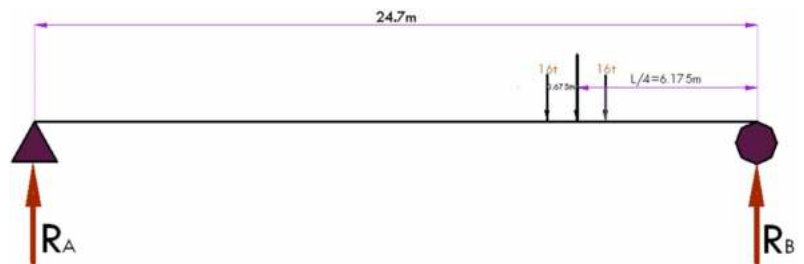
$\sum M/B=0$  donc on a :

$$R_A \times 26 = 16 \times 5.825 + 16 \times 7.175$$

Donc  $R_A = 8 \text{ t}$

$$R_B = 32 - 8 = 24 \text{ t}$$

$$M(L/4) = R_B \times 6.5 - 16 \times 0.675 = 145.2 \text{ t.m}$$



### 1<sup>ere</sup> cas : un tandem de Bt

$$M(1Bt) P = M(L/4) \times bt \times \delta_1 = 145.2 \times 1.00 \times 1.07 = 155.364 \text{ t.m}$$

### 2<sup>eme</sup> cas : deux tandems de Bt

$$M(2Bt) P = M(L/4) \times bt \times \delta_2 \times 2 = 2 \times 145.2 \times 1.00 \times 1.08 = 313.632 \text{ t.m}$$

### 3<sup>eme</sup> cas : trois tandems de Bt

$$M(3Bt) P = M(L/4) \times bt \times \delta_3 \times 3 = 3 \times 145.2 \times 1.00 \times 1.09 = 474.804 \text{ t.m}$$

## V.2.2.2.3 système Br:

\*L'effort tranchant: à  $(x=L/4)$

$$T(Br) = R_A \times \delta_1 = 7.50 \times 1.07 = 8.025 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant:

$$M\left(\frac{l}{4}\right) = R_B \times \frac{26}{4} = 48.75 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M_{Bt1} \times \delta_1 = 48.75 \times 1.07 = 52.16 \text{ t.m}$$

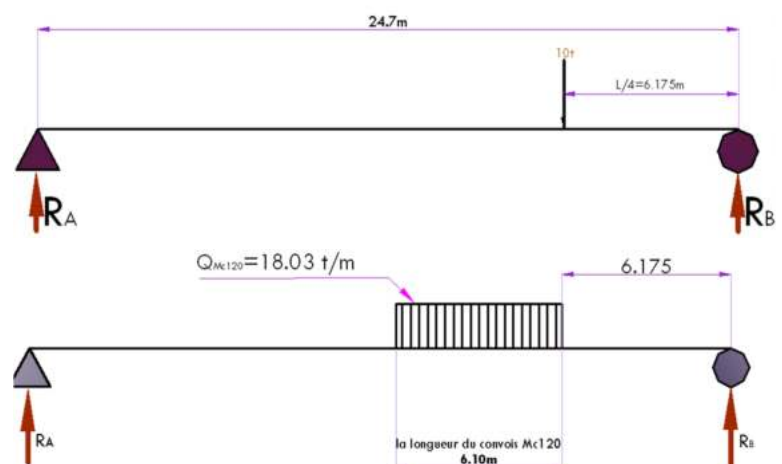
## V.2.2.3 système Mc120:

\*L'effort tranchant: à  $(L/4)$

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

$$R_A \times 26 = 110 \times 9.55$$

$$\text{Donc } R_A = 40.40 \text{ t}$$



$$T (L/4) = 110 - 40.40$$

$$T (L/4) p = T (L/4) \times \delta_1 = 69.6 \times 1.09 = 75.864 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant: à (L/2)

$$\sum M/B = 0 \text{ donc on a :}$$

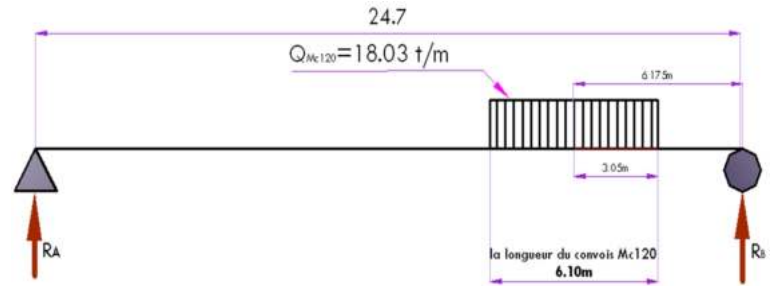
$$R_A \times 26 = 110 \times 6.5$$

$$\text{Donc } R_A = 27.5 \text{ t}$$

$$R_B = 110 - 27.5 = 82.5 \text{ t}$$

$$M (L/4) = R_B \times 6.5 = 536.25 \text{ t.m}$$

$$M (L/4) \times \delta_1 = 536.25 \times 1.09 = 584.513 \text{ t.m}$$



### **V.2.2.4 système D 240 « charge exceptionnelles »:**

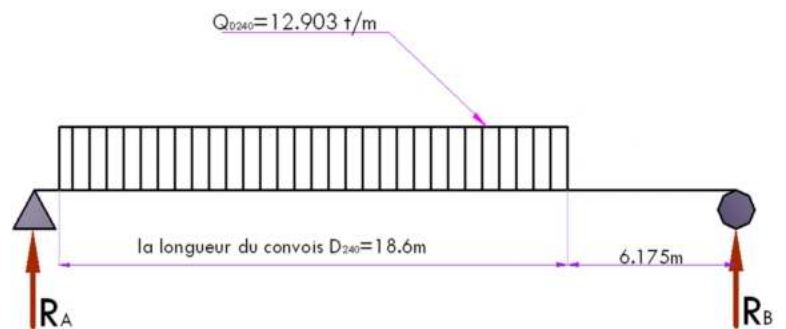
\*L'effort tranchant: à (x=L/4)

$$\sum M/B = 0 \text{ donc on a :}$$

$$R_A \times 26 = 240 \times 15.8$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{240 \times 15.8}{26} = 145.846 \text{ t}$$

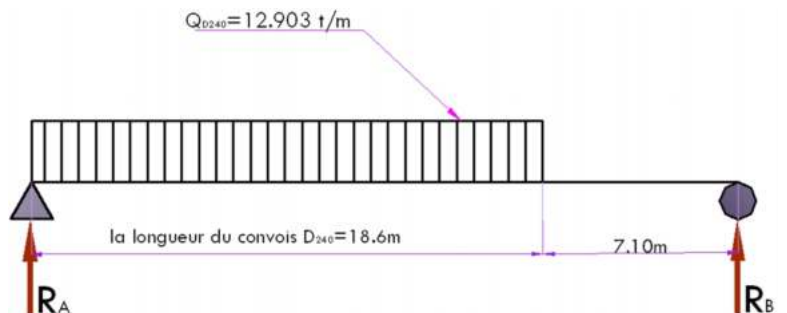
$$R_B = T (L/4) = 94.154 \text{ t}$$



\*Moment fléchissant: à (L/2)

$$M \left(\frac{L}{4}\right) = M_{\max}$$

$$= R_A \times \frac{26}{4} - 12.903 \times 6.5 \times \frac{6.5}{2} = 729.425 \text{ t.m}$$



## CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

Donc pour (L/4) les sur charges provoquent les sollicitations suivantes :

Les charges et Les surcharges		L'effort tranchante T(t) à (L/4)	L'effort Tranchant T0(t) à (L/4) par poutre	Moments (t.m)	Moment par poutre M <sub>0</sub> (t.m)	
Charge Permanente	G	134.206	16.776	1308.504	163.563	
Surcharge A(L)	1 voie	26.208	3.276	255.528	31.941	
	2 voies	52.416	6.552	511.056	63.882	
	3 voies	78.624	9.828	766.584	95.823	
Surcharge B	Bc	1 file	37.234	4.654	242.041	30.255
		2 files	69.527	8.691	451.959	56.495
		3 files	90.887	11.361	590.815	73.852
	Bt	1 tandem	24.792	3.099	155.364	19.421
		2 tandems	50.047	6.256	313.632	39.204
	Br	8.025	1.003	52.16	6.52	
Convoi	Mc <sub>120</sub>	75.864	9.483	584.513	73.064	
	D <sub>240</sub>	94.154	11.769	729.425	91.178	

**Tableau°V-6 : Tableau des sollicitations au point L/4 dus aux charges est surcharges**

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et des plus utilisées. Elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement  $\theta$  qui est définie par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

Si  $\theta < 0,3 \rightarrow$  La méthode de J.Courbon.  
 Si  $\theta > 0,3 \rightarrow$  La méthode de Guyon-Massonnet.

( $e=b$  ;  $e=3/4b$  ;  $e=1/2b$  ;  $e=1/4b$  ;  $e=0$ ) et pour les neufs sections de la largeur de dalle.  
 ( $y= \pm b$  ;  $y= \pm 3/4b$  ;  $y= \pm 1/2 b$  ;  $e= \pm 1/4b$  ;  $y=0$ ).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients. Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversale ( $k\alpha$ ,  $\epsilon \alpha$ ,  $\mu\alpha$ ) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

**VI-1- calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal :**

**VI-1.1 Détermination des paramètres de calcul :**

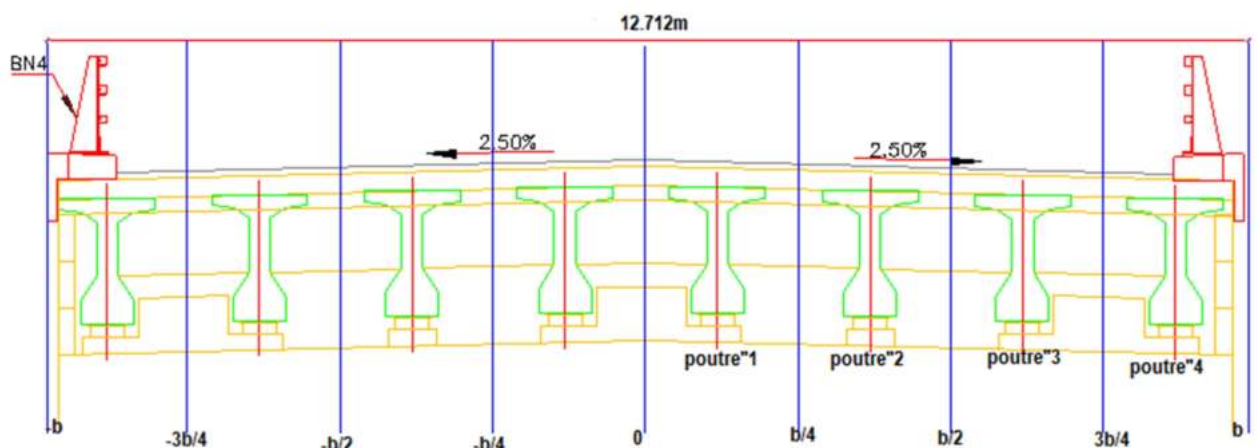


Figure VI-1 : position des poutres transversalement

### **-La largeur active (B) :**

Le pont est constitué de 8 poutres (n =8), espacées de  $b_0 = 1.589\text{m}$  (entre-axe des poutres)

Donc la largeur active du pont sera :  $B/2=b = \frac{n}{2} b_0 = \frac{8}{2} \times 1.589 = 6.356 \text{ m}$

### **VI-1.2 méthode de Détermination des coefficients de Guyon-Massonnet :**

Pour le calcul de la répartition transversale des efforts par la méthode de Guyon-Massonnet. Elle nécessite de trouver plusieurs paramètres dépend du comportement physique de notre structure, tous ça pour avoir déterminé les coefficients de répartition transversale K.

Tous ses coefficients dépendent de deux paramètres essentiels :

Paramètre d'entretoisement : (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \frac{b_0}{l} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

Paramètre de torsion : (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_p \rho_E}} \quad \text{Tell que} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc :

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E I_p}{b_1} \quad \text{et} \quad \rho_E = \rho_D = \frac{E I_D}{l_1}$$

$$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_D}{l_1} \quad \text{et} \quad \gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

$$I_p = I_0 + 8 (I_M - I_0) \frac{1}{3\pi}$$

$$C_p = \frac{G}{3} \left( \sum b_i h_i + \frac{b}{2} h^3 \right) \quad \text{Avec} \quad G = E / 2 (1 + \nu)$$

Avec :

b : demi largeur active de la dalle

l : portée de la travée

$\rho_p$  : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

$\rho_E$  : rigidité flexionnelle des entretoises qui représente la dalle par unité de largeur.

$\gamma_p$  : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E$  : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

b<sub>1</sub> : distance entre-axe des poutres.

l<sub>1</sub> : distance entre-axe des entretoises.

I<sub>0</sub> : Inertie de la Section de la poutre a l'about.

I<sub>M</sub> : Inertie de la Section de la poutre a mi-travée.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

**VI-1 3 Détermination des coefficients  $\alpha$  et  $\theta$  :**

On a La distance entre-axe des poutres est  $b_0 = 1.589 \text{ m}$

**Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs :**

$$I_p = I_0 + 8 \frac{(I_M - I_0)^2}{3\pi}$$

**Avec:**

$$I_M = I_0 = 21279130.44 \text{ cm}^4$$

**Rigidité flexionnelle de la poutre (/ ml) :**

$$b_1 = b_0$$

$$\rho_P = (E I_P / b_0) = E \times \frac{21279130.44}{158.9} = 133915.2325 E$$

**Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$I_D = (l_1 \times \frac{l_1^3}{12}) = l_1 \times (20)^3 / 12 = 666.667 l_1 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / l_1 = 666.667 E$$

$$\theta = \frac{6.356^4}{26} \sqrt{\frac{133915.2325 E}{666.667 E}} = 0.92$$

**Donc:  $\theta = 0.92$**

**Paramètre de torsion :**

Calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre et la dalle part unité de largeur

Pour simplifier les calculs des rigidités

On modifie légèrement la géométrie de la poutre en gardant la section et l'inertie constante.

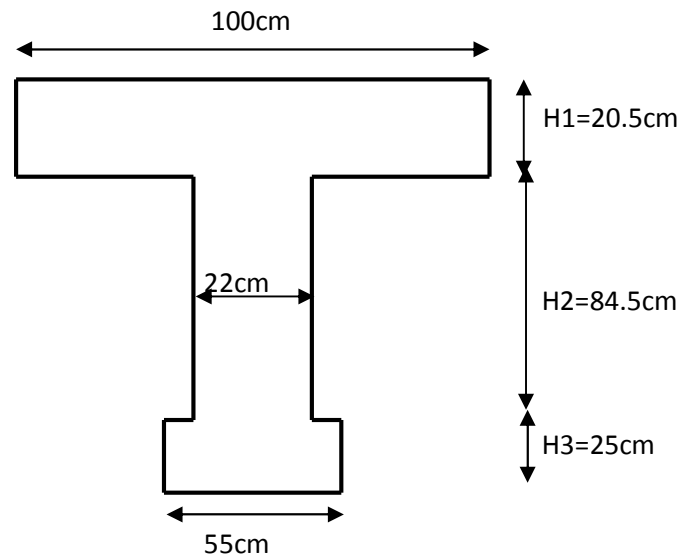
**Section équivalente:**

$$\begin{cases} 100 \times H_1 + 22 \times H_2 + 55 \times H_3 = 5284 \text{ cm}^2 \\ H_1 + H_2 + H_3 = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

On fixe  $H_3 = 25 \text{ cm}$

$$\begin{cases} H_1 + H_2 = 105 \text{ cm} \\ 100H_1 + 22H_2 = 3909 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} H_1 = 20.5 \text{ cm} \\ H_2 = 84.5 \text{ cm} \end{cases}$$



$$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_D}{I_1} \quad \text{et} \quad \gamma_P = \frac{C_P}{b_1}$$

$$C_P = \frac{G}{3} \left( \sum b_i h_i + \frac{b}{2} h^3 \right) \quad \text{Avec} \quad G = E / 2 (1 + \nu)$$

Donc on aura la rigidité comme suite :

$$C_p = \frac{G}{3} (55 \times 25^3 + 84.5 \times 22^3 + 100 \times 20.5^3 + \frac{158.9}{2} 20^3)$$

$$C_p = 3256243.5 \text{ G } \text{ tell que } G = E/2.4$$

$$C_p = 452256.04 \times E$$

$$C_E = C_D = 2GI_E$$

**Avec :**

$I_E$  : inertie de la dalle

$$I_E = I_D = I_0 \times d^3 / 12$$

$$G = [E / 2 (1 + \nu)]$$

**Avec :**

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux ; pour le béton précontraint il est recommandée de prendre  $\nu = 0.20$

D'où

$$G = 0.4166 E$$

Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :

$$\gamma_P = C_p / b_0 = 452256.04E / 158.9 = 2846.1676E$$

Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :

$$\gamma_E = C_E / I_0 = (2 \times 0.4166 E \times I_0 d^3) / 12 I_0 = 555.467E$$

$$\alpha = \frac{2846.1676E \times 555.467E}{2E \sqrt{666.667 \times 133915.2325}} \quad \text{Donc } \alpha \text{ Sera: } \quad \alpha = 0.18$$

### VI-1-4-Coefficients de répartition transversale $K_\alpha$ moy :

$$K = f(\theta ; \alpha ; Y)$$

Ils dépendent :

- ❖ Du paramètre de l'entretroisement  $\theta$  ;
- ❖ Du paramètre de torsion  $\alpha$  ;
- ❖ De l'excentricité relative ( $e/b$ ) ;
- ❖ De l'ordonnée relative ( $y/b$ ) de la section où on veut étudiée le moment ;
- ❖ La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée)

Les valeurs de K pour ( $\alpha=0$  et  $\alpha=1$ ) dans le cas de  $\theta$  entre (0 et 2), sont consignées dans les tableaux de Massonnet, donc pour un calcul rigoureux de K dans le cas ( $0 < \alpha < 1$ ) on utilisera les formules d'interpolation de **Sattler**.

Si  $0 < \theta \leq 0.1$  la formule d'interpolation sera  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$

Sinon si  $0.1 < \theta \leq 1$  la formule d'interpolation sera  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\left(1 - e^{-\frac{0.065 - \theta}{0.665}}\right)}$

Sinon  $1.0 < \theta$  la formule d'interpolation sera  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

\*\*Puisque  $\theta = 0.92 < 1,00$  notre cas est la deuxième.

Dans le cas où  $\theta$  calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur  $\theta = 0.90$  et  $\theta = 0.95$  pour trouver les valeurs correspondants  $\theta = 0.92$ .

On a trouvé pour  $\theta = 0.90$  d'après les tableaux de Massonnet les tableaux suivants :

❖ Pour  $\alpha=0$  :

Thêta=0.90	Alfa=0								
	K0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,4715	0,2749	1,0436	1,7771	2,1592	1,7771	1,0436	0,2749	-0,4715
b/4	-0,5493	-0,0646	0,47	1,107	1,7771	2,1334	1,7309	0,9565	0,1129
b/2	-0,4042	-0,1851	0,0792	0,47	1,0436	1,7309	2,198	2,0203	1,5843
3b/4	-0,1919	-0,2028	-0,1851	-0,0646	0,2749	0,9565	2,0203	3,2519	4,2579
b	0,0299	-0,1919	-0,4042	-0,5493	-0,4715	0,1129	1,5843	4,2579	8,0034

❖ Pour  $\alpha=1$

:

Thêta=0.90	Alfa=1								
	K1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5452	0,7119	0,9631	1,2903	1,5028	1,2903	0,9631	0,7119	0,5452
b/4	0,3155	0,4335	0,6224	0,9164	1,2903	1,5534	1,3996	1,138	0,9359
b/2	0,1864	0,2663	0,3987	0,6224	0,9631	1,3996	1,7493	1,7094	1,5677
3b/4	0,1166	0,1722	0,2663	0,4335	0,7119	1,138	1,7094	2,2658	2,518
b	0,0762	0,1166	0,1864	0,3155	0,5452	0,9359	1,5677	2,518	3,771

Tableau<sup>o</sup> 1 ; 2 : Tableaux de  $k_0$  pour  $\alpha=0$  ; 1 et  $\theta=0.90$

Et pour  $\theta = 0.95$  d'après les tableaux de Massonnet les tableaux suivants :

❖ Pour  $\alpha=0$  :

Thêta=0.95	Alfa=0								
	K0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,5476	0,2205	1,0283	1,8308	2,2647	1,8308	1,0283	0,2205	-0,5476
b/4	-0,552	-0,0942	0,4281	1,0911	1,8308	2,2413	1,7788	0,9051	-0,0352
b/2	-0,3619	-0,1823	0,049	0,4281	1,0283	1,7788	2,2821	2,0152	1,4425
3b/4	-0,1299	-0,1694	-0,1823	-0,0942	0,2205	0,9051	2,0152	3,304	4,3036
b	0,1017	-0,1299	-0,3619	-0,552	-0,5476	-0,0352	1,4425	4,3036	8,4478

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

❖ Pour  $\alpha=1$  :

Thêta=0.95	Alfa=1								
	K1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5064	0,6801	0,9526	1,3202	1,5662	1,3202	0,9526	0,6801	0,5064
b/4	0,2816	0,3985	0,5936	0,9079	1,3202	1,6148	1,4265	1,1255	0,9021
b/2	0,1596	0,2351	0,3654	0,5936	0,9526	1,4265	1,8092	1,7402	1,5641
3b/4	0,0961	0,1463	0,2351	3985	0,6801	1,1255	1,7402	2,3445	2,592
b	0,0608	0,0961	0,1596	0,2316	0,5064	0,9021	1,5641	2,592	3,98

Tableaux °3 ; 4 : Tableaux de  $k_0$  pour  $\alpha=0 ; 1$  et  $\theta=0.95$

Comme on a cité précédemment il faut maintenant de chercher les tableaux de  $K_0$  et  $K_1$  pour  $\theta=0.92$  ; on interpole une interpolation linéaire entre  $\theta=0.90$  et  $\theta=0.95$ .

Application sur notre exemple de calcul:

Pour calculer  $K_0$  relative a ( $y=-b ; e=0$ )

$$K_0(\theta=0.92) = \left[ \frac{0.92 - 0.90}{0.95 - 0.90} \right] \left[ K_0(0.95) - K_0(0.90) \right] + K_0(0.90)$$

Application numérique :

$$K_0(\theta=1.1473) = \left[ \frac{0.92 - 0.90}{0.95 - 0.90} \right] \left[ -0,5476 + 0,4715 \right] + 0,4715 = -0,5019$$

Lorsque on applique cette procédure sur tout les tableaux on trouve les coefficients  $K_0 ; K_1$  pour  $\theta=0.92$

Pour  $\alpha=0$  :

Thêta=0.92	Alfa=0								
	K0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,5019	0,2531	1,0375	1,7986	2,2014	1,7986	1,0375	0,2531	-0,5019
b/4	-0,5504	-0,0764	0,4532	1,1006	1,7986	2,1766	1,7501	0,9359	0,0537
b/2	-0,3873	-0,1840	0,0671	0,4532	1,0375	1,7501	2,2316	2,0183	1,5276
3b/4	-0,1671	-0,1894	-0,1840	-0,0764	0,2531	0,9359	2,0183	3,2727	4,2762
b	0,0586	-0,1671	-0,3873	-0,5504	-0,5019	0,0537	1,5276	4,2762	8,1812

❖ Pour  $\alpha=1$  :

Thêta=0.92	Alfa=1								
	K1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,52968	0,69918	0,9589	1,30226	1,52816	1,30226	0,9589	0,52968	0,69918
b/4	0,30194	0,4195	0,61088	0,913	1,30226	1,57796	1,41036	0,30194	0,4195
b/2	0,17568	0,25382	0,38538	0,61088	0,9589	1,41036	1,77326	0,17568	0,25382
3b/4	0,1084	0,16184	0,25382	0,4195	0,69918	1,133	1,72172	0,1084	0,16184
b	0,07004	0,1084	0,17568	0,30194	0,52968	0,92238	1,56626	0,07004	0,1084

Tableau °5 ; 6 : Tableaux de  $k_a$  pour  $\alpha=0 ; 1$  et  $\theta=0.92$

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

### Calcul de $K_\alpha$

Maintenant on fait l'interpolation par la méthode de Sattler pour obtenir notre cas ( $\alpha=0.18$ )

### Exemple de calcul:

Pour calculer  $K_\alpha$  relative a ( $y=-b$  ;  $e=0$ )

$$K_\alpha = [K_0 + ([K_1 - K_0] \alpha)^{0.72}]$$

### Application:

$$K_\alpha = -0.5019 + ([0.52968 + 0.5019] 0.18)^{0.72} = -0.2018$$

Si on applique cette procédure sur tout les tableaux on trouve les coefficients  $K_\alpha$  pour  $\alpha=0.18$

Thêta=0.92	Alfa=0.18								
	$K_\alpha$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2018	0,3829	1,0146	1,6541	2,0055	1,6541	1,0146	0,3829	-0,2018
b/4	-0,3024	0,0678	0,4991	1,0460	1,6541	2,0024	1,6512	0,9932	0,3064
b/2	-0,2234	-0,0566	0,1597	0,4991	1,0146	1,6512	2,0982	1,9319	1,5388
3b/4	-0,0869	-0,0872	-0,0566	0,0678	0,3829	0,9932	1,9319	2,9889	3,7732
b	0,0619	-0,0869	-0,2234	-0,3024	-0,2018	0,3064	1,5388	3,7732	6,9224

Tableau°7 : Tableaux de  $k_\alpha$  pour  $\alpha=0.18$  et  $\theta=0.92$

Mais si la poutre se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues, il fallait d'interpoler en fonction  $\theta$  et  $\alpha$  et on trace la ligne d'influence propre a cette poutre.

L'ouvrage concernée par l'étude est de largeur active de 6.356x2 m porté par 8 huit poutres espacée également de 1.589 m.

A partir le tableau ci-après ; on peut conclure les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Thêta=0.92		Alfa=0.18									
Alpha=0.18		$K_\alpha$									
Y	e	poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	<b>0.7945</b>	-0,2521	0,2253	0,7568	1,3501	1,8298	1,8282	1,3329	0,6880	0,0522
b/4	1.589		-0,2629	0,0056	0,3294	0,7725	1,3344	1,8268	1,8747	1,4626	0,9226
b/4	1.589	<b>2.3835</b>	-0,1552	-0,072	0,0515	0,2834	0,6987	1,3222	2,0151	2,4604	2,6560
b/2	3.178		-0,012	-0,087	-0,1400	-0,117	0,0905	0,6498	1,7354	3,3811	5,3478
b/2	3.178	<b>3.9725</b>									
3b/4	4.767										
3b/4	4.767	<b>5.5615</b>									
b	6.356										

Tableau°8 : Tableaux de  $k_\alpha$  pour les différentes positions des poutres

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos système de chargement ( $B_c$  ,  $B_t$  ,  $B_r$ ) et surcharge surfacique

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

(A(l) , accompagnée de convoi ( Mc120 , D240 )) pour chaque poutre comme notre cas on a huit poutre par symétrie on peut intéresser que par les moitié c'est-à-dire quatre poutres.

La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et sollicité maximum de la poutre, les deux poutres de rive on peut pas disposer la chargement sur elles a cause de l'espace qu'on peut pas dépassés les cinquante centimes (50 cm) pour Bt , Mc120 et les 25 cm pour Bc (d'après fascicule 61 titre II) par contre la convoie exceptionnel D240 il faut la mettre au milieu du tablier, autre exception pour A(l) la charge surfacique on a disposé sur tout le tablier de pont.

Pour calculer ou métré le coefficient K, leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

Pour des surcharges concentrées (Bc, Bt): On métrés la longueur entre l'impacte de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

Pour des surcharges surfaciques (A(l), Br, MC120 , D240) : on calcule la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la longueur de la voie (A(l)) ou la longueur d'impact (Mc120), la longueur de convoi D240.

Le calcul de moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient K par le moment longitudinal moyen (M0 de chaque poutre).

$$M_{xt} = K_{amoy} \times M_{xm}$$

### Calcul de coefficient Kamoy :

La disposition de nos surcharges se fait convenablement après le traçage de la ligne d'influence pour chaque poutre.

On distingue deux types de surcharges :

#### 1. Des surcharges concentrées

$$K = \frac{\sum P_i \times K_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

Tel que :

K : représente l'ordonnée au droit de la surcharge  $P_i$ .

n : c'est le nombre de d'essieux de la rangée

#### 2. Pour des surcharges surfacique

On doit calculer les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence par la méthode de Simpson ou trapèzes à l'aide de la formule

suiivante :  $\int f(x) dx =$

$$\frac{h}{3} \times (1,25 \times 0 + 2 \times 1 + 0,25 \times 2)$$

On appliqué ce procédure a tout les valeurs des tableaux on trouve les valeurs ci-après :

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

- Les valeurs des coefficients de répartition transversale  $K_{\alpha \text{ moy}}$ , et le moment pour chaque poutre a mi-travée (L/2)

désignation		M0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		
			K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	
<b>Charge Permanente</b>		218.084	-	218.084	-	218.084	-	218.084	-	218.084	
<b>Surcharge A(L)</b>	<b>1V</b>	42.588	1,2363	52.6515	1,7345	73,86889	2,004	85,34635	2,02	86,02776	
	<b>2V</b>	85.176	1,4698	125,1917	1,526	129,9786	1,3798	117,5258	1,102	93,86395	
	<b>3V</b>	127.764	1.225	156,5109	1.1259	143,8495	0.9412	120,2515	0,695	88.7959	
<b>Surcharge B</b>	<b>BC</b>	<b>1V</b>	38.783	1,0807	41,91279	1,6642	64,54267	2,1421	83,07706	2,4034	93,21106
		<b>2V</b>	72.419	1,4034	101,6328	1,6467	119,2524	1,6729	121,1497	1,5217	110,2
		<b>3V</b>	94.668	1.4120	133,6712	1.4035	132,8665	1.252	118,5243	1.003	94,952
	<b>BT</b>	<b>1V</b>	26.394	1,1704	30,89154	1,6931	44,68768	2.0525	54,17369	2,1884	57,76063
		<b>2V</b>	53.282	1,4620	77,89828	1,5857	84,48927	1,4907	79,42748	1,2224	65,13192
<b>Convoi</b>	<b>Mc120</b>	85.991	1,5666	134,7135	1,6073	138,2133	1,7756	152,6856	1,8125	155,8587	
	<b>D240</b>	125.25	1,717	215,0543	1,699	212,7998	1,303	163,2008	0,737	92,30925	

Tableau<sup>o</sup>9 : Tableaux de moment réel maximum pour les déférant positions des poutres

$$M \text{ réel} = M_0 \times K_{\alpha \text{ moy}}$$

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

- Les valeurs des coefficients de répartition transversale  $K_{\alpha \text{ moy}}$ ; et le moment pour chaque poutre a (L/4)

désignation		M0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		
			K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	
<b>Charge Permanente</b>		163.563	-	163.563	-	163.563	-	163.563	-	163.563	
<b>Surcharge A(L)</b>	<b>1V</b>	31.941	1,2363	39,48866	1,7345	55,40166	2,004	64,00976	2,02	64,52082	
	<b>2V</b>	63.882	1,4698	93,89376	1,526	97,48393	1,3798	88,14438	1,102	70,39796	
	<b>3V</b>	95.823	1.225	117,3832	1.1259	107,8871	0.9412	90,18861	0,695	66.5969	
<b>Surcharge B</b>	<b>BC</b>	<b>1V</b>	30.255	1,0807	32,69658	1,6642	50,35037	2,1421	64,80924	2,4034	72,71487
		<b>2V</b>	56.495	1,4034	79,28508	1,6467	93,03032	1,6729	94,51049	1,5217	85,96844
		<b>3V</b>	73.852	1.4120	104,279	1.4035	103,6513	1.252	92,4627	1.003	74,07356
	<b>BT</b>	<b>1V</b>	19.421	1,1704	22,73034	1,6931	32,8817	2.0525	39,8616	2,1884	42,50092
		<b>2V</b>	39.204	1,4620	57,31625	1,5857	62,16578	1,4907	58,4414	1,2224	47,92297
<b>Convoi</b>	<b>Mc120</b>	73.064	1,5666	114,4621	1,6073	117,4358	1,7756	129,7324	1,8125	132,4285	
	<b>D240</b>	91.178	1,717	156,5526	1,699	154,9114	1,303	118,8049	0,737	67,19819	

Tableau°10 : Tableaux de moment réel à L/4 pour les déférant positions des poutres

$$M \text{ réel} = M_0 \times K_{\alpha \text{ moy}}$$

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

### VI-1.5-combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus solliciter:

On peut maintenant construire notre système de combinaison vis-à-vis a l'ELU et l'ELS

COMBINAISON DE CHARGE					
		P1	P2	P3	P4
<b>ELS</b>	G+1,2(A)	405.897	390.703	362.386	330.721
	G+1,2(Bc)	378.489	377.524	363.464	350.324
	G+1,2(Bt)	345.119	337.636	319.652	296.242
	G+Mc120	352.798	356.2973	370.770	373.943
	G+D240	<b><u>433.1383</u></b>	430.884	381.285	310.393
<b>ELU</b>	1,35G+1,6(A)	544.831	524.573	486.816	444.596
	1,35G+1,6(Bc)	508.287	506.999	488.253	470.733
	1,35G+1,5(MC120)	496.484	501.733	523.442	528.201
	1,35G+1,5D240	<b><u>616.995</u></b>	613.613	539.215	432.877

Tableau°11 : Tableaux de combinaison de moment réel vis-à-vis a l'ELU et l'ELS

*\*\*conclusion*

A l'ELS le cas le plus défavorable c'est : G+D240 de la poutre centrale « poutre°1»

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

### VI-2-calcul de la répartition de les efforts tranchants:

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera calculé de la même méthode que celle utilisé pour le moment fléchissant.

Calcul de l'effort tranchant T<sub>max</sub> (qui revient à l'ensemble du tablier), puis T<sub>max</sub> (qui revient à chaque poutre)

Calcul de  $\varepsilon_\alpha$  et  $\varepsilon'_\alpha$  à partir des formules d'interpolation pour  $0 < \alpha < 1$

Si on a  $|y|+|e| \leq \frac{3}{4} b$  donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera  $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\alpha$

Si non si  $|y|+|e| > \frac{3}{4} b$  donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$$

Pour l'effort tranchant aux appuis  $x = 0.00 L$  et  $x = L$

$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$  et  $\varepsilon'_1 \neq \varepsilon_1$  ( $\varepsilon'_1$  à déterminer à partir des tableaux G – M)

Calcul  $\varepsilon'_{\text{amoy}}$  et  $\varepsilon_{\text{amoy}}$  à partir des lignes d'influence sous chargement ; et en suit calcul de l'effort réelle.

$$T = T_0 \times \varepsilon_{\text{amoy}} \quad \text{à } 0.25 L$$

$$T = T_0 \varepsilon'_{\text{amoy}} \quad \text{à } L$$

Le calcul de l'effort tranchant se fait pour les positions suivantes

$$x = 0.00 l \text{ et } x = 0.25 l$$

#### VI.2.1- Détermination de $\square_{\square}$ et $\square_{\square}$ :

On a trouvés pour  $\theta = 0.90$  et  $\theta = 1.00$  d'après les tableaux de Massonnet .

A partir de ces derniers on trouve par interpolation les tableaux suivants :

Thêta=0.92	Pour $\frac{y+e}{b} = 0$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>0</b>	-0,0792	0,0405	0,1649	0,2860	0,3502	0,2860	0,1649	0,0405	-0,0792
<b>b/4</b>	-0,0870	-0,0119	0,0720	0,1749	0,2860	0,3464	0,2785	0,1491	0,0087
<b>b/2</b>	-0,0615	-0,0292	0,0106	0,0720	0,1649	0,2785	0,3554	0,3213	0,2429
<b>3b/4</b>	-0,0269	-0,0302	-0,0292	-0,0119	0,0404	0,1491	0,3213	0,5208	0,6801
<b>b</b>	0,0084	-0,0269	-0,0615	-0,0870	-0,0792	0,0089	0,2429	0,6801	1,3021

Et

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

Thêta=0. 92	Pour $\frac{y+ e }{b} = 1$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2946	0,0636	0,1174	0,2304	0,4665	0,2304	0,1174	0,0636	0,0346
b/4	0,0177	0,0321	0,0589	0,1150	0,2315	0,4717	0,2398	0,1295	0,0704
b/2	0,0103	0,0181	0,0326	0,0623	0,1230	0,2458	0,4935	0,2662	0,1446
3b/4	0,0085	0,0139	0,0238	0,0434	0,0815	0,1542	0,2916	0,5484	0,2976
b	0,0112	0,0173	0,0280	0,0482	0,0843	0,1467	0,2491	0,4052	0,6134

ET

Thêta=0.92	Pour $\frac{y+ e }{b} = 1$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0149	0,0159	0,0823	0,2535	0,6898	0,2535	0,0822	0,0159	-0,0149
b/4	-0,0127	-0,0024	0,0207	0,0847	0,2557	0,6923	0,2553	0,0789	-0,0057
b/2	-0,0074	-0,0041	0,0038	0,0273	0,0934	0,2672	0,7047	0,2585	0,0401
3b/4	-0,0003	0,0021	0,0072	0,0201	0,0517	0,1282	0,3092	0,7313	0,1899
b	0,0112	0,0173	0,0280	0,0482	0,0843	0,1467	0,2491	0,4052	0,6134

Tableaux<sup>o</sup> 12 ; 13 ; 14 : Tableaux de epsilon 0 ; 1 ; 1' pour  $\alpha = 0 ; 1$

À partir des formules d'interpolation pour  $0 < \alpha < 1$

Si on a  $|y|+|e| \leq \frac{3}{4}b$  donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera  $\varepsilon'_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0)\alpha$

Sinon si  $|y|+|e| > \frac{3}{4}b$  donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera  $\varepsilon'_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$

En vert dan le tableau de  $\varepsilon'_\alpha$

En concédèrent  $\alpha = 0.18$

On obtient :

$\varepsilon'_\alpha$	e	-6,356	-4,767	-3,178	-1,589	0,000	1,589	3,178	4,767	6,356
y	-	b	b3/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	b3/4	b
0	0	-0,0519	0,0360	0,1501	0,2802	0,4114	0,2802	0,1501	0,0361	-0,0519
1,589	b/4	-0,0555	-0,0079	0,0628	0,1587	0,2806	0,4086	0,2744	0,1193	0,0027
3,178	b/2	-0,0386	-0,0186	0,0078	0,0639	0,1521	0,2765	0,5036	0,2947	0,1569
4,767	3b/4	-0,0157	-0,0165	-0,0137	0,0016	0,0425	0,1402	0,3162	0,6101	0,4721
6,356	b	0,0096	-0,0082	-0,0235	-0,0297	-0,0099	0,0674	0,2455	0,5635	1,0099

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

Et la même formule pour calculer :

$\epsilon_\alpha$	e	-6,356	-4,767	-3,178	-1,589	0,000	1,589	3,178	4,767	6,356
y	-	b	b3/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	b3/4	b
0	0	0,0793	0,0446	0,1564	0,2761	0,3712	0,2760	0,1564	0,0446	-0,0309
1,589	b/4	-0,0426	0,0068	0,0697	0,1641	0,2762	0,3689	0,2716	0,1408	0,0350
3,178	b/2	-0,0310	-0,0091	0,0199	0,0702	0,1574	0,2726	0,4139	0,2979	0,2012
4,767	3b/4	-0,0119	-0,0115	-0,0067	0,0115	0,0478	0,1512	0,3087	0,5325	0,5178
6,356	b	0,0096	-0,0082	-0,0235	-0,0297	-0,0098	0,0674	0,2455	0,5635	1,0099

Tableaux<sup>o</sup> 15 ; 16 : Tableaux de epsilon 0 ; 1; 1' pour  $\alpha$

Maintenant on peut trouver les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  et  $\epsilon'_\alpha$  pour notre cas de distribution des poutres

Thêta=0.92		Alfa=0.18									
Alpha=0.18		(about)									
<b>Y</b>	<b>e</b>	<b>poutre</b>	<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
0	0	0.7945	-0,0573	0,0140	0,1064	0,2194	0,3459	0,3445	0,2122	0,0777	-0,0246
b/4	1.589										
b/4	1.589	2.3835	-0,047	-0,0133	0,0352	0,1113	0,2163	0,3426	0,3891	0,2070	0,07982
b/2	3.178										
b/2	3.178	3.9725	-0,0271	-0,0176	-0,003	0,0328	0,0972	0,2083	0,4099	0,4525	0,3146
3b/4	4.767										
3b/4	4.767	5.5615	-0,0030	-0,0123	-0,019	-0,0141	0,0163	0,1037	0,2808	0,5868	0,7412
b	6.356										

Thêta=0.92		Alfa=0.18									
Alpha=0.18		(a 0.25L)									
<b>Y</b>	<b>e</b>	<b>poutre</b>	<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
0	0	0.7945	0,0183	0,0256	0,1130	0,2200	0,3236	0,3225	0,2140	0,0927	0,0020
b/4	1.589										
b/4	1.589	2.3835	-0,0368	-0,0012	0,0448	0,1172	0,2167	0,3207	0,3428	0,2194	0,1181
b/2	3.178										
b/2	3.178	3.9725	-0,0215	-0,0103	0,0066	0,0409	0,1026	0,2119	0,3613	0,4153	0,3596
3b/4	4.767										
3b/4	4.767	5.5615	-0,0011	-0,0098	-0,015	-0,0091	0,0189	0,1093	0,2771	0,5480	0,7640
b	6.356										

Tableau<sup>o</sup> 17 ; 18 : Tableaux de epsilon a pour  $\alpha=0.18$  et  $\theta=0.92$  pour notre cas des poutres

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

---

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos système de chargement (Bc , Bt) et surcharge surfacique (A(l) , accompagnée de convoi ( Mc120 , D240 ))

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

Les valeurs des coefficients de répartition transversale  $\epsilon'_{\alpha moy}$ ; et les efforts tranchants pour chaque poutre a l'about (OL)

désignation		T0 †	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		
			Kα moy	M (t.m) moment réel	Kα moy	M (t.m) moment réel	Kα moy	M (t.m) moment réel	Kα moy	M (t.m) moment réel	
<b>Charge Permanente</b>		33.551	-	32.098	-	32.098	-	32.098	-	37.494	
<b>Surcharge A(L)</b>	<b>1V</b>	6.552	0,1986	1,3012	0,3223	2,1117	0,3790	2,4832	0,3379	2,2139	
	<b>2V</b>	13.104	0,2556	3,3493	0,2722	3,5669	0,2448	3,2078	0,1848	2,4216	
	<b>3V</b>	19.656	0,2045	4,0196	0,1965	3,8624	0,1630	3,2039	0,1204	2,3665	
<b>Surcharge B</b>	<b>BC</b>	<b>1V</b>	7.084	0,1635	1,1582	0,2928	2,0741	0,4038	2,8605	0,4084	2,8931
		<b>2V</b>	13.229	0,2406	3,1828	0,2959	3,9144	0,3036	4,0163	0,2561	3,3879
		<b>3V</b>	17.293	0,2435	4,2108	0,2439	4,2177	0,2199	3,8027	0,1699	2,9380
	<b>BT</b>	<b>1V</b>	4.169	0,1845	0,7691	0,3034	1,2648	0,3846	1,6033	0,3704	1,5441
		<b>2V</b>	8.416	0,2549	2,1452	0,2814	2,3682	0,2621	2,2058	0,2116	1,7808
<b>Convoi</b>	<b>Mc120</b>	13.230	0,2756	3,6461	0,2829	3,7427	0,3118	4,1251	0,3027	4,0053	
	<b>D240</b>	19.269	0,3151	6,0716	0,3176	6,1198	0,2225	4,2873	0,1191	2,2949	

Tableau°19 : Tableaux de effort tranchant réel maximum pour les déférant positions des poutres

$$T \text{ réel} = T_0 \times \epsilon'_{\alpha moy}$$

## CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

Les valeurs des coefficients de répartition transversale  $\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$ , et les efforts tranchants pour chaque poutre a mi-travée (L/4)

désignation		T0 †	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		
			Kα moy	M (t.m) moment réel	Kα moy	M (t.m) moment réel	Kα moy	M (t.m) moment réel	Kα moy	M (t.m) moment réel	
<b>Charge Permanente</b>		16.776	-	16.776	-	16.776	-	16.776	-	16.776	
<b>Surcharge A(L)</b>	<b>1V</b>	3,276	0,1994	0,6532	0,2995	0,9811	0,3456	1,1321	0,3257	1,0669	
	<b>2V</b>	6,552	0,2479	1,6242	0,2588	1,6956	0,2305	1,5102	0,1806	1,1832	
	<b>3V</b>	9,828	0,2018	1,9832	0,1880	1,8476	0,1566	1,5390	0,1164	1,1439	
<b>Surcharge B</b>	<b>BC</b>	<b>1V</b>	4,654	0,1686	0,7846	0,2788	1,2975	0,3679	1,7122	0,3885	1,8080
		<b>2V</b>	8,691	0,2345	2,0380	0,2802	2,4352	0,2824	2,4543	0,2473	2,1492
		<b>3V</b>	11,361	0,2368	2,6902	0,2349	2,6686	0,2082	2,3653	0,1654	1,8791
	<b>BT</b>	<b>1V</b>	3,099	0,1867	0,5785	0,2868	0,8887	0,3519	1,0905	0,354	1,0970
		<b>2V</b>	6,256	0,2468	1,5439	0,2685	1,6797	0,2482	1,5527	0,2056	1,2862
<b>Convoi</b>	<b>Mc120</b>	9,483	0,266	2,5224	0,2705	2,5651	0,2948	2,7955	0,2945	2,7927	
	<b>D240</b>	11,769	0,2984	3,5118	0,2965	3,4895	0,2148	2,5279	0,1216	1,4311	

Tableau °20 : Tableaux de effort tranchant réel au point L/4 pour les déférant positions des poutres

$$T \text{ réel} = T_0 \times \epsilon_{\alpha \text{ moy}} \text{ à } (L/4)$$

## CHAPITRE VI: REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### V.4.2) combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicitée:

On peut maintenant construire notre système de combinaison vis-à-vis a l'ELU et l'ELS

COMBINAISON DE CHARGE					
		P1	P2	P3	P4
<b>ELS</b>	G+1,2(A)	36,922	36,733	35,947	40,399
	G+1,2(Bc)	37,151	37,159	36,918	<b><u>41,559</u></b>
	G+1,2(Bt)	35,497	35,344	34,847	39,631
	G+Mc120	35,744	35,841	36,223	41,499
	G+D240	38,169	38,2178	36,385	39,789
<b>ELU</b>	1,35G+1,6(AI)	49,764	49,512	48,465	54,491
	1,35G+1,6(Bc)	50,069	50,081	49,758	56,038
	1,35G+1,5(MC120)	48,802	48,946	49,520	<b><u>56,625</u></b>
	1,35G+1,5D240	52,439	52,512	49,763	54,059

Tableau°21 : Tableaux de combinaison de l'effort tranchant réel vis-à-vis a l'ELU et l'ELS

**\*\*conclusion**

A l'ELS vis-à-vis aux efforts tranchants le cas le plus défavorable c'est :

G+1.2 (Bc) de la poutre rive « poutre°4»

# CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

## VII-1-INTRODUCTION :

Les ponts à poutres sous chaussée qui utilisent des poutres préfabriquées précontraintes (poutres précontraintes par pré tension, encore appelées poutres précontraintes par adhérence) Constituent une solution classique pour le franchissement de travées comprises entre 10et 35m.

## VII-2-La précontrainte par pré tension :

La précontrainte par pré tension, ou à armatures adhérentes, est obtenue en tendent à l'avance les aciers, en fixant sur des culées solidement ancrées. Les armatures règnent surtout la longueur du moule, et souvent sur la longueur de plusieurs moules disposés bout about sur un banc de mise en tension, banc dont la longueur peut atteindre une centaine de mètres .

## VII-3-Les câbles de précontrainte (torons) :

Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 Super TBR (très basse relaxation) de  $\phi = 15.7\text{mm}$ .

Ces torons de précontrainte sont conformes au Normes Européennes (NORME EN 10138/6 - 79).

Résistance ultime  $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$   
 Limite élastique  $f_{peg} = 1573 \text{ MPa}$   
 Module d'élasticité  $E_p = 190000 \text{ MPa}$   
 Section droite d'un toron  $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes :

$$\rho_{1000} = 2,5 \% ; \mu_0 = 0,43$$

### VII-3-1-Détermination de nombre des câbles :

$$P_0 = \text{Min} (0,85F_{prg} ; 0,95F_{peg}) = 1494.35 \text{ MPa}$$

$$P_1 = 1,02P_0 - 0,8 (0,24 \times P_0)$$

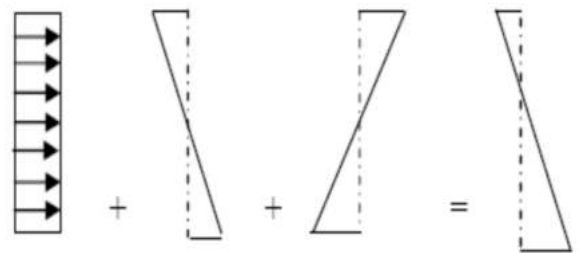
$$P_1 = 1237,32 \text{ MPa}$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2 (0,24 \times P_0)$$

$$P_2 = 1034,09 \text{ MPa}$$

$$P_m = P_1 + P_2 / 2 = 1135,705 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N A_p P_m}{S} - \frac{N A_p P_m e_0}{I} V + \frac{M_P}{I} V = \sigma_T \\ \frac{N A_p P_m}{S} - \frac{N A_p P_m e_0}{I} V' + \frac{M_P}{I} V' = \sigma_c \end{array} \right.$$



$$\frac{N A_p P_m}{S} \quad \frac{N A_p P_m e_0}{I} V' \quad \frac{M_P}{I} V'$$

$$\rightarrow N = \frac{\sigma_c + \frac{V'}{V} \sigma_t}{\frac{V' A_p P_m}{V S} + \frac{A_p P_m}{S}} = \frac{16.22}{0.624} = 25.99 \approx 26 \text{ torons}$$

**Remarque :** à l'about nous avons 10 armatures actives et 16 armatures gainées

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- Centre de gravité des armatures actives

$$D' = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

*Tableau .VII-1*

N°lit	Nombre de	Section (cm <sup>2</sup> )	Distance de la base
1	0	0	10
2	0	0	15
3	4	6	20
4	4	6	25
5	2	3	115
total	10	15	D'=41cm

**Tableau VII-02. Poutres avec réservation des câbles**

	Ao (cm)	Yc (cm)	A*Y (cm)
<b>poutre</b>	5284	67.11	354609.24
<b>Surface du câble précontraint</b>	-15	41	-615
<b>Total</b>	5269.00		353994.24

$$Y_o = A * Y / A_o = 62.95 \text{ cm}$$

$$Z_o = 168\,687 \text{ cm}^3$$

$$Y'_o = H - Y_o = 67.05 \text{ cm}$$

$$Z'_o = 158\,372 \text{ cm}^3$$

$$e_{pe} = (Y_o - D') = 21.95 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d' inertie } (I_o) = I + A d' + a d'^2 = 10626093,61 + 5284(62.95 - 62.89)^2 - 15(62.95 - 41)^2 = 10\,618\,886 \text{ cm}^4$$

**Tableau VII-03. Propriétés de la section transformée de la poutre**

	Ao (cm)	Yc (cm)	A*Y (cm)
Poutre avec réservation	5269	67.11	353602.59
Surface du câble précontraint	79.21	41	3247.48
<b>Total</b>	5348.21		356850.07

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

<b>Ep</b>	=	<b>190 000,00</b>	<b>Mpa</b>
<b>Ec</b>	=	35 981,73	MPa
<b>Ap</b>	=	a	= 15 cm <sup>2</sup>
<b>a'</b>	=	Ap * Ep/Ec	= 79.21 cm <sup>2</sup>
<b>Ye</b>	=	A * Y / Ao	= 62.95 cm
<b>Y'e</b>	=	H - Ye	= 67.05 cm
<b>Ze</b>	=	169 499	cm <sup>3</sup>
<b>Z'e</b>	=	159 134	cm <sup>3</sup>
<b>e<sub>pe</sub></b>	=	( Ye - D' )	= 21.95 cm

Moment d'inertie ( I<sub>o</sub> + I'')      I''=A\*(Y – Ye)<sup>2</sup> = 51114 cm<sup>4</sup>  
 I = 10 618 886 + 51114= 10670000cm<sup>4</sup>

**Tableau VII-04. Propriétés de la section de poutre transformée + dalle**

	Ao (cm)	Yc (cm)	A*Y (cm)
surface de poutre transformée	5348	66.81	541348.8
dalle	3178	140	444920
<b>Total</b>	<b>8526</b>		<b>986268.8</b>

<b>Ep</b>	=	<b>190 000,00</b>	<b>Mpa</b>
<b>Ec</b>	=	35 981,73	MPa
<b>Ye</b>	=	A * Y / Ao	= 115.67 cm
<b>Y'e</b>	=	H - Ye	= 34.33 cm
<b>Ze</b>	=	185960	cm
<b>Z'e</b>	=	626565.68	cm
<b>e<sub>pe</sub></b>	=	( Ye - D' )	= 74.67 cm

I''=A\*(Y – Ye)<sup>2</sup> = 19582406.07 CM<sup>4</sup>  
 Moment d'inertie ( I<sub>o</sub> ) = I + A d'<sup>2</sup> + I<sub>g</sub> + a d'<sup>2</sup>  
 = 21510000 cm<sup>4</sup>

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**POUR LES QUATRE POSITIONS :**

**Tableau VII.05. Centre de gravité des armatures actives**

Section	0.125 L		0.250 L		0.375 L		0.500 L	
Surface de toron	150 mm <sup>2</sup>		150 mm <sup>2</sup>		150 mm <sup>2</sup>		150 mm <sup>2</sup>	
	N	S (m)	N	S (m)	N	S (m)	N	S (m)
(1)	0	0,1000	0	0,1000	8	0,1000	8	0,1000
N x S	0,0000		0,0000		0,8000		0,8000	
(2)	0	0,1500	8	0,1500	8	0,1500	8	0,1500
N x S	0,0000		1,2000		1,2000		1,2000	
(3)	4	0,2000	4	0,2000	4	0,2000	4	0,2000
N x S	0,8000		0,8000		0,8000		0,8000	
(4)	4	0,2500	4	0,2500	4	0,2500	4	0,2500
N x S	1,0000		1,0000		1,0000		1,0000	
(5)	2	1,1500	2	1,1500	2	1,1500	2	1,1500
N x S	2,3000		2,3000		2,3000		2,3000	
Σ	4,1000		5,3000		6,1000		6,1000	
Nombre des torons	<b>10</b>		<b>18</b>		<b>26</b>		<b>26</b>	
: D' = [ ΣN x S / ΣN ] m	0,4100		0,2944		0,2346		0,2346	
Ap x N m <sup>2</sup>	0,0015		0,0027		0,0039		0,0039	

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Tableau VII .06. Poutre avec réservation des câbles :**

Section	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Section de poutre seule $A_{poutre\ seule}$	0,5284	0,5284	0,5284	0,5284
Section des torons $A_s$	0,0015	0,0027	0,0039	0,0039
$A_0 = \{A_{poutre\ seule} - A_s\}$	0,5269	0,5257	0,5245	0,5245
Position de CG :Y	0,6711	0,6711	0,6711	0,6711
: D'	0,4100	0,2940	0,2350	0,2350
$\{A \times Y\}$ : (m <sup>3</sup> )	0,3546	0,3546	0,3546	0,3546
$\{A_s \times D'\}$ : (m <sup>3</sup> )	0,0006	0,0008	0,0009	0,0009
$\{A_{poutre\ seule} \times Y\} - \{A_s \times D'\}$ : (m <sup>3</sup> )	0,3540	0,3538	0,3537	0,3537
$Y_0 = \{A_{poutre\ seule} \times Y\} - \{A_s \times D'\} / \{A_0\}$	0,6720	0,6730	0,6740	0,6740
$Y'_0 = \{H - Y_0\}$	0,6280	0,6270	0,6260	0,6260
$I_0 = \{I + Ad^2 + ad'^2\}$	0,1062	0,1059	0,1055	0,1055
$S_0 = \{I_0 / Y_0\}$	0,1580	0,1574	0,1565	0,1565
$S'_0 = \{I_0 / Y'_0\}$	0,1691	0,1689	0,1685	0,1685
$E_{ep} = \{Y_0 - D'\}$	0,2620	0,3790	0,4390	0,4390

**Tableau VII .07. Propriétés de la section transformée de la poutre :**

Section Location	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
$A_0 = \{A_{poutre\ seule} - A_s\}$ (m <sup>2</sup> )	0,5269	0,5257	0,5245	0,5245
Module d'élasticité $E_p$ (MPa)	190 000,00	190 000,00	190 000,00	190 000,00
$F_{c28}$ (Map)	35,00	35,00	35,00	35,00
$E_c$ (MPa)	35 981,73	35 981,73	35 981,73	35 981,73
$A_p$ (m <sup>2</sup> )	0,0015	0,0027	0,0039	0,0039
$A_{Ts} = A_p E_p / E_c$ (m <sup>2</sup> )	0,0079	0,0140	0,0210	0,0210
$A_{base} = \{A_{poutre\ seule} - A_s\} + A_{Ts}$ (m <sup>2</sup> )	0,5348	0,5397	0,5455	0,5455
Position de CG :Y (m)	0,6720	0,6730	0,6740	0,6740
D' (m)	0,4100	0,2940	0,2350	0,2350
$\{A_0 \times Y_0\}$ (m <sup>3</sup> )	0,3541	0,3538	0,3535	0,3535
$\{A_{Ts} \times D'\}$ (m <sup>3</sup> )	0,0032	0,0041	0,0049	0,0049
$\{A_0 \times Y_0\} + \{A_{Ts} \times D'\}$ (m <sup>3</sup> )	0,3573	0,3579	0,3584	0,3584
$Y_e = \{A_0 \times Y_0\} + \{A_{Ts} \times D'\} / \{A_{base}\}$	0,6681	0,6631	0,6570	0,6570
$Y'e = \{H - Y_e\}$ (m)	0,6319	0,6369	0,6430	0,6430

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$I'' = \{A_o\} \times \{Y_o - Y_e\}^2$ (m <sup>4</sup> )	0,000008	0,000052	0,000153	0,000153
$I''_{TS} = \{A_{TS}\} \times \{D' - Y_e\}^2$ (m <sup>4</sup> )	0,00053	0,00191	0,00374	0,00374
$I = I_o + I'' + I''_{TS}$ (m <sup>4</sup> )	0,1067	0,1079	0,1094	0,1094
$S_e = \{I / Y_e\}$ (m <sup>3</sup> )	0,1597	0,1627	0,1665	0,1665
$S'_e = \{I / Y'_e\}$ (m <sup>3</sup> )	0,1689	0,1694	0,1701	0,1701
$E_{ep} = \{Y_e - D'\}$ (m)	0,2581	0,3691	0,4220	0,4220

**Tableau VII .08. Propriétés de la section transformée de la poutre + dalle :**

Section	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
$\{A_{poutre\ seule} - A_s\} + A_{TS}$ (m <sup>2</sup> )	0,5348	0,5397	0,5455	0,5455
Largeur de la dalle (m)	1,5890	1,5890	1,5890	1,5890
Epaisseur de la dalle (m)	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000
Surface de la dalle (m <sup>2</sup> )	0,3178	0,3178	0,3178	0,3178
$\{\{A_{poutre\ seule} - A_s\} + A_{TS}\} + A_{dalle}$	0,8526	0,8575	0,8633	0,8633
Position de CG :Y	0,6681	0,6631	0,6570	0,6570
Yc (m)	1,4000	1,4000	1,4000	1,4000
D' (m)	0,4100	0,2940	0,2350	0,2350
$\{A_{basic} \times Y_e\}$	0,3573	0,3579	0,3584	0,3584
$\{A_{dalle} \times Y_c\}$	0,4449	0,4449	0,4449	0,4449
$\{A_{basic} \times Y_e\} + \{A_{dalle} \times Y_c\}$	0,8022	0,8028	0,8033	0,8033
$Y_T = \{A_{basic} \times Y_e\} + \{A_{dalle} \times Y_c\} / A_{comp}$	0,9408	0,9362	0,9305	0,9305
$Y'_T = \{H_c - Y_T\}$	0,5592	0,5638	0,5695	0,5695
$I_T = I + Ad'^2 + I_{poutre\ seule} + ad'^2$	0,2151	0,2181	0,2219	0,2219
$S_e = \{I_T / Y_T\}$ (m <sup>3</sup> )	0,2286	0,2330	0,2385	0,2385
$S'_e = \{I_T / Y'_T\}$ (m <sup>3</sup> )	0,5988	0,5995	0,6005	0,6005
$E_{ep} = \{Y_T - D'\}$ (m)	0,5308	0,6422	0,6955	0,6955

**Tableau.VII .09.RESUME**

	<b>0.125 L</b>	<b>0.250 L</b>	<b>0.375 L</b>	<b>0.500 L</b>
Poutre avec réservation des câbles				
Surface Poutre avec réservation des câbles	0,5269	0,5257	0,5245	0,5245
Position de CG : $Y_0$ (m)	0,6720	0,6730	0,6740	0,6740
$Y'_0 = H - Y_0$	0,6280	0,6270	0,6260	0,6260
Moment d'inertie	0,1062	0,1059	0,1055	0,1055
Propriétés de la section transformée de la poutre :				
Surface transformée de la poutre	0,5348	0,5397	0,5455	0,5455
Position de CG : $Y_e$	0,6681	0,6631	0,6570	0,6570
$Y'_e = H - Y_e$	0,6319	0,6369	0,6430	0,6430
Moment d'inertie	0,1067	0,1079	0,1094	0,1094
Propriétés de la section transformée de la poutre +dalle :				
Surface transformée de la poutre+dalle	0,8526	0,8575	0,8633	0,8633
Position de CG : $Y_T$	0,9408	0,9362	0,9305	0,9305
$Y'_T = H - Y_T$	0,5592	0,5638	0,5695	0,5695
Moment d'inertie	0,2151	0,2181	0,2219	0,2219

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Tableau VII.10.Moment nominal pris de l'analyse :**

La charge	Moment nominal, kN-m (depuis les analyses par ordinateur) robotat			
	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Poids propre de la poutre $M_{G1}$	488	837	1 046	1 116
planche/dalle/entretoise $M_{G2}$	294	504	629	671
BN4 ; GBA $M_{G3}$	24	41	51	55
Asphalte $M_{G4}$	78	133	166	177
Charge permanente + Impact (A(l) ou B <sub>c</sub> +impact) $M_{OR}$	559	958	1 198	1 278
Charge permanente + Impact ( $M_{c120}$ + impact) ou D240 $M_{ORP}$	541	912	1 112	1 253

### **VII-4-LES PERTES :**

#### **a-Pertes instantanées :**

Tension initiale :

$$\sigma_{p0} = \min (0,85F_{prg} ; 0,95F_{peg}) \text{ selon l' BPEL}$$

$$\sigma_{p0} = 1494.35 \text{ MPa}$$

Perte d'ancrage :

$$\Delta\sigma_a = \frac{gEP}{l_b}$$

- $g = 0,006 \text{ m}$  (pour clavette couramment utilisé).
- $EP = 1.9 \cdot 10^5$  (module d'élasticité).
- $l_b = 40 \text{ m}$  (la longueur de banc).

$$\Delta\sigma_a = \mathbf{28.5 \text{ MPa}}$$

Perte par relaxation sur banc :

- $\rho_{16} = 0,75\%$

$$\Delta\sigma_r = \rho_{16} \sigma_{\text{apres encreage}} = \rho_{16} (1494.35 - 28.5)$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{11 \text{ MPa}}$$

Perte par retrait instantané sur banc :

- $r(t) = t / (t + 9 r_m)$
- $\xi_r = 0.0003$
- $EP = 1.9 \cdot 10^5$  (module d'élasticité).

$$\Delta\sigma_{rt} = \xi_r r(t) EP = 3 \cdot 10^{-4} \times 0.066 \times 1.9 \cdot 10^5$$

$$\Delta\sigma_{rt} = \mathbf{3.79 \text{ MPa}}$$

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Perte thermique :

- '  $\alpha$  ' coefficient de dilatation thermique du béton

$$\Delta\sigma_{\theta} = \alpha (T^{\circ}\text{max} - T^{\circ}\text{min}) E_p$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = 10^{-5} (70-20) 10^{-5} 1.9 10^5$$

$$\Delta\sigma_{\theta} = 95 \text{ Mpa}$$

✓ D'où perte totale :

$$\Delta\sigma_{\text{banc}} = (\Delta\sigma_a = 28.5 \text{ MPa}) + (\Delta\sigma_r = 11 \text{ MPa}) + (\Delta\sigma_{rt} = 3.79 \text{ MPa}) + (\Delta\sigma_{\theta} = 95 \text{ MPa})$$

$$\Delta\sigma_{\text{banc}} = 138.29 \text{ MPa}$$

✓ Tension avant relâchement :

$$\sigma = (\sigma_{p0} = 1494.35 \text{ MPa}) - (\Delta\sigma_{\text{banc}} = 138.29 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{p0} = 1356.06 \text{ Mpa}$$

**Tableau VII.11. Perte de Raccourcissement élastique de béton :**

<b>Disposition</b>	<b>0.125 L</b>	<b>0.250 L</b>	<b>0.375 L</b>	<b>0.500 L</b>
Raccourcissement élastique $\Delta\sigma_{pES} = K E_p \sigma_{bj} / E_{ij}$				
Contrainte au vérin $\sigma_{p0} [\text{MPa}]$	1 356,06	1 356,06	1 356,06	1 356,06
Pourcentage de perte au vérin proposé [%]	<b>1,563</b>	<b>3,343</b>	<b>5,446</b>	<b>5,343</b>
Effort PS $P_0 = \sigma_{p0} A_p (1 - \Delta\sigma_{pES} / \sigma_{p0}) [\text{kN}]$	2 002,30	3 538,96	5 000,61	5 006,06
Moment appliqué à la construction $M_{G1} [\text{kN}]$	488,00	837,00	1 046,00	1 116,00
Contrainte de compression à cg des torons $\sigma_{cj} = P_0/A + P_0 e^2 / I - M_G [\text{MPa}]$	3,81	8,16	13,28	13,03
➤ $K_i = 0$ [ si $\sigma_{ci} < 0.50 \sigma_{bi}$ ], [ si $\sigma_{bpi} > 0.50 m_{bi}$ , $k_{id} = 4 \{ \sigma_{bpi} / m_{bi} - 0.50 \}^2$ ]	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
Coefficient $K = 1 + K_{id}$	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
Perte par raccourcissement $\Delta\sigma_{pES} = K \epsilon_{pi} \sigma_{bj} / E_{ij} [\text{MPa}]$	21,20	45,34	73,85	72,45
Pourcentage de perte au vérin % $\Delta\sigma_{pES} [\%]$	<b>1,564</b>	<b>3,343</b>	<b>5,446</b>	<b>5,343</b>

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### b-Pertes à long-terme [ $\Delta P_e$ ] :

**Tableau VII.12. Perte du retrait de béton,**

disposition	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Perte du retrait, $\Delta\sigma_{psH} = \xi_r (1 - r(t)) E_p$				
Retrait final du béton $\xi_r$ [m/m]	0,00030	0,00030	0,00030	0,00030
Zone de section transversale B[cm <sup>2</sup> ]	5 348,00	5 397,00	5 455,00	5 455,00
Périmètre efficace U[cm]	482,82	482,82	482,82	482,82
Rayon moyen de la section $r_m = B/u$ [cm]	11,08	11,18	11,30	11,30
L'age du béton en construction t = 7 JOURS	7,00	7,00	7,00	7,00
Loi d'évolution du retrait $r(t) = t / (t + 9 r_m)$	0,0656	0,0651	0,0644	0,0644
Perte de retrait $\Delta\sigma_{psH} = \xi_r (1 - r(t)) E_p$ [MPa]	53,260	53,292	53,329	53,329
Pourcentage de perte    % $\Delta\sigma_{psH}$	<b>3,928</b>	<b>3,930</b>	<b>3,933</b>	<b>3,933</b>

**Tableau VII.13. Perte de Relaxation d'acier**

Disposition	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Relaxation de perte d'acier, $\Delta\sigma_{pRS} = 6 / 100 \rho_{1000} ( \sigma_{pi} / \sigma_{prg} - \mu_0 ) \sigma_{pi}$				
Coefficient pour la relaxation très faible $\mu_0$	0,4300	0,4300	0,4300	0,4300
Effort de précontrainte initiale $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pES}$ [MPa]	1 306,30	1 282,16	1 253,65	1 255,05
Valeur de relaxation iso thermique $\rho_{1000}$ [%]	2,50	2,50	2,50	2,50
Perte de relaxation d'acier $\Delta\sigma_{pRS} = 0.06\rho_{1000} ( \sigma_{pi} / \sigma_{prg} - \mu_0 ) \sigma_{pi}$ [MPa]	60,36	56,62	52,33	52,54
Pourcentage de perte $\Delta\sigma_{pRS}$ [%]	<b>4,451</b>	<b>4,175</b>	<b>3,859</b>	<b>3,874</b>

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Tableau VII .14. Perte de fluage du béton:**

Disposition	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
<b>fluage du béton: <math>\Delta\sigma_{pCR} = 2.5\sigma_b E_D / E_{cd}</math> ; si <math>\sigma_M &lt; 1.5\sigma_b</math> ou <math>\Delta\sigma_{pCR} = (\sigma_M + \sigma_b) E_D / E_{cd}</math> si <math>\sigma_M &gt; 1.5\sigma_b</math></b>				
Contrainte Max. comp. En béton a ELS $\sigma_M = P_o/A + P_o e_2 / I - M_{G1} e / I$ [MPa]	3,81	8,16	13,28	13,03
Moment de poutre Non composite $M_{NC} = M_{G2}$ [kNm]	294,00	504,00	629,00	671,00
Moment de poutre Composite $M_C = M_{G3} + M_{G4}$ [kNm]	93,25	159,14	198,67	212,09
<b>Perte de fluage assumée par itération</b>	<b>2,396</b>	<b>4,942</b>	<b>8,087</b>	<b>7,829</b>
$\Delta\sigma_{pCR} = [ \% ] \sigma_{p0}$ [MPa]	32,49	67,02	109,66	106,17
Effort de précontrainte $\sigma_{Pe} = \sigma_{p0} \times A_{D1} \times N_D$ [kN]	1 991,25	3 584,25	5 177,25	5 177,25
$\sigma_{Pe} = (a) / A' + (a) / I' \times e'^2$ [MPa]	0,533	1,428	2,746	2,704
$(a) = P_e(\Delta\sigma_{psh} + \Delta\sigma_{pCR} + (5/6) \Delta\sigma_{pRS})$ [MPa]	0,215	0,468	0,822	0,810
Contrainte de comp. finale à cg des torons $\sigma_b = \sigma_M + \sigma_{NC} + \sigma_c + \sigma_{Pe}$ [MPa]	2,340	4,536	7,486	7,072
150% de la contrainte de compression finale $1.5\sigma_b$	3,510	6,805	11,228	10,608
Perte par fluage du béton: si $\sigma_M < 1.5\sigma_b$ $\Delta\sigma_{pCR} = 2.5\sigma_b E_D / E_{ci}$ [MPa]	-	-	-	-
Perte par fluage du béton: si $\sigma_M > 1.5\sigma_b$ $\Delta\sigma_{pCR} = (\sigma_b + \sigma_M) E_D / E_c$ [MPa]	32,4927	67,0174	109,6705	106,1588
<b>Pourcentage de perte <math>\Delta\sigma_{pCR}</math> [%]</b>	<b>2,396</b>	<b>4,942</b>	<b>8,087</b>	<b>7,828</b>

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Tableau VII.15. Résumé des pertes**

Disposition	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Pertes instantanées : $\Delta\sigma_{pi}$ (%)	1,56	3,34	5,45	5,34
Pertes différées : $\Delta\sigma_{pe}$ (%)	10,77	13,05	15,88	5,64
Total des pertes : $\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pe}$ (%)	12,34	16,39	21,32	20,98

**Tableau VII.16. Efforts de précontrainte**

Disposition	Efforts de précontrainte , kN			
	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Effort PS : $P_o = \sigma_{p0} A_p N$	2 034	3 661	5 289	5 289
perte instantanée : $\Delta p_i = \Delta\sigma_{pi} P_o$	32	122	288	283
Perte à long-terme : $\Delta p_e = \Delta\sigma_{pe} P_o$	219	478	840	827

**Tableau VII.17. Propriétés des sections :**

Disposition		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
<b>Section de base</b>					
A	[m <sup>2</sup> ]	0,5348	0,5397	0,5455	0,5455
I	[m <sup>4</sup> ]	0,1067	0,1079	0,1094	0,1094
I/yt	[m <sup>3</sup> ]	0,1597	0,1627	0,1665	0,1665
I/yb	[m <sup>3</sup> ]	0,1689	0,1694	0,1701	0,1701
e	[m]	0,2581	0,3687	0,4224	0,4224
<b>Section composite</b>					
A'	[m <sup>2</sup> ]	0,8526	0,8576	0,8633	0,8633
I'	[m <sup>4</sup> ]	0,2151	0,2181	0,2219	0,2219
I'/yt'	[m <sup>3</sup> ]	0,2286	0,2330	0,2385	0,2385
I'/yt'	[m <sup>3</sup> ]	0,5988	0,5995	0,6005	0,6005
I'/yts'	[m <sup>3</sup> ]	0,3847	0,3868	0,3896	0,3896
e'	[m]	0,5308	0,6418	0,6959	0,6959

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VII-5-1-Vérification des contraintes en phase de construction :

On a : 4 phases

- Phase 1:** Mise en traction des torons
- Phase 2:** Poids propre
- Phase 3:** Perte instantanée
- Phase 4:** Dalles et planches

Contraintes admissibles [MPa]

- compression .....  $0.58 f_{cj} = 17.40$  [MPa]
- traction à la zone d'enrobage .....  $0.70f_{tj} - 0.02f_{c28} = -1.08$  [MPa]
- traction à l'extérieure de la zone d'enrobage .....  $1,5f_{tj} - 0.02f_{c28} = -3.00$  [MPa]

→ **Tableau VII.-18. la phase 1 :(Mise en traction des torons)**

Phase 1: Mise en traction des torons		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Charge axiale, P	[kN]	2 034	3 661	5 289	5 289
$\sigma_{t1} = P/A - P_e/ S_t$	[kPa]	694,31	-1183,27	-3434,39	-3434,39
$\sigma_{b2} = P/A + P_e/ S_b$	[kPa]	7 090,73	15 079,16	23 110,30	23 10,30

→ **Tableau VII.19. la phase 2 :( Poids propre)**

Phase 2: Poids propre		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Moment, $M_{G1}$	[kNm]	488	837	1 046	1 116
$+ M_{G1}/ S_t$	[kPa]	2 890,04	4 940,55	6 147,88	6 559,31
$- M_{G1}/ S_b$	[kPa]	-3055,60	-5143,79	-6281,74	-6702,12
$\sigma_{t2} = \sigma_{t1} + M_{G1}/ S_t$	[kPa]	3584,35	3757,28	2713,49	3124,92
$\sigma_{b2} = \sigma_{b1} - M_{G1}/ S_b$	[kPa]	4 035,13	9 935,37	16 828,56	16 408,18

→ **Tableau VII.20. la phase 3 :( Perte instantanée) :**

Phase 3: Perte instantanée					
Charge axiale, $\Delta P_i = P_{di} - P_o$	[kN]	-31,80	-122,41	-288,01	-282,56
$+ \Delta P_i/ A - \Delta P_{ie}/ S_t$	[kPa]	-10,86	39,56	187,03	183,49
$+ \Delta P_i/ A + \Delta P_{ie}/ S_b$	[kPa]	-110,86	-504,15	-1258,56	-1234,74
$\sigma_{t3} = \sigma_{t2} + \Delta P_i/ A - \Delta P_{ie}/ S_t$	[MPa]	3,573	3,797	2,901	3,308
$\sigma_{b3} = \sigma_{b2} + \Delta P_i/ A + \Delta P_{ie}/ S_b$	[MPa]	3,924	9,431	15,570	15,173

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

→ **Tableau VII.21. la phase 3 :( Dalles et planches) :**

Phase 4: Dalles et planches					
Moment, $M_{G2}$	[kNm]	294	504	629	671
+ $M_{G2}/ S_t$	[kPa]	1 741	2 975	3 697	3 944
- $M_{G2}/ S_b$	[kPa]	-1841	-3097	-3777	-4030
$\sigma_{t4} = \sigma_{t3} + M_{G2} / S_t$	[MPa]	5,315	6,772	6,597	7,252
$\sigma_{b4} = \sigma_{b3} - M_{G2} / S_b$	[MPa]	2,083	6,334	11,793	11,144

→ **Tableau VII.22. Vérification des Contraintes a l'état de construction**

Vérification des Contraintes admissibles					
traction à la zone d'enrobage : $0.70 f_{tj} - 0.02 f_{cj}$	[MPa]	-1.08	-1.08	-1.08	-1.08
$\sigma_{t4}$	[MPa]	5,315	6,772	6,597	7,252
$\sigma_{t4} > 0.70 f_{tj} - 0.02 f_{cj}$		<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>
traction à l'extérieure de la zone d'enrobage : $1,5 f_{tj} - 0.02 f_{cj}$	[MPa]	-3.00	-3.00	-3.00	-3.00
$\sigma_{t4}$	[MPa]	2,083	6,334	11,793	11,144
$\sigma_{t4} > 0.70 f_{tj} - 0.02 f_{cj}$		<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>
Contrainte de compression : $0.58 f_{cj}$	[MPa]	17.4	17.4	17.4	17.4
$\sigma_{c3}$	[MPa]	3,924	9,431	15,570	15,173
$\sigma_{c3} < 0.58 f_{cj}$		<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>
$\sigma_{c4}$	[MPa]	2,083	6,334	11,793	11,144
$\sigma_{c4} < 0.58 f_{cj}$		<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>	<b>VERIFIE</b>

### VII.5-2- vérification de Contraintes en phase de service :

On a 03 phases

Phase 5: Pertes à long terme (Propriétés de poutre composite)

Phase 6: Propriétés de poutre composite

Phase 7:

→ Phase 7a = Combinaison de charge 1: charge fréquente (Pd + G + 0.60 (1.20 Qr))

→ Phase 7b = Combinaisons de charge 2: Charges rares 2 (Pd + G + Qrp)

→ Phase 7c = Combinaison de charge 3: Quasi Permanente (Pd + G)

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### Contraintes Admissibles :

- Compression (Combinaison des charges 1 et 2)..... $0.58 f_{c28}=20.30\text{MPa}$
- Compression (Combinaison de charge 3)..... $0.50 f_{c28} - 0.02 f_{c28} =16.8\text{MPa}$
- Traction en combinaison fréquente de charge :

### Applicable à Phase 7a

- à la zone d'enrobage.....=0
- en dehors de la zone d'enrobage..... $1.50 f_{t28} - 0.02 f_{c28} = -3.35 \text{ M}$ 
  - Traction en combinaison rare de charge :

### Applicable à la phase 7b

- à la zone d'enrobage ..... $f_{t28} - 0.02 f_{c28} = -2.00 \text{ MPa}$
- en dehors de la zone d'enrobage..... $1.50 f_{t28} - 0.02 f_{c28} = -3.3\text{MPa}$ 
  - Traction en combinaison des charges permanente :

### Applicable à la phase 7c

- à la zone d'enrobage.....=0
- en dehors de la zone d'enrobage.....=0

**Tableau VII- .23. Phase 5**

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Phase 5: Pertes à long terme (Propriétés de poutre composite )					
Charge axial , $\Delta P_e = P_{de} - P_{di}$	[kN]	-219,16	-477,70	-839,78	-826,89
$+ \Delta P_e/A' - \Delta P_e e'/St'$	[kPa]	63	46	0	0
$+ \Delta P_e/A' + \Delta P_e e'/Sb'$	[kPa]	-765,86	-1872,97	-3423,30	-3370,76
$\sigma_{ts5} = \Delta P_e/A' - \Delta p_e e'/ Sts'$ au dessus de la dalle	[MPa]	0,045	0,235	0,527	0,519
$\sigma_{t5} = \sigma_{t4} + \Delta P_e/A' - \Delta P_e e'/ St'$	[MPa]	5,252	6,726	6,598	7,253
$\sigma_{b5} = \sigma_{b4} + \Delta P_e/A' + \Delta P_e e'/ Sb'$	[MPa]	1,318	4,461	8,369	7,773

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Tableau VII.24. Phase 6**

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Phase 6: Propriétés de poutre composite					
Moment, M	[kNm]	-	-	-	-
+ M <sub>C</sub> / S	[kPa]	-	-	-	-
M <sub>C</sub> / Sb	[kPa]	-	-	-	-
$\sigma_{ts6} = \sigma_{ts5} + M_C / Sts'$	[MPa]	0,045	0,235	0,527	0,519
$\sigma_{t6} = \sigma_{t5} + M_C / St'$	[MPa]	5,252	6,726	6,598	7,253
$\sigma_{b6} = \sigma_{b5} - M_C / Sb'$	[MPa]	1,318	4,461	8,369	7,773

→ **Tableau VII.-25.Phase 7a:**

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Phase 7a: Combinaison de charge1: charge Fréquente ( Pd + G + 0.60 ( 1.20 Qr ))					
M = MG3 + MG4 + 0.60 ( 1.20 Qr )	[kNm]	496	849	1 061	1 132
+ M/Sts'	[kPa]	1 289	2 195	2 723	2 905
+ M/St'	[kPa]	828	1 416	1 767	1 885
- M/Sb'	[kPa]	-2168,09	-3644,64	-4449,42	-4746,81
$\sigma_{ts7a} = \sigma_{ts6} + M / Sts'$ dalle	[MPa]	1,334	2,430	3,250	3,424
$\sigma_{t7a} = \sigma_{t6} + M / St'$ en dehors de la zone d'enrobage	[MPa]	6,080	8,142	8,365	9,138
$\sigma_{7a}$ à la zone d'enrobage	[MPa]	1,335	2,476	4,722	4,129
$\sigma_{b7a} = \sigma_{b6} - M / Sb'$	[MPa]	0,851	0,816	3,920	3,026

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Tableau VII.26.Phase 7b:**

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Phase 7b: Combinaisons de charge 2: Charges rares 2 ( Pd + G + Qrp )					
Moment, MG3 + MG4 + MQrp	[kNm]	634,30	1 070,89	1 310,75	1 464,59
+ M / Sts'	[kPa]	1 649,00	2 768,31	3 364,00	3 758,83
+ M / St'	[kPa]	1 059,23	1 786,29	2 182,61	2 438,78
- M / Sb'	[kPa]	- 2774,29	- 4596,82	- 5496,41	- 6141,51
$\sigma_{ts7b} = \sigma_{ts6} + M/ Sts'$ dalle	[MPa]	1,694	3,004	3,891	4,278
$\sigma_{t7b} = \sigma_{t6} + M/ St'$ en dehors de la zone d'enrobage	[MPa]	6,311	8,512	8,780	9,691
$\sigma_{7a}$ à la zone d'enrobage	[MPa]	0,993	1,823	3,939	3,086
$\sigma_{b7b} = \sigma_{b6} - M/ Sb'$	[MPa]	-1,457	-0,136	2,873	1,631

→ **Tableau VII.27.Phase 7c:**

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Phase 7c: combinaison de charge 3: Quasi Permanente ( Pd + G )					
Moment, MG3 + MG4	[kNm]	93,25	159,14	198,67	212,09
+ M/Sts'	[kPa]	242,42	411,39	509,88	544,32
+ M/St'	[kPa]	155,72	265,45	330,82	353,16
- M/Sb'	[kPa]	- 407,85	- 683,11	- 833,09	- 889,36
$\sigma_{ts7c} = f_{ts6} + M/ Sts'$ dalle	[MPa]	0,288	0,647	1,037	1,063
$\sigma_{t7c} = f_{t6} + M/ St'$ en dehors de la zone d'enrobage	[MPa]	5,408	6,992	6,929	7,606
$\sigma_{7a}$ à la zone d'enrobage	[MPa]	2,328	4,506	7,427	7,014
$\sigma_{b7c} = f_{b6} - M/ Sb'$	[MPa]	0,910	3,778	7,536	6,884

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableaux de vérification des contraintes :

Pour la vérification :

Valeur de traction admissible < Valeur de traction calculée

Valeur de compression admissible > Valeur de compression calculée

→ Valeur de traction .....(-)

→ Valeur de compression .....(+)

**Tableau.VII-28. Contraintes Admissibles :**

Contraintes Admissibles			0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
compression	Combinaison des charges 1 et 2		20.30 MPa	20.30 MPa	20.30 MPa	20.30 MPa
	Combinaison des charges 3		16.80 MPa	16.80 MPa	16.80 MPa	16.80 MPa
traction	Phase 7a	à la zone d'enrobage	0	0	0	0
		en dehors de la zone d'enrobage	-3.35 MPa	-3.35 MPa	-3.35 MPa	-3.35 MPa
	Phase 7b	à la zone d'enrobage	-2.00 MPa	-2.00 MPa	-2.00 MPa	-2.00 MPa
		en dehors de la zone d'enrobage	-3.35 MPa	-3.35 MPa	-3.35 MPa	-3.35 MPa
	Phase 7c	à la zone d'enrobage	0	0	0	0
		en dehors de la zone d'enrobage	0	0	0	0

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

---

**TableauVII.29. vérification des contraintes Phase 5 et Phase 6**

Contraintes calculée			0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Fibre inferieur $\sigma_b$	Phase 5		1,318 ✓	4,461 ✓	8,369 ✓	7,773 ✓
	Phase 6		1,318 ✓	4,461 ✓	8,369 ✓	7,773 ✓
Fibre supérieure $\sigma_t$	Phase 5	poutre	5,252 ✓	6,726 ✓	6,598 ✓	7,253 ✓
		dalle	0,045 ✓	0,235 ✓	0,527 ✓	0,519 ✓
	Phase 6	poutre	5,252 ✓	6,726 ✓	6,598 ✓	7,253 ✓
		dalle	0,045 ✓	0,235 ✓	0,527 ✓	0,519 ✓

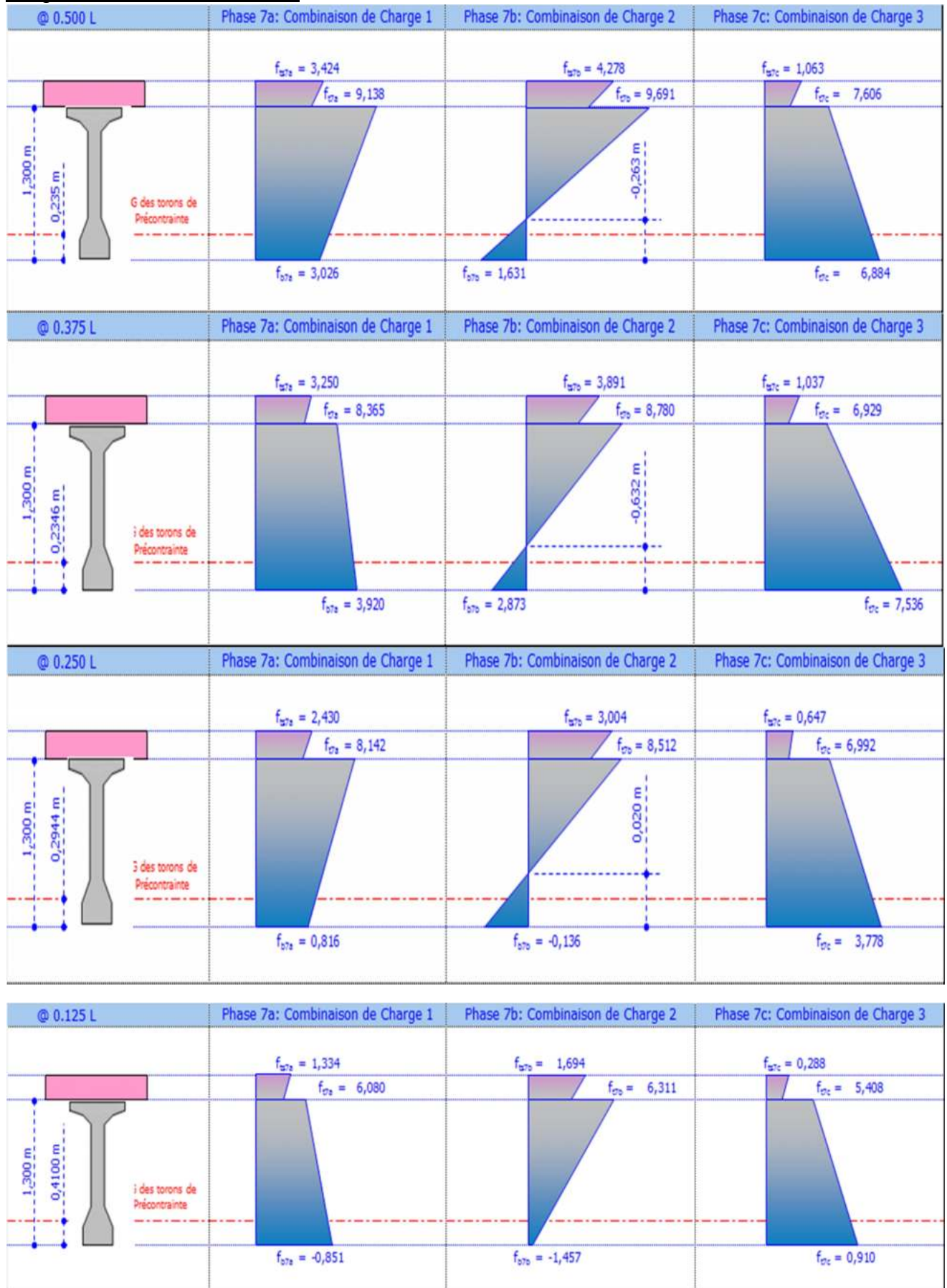
## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Tableau.VII-30. vérification des contraintes Phase 7 a, b et c**

Contraintes calculée			0,125L	0,250L	0,375L	0,500L	
			Fibre inférieur $\sigma_b$	Phase7a		0,851	0,816
Phase7b		-1,457		-0,136	2,873	1,631	
Phase 7c		0,910		3,778	7,536	6,884	
Fibre supérieure $\sigma_t$	Phase 7a	à la zone d'enrobage	1,335	2,476	4,722	4,129	
		en dehors de la zone d'enrobage	poutre	6,080	8,142	8,365	9,138
			dalle	1,334	2,430	3,250	3,424
	Phase 7b	à la zone d'enrobage	0,993	1,823	3,939	3,086	
		en dehors de la zone d'enrobage	poutre	6,311	8,512	8,780	9,691
			dalle	1,694	3,004	3,891	4,278
	Phase 7c	à la zone d'enrobage	2,328	4,506	7,427	7,014	
		en dehors de la zone d'enrobage	poutre	5,408	6,992	6,929	7,606
			dalle	0,288	0,647	1,037	1,063

# CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Diagramme des contraintes :



## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VII-6-CALCUL DE LA CAPACITE ULTIME SOUS FLEXION

#### VII-6-1-CAPACITE ULTIME DE LA POUTRE :

##### VII-6-1-1-PARAMETRES DE CONCEPTION :

		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Coefficient à compter pour la durée de l'action	$\phi$	1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficient de sécurité du béton	$\gamma_b$	1.50	1.50	1.50	1.50
Coefficient de sécurité de l'acier de précontrainte	$\gamma_p$	1.15	1.15	1.15	1.15
Déformation Ultime du béton à la fibre	$\epsilon_b$	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
Déformation Ultime du toron	$\epsilon_s$	0.010	0.010	0.010	0.010
Limite d'élasticité garantie d'acier $p_s = f_{peg}$	[MPa]	1 573.00	1 573.00	1 573.00	1 573.00
Contrainte ultime du béton, $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / (\phi \gamma_b)$	[MPa]	17	17	17	17
Surface d'acier de précontrainte, $A_{ps}$	m <sup>2</sup>	0,00150	0,00270	0,00390	0,00390

**TABLEAU.VII-.31**

##### VII-6-1-2-COMBINAISONS ULTIMES :

		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
$Mu1 = 1.35Pm + 1.35G + 1.6Qr$	$M_{u1}$	2 075,92	3 558,36	4 445,90	4 743,00
$Mu2 = 1.35Pm + 1.35G + 1.35Qrp$	$M_{u2}$	1 912,01	3 256,05	4 030,76	4 389,65
$Mu3 = 1.35Pm + 1.35G + 1.35\Delta\phi$	$M_{u3}$	1 181,59	2 025,19	2 529,45	2 698,77
$Mu: \text{Max} ( Mu1, Mu2, Mu3 )$	$M_u$	2 075,92	3 558,36	4 445,90	4 743,00

**TABLEAU. VII.32**

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VII-6-1-3-CAPACITE ULTIME :

localisation		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Effort de Précontrainte	KN	1 783,12	3 061,25	4 160,84	4 179,18
Contrainte des câbles	MPa	1 188,75	1 133,79	1 066,88	1 071,58
Déformation du toron	m/m	0,0063	0,0060	0,0056	0,0056
Moment Permanent	kN.m	875,25	1 500,14	1 873,67	1 999,09
Contraintes au toron cg	KPa	2,267	4,936	8,024	7,692
Déformation due à déformation du béton		0,0001	0,0001	0,0002	0,0002
Valeur d'essai de y	m	0,1157	0,2083	0,3038	0,3038
Déformation Complémentaire	m/m	0,0295	0,0168	0,0111	0,0111
Déformation totale du toron	m/m	0,0358	0,0229	0,0169	0,0169
$\sigma_p = (1.06f_{peg} \text{ si } \varepsilon_{tot} > 2.0\%, \text{ sinon, } f_{peg}),$	MPa	1 667,38	1 667,38	1 573,00	1 573,00
Effort du béton $c_c$	KN	2 500,56	4 502,21	6 134,21	6 134,21
Effort de tension du toron $T_p$	KN	2 501,07	4 501,93	6 134,70	6 134,70
est ce que $C_c = T_p$ ? (Oui si $C_c - T_p < 1 \text{ KN}$ , sinon Non)		Oui	Oui	Oui	Oui
Résistance	kN.m	2 610	5 052	7 017	7 017
Moment Appliqué Ultime $M_u$	kN.m	2 076	3 558	4 446	4 743
✓ si $M_{res} > M_{ur}$ Sinon X		<b>ok</b>	<b>ok</b>	<b>ok</b>	<b>ok</b>

**TABLEAU. VII-33**

$M_{res} > M_u$  : Donc la poutre est vérifier à L'E.L.U

### VII.7. FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

La détermination des sections d'acier nécessaires résulte des prescriptions des règles BPEL 91.

Sur tout le périmètre de la poutre préfabriquée, on doit disposer un ferrailage de peau (BPEL 6.1. 31) constitué d'armatures de petit diamètre, convenablement réparties. Il est loisible de compter comme armatures de peau les armatures de précontrainte prétendues voisines d'un parement ; toutefois, au-delà de 5cm, ces armatures ne sont plus efficaces pour limiter l'ouverture des fissures. Les armatures de peau sont renforcées, au voisinage des fibres tendues par un ferrailage dit de reprise des tractions (BPEL 6.1. 32) résultant des calculs de flexion. Il est à noter que pour les aciers de fibre supérieure, ce sont les phases de levage et de transport qui sont souvent prépondérantes.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de parement

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,1 % de la section du béton de la poutre.

En prend 4 HA 10,  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ .

### **VII.7-1 FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POUTRES :**

Le ferrailage transversal se compose de plusieurs types d'éléments : les étriers d'âme, les cadres de talon et de membrure supérieure, et les aciers de couture entre la poutre et le hourdis.

En partie courante, l'espacement des étriers dépend des sollicitations tangentes et résulte de calculs de cisaillement. Près des abouts, s'ajoutent les effets de la diffusion de la précontrainte. Il convient naturellement de jouer sur les diamètres et les espacements pour ne pas aboutir à un ferrailage trop dense.

Les cadres de talon et de table supérieure permettent l'accrochage de ces membrures sur l'âme. Leur diamètre est souvent choisi identique à celui des étriers, ce qui permet par commodité d'adopter un espacement double. Près des abouts, quelques cadres de talon faiblement espacés remplissent en outre un rôle de fretage du paquet d'armatures de précontrainte.

Pour équilibrer les efforts de glissement ainsi que les efforts dus au retrait différentiel existant à la jonction entre la poutre et le hourdis, il est nécessaire de prévoir des aciers de couture qui sortent au-dessus des poutres. Ceci est obtenu pour partie en prolongeant les étriers d'âme au-delà de la fibre supérieure, et pour le reste au moyen de fers en U renversés, ancrés dans la table de compression de la poutre. Cette disposition existe sur toute la zone où le hourdis doit effectivement être accroché aux poutres.

### **VII-8-CAPACITE DE CISAILLEMENT :**

#### **VII-8-1-CAPACITE DE CISAILLEMENT**

Section / Emplacement	Section 1 d/2	Section 2 d/2 + 2m	Section 3 d/2 + 4m	Section 4 d/2 + 6m	Section 5 d/2 + 8m
-----------------------	------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

#### **VII-8-2-PROPRIETES DE POUTRE :**

Largeur de l'élément	$b_o$ [m]	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210
Profondeur totale	H [m]	1,500	1,500	1,500	1,500	1500
Profondeur de cisaillement	d [m]	1,446	1,446	1,446	1,446	1,446
Moment d'inertie	I [m <sup>4</sup> ]	0,2151	0,2151	0,2151	0,2151	0,2151
Surface de la section en béton	$A_r$ [m <sup>2</sup> ]	0,5232	0,5232	0,5242	0,5242	0,5255
Centroïde depuis l'axe neutre	$y_{Gr}$ [m]	0,3697	0,3697	0,3735	0,3735	0,3783
Moment statique d'inertie	$Q_r$ [m <sup>3</sup> ]	0,1934	0,1934	0,1958	0,1958	0,1988
Surface d'acier précontraint	$A_p$ [m <sup>2</sup> ]	0,0015	0,0015	0,0027	0,0027	0,0039

**TABLEAU VII-34.**

## CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VII-8-3- PROPRIETES DU BETON :

Résistance à la compression du béton : $f_{c_j}$ [kPa]	35 000	35 000	35 000	35 000	35 000
Coefficient partiel du béton : $\gamma_b$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50

**TABLEAU VII 35**

### VII-8-4-PROPRIETES DE L'ARMATURE DE CISAILLEMENT :

Inclinaison de l'étrier : $\alpha$	90	90	90	90	90
$\tan \beta_u$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Diamètre de l'étrier : $\phi$ [mm]	14	14	14	12	12
surface de l'étrier : $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	154	154	154	113	113
No. De béquilles par section : $N_{b\acute{e}q}$ [pcs]	4	4	2	2	2
Surface totale d'acier $A_t = N_{b\acute{e}q} \times A_s$ : $A_t$ [mm <sup>2</sup> ]	616	616	308	226	226

**TABLEAU VII-36**

### VII-8-5-CAPACITE DE CISAILLEMENT A ELU

#### VII-8-5-1-EFFORTS :

Section / Emplacement	Section 1 d/2	Section 2 d/2 + 2m	Section 3 d/2 + 4m	Section 4 d/2 + 6m	Section 5 d/2 + 8m
Effort de cisaillement à ELU $V_u$ [KN]	1 028	942	807	672	537

**TABLEAU VII.37**

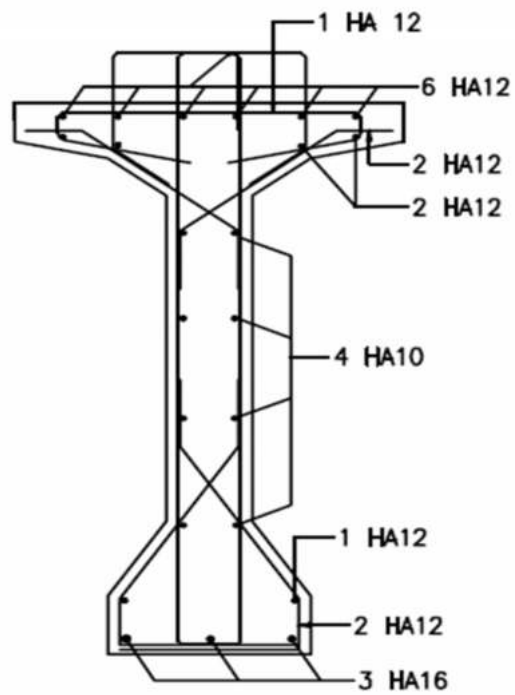
#### VII-8-5-2-CONTRAINTE :

unité de contrainte de cisaillement $\tau_u = V_u / (b_o d)$ [KPa]	3 231	2 961	2 537	2 112	1 688
Cisai. Max. admi $\tau_{max} = \text{MIN} (0.15 f_{c_j} / \gamma_b; 4\text{MPa})$ [KPa]	6 611	6 611	6 611	6 611	6 611
Vérification du béton $\tau_u \leq \tau_{max}$	ok	ok	ok	ok	ok

**TABLEAU VII-38**

Alors on a toutes les contrainte du cisaillement sont vérifier.

## IV.9. SHEMA DE FERRAILLAGE DES DEUX POUTRES :



### VIII-Introduction :

L' hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à la couverture de pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

L' hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

### VIII-1-Etude de la flexion longitudinale :

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison:

1.35 (G + D240)

Les résultats sont obtenus à l'aide de logiciel ROBOT MELLINIUM 2010

Le moment maximal positif:  $M_{ELU} = 4.732 \text{ t.m}$

Le moment maximal négatif:  $M_{ELU} = 4.937 \text{ t.m}$

Le ferrailage se fait par le logiciel calculette béton armé (EXPERT) :

$$A_{sup} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = 7.7 \text{ cm}^2$$

**La condition de non fragilité:**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f} = 0,23 \times 1 \times 0,20 \times \frac{2,7}{500} = 2.484 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc le ferrailage opté est de :

Nappe supérieure: Soit 7HA16 pour  $A_s \approx 14.07 \text{ cm}^2$

Nappe inférieure: Soit 7HA12 pour  $A_s \approx 7.92 \text{ cm}^2$

### VIII-2-Étude de la flexion transversale :

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple. Mais pour cela il faut d'abord calculer les moments maximums.

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison:

1,35(G+ D240)

Le moment maximal positif:  $M_{ELU} = 7.08 \text{ t.m}$

Le moment maximal négatif:  $M_{ELU} = 12.038 \text{ t.m}$

Le ferrailage se fait par le logiciel calculette béton armé :

$$A_{sup} = 22 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = 9 \text{ cm}^2$$

**La condition de non fragilité:**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f} = 0,23 \times 1 \times 0,20 \times \frac{2,7}{500} = 2.484 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée,.

Nappe supérieure: Soit 8 HA20 pour  $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$

Nappe inférieure: Soit 8 HA12 pour  $A_s = 9.02 \text{ cm}^2$

### VIII-3-Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après les résultats obtenus par Le logiciel **ROBOT MELINIUM 2010** :

L'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison 1,35(G+ D<sub>240</sub>)

$$\tau_b = \frac{V_U}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$$

$\tau_b$  : Contrainte de cisaillement dans l'hourdis.

$\bar{\tau}_b$  : Résistance de cisaillement du béton.

$$\bar{\tau}_b = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,5 \text{ MPa}$$

$$V_U = 9.8 \text{ t}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$Z = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{9.8}{1 \times 0,18} = 54.44 \text{ t/m}^2 = 0.54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 3,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

## CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT

### X.1) Les appareils d'appui :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

#### Charge permanente et surcharges :

D'après les chapitres précédents la poutre la plus touchée par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de la réaction max  $R_{max} = 41.559 \text{ t}$ .

#### X.1.1) Dimensionnement selon bulletin technique N°04 de SETRA :

##### X.1.1.1) Aire de l'appareil d'appui :

On désigne par a, b; l'aire de l'appareil d'appui où :

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

La contrainte de compression de l'appareil  $\sigma_m$  est limitée à  $150 \text{ kg/cm}^2$

$$a \times b > R_{max} / 150 = 277.06 \text{ cm}^2$$

##### X.1.1.2) Hauteur nette de l'élastomère :

La prescription de SETRA, la recommandation la plus prépondérante (distorsion)

$$\tau_{H1} \leq G \text{ tg } \gamma_1 = G \times U_1 / T \leq 0.5 \times G \quad U_1 / T \leq 0.5$$

$$T \geq U_1 / 0.5$$

Avec :

$U_1$  :  $\Delta l_{max}$  qui est la déformation lente (retrait, fluage et température)

$$U_1 = 12.44 \text{ mm}$$

$$T \geq U_1 / 0.5 = 24.88 \text{ mm}$$

**On prend :**

$$T \geq 30 \text{ mm}$$

Donc 3 feuilles de 10 mm donc  $T=30\text{mm}$  3 (8 + 2)

##### X.1.1.3) Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T$$

Donc :  $15\text{cm} \leq a \leq 30\text{cm} \Rightarrow a = 25\text{cm}$  et on prend  $\Rightarrow b = 40\text{cm}$

$a \times b = 1000 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1000 > 277.06 \text{ cm}^2$  La condition est vérifiée

## CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENTS

### X.1.2) Efforts horizontaux :

#### X.1.2.1) Efforts dus au freinage :

Système A(l) :

L'effort de freinage correspond à la charge A est égale à la fraction suivante :

$$F_A = \frac{26 \times 12.096}{20 + (0.0035 \times 26 \times 3.33 \times 3)} = 15.04t$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$H_A = \frac{15.04}{16} = 0.94t$$

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  $F = 30t$

$$H_A = \frac{30}{16} = 1.875t$$

#### X.1.2.2) Effort du au séisme : selon « RPOA ver2008 » :

$\varepsilon_h = 0.25 G$  horizontalement

$\varepsilon_v = \pm 0.075 G$  verticalement

#### Avec le poids propre du tablier :

$G = 536.822 t$

$\varepsilon_h = 0.25 \times 536.822 = 134.21 t$

$\varepsilon_v = 0.075 \times 536.822 = 40.262 t$

Donc :

$\varepsilon_{h/appui} = 134.21 / 16 = \underline{8.388 t}$

$\varepsilon_{v/appui} = 40.262 / 16 = \underline{2.516 t}$

#### X.1.2.3) Effort du à la déformation (déplacements) :

$\varepsilon = \Delta_{max} = 0.01260 ..m$

$G = 80 t/m^2$  On a le moment d'élasticité transversale

$T = 3 Cm$  Et la hauteur nette de l'élastomère

#### Effort de longue durée :

$$\varepsilon = (H \times T) / (G \times a \times b)$$

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T$$

$H = 80 \times 0.40 \times 0.25 \times 0,01102 / 0.03$   $\underline{H = 2.94t}$

#### X.1.2.4) Effet dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de  $200 Kg/cm^2$ . La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = 26(1,3 + 0,20 + 0,1) = 41.6 m^2$$

$$P = 41.6 \times 0,20 = 8.32 t$$

$$H_{vent} = 8.32 / 16 = 0.52 t \text{ donc } \underline{H_{vent} = 0,52 t}$$

## X.1.3) Vérification des contraintes :

### X.1.3.1) Limitation des contraintes de cisaillement :

#### Sollicitation sous charge verticale :

$\sigma_m$  : contrainte de compression sous  $N_{max}$

$$N_{max} = 41.559 \text{ T.}$$

$$\sigma_m = N_{max} / a \times b \leq 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$T_N = 1.5 \times \sigma_m / \beta \leq 3 \text{ G.}$$

$T_N$ : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\beta = a \times b / 2 t (a + b) = 40 \times 25 / 2 \times 1 \times (40 + 25) = 7,69.$$

$$\sigma_m = 41.559 \times 10^3 / 40 \times 25 = 41,559 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ Kg / cm}^2.$$

Vérifié.

$$D'où : T_N = 1,5 \times 41,559 / 7,69 = 8,11 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\tau} = 24 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérifié.

#### Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :

Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = G U_1 / T \leq 0,5 \text{ G.}$$

$$\tau_{H1} = 8 \times 1.244 / 3 = 3,32 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Donc } T_{H1} = 3.32 \leq 0,5 \times 8 = 4 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérifiée

Sous un effort dynamique (freinage) :

$$\tau_{H2} = H_A / a \times b.$$

$$H_A = 1,5 \text{ t.}$$

$$\tau_{H2} = 1500 / 40 \times 25 = 1.5 \text{ Kg / cm}^2.$$

Déformation lente + déformation rapide :

Il faut que :  $\tau_H \leq 0,7 \text{ G.}$

$$T_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}.$$

$$\tau_H = 3.32 + 0,5 \times 1.5 = 4.07 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,7 \times 8 = 5.6 \text{ Kg / cm}^2$$

Vérifié

Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_a = \frac{G a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 t^2 n}.$$

$\alpha_0$  = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués  $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2} \text{ rad.}$

$\alpha_T$  = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = -2.1 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$\tau_a = 8 \times 25^2 (-0,0021 + 0,01) / 2 \times 1^2 \times 3 = 6.58 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5 \text{ G}$$

$$\tau = 6.58 + 4.07 + 8.11 = 18,76 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérifié

\*Pour vérifier la stabilité il faut garantir que le phénomène suivant soit vérifié.

## CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENTS

### X.1.4) Condition de non cheminement et non glissement

$$\sigma_{\min} \geq 20 \text{ Kg / cm}^2.$$
$$H \leq f N_{\min}$$

$$\sigma_{\min} = 33.551 \times 10^3 / 40 \times 25.$$

$$\sigma_{\min} = 33.551 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0,1 + (6 / \sigma_{\min}) = 0,1 + 6 / 33.551 = 0,28$$

$$f \times N_{\min} = 0,28 \times 33.551 = 9,355 \text{ t.}$$

#### H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à  $N_{\min}$ .

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 8 \times 40 \times 25 \times 1.102 / 3 = 2.94 \text{ t} < 9.355 \text{ t.}$$

Vérifié

Vérifié

#### H due au séisme :

$$H_s = 134.21 / 2 \times 8 = 8.39 < 9.355 \text{ t.}$$

Vérifié

### X.1.5) Condition de non-soulèvement :

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha = + 0,01 - 0,0021 = 0.0026$$

Vérification

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\min}}{G}$$

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$  : module d'élasticité transversale

$t = 1 \text{ cm}$  : épaisseur d'un feuillet élémentaire

$\beta = 7.69 \text{ Cm}^2$  : coefficient de forme

$$\sigma_{\min} = 33,551 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha_T = 0.0026 \leq \frac{3}{7.69} \times \frac{1}{25^2} \times \frac{33.551}{8} = 0.0027 \text{ rd}$$

La condition est vérifiée

### X.1.6) Condition de non flambement :

$$T = 3 \leq (a / 5) = 25 / 5 = 5$$

\*En peut dimensionner les frettes

La condition est vérifiée

### X.1.7) Dimensionnement de frettes :

La frette est déjà vérifiée par le constructeur.

$$\begin{cases} ts \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \Rightarrow ts \geq \frac{25}{7.69} \times \frac{33.551}{2200} = 0.049 \text{ Cm} & \text{Donc } T_s = 3 \text{ mm} \\ ts \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

La hauteur total est donc sera désigné par l'application suivante :

$$(n = T + T_s) \text{ avec } t = 10 \text{ mm et } T_s = 3 \text{ mm.}$$

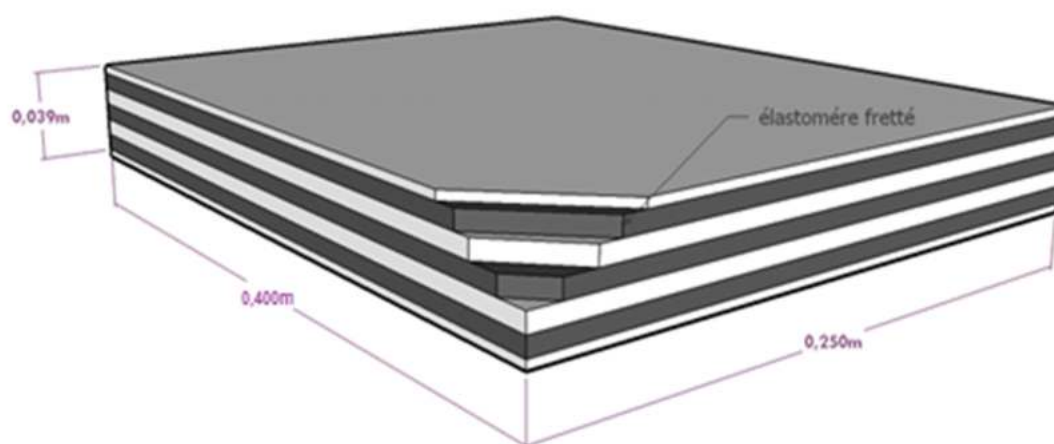
$$\text{Donc : } H_{\text{TOTAL}} = 13 \times 3 = 39 \text{ mm.}$$

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : 400 x 250 x 3 (10 + 3)

## CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENTS

Nous avons donc :

- 2 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur  $t = 10 \text{ mm}$
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur  $t/2 = 5 \text{ mm}$
- 3 frettes intermédiaires d'épaisseur  $t_s = 3 \text{ mm}$



*Figure °X-1 : l'appareil d'appui*

### **X.1.8) Ferrailage de dé d'appui:**

#### **X.1.8.1) Armatures de chaînage:**

La section calculée doit reprendre un effort  $R = 25\%R_{max}$

$$A_C = 0,25.R_{max}/\sigma_s$$

R étant l'effort maximum

$$R_{MAX} = 41.559 \text{ t}$$

$$\sigma_s = 500 / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_C = 2,39 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 6\text{HA8} = 3.02 \text{ cm}^2$$

Ces armatures sont disposées en une seule nappe

#### **X.1.8.2) Armatures de profondeur:**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = 0.125 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 1,19 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 4\text{HA8} \text{ pour } A_h = 2,01 \text{ cm}^2.$$

#### **X.1.8.3) Armatures de diffusion :**

1-Ferrailage de surface:

Frette supérieure :

Ce sont des armatures capables de reprendre  $4\% R_{max}$

$$A_s = 0.04.R_{max} / \sigma_s = 0.402 \text{ cm}^2 \text{ Alors : } 2\text{HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Placés à la face supérieure des dés d'appuis

2- Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :

$$A_s = 0.1 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 0,96 \text{ cm}^2. \text{ Alors : } 2 \text{ HA8 pour } A_s = 1,01 \text{ cm}^2.$$

Disposée en profondeur entre  $E/3$  et  $E$  à partir de la face supérieure de l'appui.

### X.2) Le joint de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, le joint est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

#### X.2.1) Calcul des joints :

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

1-Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage

$$(\Delta t + \varepsilon_f) < T.$$

2-Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme

$$(\Delta t + \varepsilon_s) < 1,3 T$$

T : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints ALGAFLEX.

##### X.2.1.1) Déplacement dû aux variations linéaires :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 1,244 \text{ cm.}$$

##### X.2.1.2) Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage calcule par la formule suivante :  $\varepsilon_f = T H / G S$ .

Avec **G** : module de déformation transversale.

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$  pour des variations lentes.

$G = 16 \text{ kg/cm}^2$  pour des variations instantanées.

$$\varepsilon_f = 3 \times 1500 / 16 \times 40 \times 25 = 0,281 \text{ cm} = \mathbf{2.81 \text{ mm.}}$$

##### X.2.1.3) Déplacement dû au séisme :

$$\varepsilon_s = T H_s / G S.$$

avec  $H_s = 8.39 \text{ t/appareil}$ .

$$\varepsilon_s = 3 \times 8390 / 16 \times 40 \times 25 = 1,5731 \text{ cm} = 15.731 \text{ mm.}$$

**Combinaison :**

$$\Delta t + \varepsilon_f = 12.44 + 2.81 = 15.25 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 t + \varepsilon_s = 12.44 + 15.73 = 28.17 \text{ mm}$$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte au joint **T50**

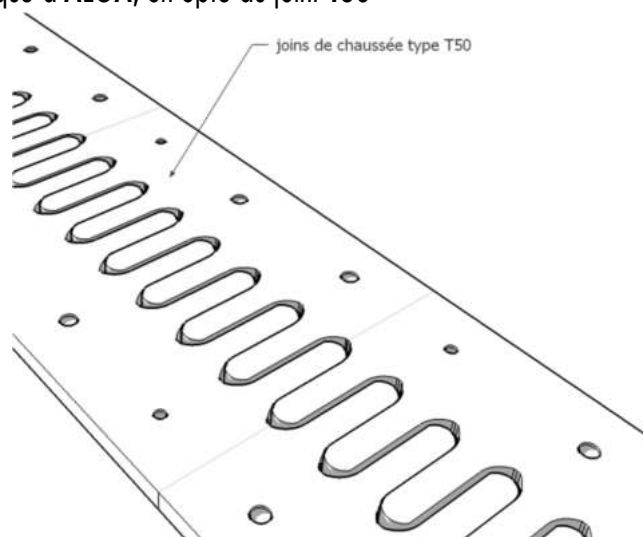


Figure °X-2- : joint de chaussée

## CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA PILE »

### XI.1) ETUDE DE LA PILE :

Le choix du type des piles dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle-même, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile. Notre ouvrage franchissant un Oued, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile composée de fûts à section circulaire.

#### XI.1.1) dimensionnement des piles:

##### 1- Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. La longueur de chevêtre est de 12.22m.

Hauteur  $H_c=1.2m$

Largeur de chevêtre  $l_c=2.1m$

##### 2- Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Un diamètre fixe à 1.40 m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

##### 3- Semelle:

0-Epaisseur: 1,70m.

-Largeur: 7.40m.

-Longueur: 13.20 m.

-Béton de propreté: 0.10 m.

Designation	Pile°1	Pile°2
Hauteur de la pile (m)	15.82m	13.99m
Hauteur du Fût (m)	12.92.m	11.09m

Tableau XI-1 : description des piles

On utilisé des pieux de diamètre  $\varnothing = 1,2 m$  (Fondation profonde).

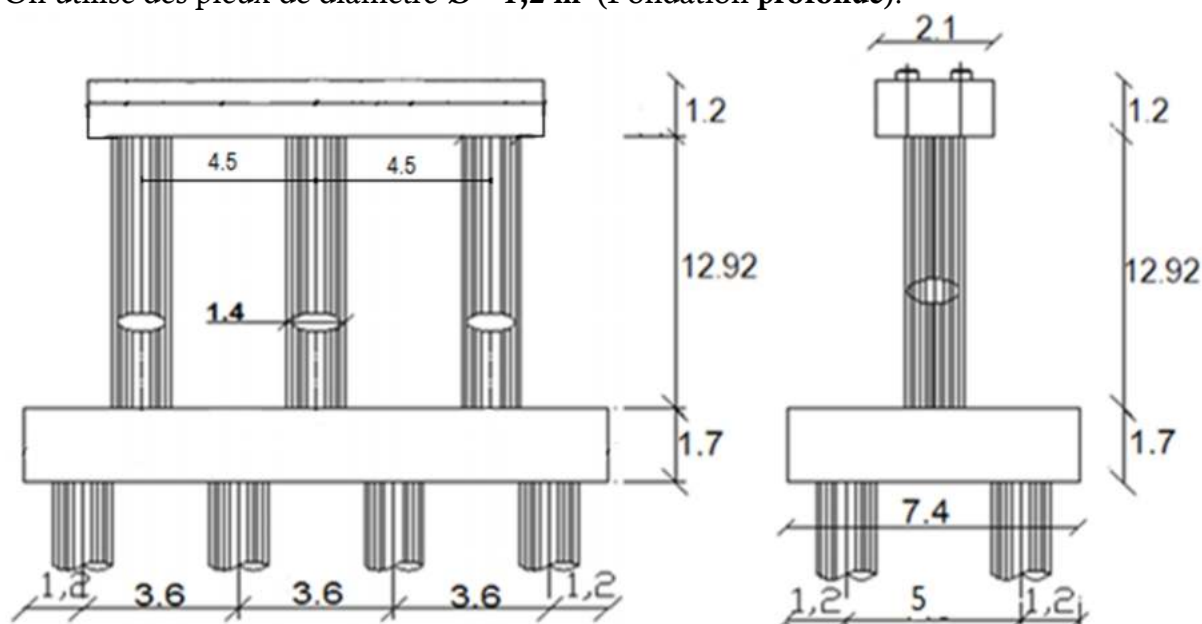


Figure XI-1 : dimensions de la pile

**XI.1.2) Calcule Charges et sur charges :**

**XI.1.2.1) Répartition des charges sur la pile :**

$$\sum g = 20.647 \text{ t/ml}$$

$$R_1 = 1/2 \times 20.647 \times 27 = 278.73 \text{ t.}$$

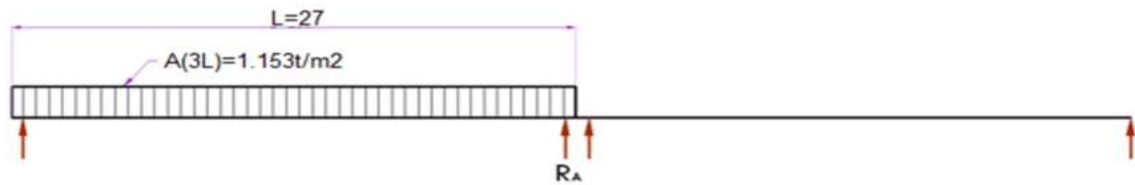
**XI.1.2.2). Poids propre de chevêtre :**

$$G = 2.5 \times 12.22 \times 2.1 \times 1.5 = 96.23 \text{ t.}$$

**XI.1.2.2) Répartition des surcharges sur la pile :**

**1-La surcharge A (I) :**

1 travée :

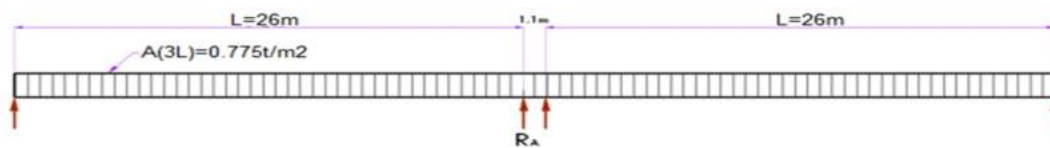


$$A(I) = 0.23 + \frac{36}{12+27} = 1.153 \text{ t/m}^2$$

$$A(I) \times a_1 \times a_2 = 1.21 \text{ t/m}^2.$$

$$R_1 = 1.21 \times 10 \times 27 / 2 = 163.35 \text{ t.}$$

2 travées :



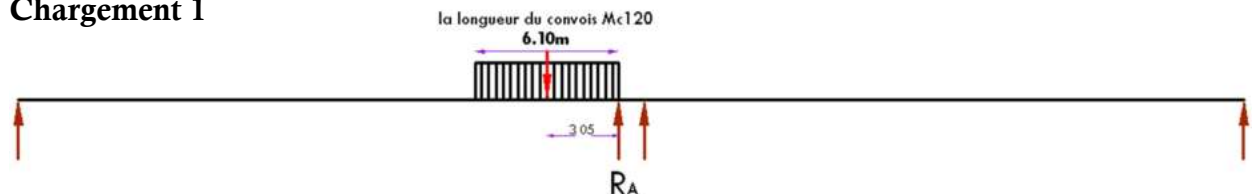
$$A(I) = 0.23 + \frac{36}{12+54} = 0.775 \text{ t/m}^2.$$

$$A(2I) \times a_1 \times a_2 = 0.813 \text{ t/m}^2.$$

$$R_1 = 0.813 \times 10 \times 54 / 2 = 219.51 \text{ t.}$$

**2-Charge Mc120 :**

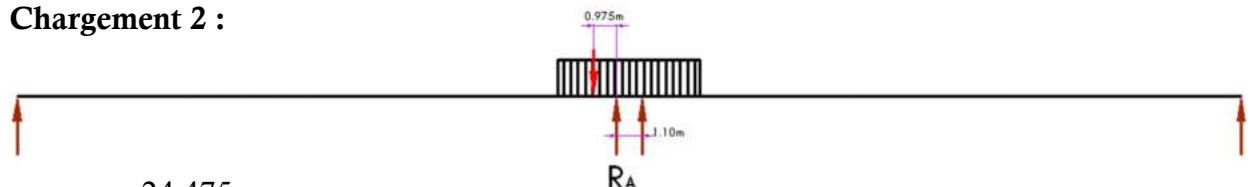
**Chargement 1**



$$\delta = 1.10$$

$$R_1 = \frac{110}{26} \times 22.95 \delta = 97.096 \times 1.09 = 105.83 \text{ t.}$$

**Chargement 2 :**



$$R_B = R_A = \frac{24.475}{26} \times 2 \times 55 \delta = 103.548 \times 1.09 = 112.87 \text{ t.}$$

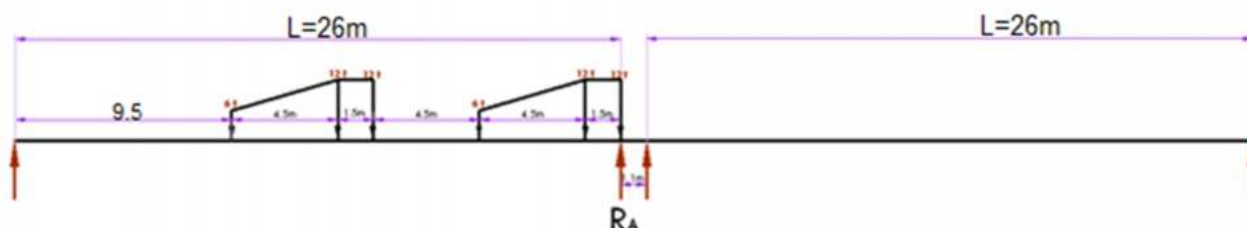
### 3-Chargement Bc :

$$S = 3 \times 2 \times 30 = 180 \text{ t.}$$

$$\text{Avec : } \delta = 1.11$$

$$G = 536.822 \text{ t.}$$

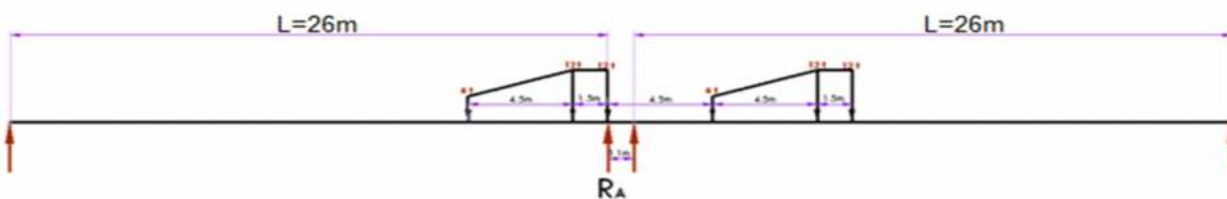
### Chargement°1



Poutre de longueur = **25.7 m** ; entre mur d'appui **25.25 m**.

$$R = \frac{1}{26} \times (36 \times 26 + 36 \times 24.5 + 18 \times 20 + 36 \times 15.5 + 36 \times 14 + 18 \times 9.5) \delta = 131.192 \times 1.11 = 145.62 \text{ t}$$

### Chargement°2 : position défavorable :



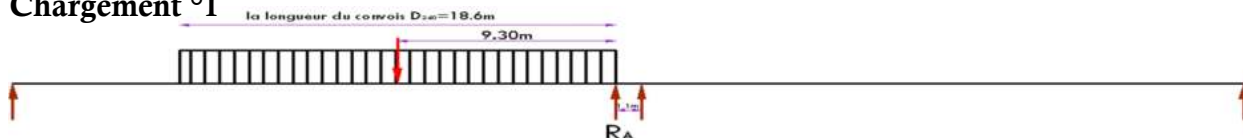
$$R_1 = \frac{1}{26} \times (36 \times 26 + 36 \times 24.5 + 18 \times 20) \delta = 83.77 \times 1.11 = 92.98 \text{ t.}$$

$$R_2 = \frac{1}{26} \times (36 \times 16.6 + 36 \times 18.1 + 18 \times 22.6) \delta = 63.69 \times 1.11 = 70.69 \text{ t.}$$

$$R_{\max} = R_1 \times bc = 163.67 \times 0.95 = 155.48 \text{ t}$$

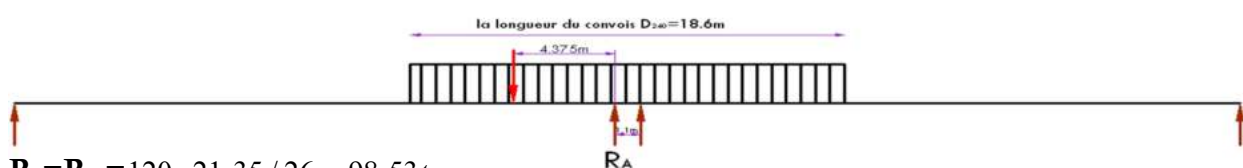
### 4-Chargement D240 :

#### Chargement °1



$$R_1 = \frac{240}{26} \times 16.7 = 154.15 \text{ t.}$$

#### Chargement °2 :



$$R_2 = R_1 = 120 \times 21.35 / 26 = 98.53 \text{ t.}$$

## CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA PILE »

### Tableau récapitulatif :

#### 1 travée chargée :

Tab. XI.2

Désignation	Surcharge	réaction (t)
A (L)	1,21	163,35
Bc	3 x 60	145,62
Mc120	110	105,83
D240	240	154,15

#### 2 travées chargées :

Tab. XI.3

Désignation	Surcharge	réaction (t)
A (L)	0,813	219,51
Bc	3 x 60	155,48
Mc120	110	112,87
D240	240	197,06

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

Poids du tablier /poutre (t)		67,103
poids du chevêtre (t/ml)		7,875
poids de surcharges /poutre	A (L)	27,438
	D240	24,632
ELU	$P_u=1,35xG+1,6(P A(L))$ / Poutre	134,489
	$P_u=1,35xG+P D240$ / poutre	115,221
	$G$ chevêtre =1,35 x Gc	10,63
ELS	$P ser=G+1,2(P A(L))$ / Poutre	100,029
	$P ser=G+P D240$ / Poutre	91,735
	$G$ chevêtre =1,35 x Gc	10.63

Tab. XI.4

La réaction la plus défavorable est celle du  $P_u=1,35xG+1,6 (P_A(L))$  à l'ELU:

$R_{max} = 134.489$  t.

Avec le poids propre du chevêtre multiplie par le coefficient de majoration :

$G_{chevêtre} = 1,35 \times G_c = 10.63$  t/ml.

### XI.1.2.3. Sollicitation horizontales :

#### A. Freinage dû à A(L)

$$H = \frac{A_l}{20 + 0.0035xS} = \frac{219.51}{20 + 0.0035 \times 26 \times 2 \times 10m} = 10.06 \text{ t}$$

#### B. Freinage dû à Bc (camion de 30t)

$$H = \frac{1}{2} \times 30 \times 1.2 = 18 \text{ t}$$

### XI.1.3) étude de la Chevêtre

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

#### X.1.3.1) Calcul des sollicitations :

Notre chevêtre est composée de trois fûts peut présenter par le schéma statique suivante:

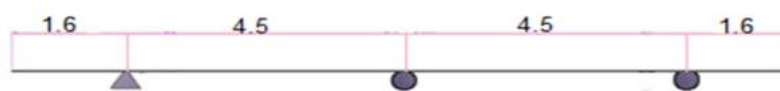


Figure XI-2 : schéma statique du chevêtre

XI-1-3-2) Les diagrammes du moment fléchissant et effort tranchants :

1-Les diagrammes du moment fléchissant :

A L'ELU :

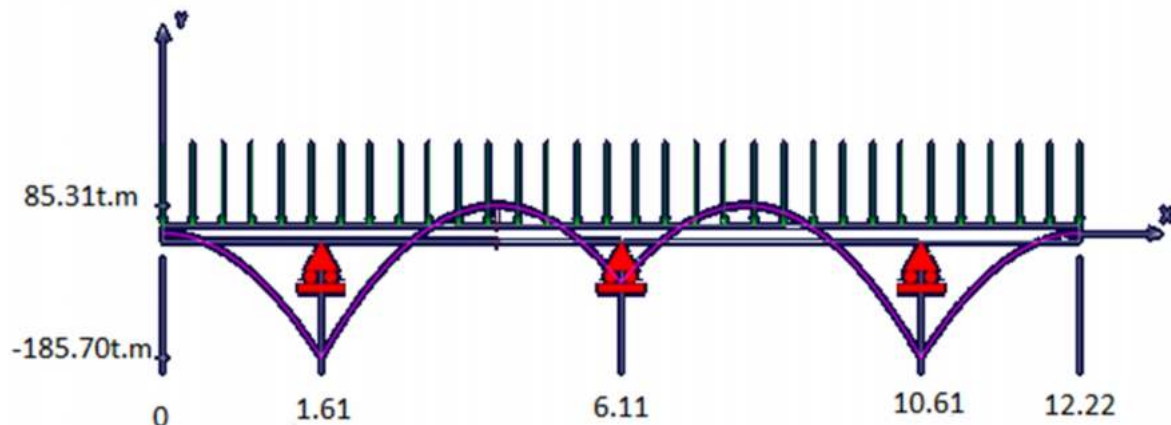


Figure XI-3

A L'ELS :

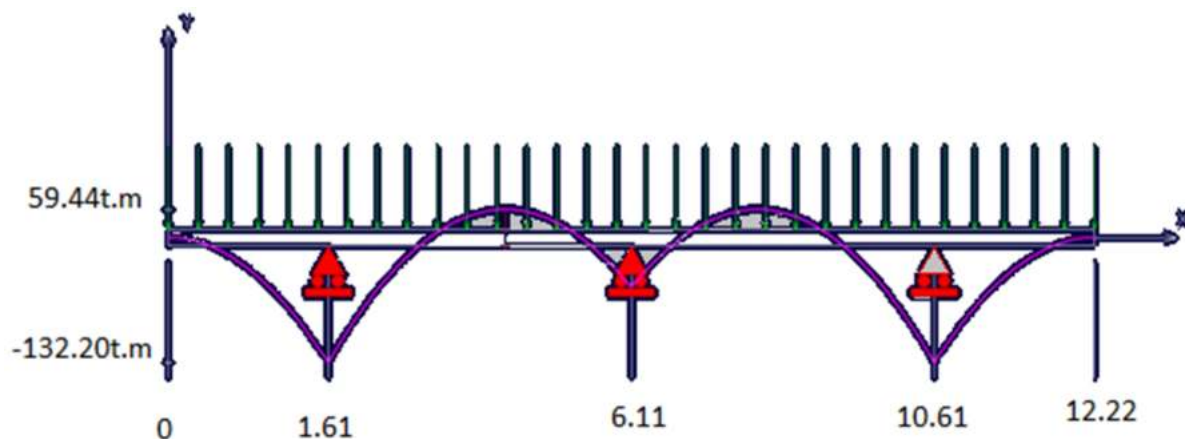
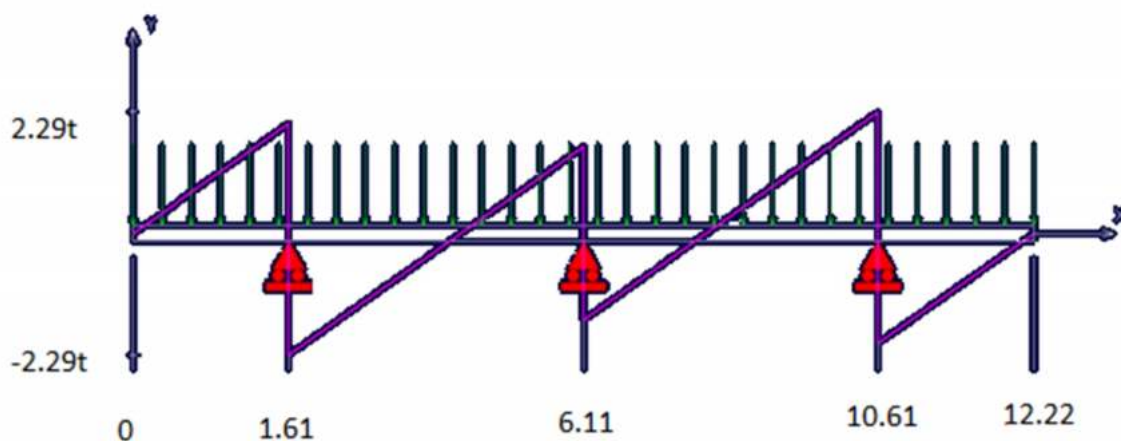


Figure XI-4:

2-Les diagrammes des efforts tranchants :



**XI.1.3.3) ferrailage de chevêtre à la flexion :**

**Armature Longitudinale :**

**Section d'armature supérieure (sur appui)**

$$M_{ser} = 132.20 \text{ t.m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} \times d}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 16.2 \times 1.08}{15 \times 16.2 + 250} = 0.532 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.902 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 0.532 \times 16.2 \times 0.902 \times 2.1 = 8.16 \text{ MN.m}$$

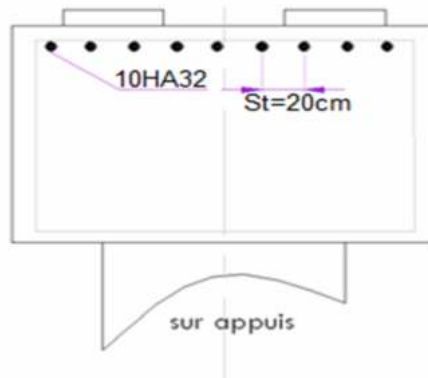
Alors comme on a  $M_{ser} = 1.92 \leq \overline{M}_1 = 8.16$  donc **Section Sans Armature Comprimée**

$$\overline{Z} = 0.68 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{132.20}{0.68 \times 250} = 77.76 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 10\text{HA32 } A_s = 80.42 \text{ Cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_s = 80.42 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.22 \times 1.35 \times 2.1}{500} = 23.16 \text{ Cm}^2 \quad \text{Condition vérifier.}$$

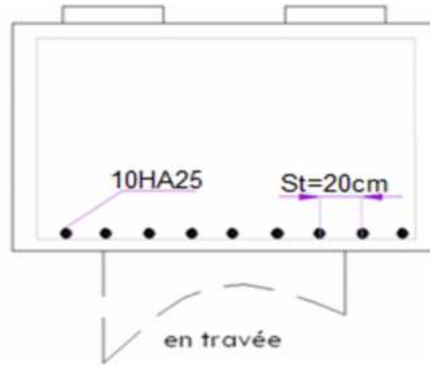


*Figure XI-6: disposition des armatures supérieures du chevêtre*

**Section d'armature inférieure (en travée) :**

Par la même méthode pour  $M_{ser} = 59.44 \text{ t.m}$  on trouve :

$A_s = 34.96 \text{ cm}^2$  ; soit : **10HA25 (49.09 cm<sup>2</sup>)**



*Figure XI-7: disposition des armatures inferieures du chevetre*

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2}) = 207,3 \text{ MPa}$ .

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$ .

**Vérification des contraintes à mi travée:**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} & \text{Vérifie} \\ \sigma_s = 170.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ MPa} & \text{Vérifie} \end{cases}$$

**Vérification des contraintes sur appui :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} & \text{Vérifie} \\ \sigma_s = 201.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ MPa} & \text{Vérifie} \end{cases}$$

**Armature transversale :**

$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min [ 0,1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa} ] = 2.7 \text{ MPa}$

Avec :  $\tau_v$  : contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$\tau_v = 2.29 / ( 2.1 \times 1.08 ) = 1.009 < 2.7 \text{ MPa}$ . Condition vérifiée.

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à **20 cm** d'après « **S.E.T.R.A** » :

$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_v - 0.3 f_{t28}^k)}{0.9 f_e} \cdot \gamma_s b_0$ . Avec **k = 1** pas reprise de bétonnage.

$A_{t1} \geq 3.68 \text{ cm}^2$

$A_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e}$

$$A_{\min} \geq 3.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = \max(A_{st}, A_{\min}) = 3.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 3.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_{st} = 3.68 \text{ cm}^2 : 4 \text{ cadres HA12.}$$

Espacement  $S_t$  :

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \text{ donc vérifiée.}$$

### XI.1.3.4) Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :

#### Evaluation des efforts :

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas ou une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges ( $e = 55\text{cm}$ ).

$C$  : moment de torsion.

#### \*Une travée chargée par A (L) :

$$M_T = R_1 \times d$$

$$M_{T1} = 163.35 \times 0.55 \times 1.6 = 143.75 \text{ t.m}$$

#### \*Moment de torsion du au poids propre :

On considère le cas ou l'ouvrage est en construction ou une seule travée repose sur le chevêtre.

$$R_{\max} = 278.73 \text{ t}$$

$$M_{T2} = 278.73 \times 0.55 \times 1.35 = 206.95 \text{ t.m.}$$

#### \*Moment de torsion du aux efforts de freinage :

$$R_{\max} = 18 \text{ t}$$

$$M_{T3} = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } C_{\max} = \max(M_{T1}, M_{T2}, M_{T3}) / 8 = 25.86 \text{ t.m}$$

#### \*Ferrailage :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée

It au diamètre du fût.

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h. \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

$$x + h = 1.4 + 1.2 = 2.6 \text{ m} > b = 2.1 \text{ m} \text{ donc } l_t = 2.1 \text{ m.}$$

$$b_n = h / 6 = 1.2 / 6 = 0.2 \text{ m.}$$

$$\Omega = (2.10 - 0.2)(1.20 - 0.2) = 1.9 \text{ m}^2$$

**La contrainte tangentielle :**

$$\tau_{bt} = \frac{C_{\max}}{2\Omega b_n} = \frac{25.86}{2 \times 1.9 \times 0.2} = 34.02 \text{ t/m}^2.$$

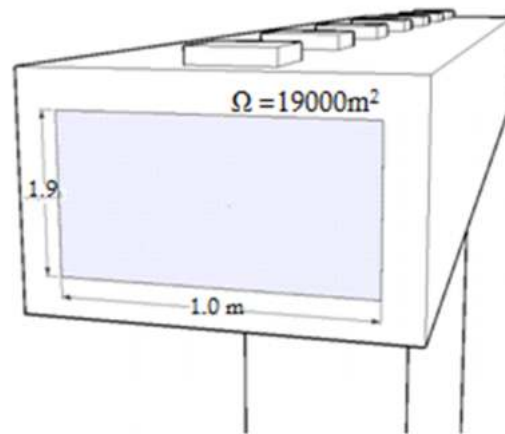


Figure XI-8 : section active du chevêtre  $\Omega$

**Armatures longitudinales:**

Avec  $U$  : périmètre extérieur

$$A_1 \geq \frac{C_{\max} U}{2\Omega f_e / \gamma_s} = \frac{34.02 \times 2 \times (1.2 + 2.1) \times 1.15}{2 \times 1.9 \times 50000} = 13.59 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend **8 HA16** pour  $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

**Armatures Transversales:**

$$A_{t2} \geq \frac{C_{\max}}{2\Omega f_e / \gamma_s} S_t = 0.41 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} \quad (\text{d'après SETRA}).$$

$$\text{D'où: } A_t = A_{t1} + A_{t2} = 3.68 + 0.41 = 4.09 \text{ cm}^2.$$

**4 cadres HA12 (4.52 cm<sup>2</sup>)**

**Ecartement d'armatures transversales :**

$$S_t = \min [h_t (1 - (0,3\tau_b / \sigma_b)); 0,2 h_t] = \max [0,52; 0,24] = 0,52 \text{ cm}.$$

Il faut prévoir des cadres de **HA12** avec  $S_t = 10 \text{ cm}$  sur appui et  $S_{t2} = 20 \text{ cm}$  en travée.

\*pour faciliter la tâche de construction on prend **10 cm** par tout.

**Vérifications des contraintes:**

**Justification du béton :**

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2.$$

$$\tau_v = V_u / b_0 d = 229.02 / 2,1 \times 1.08 = 1.009 \text{ MPa}.$$

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 = 1.133 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{lim} = \min \{0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,6 ; 5 \text{ MPa}\} = 12.96 \text{ MPa}.$$

$$\text{Donc : } \tau_b^2 + \tau_v^2 = 1.133 \text{ MPa} \leq \tau_{lim}^2 = 12.96 \text{ MPa}.$$

**Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = T / U d \quad \text{et } \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,22 = 2,99 \text{ MPa}.$$

$$U : \text{périmètres des armateurs tendus} = 0,942 \text{ m}.$$

$$\tau_s = 2.29 / 0.942 \times 1,08 = 2.25 \text{ MPa} < 2.99 \text{ MPa}.$$

**Vérifie.**

**Condition de non fragilité :**

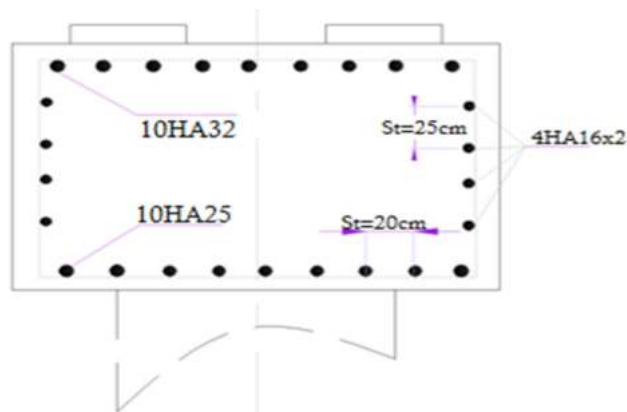
$$A_s / b d \geq 0,23 f_{tj} / f_e \quad (A_s : \text{section des armateurs tendues})$$

$$A_s = 8 \text{ HA25} + 5 \text{ HA20} = 54.98 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA PILE »

$$54.98/2.1 \times 1,08 = \mathbf{0,002} > 0,23 \times 2,22/500 = \mathbf{0,00102}$$

**Vérifie.**



*Figure XI-9 : ferrailage du chevêtre*

### **XI.1.4) calcul de fut :**

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont encastrés dans la semelle et le chevêtre.

- 1- Hauteur de fût : **12.92m**
- 2- Diamètre de fût  $\varphi = 1.40 \text{ m}$
- 3- Nombre du fût **n=3 fûts**

#### **XI.1.4.1) Vérification de flambement du fût :**

$$L_c = 0.5 \times 12.92 = \mathbf{6.46 \text{ m}}$$

$$\lambda = L_c / i. \text{ telle que : } i = 1.40 / 4 = \mathbf{0.35}$$

$$\lambda = 6.46 / 0,35 = \mathbf{18.457} < \mathbf{50}$$

Pas de déformation sur l'axe hore l'axe d'application des efforts de la pièce.

Donc : pas de risque de flambement.

#### **XI.1.4.2) Evaluation des efforts :**

Efforts	Efforts	Efforts horizontaux	Bras de levier	Moment a la base
Charges	verticaux MN	MN	m	MN.m
<b>Poids propre du tablier</b>	1,789	-	-	-
<b>Poids propre du chevêtre</b>	0,321	-	-	-
<b>poids propre du fut</b>	0,496	-	-	-
<b>A(L)</b>	0,732	-	0,55	0,403
<b>D240</b>	0,657	-	0,55	0,361
<b>Séisme vertical</b>	0,195	-	-	-
<b>Freinage sous Bc</b>	-	0,036	14,57	0,525
<b>Séisme du tablier</b>	-	0,447	14,30	6,392
<b>Séisme du chevêtre</b>	-	0,080	13,52	1,082
<b>Séisme du fut</b>	-	0,124	6,46	0,801



## CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA PILE »

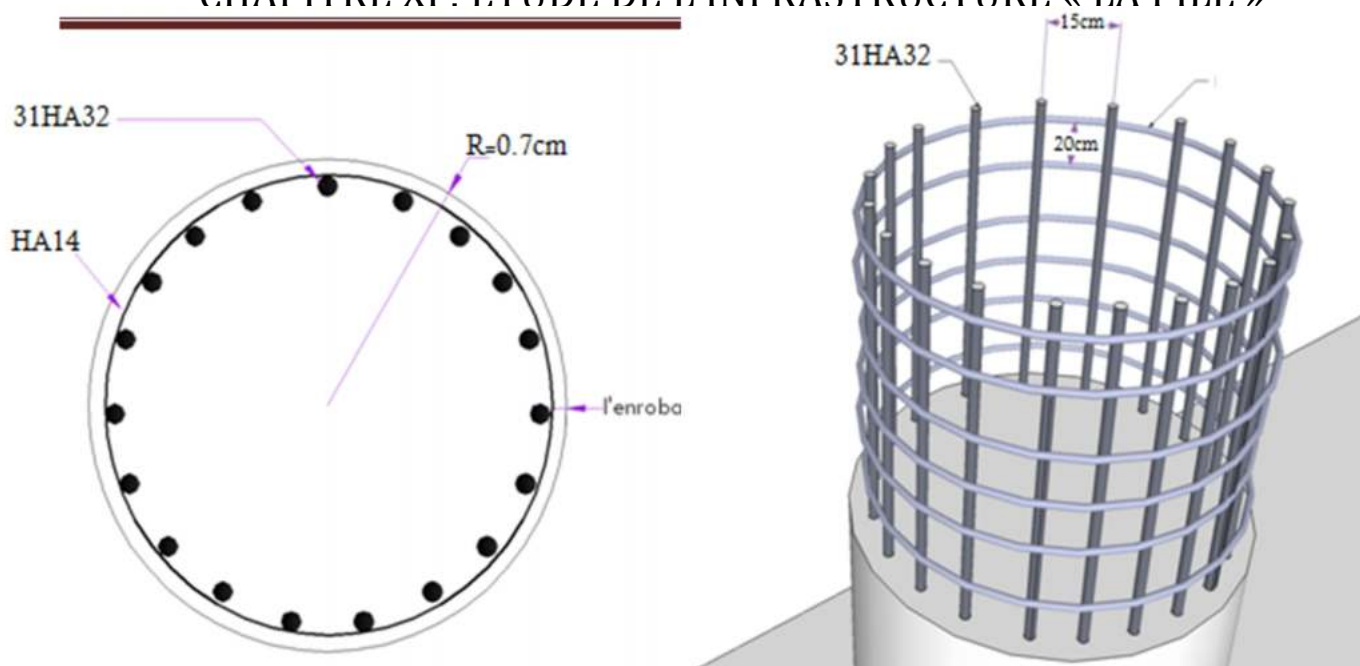


Figure XI-10 : ferrailage du fût

### XI.1.5) étude de La semelle :

#### XI.1.5.1) Evaluation des efforts :

Longueur :  $L = 13.20\text{m}$

Largeur :  $B = 7.40\text{ m}$

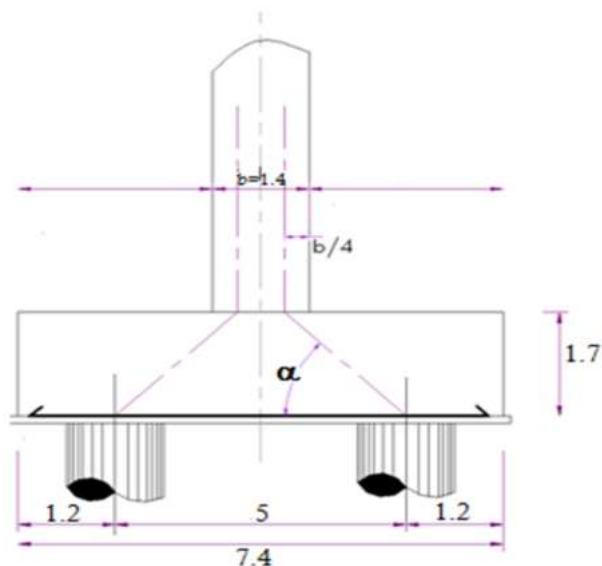
Epaisseur :  $E = 1.70\text{m} + 0.10\text{m}$  béton de propreté

#### Evaluation des charges :

Efforts	Efforts verticaux	Efforts horizontaux	Bras de levier	Moment a la base
Charges	MN	MN	m	MN.m
Poids propre du tablier	5,367	-	-	-
Poids propre du chevêtre	0,321	-	-	-
poids propre du fut	1,488	-	-	-
Poids propre de la semelle	4,151	-	-	-
poids des terres sur semelle	3,35	-	-	-
A(L)	0,732	-	0,55	0,403
D240	0,657	-	0,55	0,361
Séisme vertical	0,195	-	-	-
Freinage sous Bc	-	0,036	16,27	0,525
Séisme du tablier	-	0,447	16	6,392
Séisme du chevêtre	-	0,080	15,22	1,082
Séisme du fut	-	0,124	8,16	0,801
Séisme du semelle	-	1,038	0,85	0,882



Figure XI-12 : la méthode des bielles



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 0.791 \Rightarrow \alpha = 38.33^\circ < 45^\circ \text{ Non Vérifié.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 2,15 \text{ m} > 1,7 \text{ m. Non Vérifié.}$$

On remarque que la méthode de bielle est inapplicable alors on utilise la méthode des moments.

$$M = R \max\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right) = 2,15(m)R \text{ max.}$$

Le ferrailage sera fait en flexion simple pour une section de (b0.h)  
 $h=1.7\text{m}$  ;  $b_0=h+D=3,1\text{m}$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot d} ; d = 0.9h$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e \rightarrow \text{condition normale}$$

$$\bar{\sigma}_a = f_e \rightarrow \text{condition sismique}$$

Tableau XI-7: désigne les sollicitations agissant à la semelle et la section des armatures

Condition	Rmax(t)	M (t.m)	$\frac{M}{A \cdot d}$ (Ipa)	As (cm2)
normale	265.813	571.498	333.33	112.06
Sismique	231.685	498.123	500.00	65.11

$A_s=112.06\text{cm}^2$  alors on prend 14HA32 (112.59cm<sup>2</sup>)

**n** : Nombre de barre = 14 barres.

**d** : Enrobage = 10cm.

**Φ** : Diamètre de pieu = 1,2 m.

## CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA PILE »

L'espacement est de  $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,7 - 0,1}{14 - 1} \approx 0,21m$  On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,7 + 1,2 = 2,9 \text{ m}$ .

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3}112,06 = 37,35 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 14 \text{ HA20 } A_{\text{infi}} = 43,98 \text{ cm}^2.$$

### b- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

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

$$A_{\text{li}} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 112,06 = 37,35 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 14 \text{ HA20 } A_{\text{infi}} = 43,98 \text{ cm}^2. S_t = \frac{\Phi + H - 10}{14 - 1} = 20 \text{ cm}.$$

### c- Armatures de construction:

**Armatures transversales supérieures:**

$$A_{\text{ts}} = \frac{A}{10} = \frac{112,06}{10} = 11,206 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 14 \text{ HA12. } A_{\text{sup}} = 15,83 \text{ cm}^2. S_t = \frac{\Phi + H - 10}{14 - 1} \approx 20 \text{ cm}.$$

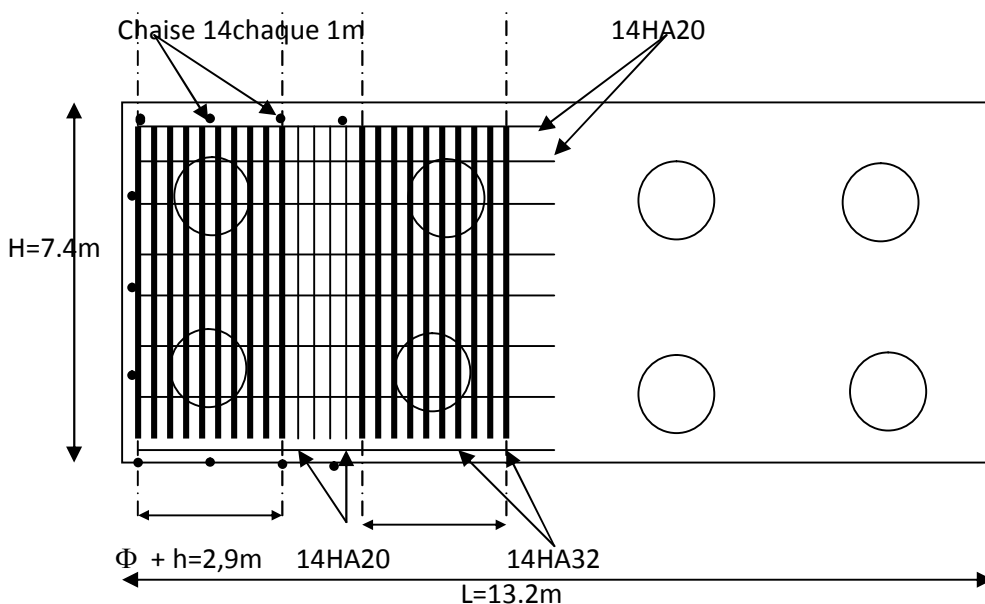
**Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{\text{ls}} = \frac{A}{3} = \frac{112,06}{3} = 37,35 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 14 \text{ HA20 } A_{\text{infi}} = 43,27 \text{ cm}^2. S_t = \frac{\Phi + H - 10}{14 - 1} = 20 \text{ cm}.$$

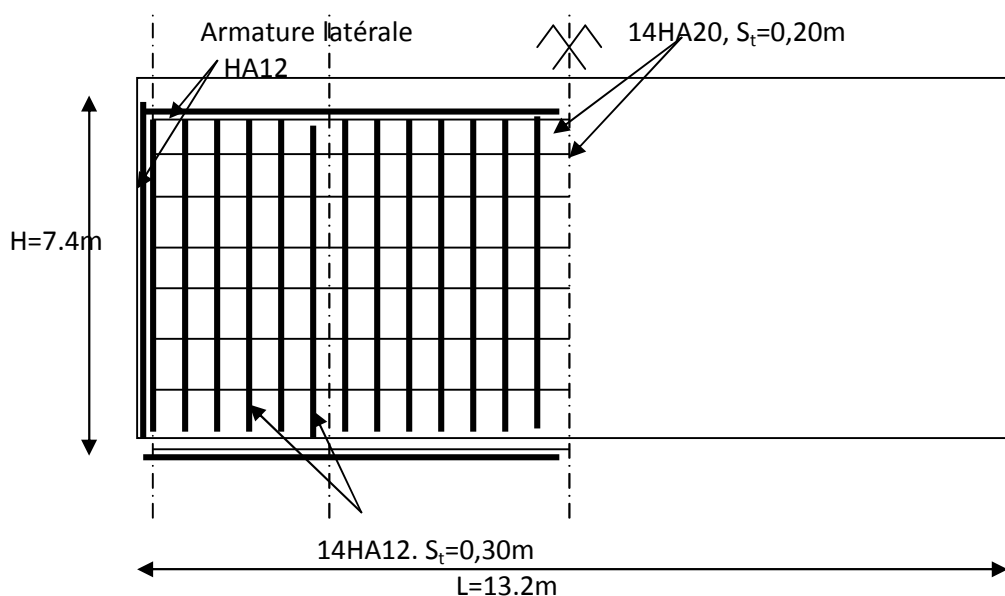
**Armatures latérales :**

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{112,06}{10} = 11,206 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 14 \text{ HA12. } A_{\text{sup}} = 15,83 \text{ cm}^2.$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.



*Figure XI-13 : ferrailage de la nappe inférieure de la semelle*



**Figure XI-14: ferrailage de la nappe supérieure de la semelle**

### XI.1.6) Calcul des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, et qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposé.

#### XI.1.6.1) Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0.$$

**b** : Diamètre du pieu.

**CU** : Module de réaction du sol.

**y** : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$ .

**α** : Longueur élastique du pieu.

Calcul de **λ** :

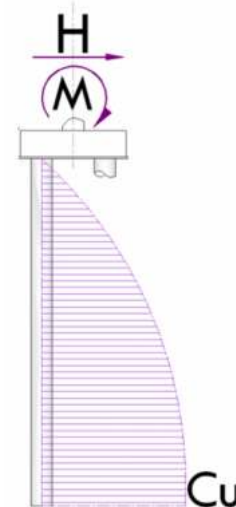
**λ** : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

**b** =  $\phi_{\text{pieu}} = 120\text{cm.}$

**CU** = 3,5 kg/cm<sup>3</sup>.

**E** : module d'élasticité du béton =  $11000(35)^{1/3} = 3.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2.$

**I** : moment d'inertie du pieu =  $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi(120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$



**Figure XI-15 : les efforts agissants sur pieu**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}} = 0,231 m^{-1}. \text{ D'où : } \lambda L = 0.231 \times 15 = 3,465 \text{ avec } L = 15 \text{ m}$$

**XI.1.6.2) Effort tranchant en tête du pieu :**

**Condition normale :**

Freinage = 18 t

$$\text{D'où : } \bar{P} = \frac{H}{8} = 2.25 \text{ t/pieu.}$$

**Condition sismique :**

Séisme = 134.175t

$$\text{D'où : } \bar{P} = \frac{H}{8} = 16.772 \text{ t/pieu.}$$

**XI.1.6.3) Calcul des moments par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissants auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire,

est le déplacement avec rotation nulle.  $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu.

$$\lambda : \text{Coefficient d'amortissement} = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{\phi C_U}{4EI}} = 0.231 m^{-1}$$

Dans notre cas pour  $L = 15.00\text{m}$  on a  $\lambda L = 3.465$

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  : Donnés par les abaques de **WARNER** en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \quad \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

**a- Détermination des coefficients  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$**

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,16 & \chi_{\theta M} = 1,43 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \end{cases}$$

$$\lambda L = 3,465 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,206 \quad \chi_{\theta M} = 1,481$$

**Condition normale :**

$$\bar{P} = 2.250 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = - \frac{1.206}{1.481} \times \frac{2.250}{0.231} = -7.932 \text{ t.m}$$

**Condition sismique :**

$$\bar{P} = 16.772 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = - \frac{1.206}{1.481} \times \frac{16.772}{0.231} = -59.124 \text{ t.m}$$

**b- Détermination des moments tout le long du pieu :**

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

Condition normale :

$$M(z) = -7.932 \times \chi_{\theta M} + \frac{2.250}{0.231} \times \chi_{\theta P}$$

Condition sismique :

$$M(z) = -59.124 \times \chi_{\theta M} + \frac{16.772}{0.231} \times \chi_{\theta P}$$

Tableau XI-8: Valeurs des coefficients  $\chi_{\theta M}$ ,  $\chi_{\theta P}$  et les moments en fonction de Z

Z (m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	1,500	3,000	4,500	6,000	7,500	9,000	10,500	13,000
$\chi_{\theta M}$	0.98	0.88	0.72	0.49	0.33	0.20	0.10	0.05
$\chi_{\theta P}$	0.32	0.52	0.59	0.54	0.45	0.30	0.17	0.07
Condition normale	-4,656	-1,915	0,036	1,373	1,765	1,336	0,863	0,285
Condition sismique	-34,708	-14,274	0,268	10,236	13,162	9,957	6,431	2,126

D'après les résultats donnés par le tableaux des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :  $M_{\max} = -59.124 \text{ t}$ .

#### XI.1.6.4) Ferrailage :

##### Armatures longitudinales :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de **WALTHER** (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :  $N_{\min} = 197.062 \text{ t}$

$$M_{\max} = 59.124 \text{ t.m}$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{197.062}{3.141 \times 0.60^2 \times 1.20 \times 3500} = 0.0415$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{59.124}{3.141 \times 0.60^2 \times 3500} = 0.0149$$

Donc d'après l'abaque de **Walther**  $\omega = 0.08$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,08 \Rightarrow F_a = 63.32 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{13HA25} \text{ pour } \mathbf{A_s = 63.81 \text{ cm}^2}.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 113 \text{ cm}^2 \quad (A_s : \text{section des armateurs})$$

$$63,81 < 113 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Non vérifie. On prend } \mathbf{A_s = 113 \text{ cm}^2} \text{ soit } \mathbf{25 HA25}$$

## CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA PILE »

### Armatures transversales :

On prendra des cerces avec de **HA14** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **10 cm** dans la zone de jonction.

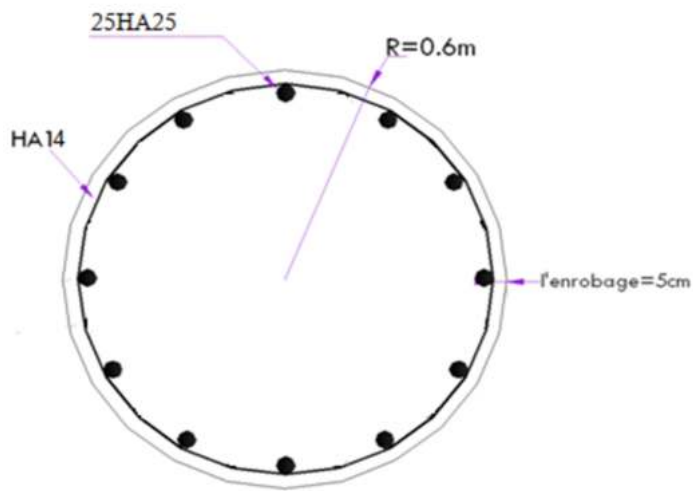


Figure XI-16: ferrailage de pieu transversalement

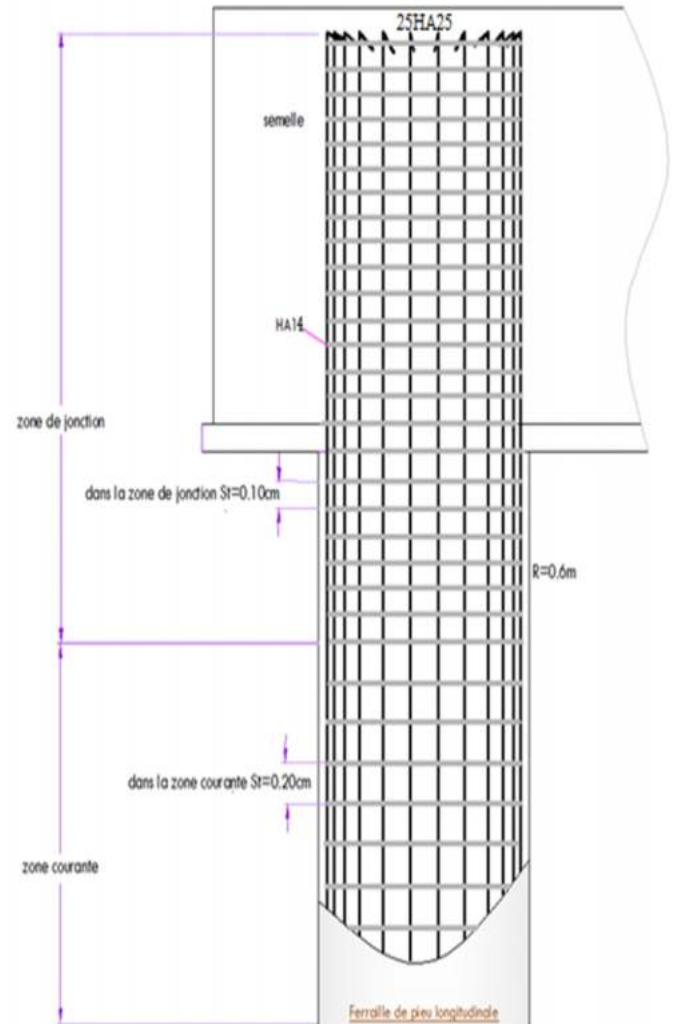


Figure XI-17: ferrailage de pieu sur la longueur

### XII.1 INTRODUCTION:

La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage et elle raccorde l'ouvrage au Terrain naturel et la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles de site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

#### XII-1-1)- Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évalué par la formule suivante:  $H_{culée} = c\acute{o}te_{projet} - c\acute{o}te_{fondation}$ .

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	13+939.590	14+021.137
Côte projet (m)	710.223	705.781
Côte TN (m)	699.513	695.818
Côte de la fondation (m)	697.902	693.481
Hauteur de la culée (m)	12.321	12.300

### XII.2) Dimensionnement de la culée :

On s'intéresse du dimensionnement de la culée la plus haute (culée1).

#### Dimensionnement des éléments de la culée

##### 1- Mur garde grève :

- La hauteur :  $H = 1.80$  m
- L'épaisseur :  $E = 0.40$  m

##### 2- La dalle de transition

Longueur L :  $L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (4\text{m}, 0.6H)]$

Donc on prend :  $L = 4\text{m}$ .

Dans les cas courants : l'épaisseur de la dalle est de 30cm

##### 5-La semelle de liaison :

- L'épaisseur :  $E = 1.7\text{m}$
  - La largeur :  $La = 10$  m
  - La longueur :  $L = 12.80$  m
  - Epaisseur de la semelle :  $E = 1.70$
  - Béton de propriété :  $Bp = 0.10$  m.
- Le choix de fondation utilisé semelle sur pieux forés de diamètre  $\varnothing = 1,2$  m (FONDATION PROFONDE)

##### 3- Mur en retour

- Épaisseur du mur en retour compris entre 30 cm et 45cm. -En fixe  $e = 30\text{cm}$ .
- Longueur  $L = 4.60\text{m}$ .

##### 4- Mur frontal :

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

- La longueur du sommier  $L = \text{largeur de pont} = 12.22\text{m}$ .
- Largeur  $l = 1.60\text{m}$ .
- Hauteur  $h = 10.75$  m

##### 6-Le corbeau :

- Hauteur  $H = 0.40\text{m}$
- Epaisseur  $E = 0.37\text{m}$
- Longueur  $L = 12\text{m}$

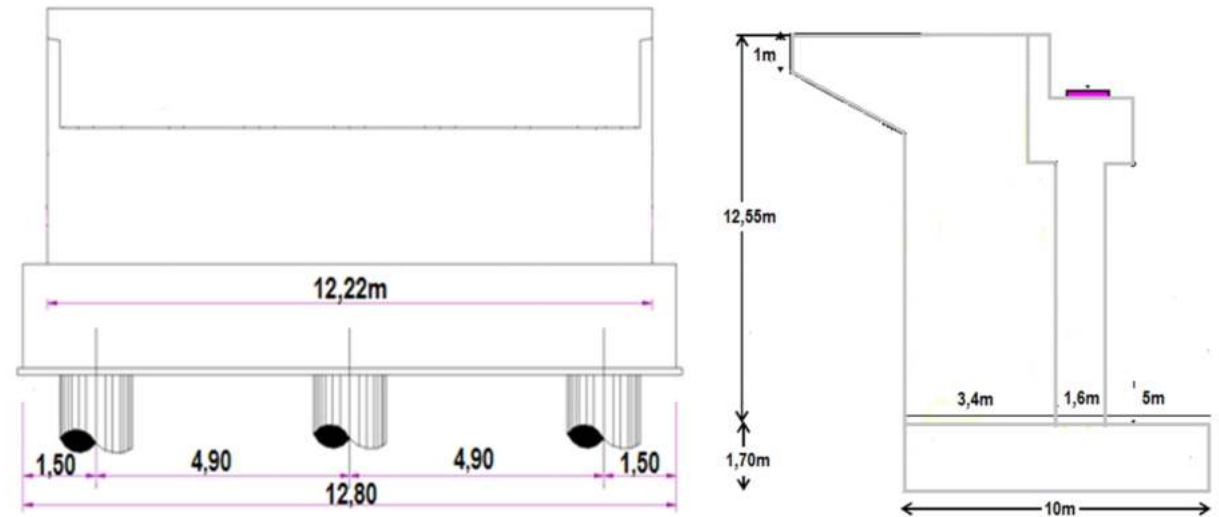


Figure XII -1 - : dimensions de la culée

### XII.2.2) Evaluation Des Efforts Sollicitant La Culée :

\*Selon: **RPOA ver-2008**

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $k_h$  ;  $k_v$

Telles que :  $k_v = 0.3k_h$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Avec:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\alpha - \delta)}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \alpha \sin(\alpha - \delta)}{\cos \alpha \cos \delta}} \right]^2}$$

Avec :  $\varphi = 32^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\alpha = 0$  : fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$  : angle de frottement remblai culée.

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{k_H}{1 \pm k_v} \quad \theta = \operatorname{arctg} \left( \frac{k_H}{1 \pm k_v} \right)$$

Selon l'RPOA on a :

$k_H$  « Coefficient sismique horizontale » = 0.25 donc :

$k_v$  « Coefficient sismique horizontale » = 0.075

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

On a fait les calculs sur 4 quatre cas favorables de séismes correspondant à :

1ère cas : cas normale sans séisme

«  $k_h=k_v=0$  »

2ème cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le bas »

«  $k_h=0.25 ; k_v=0.075$  »

3ème cas : cas de séisme « horizontal »

«  $k_h=0.25 ; k_v=0$  »

4ème cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le haut »

«  $k_h=0.25 ; k_v= - 0.075$  »

Quand on a appliqué les formules sur notre cas on trouve que :

-Tableau de valeurs des paramètres  $k_{ad}$  ;  $k$  et  $\theta$  :

Action du séisme	Notation	$k_H$	$k_V$	$K$	$\theta^\circ$	$K_{ad}$
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0	0	1,000	0	0,307
Vertical+horizontal	Cas N°2	0,25	0,075	1,104	13,09	0,468
Horizontal	Cas N°3	0,25	0	1,031	14,036	0,483
Vertical+horizontal	Cas N°4	0,25	-0,075	0,958	15,124	0,502

Tableau°XII-1- : Valeurs  $k_{ad}$  ;  $k$  et  $\theta$  pour 4 cas de séisme

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

Toutes les charges appliquant sur la culée sont traité dans le tableau suivant :

Désignation	Cotes	P(t)	$\varepsilon_n \times P$	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	H	V	Mr	Ms
poidspropre du tablier	<i>CN: 268,41</i>	268,41	0,00	268,41	5,50	12,59	0,00	130,04
	$H + V^+$	268,41	67,10	288,54	5,50	12,59	1102,76	169,06
	<i>H</i>	268,41	67,10	268,41	5,50	12,59	1102,76	130,04
	$H+V$	268,41	67,10	248,28	5,50	12,59	1102,76	91,03
Mur garde- grève	<i>CN: 12,22x1,8x0,4x2,5</i>	21,99	0,00	21,99	6,40	13,35	0,00	15,64
	$H + V^+$	21,99	5,50	23,64	6,40	13,35	79,75	17,04
	<i>H</i>	21,99	5,50	21,99	6,40	13,35	79,75	15,64
	$H+V$	21,99	5,50	20,34	6,40	13,35	79,75	14,23
Corbeau	<i>CN: (0,4+0,25)*0,37*2,5 /2*12,22</i>	3,67	0,00	3,67	7,77	11,62	0,00	5,97
	$H + V^+$	3,67	0,92	3,95	7,77	11,62	18,24	6,51
	<i>H</i>	3,67	0,92	3,67	7,77	11,62	18,24	5,97
	$H+V$	3,67	0,92	3,39	7,77	11,62	18,24	5,44
Mur frontal	<i>CN: 10,75x1,6x12,22x2,5</i>	525,46	0,00	525,46	5,80	7,07	0,00	111,60
	$H + V^+$	525,46	131,37	564,87	5,80	7,07	657,39	121,64
	<i>H</i>	525,46	131,37	525,46	5,80	7,07	657,39	111,60
	$H+V$	525,46	131,37	486,05	5,80	7,07	657,39	101,55
Mur en retour	<i>CN: 32,01 x 0,3x2,5</i>	64,01	0,00	64,01	8,30	7,98	0,00	241,13
	$H + V^+$	64,01	16	68,81	8,30	7,98	159,06	262,83
	<i>H</i>	64,01	16	64,01	8,30	7,98	159,06	241,13
	$H+V$	64,01	16	59,21	8,30	7,98	159,06	219,43
Semelle	<i>CN: 1,7x10x12,8x2,5</i>	544	0,00	544	5,00	0,85	0,00	0,00
	$H + V^+$	544	136	584,8	5,00	0,85	0,00	0,00
	<i>H</i>	544	136	544	5,00	0,85	0,00	0,00
	$H+V$	544	136	503,2	5,00	0,85	0,00	0,00
Dalle de transition	<i>CN: 0,3x4x12,22x2,5</i>	36,66	0,00	36,66	8,60	13,67	0,00	169,76
	$H + V^+$	36,66	9,17	39,41	8,60	13,67	150,48	185,04
	<i>H</i>	36,66	9,17	36,66	8,60	13,67	150,48	169,76
	$H+V$	36,66	9,17	33,91	8,60	13,67	150,48	154,48
Désd'appui	<i>CN: 0,4x0,5x0,14x8x2,5</i>	0,56	0,00	0,56	5,50	12,52	0,00	0,26
	$H + V^+$	0,56	0,14	0,6	5,50	12,52	2,18	0,34
	<i>H</i>	0,56	0,14	0,56	5,50	12,52	2,18	0,26
	$H+V$	0,56	0,14	0,52	5,50	12,52	2,18	0,18
<b>Dalle de transition [Poids des remblais]</b>								
Au-dessus	<i>CN: 0,52x4x12,22x1,8</i>	45,75	0,00	45,75	8,60	12,38	0,00	370,76
	$H + V^+$	45,75	11,44	49,18	8,60	12,38	349,77	404,13

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

	<i>H</i>	45,75	11,44	45,75	8,60	12,38	349,77	370,76
	<i>H+V</i>	45,75	11,44	42,32	8,60	12,38	349,77	337,39
<b>La semelle [poids et poussée]</b>								
<b>Poids sur talon</b>	<i>CN:</i> <i>3,4x10,23x12,80x1,8</i>	801,09	0,00	801,09	8,30	7,97	0,00	887,46
	<i>H + V<sup>+</sup></i>	801,09	200,27	861,17	8,30	7,97	820,64	967,34
	<i>H</i>	801,09	200,27	801,09	8,30	7,97	820,64	887,46
	<i>H+V</i>	801,09	200,27	741,01	8,30	7,97	820,64	807,59
<b>Poids sur patin</b>	<i>CN:</i> <i>5x12,80x1,6x1,8</i>	184,32	0	184,32	2,5	2,5	0	460,8
	<i>H + V<sup>+</sup></i>	184,32	46,08	198,14	2,5	2,5	115,2	495,35
	<i>H</i>	184,32	46,08	184,32	2,5	2,5	115,2	460,8
	<i>H+V</i>	184,32	46,08	170,5	2,5	2,5	115,2	426,25
<b>Surcharges sur remblai 1 t/m<sup>2</sup></b>								
<b>Poids</b>	<i>CN:1,2x4x12,22</i>	58,65	0,00	58,65	8,60	12,12	0,00	434,59
	<i>H + V<sup>+</sup></i>	58,65	14,66	63,05	8,60	12,12	387,69	473,70
	<i>H</i>	58,65	14,66	58,65	8,60	12,12	387,69	434,59
	<i>H+V</i>	58,65	14,66	54,25	8,60	12,12	387,69	395,48
<b>Surcharges roulantes</b>								
<b>Freinage</b>	<i>CN:18</i>	18	0	18	5,50	12,59	0,00	5,40
	<i>H + V<sup>+</sup></i>	18	4,5	19,35	5,50	12,59	44,87	5,89
	<i>H</i>	18	4,5	18	5,50	12,59	44,87	5,40
	<i>H+V</i>	18	4,5	16,65	5,50	12,59	44,87	4,91

*Tableau°XII-2- : valeurs des efforts agissant sur la culée*

### XII-2-3.1- Calculs des poussées dues aux terres :

Désignation	$F_{ad} \text{ (t)}$	$\epsilon_h \times F_{ad}$	V	$M_R$
<b>Mur GG+Mur frontal</b>	$0,5 \times (12,55)^2 \times 12,22 \times 1,8 \times 0,307$	531,78	5,88	3126,92
	$0,5 \times (12,55)^2 \times 12,22 \times 1,8 \times 0,468$	810,67	5,88	4766,77
	$0,5 \times (12,55)^2 \times 12,22 \times 1,8 \times 0,483$	836,65	5,88	4919,55
	$0,5 \times (12,55)^2 \times 12,22 \times 1,8 \times 0,502$	869,57	5,88	5113,07
<b>Semelle</b>	$0,5 \times 1,7^2 \times 12,8 \times 1,8 \times 0,307$	10,22	0,56	5,723
	$0,5 \times 1,7^2 \times 12,8 \times 1,8 \times 0,468$	15,58	0,56	8,72
	$0,5 \times 1,7^2 \times 12,8 \times 1,8 \times 0,483$	16,08	0,56	9,00
	$0,5 \times 1,7^2 \times 12,8 \times 1,8 \times 0,502$	16,71	0,56	9,35

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

### XII-2-3.2- Calculs des poussées dues aux Surcharges :

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.

Désignation	$F_{ad} (q) (t)$	$\varepsilon_h \times F_{ad}$	V	$M_R$
<b>Mur GG+Mur frontal</b>	$1,2 \times 12,55 \times 12,22 \times 0,307$	56,49	7,97	260,84
	$1,2 \times 12,55 \times 12,22 \times 0,468$	86,12	7,97	444,39
	$1,2 \times 12,55 \times 12,22 \times 0,483$	88,88	7,97	463,72
	$1,2 \times 12,55 \times 12,22 \times 0,502$	92,38	7,97	492,7
<b>Semelle</b>	$1,2 \times 1,7 \times 12,8 \times 0,307$	8,016	0,85	6,81
	$1,2 \times 1,7 \times 12,8 \times 0,468$	12,22	0,85	10,38
	$1,2 \times 1,7 \times 12,8 \times 0,483$	12,61	0,85	10,72
	$1,2 \times 1,7 \times 12,8 \times 0,502$	13,10	0,85	11,14

-Donc la somme totale des moments stabilisants et renversants :

Désignation	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \varepsilon_H \cdot P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \varepsilon_v) \cdot P$ (t)	-	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
La somme	Cas n°01	596,30	2789,8	-	3400,29	15459,4
	Cas n°02	1760,30	2999,03		10046,46	16618,86
	Cas n°03	1635,61	2789,8		10219,19	15459,4
	Cas n°04	1689,23	2580,58		10433,11	16816,05

*Tableau°XII-3- : valeurs des moments renversants et stabilisants*

### XII-2-4- Vérification de la culée :

#### XII-2-4-1 Vérification du tiers central :

- **C.N** : on doit vérifier que :  $E_{MAX} = \frac{B}{6} = \frac{10}{6} = 1.66m > e = \frac{B}{2} - X'$

Avec  $X' = \frac{(\sum M_s - \sum M_R)}{\sum (1 \pm \varepsilon_v) P}$  et B: la largeur de la semelle.

- **C.SE<sub>max</sub>** =  $B / 4 = 2,5 m > e = B/2 - X'$ .

$$E_{MAX} = \frac{B}{4} = \frac{10}{4} = 2,5m > e = \frac{B}{2} - X'$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum (1 + \varepsilon_v) P$	$\sum M_R$	$\sum M_S$	X'	$E_{max}$	e	Vérification
<b>C.N</b>	2789,8	3400,29	15459,4	4,32257	1.66	0.67743	<b>Vérifie</b>
<b>H + V<sup>+</sup></b>	2999,03	10046,46	16618,86	2,19167	2,5	2,80833	<b>Nom Vérifie</b>
<b>H + V<sup>-</sup></b>	2580,58	10433,11	16816,05	2,51024	2,5	2.48976	<b>Vérifie</b>

#### XII-2-4-2 Vérification au glissement :

- **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5, donc on doit vérifier que :  $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) P}{\sum \varepsilon_h P} > 1,5$

- **C.S** : en condition sismique le C.S.G vaut 1.

Donc on vérifie que:  $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) P}{\sum \varepsilon_h P} > 1$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

Condition	$\sum \varepsilon_h P$	$\sum (1 + \varepsilon_v) P$	$\mu$	R	C.S.G	Verification
<b>C.N</b>	596,30	2789,8	0,55	2.57318	1.5	<b>Vérifie</b>
<b>H + V<sup>+</sup></b>	1760,30	2999,03	0,55	0.93703	1	<b>Nom Vérifie</b>
<b>H + V</b>	1689,23	2580,58	0,55	0.84021	1	<b>Nom Vérifie</b>

### XII-2-4-3 Vérification au renversement :

- C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à

$$1,5. \text{ donc on doit vérifier que: } \frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1,5$$

- C.S : en condition sismique le C.S.R vaut 1.

$$\text{Donc on vérifie que: } \frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum M_R$	$\sum M_S$	R	C.S.R	Verification
<b>C.N</b>	3400,29	15459,4	4.5464	1,5	<b>Vérifie</b>
<b>H + V<sup>+</sup></b>	10046,46	16618,86	1.6542	1	<b>Vérifie</b>
<b>H + V</b>	10433,11	16816,05	1,6117	1	<b>Vérifie</b>

**Remarque** « le glissement n'est pas vérifié dans les cas sismiques de la culée seule « sans prendre en considération les pieux » lorsque on a des fondations profondes ces conditions ne sont pas prendre en compte « Les pieux empêchent le glissement si c'est bien dimensionnée ».

### XII.3.) Etude et ferrailage de la culée :

#### 1-Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

\* Forces verticales :

- Du poids propre
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur
- De la réaction de la dalle de transition

\* Forces horizontales :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

Poussée des terres :

1-Le moment d'encastrement est :

$$M_{pt} = P \times (h / 3) \text{ ET } K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi - \phi}{4} \right) = 0.307$$

$$\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Avec : } P = \frac{1}{2} \gamma_r \times h^2 \times K_a \times l = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (1.80)^2 \times 0.307 \times 12.22 = 10.94 \text{ t}$$

$$M_{ser} = 10.94 \times (1.80 / 3) = 6.56 \text{ t.m} = 0.537 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1.35 \times 6.56 = 8.86 \text{ t.m} = 0.725 \text{ t.m/ml}$$

### 2-Moment du à la force de freinage Bc:

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45°.

$$M_f = \frac{2v \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \text{Avec } v : \text{coefficient de pondération } v = 1.6 \text{ à ELU}$$

$$v = 1.2 \text{ à ELS}$$

$$M_{f_{UL}} = \frac{2(1.6) \times 6 \times 1.8}{0.25 + 2(1.8)} = 8.97 \text{ t.m / ml}$$

$$M_{f_{SER}} = \frac{2(1.2) \times 6 \times 1.8}{0.25 + 2(1.8)} = 6.73 \text{ t.m / ml}$$

### 3. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève.

Les rectangles sont de dimension 0.25 x 0.75m<sup>2</sup>

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t / m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale:

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec :  $K = K_\alpha \times bc \times \delta \times \mu$ .

$\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

$\mu$  coefficient de pondération:  $\mu = 1.2$  à l'ELS.

$\mu = 1.6$  à l'ELU.

$bc = 1.1$  et  $K_\alpha = 0.307$

H (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Mp/K (T.m)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Avec interpolation

Pour:  $M_p/K = 6.914 \text{ t.m}$

$K = 0.405$  (ELS)

$K = 0.540$  (ELU)

Donc:

$M_p$  (ELS) = 2.800 t.m/ml

$M_p$  (ELU) = 3.734 t.m/ml

### Combinaison d'action:

$$M_u = 1.35M_G + M_Q = 1.35 \times 0.725 + (8.97 + 3.734) = 13.68 \text{ t.m / ml}$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q = 0.537 + 6.73 + 2.8 = 10.07 \text{ t.m / ml}$$

### Ferraillage de MGG :

Le mur garde grève est sollicité par flexion simple.

### Le ferraillage horizontal :

Supposent a une section rectangulaire  $b = 1.80 \text{ m}$ ,  $h = 0.4 \text{ m}$ .

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'E.L.S :

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.36 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 207.3 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = 0.194 \text{ m}$$

$$Z = d - x/3 = 0.295 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times x \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 0.194 \times 16.2 \times 0.295 = 0.83 \text{ MN.m}$$

Alors comme on a  $M_{ser} = 0.10 \leq \bar{M}_1 = 0.83$  donc **Section Sans Armature Comprimé**

$$\bar{Z} = \min\left\{Z, d - \frac{h}{3}\right\} = 0.23 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 21.12 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 8\text{HA}20 \quad A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$25.13 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{2.22 \times 0.23 \times 1.8 \times 0.36}{500} = 6.62 \text{ C'est vérifié}$$

Pour des raisons constructives on prend  $A'_s = A_s / 3 = 8.376 \text{ cm}^2$  soit  $6\text{HA}14 \quad A'_s = 9.24 \text{ cm}^2$

Le ferrailage vertical :

$$A_y = A_s / 4 = 6.282 \text{ cm}^2$$

Soit  $5\text{HA}14$

$$A'_y = 7.70 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec } (A_s : \text{section des armatures tendues}).$$

$$A_s = 7.70 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.36 \times 2.22}{500} = 3.68 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

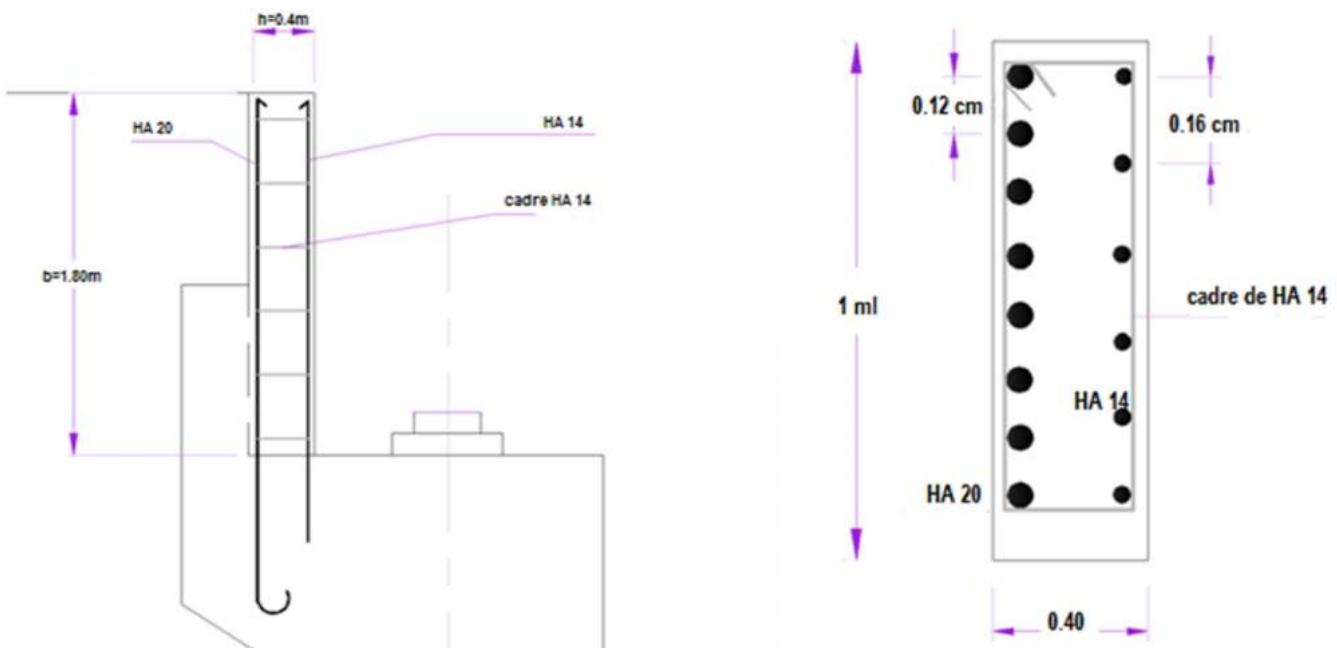


Figure XII-2- : ferrailage de mur garde grève

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

### 2-Dalle de transition :

Evaluation des efforts:

Remblai :	$\gamma_r \times 0.91 = 1.64 \text{ t/m}^2$
Poids propre de la dalle :	$0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}^2$
Revêtement :	$2.2 \times 0.10 = 0.22 \text{ t/m}^2$
Surcharges :	$1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/m}^2$ (surcharges sur remblai)

Type de charge	Q ( t/ml )	Moment ( t.m/ml )	Effort tranchant ( t )
Poidspropre	0.75	1.50	1.50
Revêtement	0.22	0.44	0.44
Remblai	1.64	3.28	3.28
Surcharges	1.20	2.40	2.40

*Tableau° XII-4 : Efforts agissant sur la dalle de transition*

A l'ELS:

$$M_{ser} = MG + 1.2 MQ = (1.50 + 0.44 + 3.28) + 1.2 \times (2.40) = 8.10 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ser} = VG + 1.2 VQ = (1.50 + 0.44 + 3.28) + 1.2 \times (2.40) = 8.10 \text{ t /ml}$$

À l'ELU :

$$M_u = 1.35MG + 1.6 MQ = 1.35 \times (1.50 + 0.44 + 3.28) + 1.6 \times (2.40) = 10.887 \text{ t.m/ml}$$

$$V_u = 1.35 VG + 1.6 VQ = 1.35 \times (1.50 + 0.44 + 3.28) + 1.6 \times (2.40) = 10.887 \text{ t/ml}$$

Ferraillage:

Cas de fissuration jugé préjudiciable alors le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc} \times d}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 16.2 \times 0.27}{15 \times 16.2 + 250} = 0.133 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.226 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 0.133 \times 16.2 \times 0.226 = 0.24 \text{ MN.m}$$

Alors comme on a  $M_{ser} = 8.1 \times 10^2 \leq \overline{M}_1 = 0.24$  donc **Section Sans Armature Comprimée**

$$\overline{Z} = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{8.1 \times 10^2}{0.17 \times 250} = 19.06 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 7\text{HA}20 \quad A_s = 21.99 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_s = 21.99 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.22 \times 0.27}{500} = 2.75 \text{ Condition vérifié.}$$

Pour des raisons constructive on prend :  $A'_s = A_s / 3 = 7.33 \text{ cm}^2$  soit  $5\text{HA}14 \quad A'_s = 7.70 \text{ cm}^2$   
 $A_y = A_s / 4 = 5.50 \text{ cm}^2$  alors on prend :  $5\text{HA}14$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.10887}{1 \times 0.27} = 0.40 \text{MPa}$$

$\tau_u$  pour  $f_{c28} = 27 \text{MPa}$  et  $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  vérifiée

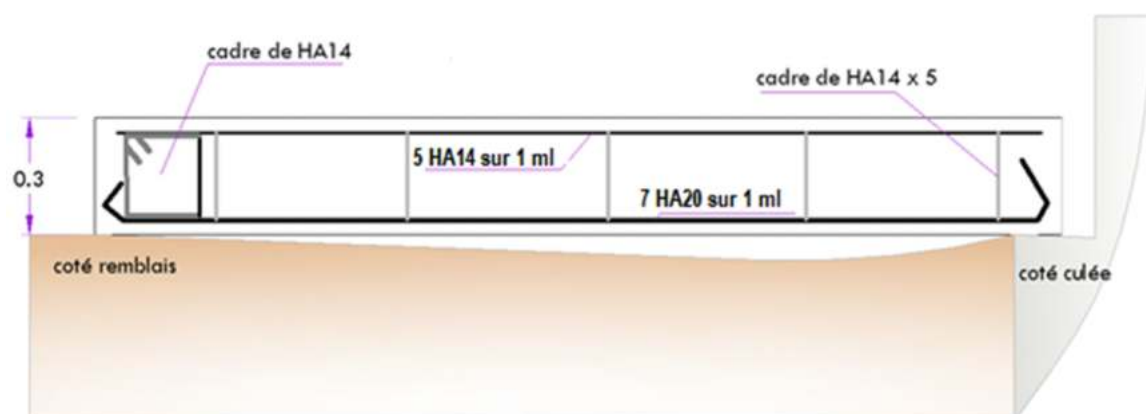


Figure XII-3- : ferraille de la dalle de transition sur 1 ml

3-Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition :  $R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 4 \times 2,5 / 2 = 1.50 \text{ t/ml}$
- Réaction des poids des terres :  $R_2 = qL / 2 = 0,70 \times 4 \times 1,8 / 2 = 2.52 \text{ t/ml}$
- Réaction due au revêtement :  $R_3 = qL / 2 = 0,10 \times 4 \times 2,2 / 2 = 0.44 \text{ t/ml}$
- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R_4 = qL = 0.12025 \text{m}^2 \times 2,5 / 2 = 0.15 \text{ t/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_5 = qL / 2 = 4 \times 1,2 / 2 = 2.40 \text{ t/ml}$

Réactions :  $R_{ELU} = 1,35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 10.06 \text{ t/ml}$ .

$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 7.49 \text{ t/ml}$ .

Moments :  $M_{ELU} = [1,35(M_1 + M_2 + M_3 + M_4) + 1,6 M_5] \times 0.185 = 1.86 \text{ t/ml}$ .

$M_{ELS} = [(M_1 + M_2 + M_3 + M_4) + 1,2 M_5] \times 0.185 = 1.39 \text{ t/ml}$ .

Ferrailage :

Cas de fissuration jugée préjudiciable alors le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S

A E.L.S par mètre linière

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{Mpa}$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc} \times d}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 16.2 \times 0.36}{15 \times 16.2 + 250} = 0.177 \text{m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.301 \text{m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 16.2 \times 0.301 \times 0.177 = 0.43 \text{MN.m}$$

Alors comme on a  $M_{ser} = 0.0139 \leq \bar{M}_1 = 0.43$  donc **Section Sans Armature Comprimé**

$$\bar{Z} = \min\left\{Z, d - \frac{h}{3}\right\} = 0.226m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0139}{0.226 \times 250} = 2.46cm^2 \text{ On prend } 3HA12 \quad A_s = 3.39 cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.5106 \times 0.36}{500} = 3.68cm^2$$

N'est pas vérifié donc la section d'acier calculé insuffisante donc on doit rajouter une autre quantité d'acier. Donc 4 barres de HA12 (4HA12)  $A_s = 4.52 cm^2$

Pour des raisons constructive On prend  $A'_s = A_s / 3 = 1.51 cm^2$  soit 2HA12  $A'_s = 2.26 cm^2$

Pour les armatures transversales ; on utilise des cadres de HA 10.

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.1006}{1.00 \times 0.36} = 0.28MPa$$

$$\tau_u \text{ pour } f_{c28} = 27MPa \text{ et } \bar{\tau}_u = 2.7MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

vérifiée

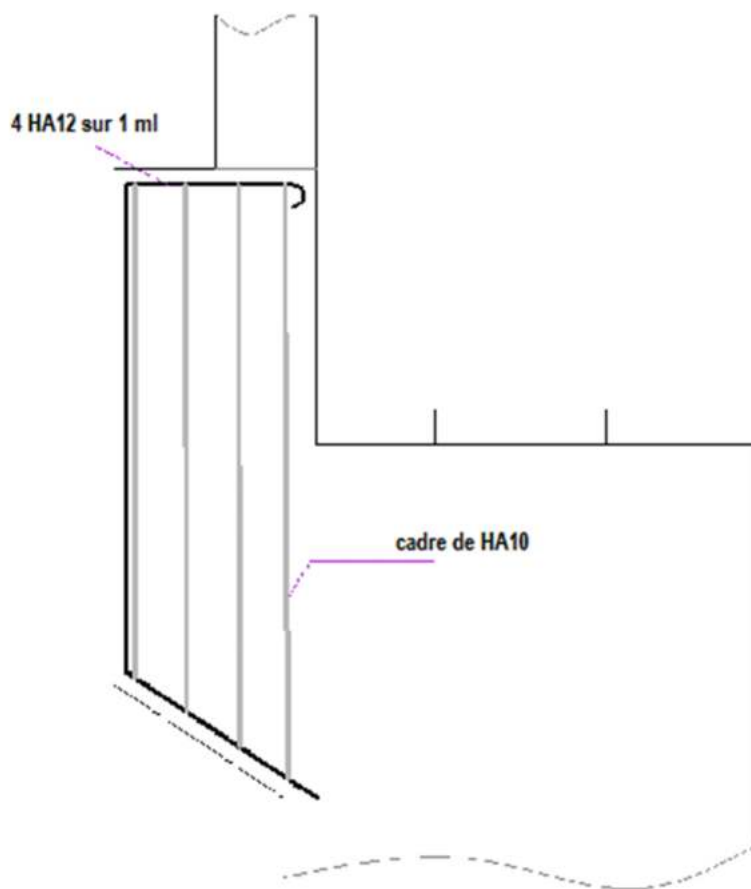


Figure XII-4- : ferrailage de corbeau sur 1 ml

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

### 4-Etude du mur frontal :

#### Evaluation des charges et surcharges :

- Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

#### Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A (l)
  - Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
  - Son poids propre.

#### Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	P (t)	$\epsilon_h \times P$	$(1 \pm \epsilon_v) \times P$	H	V	M <sub>R</sub>	M <sub>S</sub>
Mur de gardegrève	CN: $0,4 \times 1,80 \times 12,22 \times 2,5 = 21,99$	0	21,99	1,4	13,35	0	30,78
	horizontal +Vertical	5,5	23,64	1,4	13,35	73,42	33,09
Corbeau	CN: $(0,4 + 0,25) \times 0,37/2 \times 12,22 = 3,67$	0	3,67	1,77	11,62	0	6,49
	horizontal +Vertical	0,92	3,95	1,77	11,62	10,69	6,99
Mur frontal	CN: $10,75 \times 1,6 \times 12,22 \times 2,5 = 525,46$	0	525,46	0,8	7,07	0	420,36
	horizontal +Vertical	131,37	564,87	0,8	7,07	928,78	451,89
Mur en retour	CN: $35,776 \times 0,8 \times 2,5 = 64,01$	0	64,01	3,3	7,98	0	211,23
	horizontal +Vertical	16	68,81	3,3	7,98	127,68	227,07
Dalle de transition	CN: $0,3 \times 4 \times 12,22 \times 2,5 = 36,66$	0	36,66	3,6	13,67	0	131,97
	horizontal +Vertical	9,165	39,41	3,6	13,67	125,28	141,87
Poids des terres sur DDT	CN: $1,8 \times 0,52 \times 4 \times 12,22 = 45,75$	0	45,75	3,6	14,08	0	164,7
	horizontal +Vertical	11,44	49,18	3,6	14,08	161,07	177,04
Poussées sur MGG+MF	CN: $0,5 \times (8,88)^2 \times 14,2 \times 1,8 \times 0,27 = 272,09$	132,95	0	0	5,88	781,74	0
	CS: $0,5 \times (8,88)^2 \times 14,2 \times 1,8 \times 0,46 = 463,56$	202,67	0	0	5,88	1191,69	0
Poids des surcharges	CN: $1,2 \times 14,2 \times 8 = 58,65$	0	58,65	3,6	13,67	0	211,14
	horizontal +Vertical	14,66	63,05	3,6	13,67	200,40	226,98
Réaction du tablier	CN: 268,41	0	268,41	0,5	12,59	0	134,20
	horizontal +Vertical	67,1	288,54	0,5	12,59	844,78	144,27
Effort de freinage	18	18	0	0	12,59	226,62	0
Total	CN	150,95	1024,6	/	/	1008,36	1310,90
	horizontal +Vertical	458,82	1101,45	/	/	3663,83	1409,23

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

### Condition normale :

Effort normal :  $\sum(1+\varepsilon_v)P = 1024.6 \text{ t}$

$$\text{ELS : } N = 83.85 \text{ t/ml. / } N = \frac{1024.6}{12.22}$$

$$\text{ELU : } N = 113.20 \text{ t/ml. / } N = \text{E.L.S} \times 1.35$$

Moment :  $M = \sum M_S - \sum M_R = 302.54 \text{ t.m}$

$$\text{ELS : } M = 24.76 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{ELU : } M = 33.42 \text{ t.m/ml.}$$

### Condition sismique:

Effort normal :  $\sum(1+\varepsilon_v)P = 1101.45 \text{ t.}$

$$\text{ELS : } N = 90.14 \text{ t/ml. / } N = 1101.45 / 12.22$$

$$\text{ELU : } N = 121.69 \text{ t/ml. / } N = \text{ELS} \times 1.35$$

Moment :  $M = \sum M_R - \sum M_S = 2254.60 \text{ t.m.}$

$$\text{ELS : } M = 184.50 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{ELU : } M = 249.0 \text{ t.m/ml.}$$

### Ferrailage en flexion composée :

#### Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $h = 1.60 \text{ m}$ .

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

Effort normal :

$$N_{\text{ser}} = 90.14 \text{ t/ml}$$

$$N_u = 121.69 \text{ t} = 71.17 \text{ t/ml}$$

Moment :

$$M_{\text{ser}} = 184.5 \text{ t.m par } 1 \text{ m}$$

$$M_u = 249 \text{ t.m par } 1 \text{ m}$$

Le ferrailage se fait à l'aide de la calelette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

$$A_s = 24.6 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit } 8\text{HA}20: \text{ pour } A_s = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

### Condition de non fragilité :

$$A_s = 25.13 \geq 0.23 \times \frac{f_y \times b \times d}{f_e} = 14.71 \text{ cm}^2$$

Armature de construction :

$$A_t = A_s / 3 = 8.38 \text{ cm}^2. \text{ on utilise } 6\text{HA}14.$$

#### -Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_v = V_u / bd = 1,21 / 1.44 \times 1 = 0,84 \text{ MPa.}$$

$$\tau'_s = \inf [ 4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28} ] = 2,7 \text{ MPa.}$$

Pour les fissurations préjudiciables ou très Préjudiciables.

Telles que  $\tau'_v > \tau_v$  Vérifie.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_v b}{0.8 f_e} = 0,84 \times 1 / 0,8 \times 500 = 0,21 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{Min} [0,9d; 40\text{cm}] = 40 \text{ cm. Soit } S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 30 \times 0.21 = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ cadre de HA}12/\text{ml pour } A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

### Horizontalement:

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ ;  $b_0 = 1 \text{ m}$ ;  $h = 1.60 \text{ m}$ .

A l'aide de logiciel ROBOT expert on a trouvé la section :

$A_s = 38.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Soit : 8HA25/ml  $A_s = 39.27 \text{ cm}^2$ .

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e}$$

$39.27 \geq 0.23 \frac{1 \times 1.44 \times 2.22}{500} = 14.71 \text{ cm}^2$ . → vérifiée. Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 13.09 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Soit : 7HA16 pour

$A'_s = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

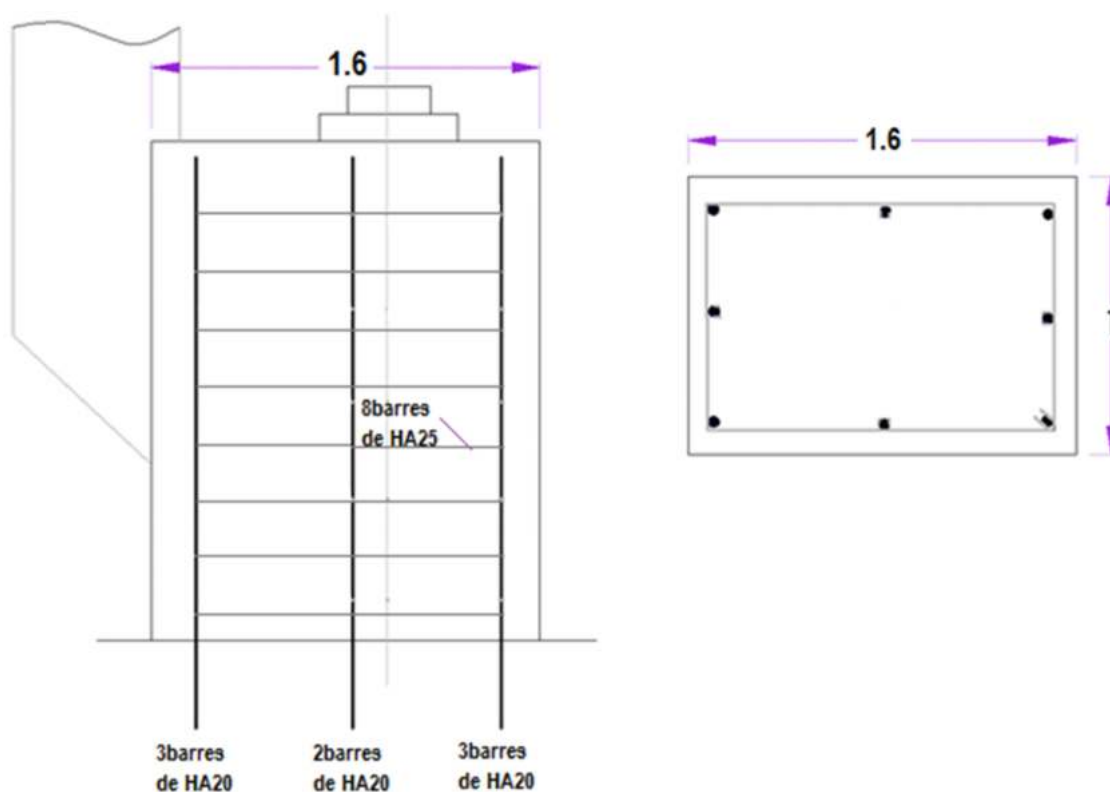


Figure XII-5- : ferrailage du mur frontal sur 1 ml

### 5-Mur en retour :

- Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis Selon document SETRA PP73 (1.3.2) aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

• Efforts horizontaux:

- Poussée des terres :  $P_t = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} 0.307 \times 1.8 \times 12.55^2 = 43.52 \text{ t}$

- Poussée des surcharges sur remblai :  $P_{sr} = 1,2 \times 12.55 \times 0,307 \times 1 = 4.62 \text{ t}$

- Poussée de la surcharge concentrée (2t) :  $P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ t}$

Les moments :

- Poussée des terres :  $M_t = 43.52 \times 1/3 \times (12.55) = 182.06 \text{ t.m}$

- Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{sr} = 4.62 \times 4.18 = 19.33 \text{ t.m}$

- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 2.4 \times (12.55 - 1) = 27.72 \text{ t.m}$

Les combinaisons :

ELU :  $M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 321.06 \text{ t.m}$

ELS :  $M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 238.52 \text{ t.m}$

Efforts verticaux:

- Poids propre du mur  $G = 0.3 \times 12.55 \times 2.5 = 9.41 \text{ t}$

- Poussée de la surcharge concentrée :  $P_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t}$

- Poids de la superstructure :  $P_{sc} = 0.4 \times 2.2 \times 0.1 = 0.088 \text{ t}$

Les moments :

- Poids propre du mur :  $M_G = 9.41 \times 2.3 = 21.64 \text{ t.m}$

- Poids propre de la superstructure :  $M_{su} = 0.088 \times 4.6 \times 0.5 = 0.2024 \text{ t.m}$

- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 4,8 \times (4.60 - 1.00) = 17.28 \text{ t.m}$

Les combinaisons :

ELU :  $M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 57.14 \text{ t}$

ELS :  $M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 42.58 \text{ t.m}$

Le ferrailage:

1-Horizontalement :

$M_{ELU} = 321.06 / 12.55 = 25.58 \text{ t.m/ml}$  ;  $M_{ELS} = 238.52 / 12.55 = 19 \text{ t.m/ml}$ .

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $d = 0,27 \text{ m}$ .

On a :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$

Fissuration jugée très préjudiciable  $\sigma_{st} = 0.8 \overline{\sigma_{st}} = 200 \text{ MPa}$

$X = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} d = 0.148 \text{ m}$  Donc pour  $Z = d - \frac{X}{3} = 0.22 \text{ m}$  et  $\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \overline{\sigma_{bc}} Z = 26.37 \text{ t.m}$

Par ce que :  $M_{SER} = 19 \text{ t.m} \leq M_1 = 26.37 \text{ t.m}$  donc on a une Section Sans Acier Comprimer (SSAC)

$\overline{Z} = \min \left\{ Z, d - \frac{h}{3} \right\} = 0.226 \text{ m}$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.19}{0.17 \times 200} = 55.88 \text{ cm}^2$  On prend 7HA32  $A_s = 56.30 \text{ cm}^2$

Et on a la condition de N.F :

$A_{MIN} = 0.23 A_s = 0.23 \frac{f_{ij}}{f_e} bd = 2.75 \text{ cm}^2$  donc condition vérifier.

Pour des raisons constructive on prend :  $A's = A_s / 3 = 18.63 \text{ cm}^2$  soit 6HA20A' s = 18.85 cm<sup>2</sup>

2-Ferraillage de suspension :

$$(S_1 + S_2)0.3 \times 2.5 = (1.2 + 2.1) \times 0.3 \times 2.5 = 2.48 \text{ t}$$

$$M_{SER} = 2.082 \times X_G = 1.80 \text{ t.m}$$

$$M_{ELU} = 2.43 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m}$$

Donc on a obtenu par la même méthode de calcul :

$$A_s = 7.14 \text{ cm}^2. \text{ Soit : 5 HA14 pour } A_s = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$: A'_s = A_s / 3 = 2.57 \text{ cm}^2 \text{ soit 3HA14 } A'_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

3- Verticalement

$$M_{ELU} = 57.14 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = 42.58 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ Mpa}$$

Fissuration jugée très préjudiciable  $\overline{\sigma_{st}} = 0.8 \overline{\sigma_{st}} = 200 \text{ Mpa}$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} d = 0.148 \text{ m} \text{ Donc pour } Z = d - \frac{X}{3} = 0.22 \text{ m} \text{ et } \overline{M}_1 = \frac{1}{3} b \overline{\sigma_{bc}} Z = 26.37 \text{ t.m}$$

Par ce que :  $M_{SER} = 9.25 \text{ t.m} \leq M_1 = 26.37 \text{ t.m}$  donc on a une Section Sans Acier Comprimer (SSAC)

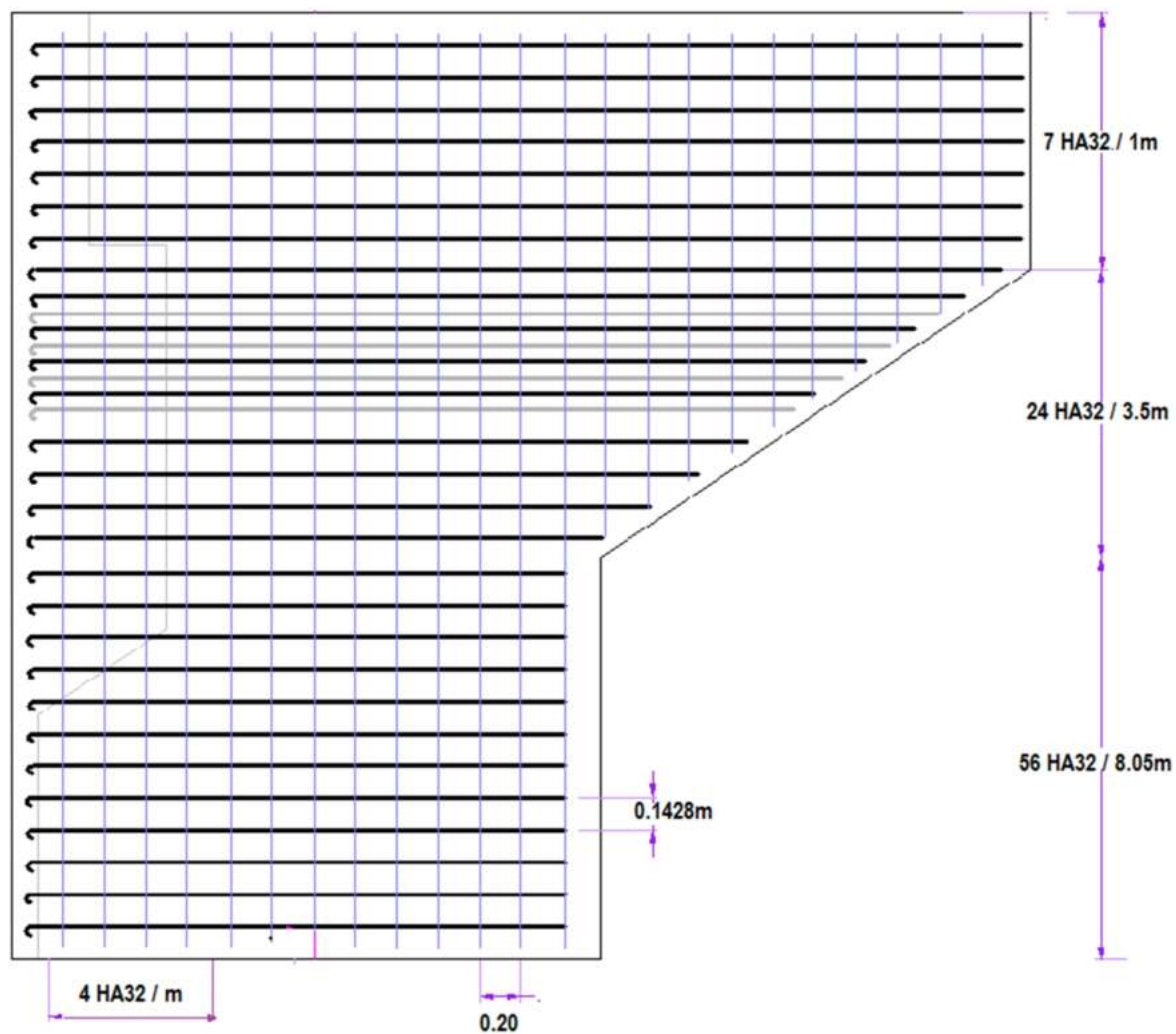
$$\overline{Z} = \min \left\{ Z, d - \frac{h}{3} \right\} = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{0.0925}{0.17 \times 200} = 27.21 \text{ cm}^2 \text{ On prend 4HA32 } A_s = 32.17 \text{ cm}^2$$

Et on a la condition de N.F :

$$A_{MIN} = 0.23 A_s = 0.23 \frac{f_{ij}}{f_e} b d = 2.75 \text{ cm}^2 \text{ donc condition vérifier.}$$

$$\text{Pour des raisons constructive on prend : } A'_s = A_s / 3 = 10.72 \text{ cm}^2 \text{ soit 4HA20 } A'_s = 12.57 \text{ cm}^2$$



*Figure XII-6 : ferrailage de mur en retour*

### 6- Etude de La semelle :

#### Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

designation	efforts horizontaux (t)	efforts verticaux (t)	MR(t, m)	MS (t, m)
CN	596,30	2605,48	4400,29	4691,19
CS+	1400,28	2950,89	8821,82	5311,60
CS-	1479,03	2538,55	9317,91	4569,40

#### La Condition normale:

$$N_{\max} = 2605.48 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 4691.19 - 4400.29$$

$$M_{\max} = 290.90 \text{ t. m}$$

#### La Condition sismique:

$$N_{\max} = 2800.89 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 3510.22 \text{ t. m}$$

#### Calcul le nombre de pieux :

La capacité portante d'un pieu est donnée par le rapport géotechnique  $Q=320t$

$$n = \frac{N}{Q} = \frac{2605.48}{320} = 8.14$$

Donc on prend  $n=9$  pieux

#### Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque pieu ramène un moment est un effort normal.

L'effort normale qui revient à chaque pieu est donnée par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{W_i} \text{ avec les hypothèses suivantes :}$$

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Les pieux sont identiques.

Avec :

$N$  : Somme des efforts normaux combinés

$n$  : Nombre de pieux

$M$  : Somme des moments combinés

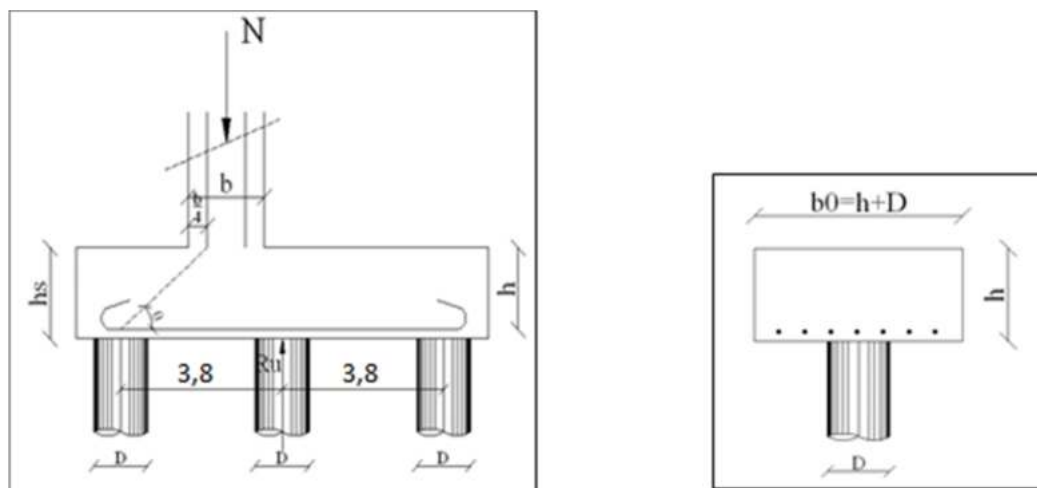


Figure XII-7: Méthode des moments

La condition normale :

$$N_1 = \frac{2605.48}{9} + \frac{290.9 \times 1.9}{9 \times (1.9^2)} = 306.51 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2605.48}{9} - \frac{290.9 \times 1.9}{9 \times (1.9^2)} = 272.49 \text{ t}$$

La condition sismique :

$$N_1 = \frac{2800.89}{9} + \frac{3510.22 \times 1.9}{9 \times (1.9^2)} = 516.48 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2800.89}{9} - \frac{3510.22 \times 1.9}{9 \times (1.9^2)} = 105.93 \text{ t}$$

**Ferraillage de la semelle :**

Armatures transversales inférieures :

On remarque que la méthode de bielle est inapplicable alors on utilise la méthode des moments.

$$M = \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) R_{\max}$$

$$M = 1.5R_{\max}$$

Le ferraillage sera fait en flexion simple pour une section de (b0.h)

h=1.7m ; b0=h+D=2.9m

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot d}; d = 0.9h$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e \rightarrow \text{condition normale}$$

$$\bar{\sigma}_a = f_e \rightarrow \text{condition sismique}$$

designation Condition	R <sub>max</sub> (t)	R <sub>min</sub> (t)	M (t.m)	$\bar{\sigma}_a$ (MPa)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Condition normal	306.51	272.49	459.76	333.33	90.15
Condition sismique	516.48	105.93	774.72	500.00	95.64

A<sub>s</sub>=95.64cm<sup>2</sup>alors on prend 12HA32 (96.51 cm<sup>2</sup>)

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

---

- L'espacement :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

Où : n : Nombre de barre = 12 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

$\Phi$  : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 1.7 - 0.05}{12 - 1} = 0.25\text{m.}$$

On prend  $S_t = 20\text{cm}$

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L = D + H = 2.9\text{m}$

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A = \frac{A}{3L} = \frac{96.51}{3 \times 2.9} = 11.09\text{cm}^2$$

Soit 6HA 16 avec espacement de 30cm.

Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

$$A = \frac{A}{10} = \frac{96.51}{10} = 9.65\text{cm}^2 \text{ Soit 4HA 20 (12.57cm}^2\text{) avec espacement de 30cm.}$$

Armatures de construction :

1-Armature transversale supérieures :

$A_t = 50\%A' = 6.29\text{cm}^2$  soit 5HA 14 (7.70cm<sup>2</sup>) avec espacement de 30cm.

2-Armatures longitudinales supérieures :

$$A = \frac{A}{3L} = \frac{96.51}{3 \times 2.9} = 11.09\text{cm}^2$$

Soit 6HA 16 avec espacement de 30cm.

3-Armatures latérales :

$$A = \frac{A}{10} = \frac{96.51}{10} = 9.65\text{cm}^2 \text{ Soit 7HA 14 avec espacement de 30cm.}$$

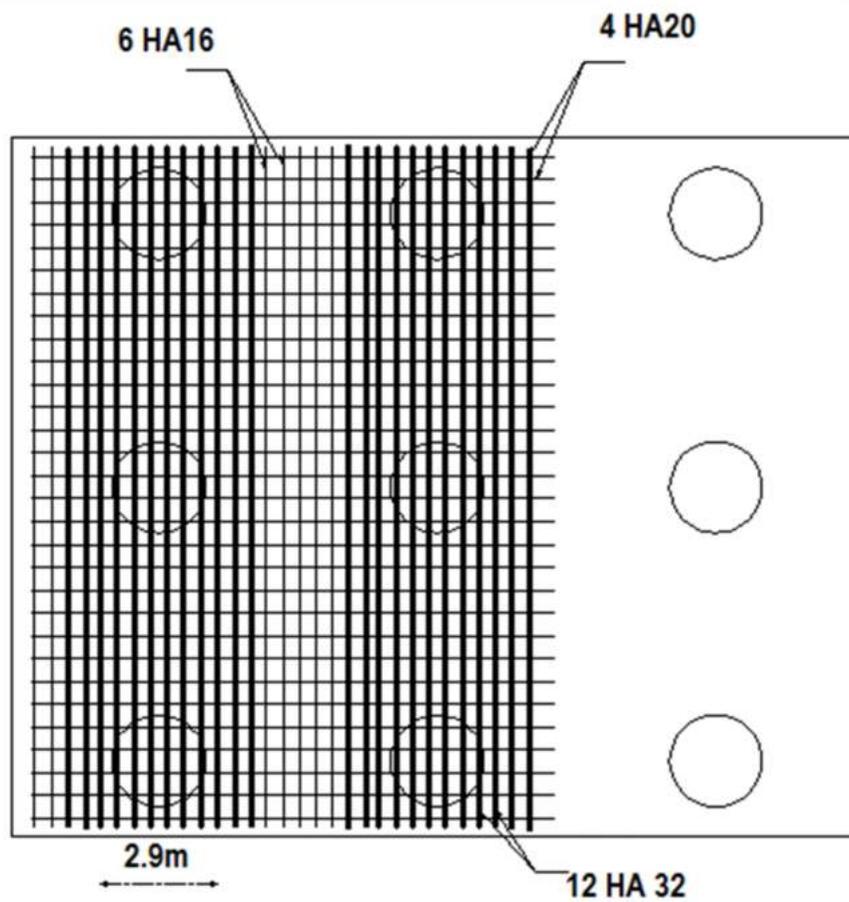


Figure XII-8-ferraillage la partie inférieure de la semelle

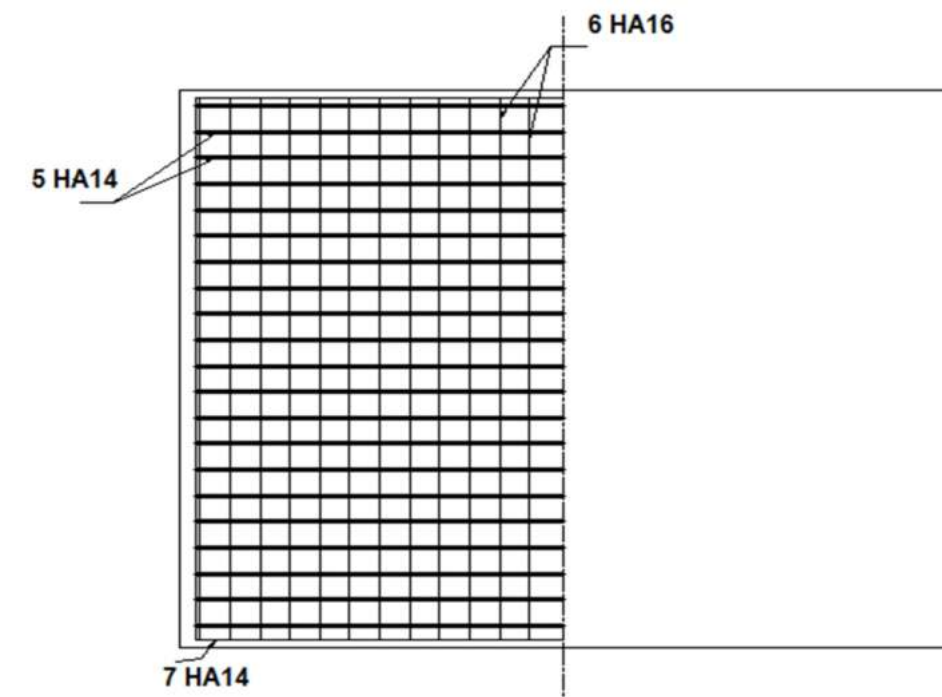


Figure XII-9-:ferraillage la partie supérieure de la semelle

### XII.3-2-) Calcul des pieux :

#### XII.3-2.1) Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0.$$

$b$  : Diamètre du pieu.

$C_U$  : Module de réaction du sol.

$y$  : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$ .

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

Calcul de  $\lambda$  :

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WERNER

$b = \phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$ .

$C_U = 3.50 \text{ kg/cm}^3 = 3500 \text{ t/m}^3$  ( voir le rapport géotechnique )

$E$  : module d'élasticité du béton =  $11000 \sqrt{270} = 3.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ .

$I$  : moment d'inertie du pieu =  $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10.17 \times 10^{-6} \text{ cm}^4$

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0,236 \text{ m}^{-1}$ . D'où :  $\lambda L = 0.236 \times 15 = 3.54$  avec  $L = 15 \text{ m}$

#### XII.3.2-2-) Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Freinage = 18 t

Poussée de la terre = 596.3t

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{9} = 68.25 \text{ t/pieu}$ .

Condition sismique :

Séisme = 1479.03t

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{9} = 164.33 \text{ t/pieu}$

#### XII.3-2.3) Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissants auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :  $EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.  $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{C_U}{4EI}} = 0.236 \text{ m}^{-1}$

Dans notre cas pour  $L = 15.00 \text{ m}$  on a  $\lambda L = 3.54 \text{ m}$

$\chi_{\theta M}$ ,  $\chi_{\theta P}$  : Données par les abaques de WERNER en fonction de  $\lambda L$ .

$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

## CHAPITRE XII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE « LA CULEE »

### a- Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}$ , $\chi_{\theta P}$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = -1,56 & \chi_{\theta M} = -1,16 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = -1,68 & \chi_{\theta M} = -1,26 \\ \lambda L = 3,54 \Rightarrow \chi_{\theta P} = -1,626 & \chi_{\theta M} = -1,215 \end{cases}$$

#### Condition normale :

$$\bar{P} = 68.25t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -\frac{1.626}{1.215} \times \frac{68.25}{0.236} = -387.02t.m$$

#### Condition sismique :

$$\bar{P} = 164.33t / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -\frac{1.626}{1.215} \times \frac{164.33}{0.236} = -931.85t.m$$

### b- Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

#### Condition normale :

$$M(z) = -387.02 \times \chi_{\theta M} + \frac{68.25}{0.236} \times \chi_{\theta P}$$

#### Condition sismique :

$$M(z) = -931.85 \times \chi_{\theta M} + \frac{164.33}{0.236} \times \chi_{\theta P}$$

**Tableau° XII-5: Valeurs des coefficients  $\chi_{\theta M}$ ,  $\chi_{\theta P}$  et les moments en fonction de Z**

Z (m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	2,000	4,000	6,000	8,000	10,000	12,000	14,000	16,000
$\chi_{\theta M}$	0,960	0,890	0,760	0,590	0,400	0,240	0,140	0,080
$\chi_{\theta P}$	0,300	0,490	0,600	0,610	0,490	0,390	0,270	0,110
Condition normale	-284,78	-202,744	-120,621	-51,935	-13,104	19,899	23,898	0,849
Condition sismique	-685,68	-488,15	-290,42	-125,04	-31,54	47,916	57,54	2,04

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :  **$M_{max} = 685.68t.m$** .

#### XII.3.2.4) Ferrailage :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de WALTHER (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :  $N = 2789.8 / 9 = 309.98t$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{309.98}{3.141 \times 0.60^2 \times 1.20 \times 2700} = 0.0846$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{685.68}{3.141 \times 0.60^2 \times 2700} = 0.2246.$$

Donc w d'après l'abaque de Walther  $w = 0.3$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,3 \Rightarrow F_a = 183.12 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 23 \text{ HA32 pour } A_s = 184.98 \text{ cm}^2.$$

### Armatures transversales :

On prendra des cerces avec de HA 14 et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de jonction.

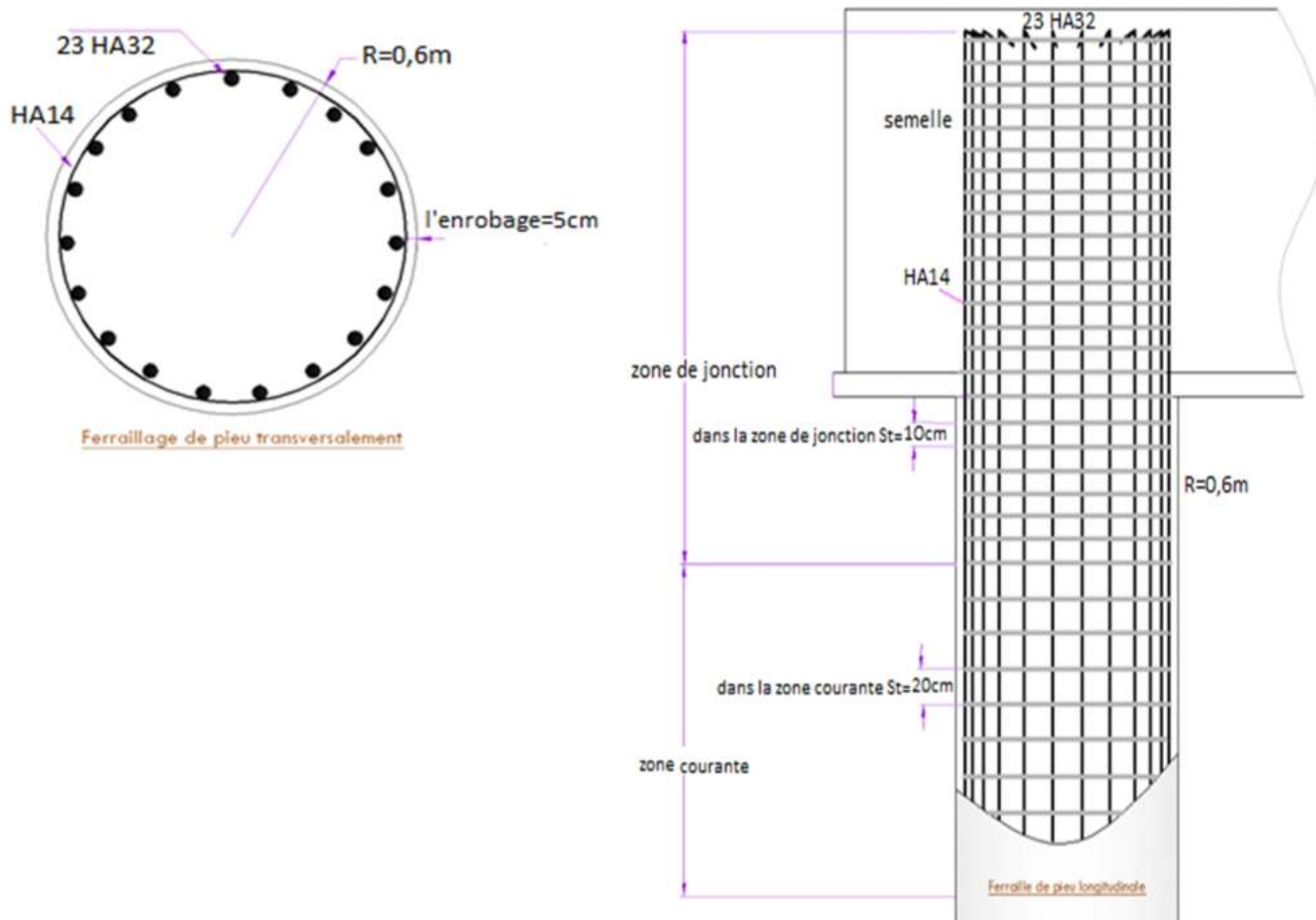


Figure XII-10- : ferrailage de pieu

### Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.