

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



Ecole Nationale Supérieure  
des Travaux Publics

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

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

## Thème

ETUDE D'UN PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE  
PAR POST-TENSION/VOIE EXPRESS-BOU ISMAIL OA 38.2

Proposé par :

Mme: Haddad Naila

Présenté par :

Assous Hind

Berrouila Sara

**Promotion 2012**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*



## ❧ DEDICACE

- ❧ Tout d'abord je tiens à remercier le Dieu Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce travail que je dédie à :
- ❧ Le plus précieux couple qui m'a soutenu toute ma vie mon cher père Ahmed et ma chère maman Fatiha que dieu les garde pour moi.
- ❧ A mes très chers frères Yazid, Yesser et mes très chères sœurs Souhila et Chafika Mahdia, Sendes.
- ❧ A mon plus proche personne Fouad
- ❧ Mes très chers amis Kenza, Amel, Fatima, Farah, Wissem, Chahra, Sihem, et Asma, Sara.
- ❧ A mon binôme Hind.

Berouila Sara

# Remerciement

Nous exprimons toute mes gratitude et sincère dévouement à Dieu Tout puissant qui grâce à son aide nous avons terminé ce modeste travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre promotrice Mme. HADDAD NAILA pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Nous remercions les ingénieurs de la SAETI de nous avoir aidés à faire ce travail.

Nous tenons à remercier aussi tous les professeurs de l'école nationale supérieure des travaux publics

## ❧ DEDICACE

❧ Tout d'abord je tiens à remercier le Dieu Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce travail que je dédie à :

❧ Le plus précieux couple qui m'a soutenu toute ma vie mon cher père Moussa et ma chère maman Farida que dieu les garde pour moi.

❧ A mes très chers frères Abd elwahid, Abd elghani et mes très chères sœurs Merièm , Imen et Hadil

❧ A mon cher futur mari Lakhdar

❧ Mes très chers amis Kenza, Amel, Fatima, Farah, Wissem, Chahra, Sihem, et Asma.

❧ A mon binôme Sara

Assous Hind

## **Introduction :**

D'une façon générale ; un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. On distingue deux types de tabliers, selon la précontrainte utilisée pour les poutres :

- Les ponts à poutres en précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres ;
- Les ponts à poutres en précontraintes par post-tension (VIPP), qui sont employés pour des portées comprises entre 20 et 50 mètres.

Les avantages de ce type d'ouvrages sont liés à la préfabrication, qui permet notamment :

- de se dispenser de cintres et d'échafaudages, ce qui est appréciable quand le site est difficile d'accès, c'est le cas de notre pont,
- de réduire les délais d'exécution,
- de mieux maîtriser la qualité des poutres.

Ce document présente une étude d'un pont à poutres en béton précontraintes par post-tension.

### Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de réalisation de notre projet de fin d'étude, la Société Algérienne D'études D'infrastructures S.A.E.T.I nous a proposé l'étude d'un ouvrage d'art (**pont à poutre en béton précontraint**).

Le pont se situe au niveau du **PK 38+798.81** de la voie express reliant entre Bou Ismail à Cherchell sur 48 km dans la Wilaya de Tipaza.

L'ouvrage en question porte la voie express et enjambe par-dessus la RN11 avec un angle de 70 grades de biais.

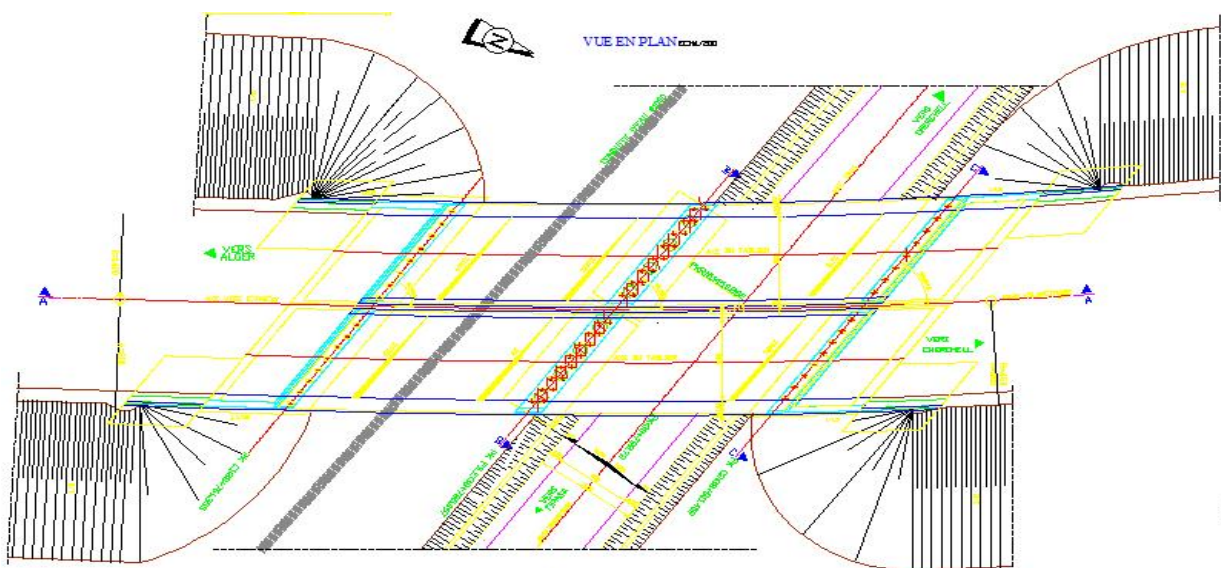
L'ouvrage est composé de deux tabliers jumelés composé chacun d'une chaussée roulable de 10 mètre de largeur .deux trottoirs de 1.50m et 70cm composent l'extrémité de chaque tablier  
La longueur totale est de 51.40m composé de deux 02 travées principales de 25.7m de longueur chacune

**La superstructure est composée de 08 poutres en béton précontraint et d'une dalle de 25cm.**

L'infrastructure quand a elle est un ensemble de deux culées massives et d'une pile centrale composé de fût.

L'ensemble de l'infrastructure repose sur des semelles superficielles vu la que la qualité du sol s'y apprête convenablement.

Figure I.1 : Vue en plan de l'ouvrage



## I.1) Données fonctionnelles :

- **Tracé en plan :**

En plan nous pourrions distinguer que l'ouvrage est constitué de 2 travées pratiquement identiques de la longueur total est 51.40 m et un biais d'angle 70 grades.

- **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 franchit ou aux contraintes naturelles, Il présente 02 travées de la longueur totale de 51.4 m.

- **Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur de la chaussée : 10.00 m
- Nombre de voies de circulations : 3 voies.
- La largeur des trottoirs : (trottoir1=1.5r ; trottoir2=0.7r )
- Les divers : 4% ; 5.82 %
- La largeur totale : 12.20 m.

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation de BAEL91, BPEL91 et du fascicule 61 TITRE II pour les surcharges roulantes.

Les surcharges considérées sont :

- Surcharge A(L)
- Surcharge B
- Surcharge militaire Mc 120
- Convoi exceptionnel D240
- Surcharge sur les trottoirs : 150 kg/cm<sup>2</sup>.

## **I.2) Données naturelles :**

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

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamentale et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

## **I.3) Données sismologiques :**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

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

La région de TIPAZA est classée en **zone II-a** selon le RPOA << Règles parasismiques d'ouvrage d'art >> la valeur des coefficients de vitesse accélérée horizontale est de  $A=0,25g$ .

Le site est situé dans la zone de roche meubles, classée S2.

## **I.4) Données climatiques :**

### **4-1- La température :**

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et appareils d'appui.

### **4-2- la neige :**

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

### **4-3- Le vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général, la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à **25 N/m<sup>2</sup>**.

### Introduction :

Les matériaux de constructions utilisés jouent un rôle très important dans le comportement de l'ouvrage sous les sollicitations exercées. Donc les propriétés de ces matériaux doivent être bien choisies car elles conditionnent une grande partie dans la conception et le calcul.

On distingue trois matériaux de constructions dans les ouvrages en béton précontraint :

-Béton.

-Acier passif.

-Acier actif (précontrainte).

### II. 1. Béton :

Le béton se compose de granulat (sables, graviers, cailloux) collés entre eux par un liant hydraulique (le ciment, l'eau).

Pour améliorer les propriétés du béton on utilise les adjuvants, Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants sont :

**Les plastifiants.**

**Les retardateurs de prise du ciment.**

**Les accélérateurs de prise et durcissement.**

Le béton est dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

**Densité :** La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

#### 1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour notre ouvrage, le béton utilisé est le B20, B27, et le B35, leurs résistances caractéristiques à la Compression à 28 jours est :

- B20 :  $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$  pour le béton de propreté.
- B27 :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  pour les culées, les piles et les fondations.
- B35 :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  pour le béton du tablier.

La résistance à la compression au jour  $j$  est obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad ; \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad ; \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

**1.2. Résistance caractéristique à la traction du béton :**

Cette résistance est de l'ordre de 2 MPa à 4 MPa, La résistance à traction est liée à la résistance à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa)}$$

**1.3. Contrainte admissible :**

C'est la limite de la résistance à la compression du béton.

$$\text{ELU : } f_{bc} = 0,85 f_{cj} / \theta \gamma_b$$

$\gamma_b$  Est le coefficient de sécurité, il peut être égale à :

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle.

Et  $\theta$  dépend de la durée de l'application de combinaison, il peut être égale à :

- 1 : lorsque la durée de l'application est supérieur à 24 heures.
- 0.9 : lorsque la durée est entre 1 et 24 heures.
- 0.85 : lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

**1.4. Contraint limite de service : ELS**

$$f_{bc} = \begin{cases} 0,5 \times f_{c28} & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 0,6 \times f_{c28} & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

**1.5 Déformation longitudinale du béton :**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton ' $E_{ij}$ ' défini par les règles B.A.E.L comme suit :

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

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

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

- Module de déformation différée (longue durée).

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

$$E_v = \begin{cases} 11993.91 \text{ MPa} & \text{pour poutres et dalle} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

- **1.6. Coefficient de poisson :**

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

## II.2. Les aciers passifs :

Les aciers passifs utilisés sont le plus souvent des aciers à Haute adhérence.

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de carbone On obtient des aciers doux (0,15-0,25 %) ou des aciers mi-durs (0,25-0,4%)

Dans les calculs, l'acier est défini par la valeur garantie noté  $F_e$  de sa limite d'élasticité.

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont représentées dans le tableau suivant :



figure II.2.1: les aciers passifs

Type	Désignation (Nuance)	Limite d'élasticité Garantie Fe(MPa)	Emploi
Ronds lisses	Fe E22 Fe E24	215 235	Emploi courant épingle de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	Fe E40 Fe E50	400 500	Emploi courant
Fils tréfilés HA (Type 3)	Fe TE40 Fe T E40	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou treillis
Treillis soudés -lisses -HA	TSL TSHA	500	Emploi courant

Fe : Acier «fer».

E : Elasticité.

T : Tréfilé.

TL : Treillis soudé lisse.

### 2.1. La limite élastique : ELU

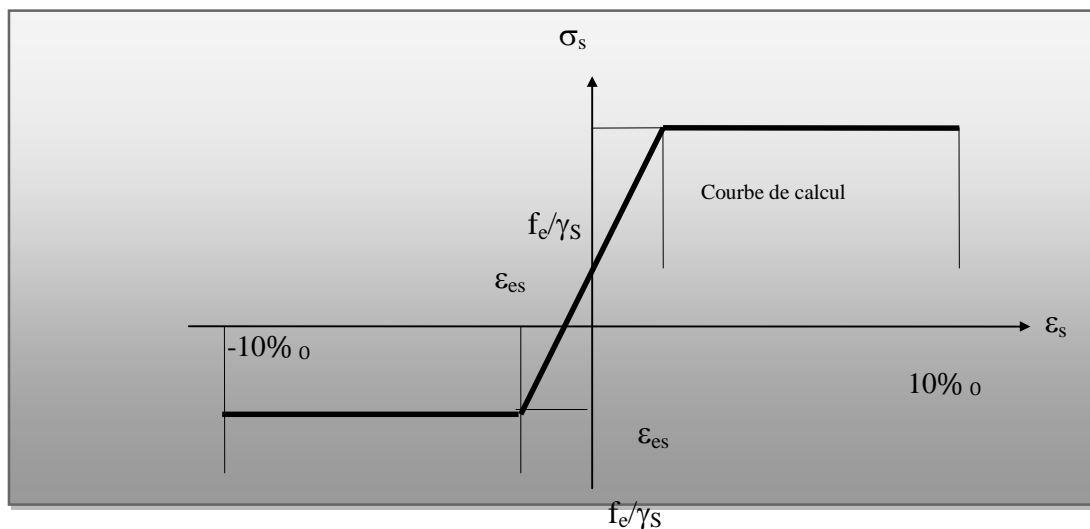
Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\chi_s} \rightarrow \begin{cases} \chi_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ \chi_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

## 2.2. Contrainte limite de traction : ELS

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation
Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{y \cdot f_{tj}} \right]$ <p>où <math>y=1</math> pour RL et <math>y=1.6</math> pour HA</p>
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min \left[ \frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{y \cdot f_{tj}} \right]$

## 2.3. Diagramme contrainte – déformation :



Module d'élasticité longitudinale des aciers : Les aciers utilisés sont les aciers courant à haute adhérence de classe FeE40 type 1

$$F_e = 400 \text{ MPa} \quad E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

### II.3. Les aciers de précontrainte :

#### 3.1. Introduction :

La précontrainte est une procédée qui consiste à créer dans le béton avant sa mise en service des efforts intérieurs qui s'opposent aux efforts intérieurs produits par les charges extérieures.

Les armatures de précontrainte sont des aciers à très haute résistance à la traction, c'est ce qu'on appelle les aciers durs. Ils sont tendus en moyenne entre 100 à 150 kg/mm<sup>2</sup>. La fabrication de ces armatures nécessite l'emploi d'acier durs à haute résistance et haute limite d'élasticité. La composition minéralogique varie d'un fabriquant à un autre, cependant les principaux composant varient dans les limites suivantes:

Constituant	%
Carbone (C)	0,7 à 0,8
Manganèse (Mn)	0,65 à 1,2
Silicium (Si)	0,2 à 0,25
Soufre (S)	0,025 à 0,04
Phosphore P	0,025 à 0,06

Les éléments qui constituent les câbles de précontrainte :

- **Les clavettes** : petites épingles métalliques assurent le A-joint d'assemblage. Blocage du câble dans les coupleurs.
- B-taraudage.
- C- les trois clavettes forment un mors.

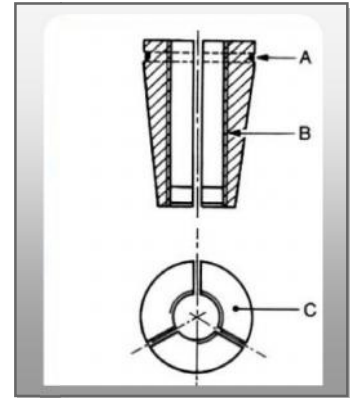


Figure II.3.1: Les clavettes

### Les coupleurs :

Les coupleurs doivent donc remplir une double fonction :

- ✓ assurer l'ancrage actif du câble primaire ;
- ✓ transmettre jusqu'à l'extrémité en cause du câble principal l'effort de tension appliqué ultérieurement au câble secondaire.



figure II.3.1 : Les coupleurs

On trouve les armatures de précontrainte sous trois formes :

- ✓ Les fils ;
- ✓ Les barres
- ✓ Les torons.

#### 1) Fils :

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.

**2) Barres :**

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (leurs longueur maximale est de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les nervures faisant alors office de filetage grossier. Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm. De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

**3) Torons :**

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches. Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

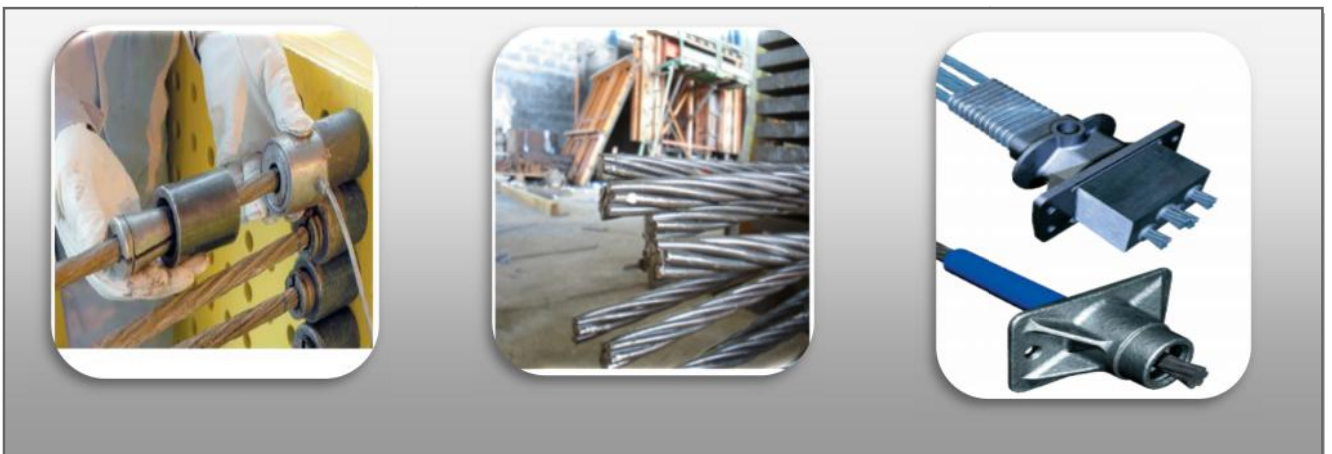
12,5 mm (fréquemment désigné par T13)

12,9 mm (T13S)

15,2 mm (T15)

15,7 mm (T15S)

Un câble est un groupement de fils torsadés. On identifie un câble par la lettre T, pour les câbles constitués de torons par exemple : 27T13 désigne un câble de 27 torons de diamètre 13mm.



**Figure 04 : les équipements de la précontrainte**

**3.2 : Caractéristiques mécaniques :**

**3.2.1. Résistance :** la résistance à prendre en compte dans les calculs est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne  $F_{prj}$ .

Les valeurs actuelles oscillent entre 1570 et 1770 MPa pour les fils, 1030 à 1230 MPa pour les barres et 1770 à 1960 MPa pour les torons.

**3.2.2. La limite élastique :** la limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie.

**3.2.3. Module de Young :** le module d'élasticité longitudinale  $E_p$  des aciers de précontraintes est égal à :

200 000 MPa : pour les fils et les barres.

190 000 MPa : pour les torons.

### III.1. Pré dimensionnement de la poutre :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième; ou d'une autre façon, la poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant à supporter un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

#### 1.1 Nombre des poutres (VIPP Art.2.2.2.a [1]) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier( $L_t$ ) et l'entre axe( $\lambda$ ).

Avec :  $\lambda$  : L'entraxe des poutres :  $1.5 \leq \lambda \leq 2.5$  m.

On fixe l'entraxe  $\lambda = 1.5$ m

$$N = L_t / \lambda = 12.2 / 1.5 = 8.13$$

On prend :  **$N = 8$  poutres.**

#### 1.2. Hauteur des poutres (VIPP ART.3.2.1 [1]) :

La hauteur des poutres est un paramètre très important; car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, risque de présenter une très grande prise au vent; dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

C'est pourquoi, on ne considère généralement que l'élanement optimal  $L/h$ , égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres, se situe entre 18 et 20

$$L/22 \leq ht \leq L/16$$

Donc on a :  $L = 25.7$ m

alors  $1,17 \leq ht \leq 1,60$ m

$$ht = 1.30\text{m}$$

**1.3. Talon (VIPP Art.3.2.4 [1]):**

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

- **La largeur de talon :**  
On fixe  $L_t = 44\text{cm}$
- **Epaisseur du talon:**  
On prend :  $e_t = 18\text{cm}$

**1.4. La table de compression (VIPP Art.3.2.4 [1]) :**

- **Largeur de la table de compression (b) :**

Comme les poutres ont la forme I et l'espacement entre leurs axes est de **1.5m**.

On prend :  $b = 1.00\text{m}$

- **Epaisseur de la table de compression (e) :**

Nous allons utiliser des poutres en I avec une hauteur de **1,30m** et un espacement entre leurs axes de **1.5m**, ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qui reprend les forces de compressions.

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

**1.5. Epaisseur de l'âme des poutres (VIPP Art.3.2.2 [1]) :**

En zone médiane, ou l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnés au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possibles les poutres. Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (entraxe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres.

Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives (3 cm dans les cas habituels) et des armatures de précontrainte (un diamètre de conduit) dans les zones où les câbles remontent dans. Cette dernière condition peut se révéler prépondérante dans certains cas.

La formule vérifiant l'épaisseur de l'âme de la poutre est la suivante :

$$e_p > h_p / 40 + 9 \dots \text{cm}$$

Pour  $h_p = 1.3 \text{ m}$  on a :  $e_p > 12.25 \text{ cm}$

–Section d'about :  $e_p = 113 \text{ cm} > 12.25 \text{ cm}$

–Section intermédiaire :  $e_p = 65 \text{ cm} > 12.25 \text{ cm}$

**Goussets :**

C'est l'angle dispos pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre :  $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

**a) Gousset du talon :**

En travée :  $\alpha_3 = 33^\circ$  ;  $e_3 = 20 \text{ cm}$

A l'appui il n'est pas de gousset.

**b) Gousset de la table de compression :**

En travée :  $\alpha_3 = 11^\circ$  ;  $e_3 = 6 \text{ cm}$

A l'intermédiaire :  $\alpha_2 = 45^\circ$  ;  $e_2 = 10 \text{ cm}$

A l'appui :  $\alpha_1 = 45^\circ$  ;  $e_1 = 5 \text{ cm}$

### III.2. La dalle :

#### III.2.1 Définition de la dalle : 'hourdis) :

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres. Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

#### III.2.2 Dimensionnement de la dalle :

- **Longueur de la dalle :**

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à l'écartement des poutres.

$$\text{Donc : } l_d = 25.7\text{m}$$

- **Largeur de la dalle :**

La largeur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs. Pour notre cas la largeur du tablier

$$\text{Donc : } l_d = 12.20\text{ m.}$$

- **Épaisseur de la dalle :**

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'écartement entre axes des poutres, plus l'écartement est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversaux; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.2 et 0,3m Pour notre cas l'écartement entre axes des poutres est 1.5m, et la largeur de la dalle est 12.2m on va prévoir une épaisseur de 0,25m.

$$\text{Donc : } e_d = 0.25\text{m.}$$

### III.3. Calcul des caractéristiques géométriques de la poutre :

Après avoir subdivisé chaque section en petites sections, on détermine les paramètres géométriques de la poutre par les relations ci-après, les résultats seront représentés dans les tableaux suivants.

#### Notation :

$(\Delta)$  : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême

$B_j$  : aire de la section (j)

$Y_j$  : position du c. d. g. de la section (j) par rapport à l'axe  $(\Delta)$ .

$Y_G$  : la position du centre de gravité (c. d. g.) de la poutre est donnée par :

$$Y_G = \frac{\sum B_j Y_j}{\sum B_j}$$

$S/\Delta$  : Moment statique

$V$  : distance séparant le centre de gravité de la fibre inférieure  $V = (S/\Delta) / B$ .

$V'$  : distance séparant le centre de gravité de la fibre supérieure  $V' = h - y$

$I_0$  : Moment d'inertie propre de la section j

- Pour une section triangulaire :  $I = bh^3/36$
- Pour une section rectangulaire :  $I = bh^3/12$

$I_G$  : moment d'inerties de la poutre par rapport à son centre de gravité :

$$I_G = \sum (I_{0j} + B_j (y_j - y_G)^2)$$

$i^2$  : rayon de gyration:  $i^2 = I_G / \sum B_j$

...: Coefficient de rendement géométrique :  $\dots = i^2 / V \cdot V'$

$B$  : c est la section de la poutre  $B = \sum B_j$

$B$  (nette) =  $B$  (brute) - 5%  $B$  (brute)

$S/\Delta$  (nette) =  $S/\Delta$  (brute) - 5%  $S/\Delta$  (brute)

$I/\Delta$  (nette) =  $I/\Delta$  (brute) - 10%  $I/\Delta$  (brute)

## III.3.1 Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée

a) Poutre seule :

Désignation	Dim (cm)		B (cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B $\hat{I}$ Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/ Δ= I <sub>0</sub> +B $\hat{I}$ Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
	x	Y					
1 $\hat{I}$ 1	18	130	2340	65	152100	3295500	13182000
2 $\hat{I}$ 2	41	11	902	124.5	112299	9095.16	13990320.66
3 $\hat{I}$ 2	10	6	120	116	13920	360	1615080
4 $\hat{I}$ 2	31	6	186	117	21762	372	2546526
5 $\hat{I}$ 2	10	10	100	109.67	10967	555.55	1203306.44
6 $\hat{I}$ 2	13	20	260	24.67	6414.2	5777.78	164016.094
7 $\hat{I}$ 2	13	18	468	9	4212	12636	50544
<b>B brute</b>			4376				
<b>B nette</b>			4157.2				
<b>S/ Δ brute</b>					321674.2		
<b>S/ Δ nette</b>					305590.49		
<b>I/ Δ brute</b>							32751793.19
<b>I/ Δ nette</b>							29476613.87

$$V' = S/\Delta / B = 73.51 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 56.49 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 7012268.67 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.406 \quad \rho = 40.61\%.$$

## b) Poutre avec l'hourdis :

	Dim(cm)						
	X	Y	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B $\hat{I}$ Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/ Δ= I <sub>0</sub> +B $\hat{I}$ Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
<b>Section de la poutre</b>			4376	73.51	321674.2		32751793.19
<b>Section d'hourdis</b>	150	25	3750	142.5	534375	195312.50	76343750
<b>B brute</b>			8126				
<b>B nette</b>			7719.7				
<b>S/ Δ brute</b>					856049.20		
<b>S/ Δ nette</b>					813246.74		
<b>I/ Δ brute</b>							109095543.2
<b>I/ Δ nette</b>							98185988.87

$$V' = S/\Delta / B = 105.34 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 49.66 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 12507952.76 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.3098 \quad \rho = 30.98\%.$$

## III.3.2. Caractéristique géométrique de la poutre 'about:

a)-Poutre seule :

Designation	Dim(cm)		B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B $\hat{I}$ Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ= I <sub>0</sub> + B $\hat{I}$ Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
	X	y					
1 $\hat{I}$ 1	44	119	5236	59.5	311542	6178916.33	24715665.33
2 $\hat{I}$ 1	100	11	1100	124.5	136950	11091.67	17061366.67
3 $\hat{I}$ 2	28	5	140	117.33	16426.2	194.44	1927480.49
<b>B brute</b>			6476				
<b>B nette</b>			6152.2				
<b>S/Δ brute</b>					464918.2		
<b>S/Δ nette</b>					441672.2		
<b>I/Δ brute</b>							43704512.46
<b>I/Δ nette</b>							39334061.21

$$V' = S/\Delta / B = 71.79 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 58.21 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 7626827.626 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.2966$$

$$\rho = 29.66\%.$$

## c) Poutre avec hourdis :

Designation	Dim (cm)		B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	S/Δ=B $\hat{I}$ Z	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ= I <sub>0</sub> + B $\hat{I}$ Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
	X	Y					
Section de la Poutre			6476	71.79	464912.04		43704512.46
Séction d' hourdis	150	25	3750	142.5	534375	195312.50	76343750
B brute			10226				
B nette			9714.7				
S/ Δ brute					999293.2		
S/ Δ nette					949328.54		
I/ Δ brute							119920012.50
I/ Δ nette							107928011.20

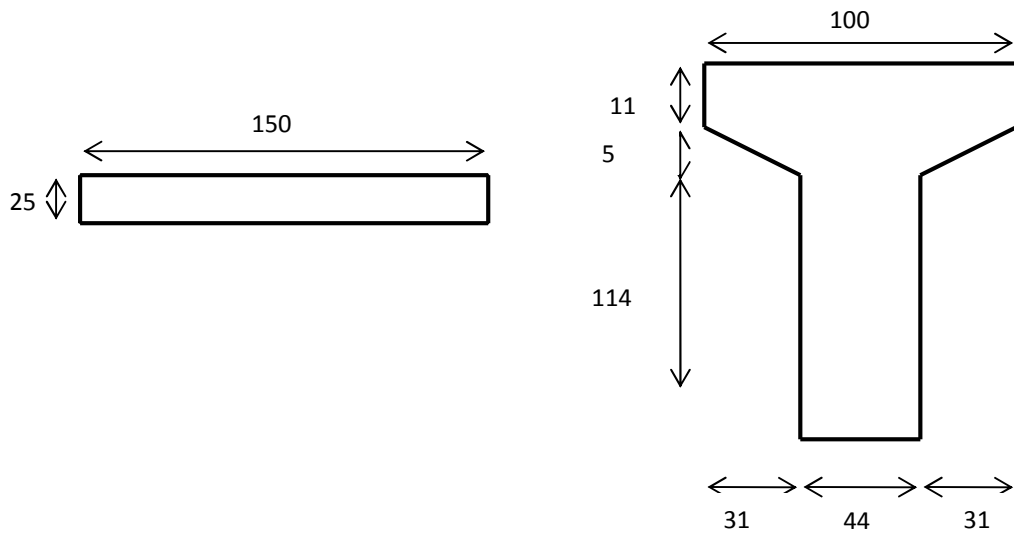
$$V' = S/\Delta / B=97.72\text{cm.}$$

$$V = h - V' = 57.28\text{cm}$$

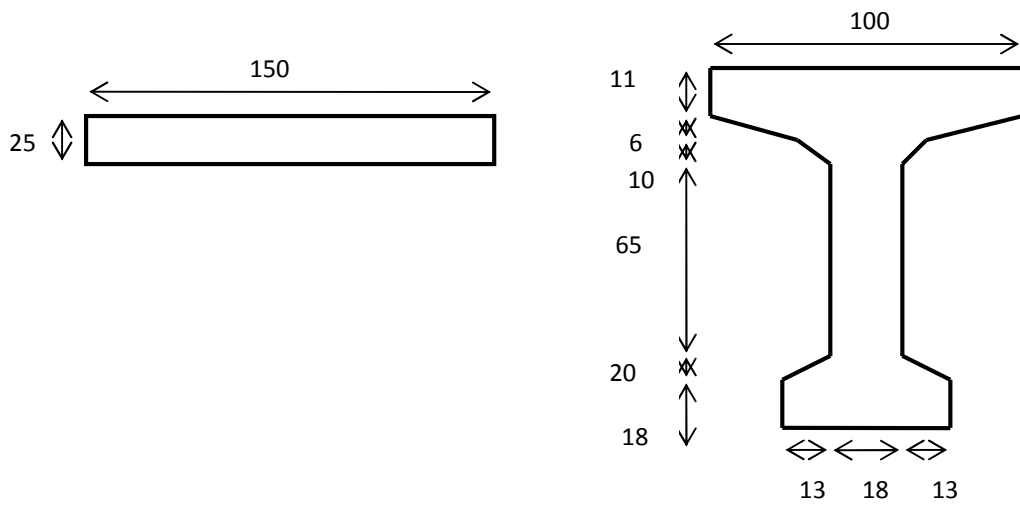
$$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 15160431.54\text{cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.2788$$

$$\rho = 27.88\%$$



**Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about**



**Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée**

## Introduction :

L'objectif de ce chapitre est le calcul de la descente de charge du tablier afin de déterminer les efforts auxquels ce dernier sera soumis.

Nous commencerons par le poids propre du tablier, les surcharges réglementaires auxquelles sera soumis le pont ainsi que leur disposition sur le tablier.

Enfin nous calculerons le coefficient de majoration dynamique correspondant à chaque type de surcharge.

### IV.1. Calcul des charges :

#### 1.1. Calcul des charges permanentes (CP) :

##### a) Poids propre de la dalle :

Epaisseur de la dalle est :  $e = 25\text{cm}$ .

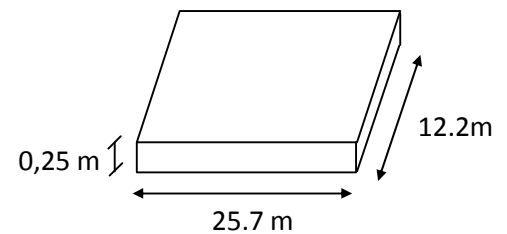
Longueur de la dalle :  $L = 25.7\text{m}$

Largeur de la dalle :  $l = 12.2\text{m}$

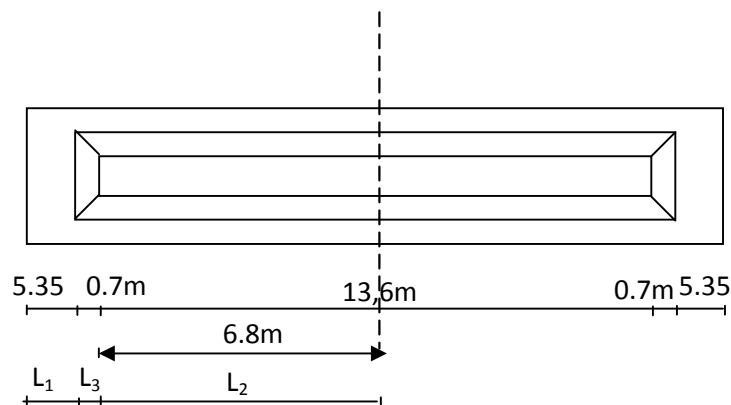
$$P_d = \rho_b \cdot V_d = \rho_b \cdot L \cdot l \cdot e$$

$$= 2.5 \times 25.7 \times 12.2 \times 0.25 = 7.625\text{t/ml}$$

$$P_d = 7.625\text{ t/ml}$$



##### b) Poids propre de la poutre :



$$P_p = n \cdot V_p \cdot \rho_b = n \cdot (\sum S_i \cdot L_i) \cdot \rho_b$$

$$S_1 = 0.6476 \text{ m}^2 \quad l_1 = 5.35 \text{ m}$$

$$S_2 = 0.4376 \text{ m}^2 \quad l_2 = 6.8 \text{ m}$$

$$S_3 = (S_1 + S_2) / 2 = 0.5426 \text{ m}^2 \quad l_3 = 0.7 \text{ m}$$

$$P_p = 5 \cdot (0,6476 \times 5,35 + 0,6347 \times 6,8 + 0,5426 \times 0,7) \times 2 \times 2,5$$

$$P_p = 35.48 \text{ t}$$

$$G_p = P_p / \text{portée} = 35.48 / 25.7 = 1,38 \text{ t/ml}$$

### 1.2. La charge complémentaire permanente (CCP) :

Elle contient le poids de la superstructure tel que se dernier contient les éléments suivants :

- Revêtement.
- L'étanchéité.
- La corniche.
- Trottoirs.
- Le garde-corps.

#### a) Poids de revêtement :

$$Pr(\text{t/ml}) = \rho_b \cdot l \cdot e$$

$$Pr(\text{t/ml}) = 2,2 \times (10 \times 0,07) = 1.54 \text{ t/ml.}$$

#### b) Poids de l'étanchéité :

$$P_{\text{ét}} = \rho_{\text{ét}} \cdot l \cdot e$$

$$P_{\text{ét}} = 2.4 \times 10 \times 0.01 = 0.24 \text{ t/ml.}$$

#### c) Poids des trottoirs :

$$P_1 = 0.22 \times 2.5 \times 1.5 = 0.83 \text{ t/ml.}$$

$$P_2 = 0.22 \times 2.5 \times 0.7 = 0.40 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Donc: } P \text{ (2 trottoirs)} = 1.23 \text{ t/ml.}$$

#### d) Poids des corniches :

$$P_{\text{cor}} = S_{\text{cor}} \cdot \rho_b$$

$$P = 0.16 \times 2.5 = 0.4 \text{ t/ml}$$

$$P \text{ (2 corniches)} = 0.8 \text{ t/ml.}$$

**e) Poids des gardes corps :**

$P=0,1 \text{ t/ml}$

$P (2 \text{ gardes corps})=0,2 \text{ t/ml.}$

**f) Le poids des glissières de sécurité :**

$P=0,06 \text{ t/ml.}$

La superstructure	La charge (t/ml)
le revêtement	1.54
l'étanchéité	0.24
Trottoir	0.83
Trottoir	0.40
les corniches	0.8
les gardes corps	0.2
le glissière de sécurité	0.06
la somme	<b>4.09</b>

Poids propre de la poutre + poids de la dalle + poids propre de la superstructure:

La charge	Poutre
CP(t/ml)	18.665
CCP(t/ml)	4.09
La somme	<b>22.755</b>

**Poids total propre du tablier :**

$$G = CP + CCP$$

$$G = 18.665 + 4.09 = 22.755 \text{ t/ml}$$

$$G = 22.755 \times 25.7 = 585 \text{ t} \quad \Rightarrow \mathbf{G = 585.00 \text{ t}}$$

**IV.2 Calcul des surcharges routières :**

On différencie :

- ❖ La surcharge de type A (L).
- ❖ Système B.
- ❖ La surcharge militaire M c 120.
- ❖ La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- ❖ Les surcharges sur trottoirs.

**2.1. Les caractéristiques du pont :****a) Classe du pont :**

Les ponts- routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

**Classe I :** Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m, tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées, les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur et les ponts de largeur roulable inférieure à 7m, qui sont désignés par le CCTP.

**Classe II :** Les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable inférieure entre 5.5m et 7m valeurs limites exclues.

**Classe III :** Les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.5m.

Dans notre cas on a un pont de **classe I**, car :

Largeur roulable = 10.50 m

Largeur chargeable = 10.00 m

**b) Nombre de voie (RCPR Art.4.2.3)5 :**

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

Dans notre cas on a 3 voies car :

$$N = \frac{L_c}{3}$$

$$N = \frac{L_c}{3} = 3.33 \quad \text{d'où} \quad N=3$$

**c) Largeur de voie (RCPR Art.4.2.2) [6] :**

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont de largeurs égales :

$$L_v = l_c / 3 = 10,5 / 3 = 3,33 \text{ m}$$

**2.2. Evaluation des surcharges :****2.2.1 Système de charges A (L) (RCPR Art.4.4)[5] :**

La masse A(L), exprimée en kilogramme par mètre carré (Kg/m<sup>2</sup>), est donnée en fonction de la longueur chargée, exprimée en mètres par la formule suivante :

$$A (L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

$$A (L) = 230 + \frac{36000}{25.7+12} = 1184.90 \text{ kg/m}^2$$

$$A (L) = 1.1849 \text{ t/m}^2$$

$a_1$  : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1 <sup>ere</sup> classe	1	1	0.9	0.75	0.7
2 <sup>ere</sup> classe	1	0.9	/	/	/
3 <sup>ere</sup> classe	0.9	0.8	/	/	/

**Tableau IV.2.2.1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge**

$$a_1=0.9 \text{ (1}^{\text{ere}} \text{ classe 3 voies)}$$

$$a_2=\frac{3.5}{3.33}=1.051$$

Avec :  $v_0=3,5$  m (pont de 1ère classe)

$v$  : largeur d'une voie

$$v = 10/3$$

$$v=3,33 \text{ m}$$

Nombre de voies	$a_1$	$a_2$	$A(L) \hat{=} a_1 \hat{=} a_2$	Largeur de voies	A(L) (t/ml)
<b>1</b>	1	1.11	1.315	3.33	4.36
<b>2</b>	1	1.11	1.315	6.66	8.72
<b>3</b>	0.9	1.11	1.184	10	11.84

**Tableau IV.2.2.2 : Charge A(L) par voie**

### 2.2.2 Système de charges B (RCP Art.4.5)[5] :

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

- Sous système B c : ce compose de camions types (30T).
- Sous système B t : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système B r : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

#### a. Sous système B c :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (selon le fascicule 61 titre II). Et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

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

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné dans le tableau suivant.

Classe du pont	Nombre de files considéré				
	1	2	3	4	>5
1	1.2	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1.00	1.00	/	/	/
3	1.00	0.80	/	/	/

Tableau IV.2. 2.2 : Coefficient  $b_c$

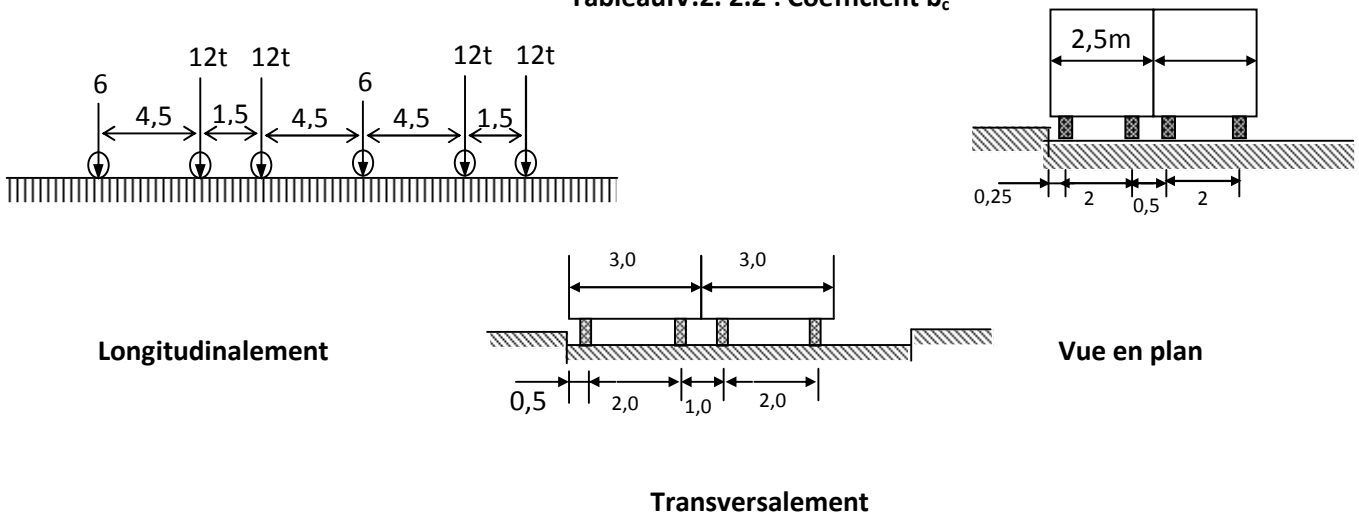


Figure (IV-1) : Convoi Bc : Disposition longitudinale et transversale.

Donc :  $bc=1.2$  pour une file considérée

$bc=1.1$  pour deux files considérées

$bc=0.95$  pour 03 files considérées

D'où la charge maximale  $S=S_1 \times bc$

Avec :  $S_1=2 \times 3 \times 30t=180t$

On a un pont de 1ere classe et 3 voies chargées donc le  $bc= 0.95$

D'où :  $S = S_1 \times bc$

$$\Rightarrow S=180 \times 0.95=171t$$

- **Détermination de coefficient de majoration dynamique :**

$$u = 1 + r + s = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

L : la longueur de l'élément,  $L=24.7m$ .

S : la surcharge maximale,  $S = 171t$ .

G : la charge permanente,  $G = 585t$ .

$$u = 1 + r + s = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 24.7} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{585}{171}} = 1.108$$

Ø  $u=1.108$

Nombre de voies chargées	$b_c$	Charge par essieu (t)		
1	1.2	E.AV	$1 \times 6 \times 1.2 \times 1.108$	7.98
		E.AR	$2 \times 6 \times 1.2 \times 1.108$	15.96
2	1.1	E.AV	$2 \times 6 \times 1.1 \times 1.108$	14.64
		E.AR	$4 \times 6 \times 1.1 \times 1.108$	29.28
3	0.95	E.AV	$4 \times 6 \times 0.95 \times 1.108$	18.96
		E.AR	$8 \times 6 \times 0.95 \times 1.108$	37.93

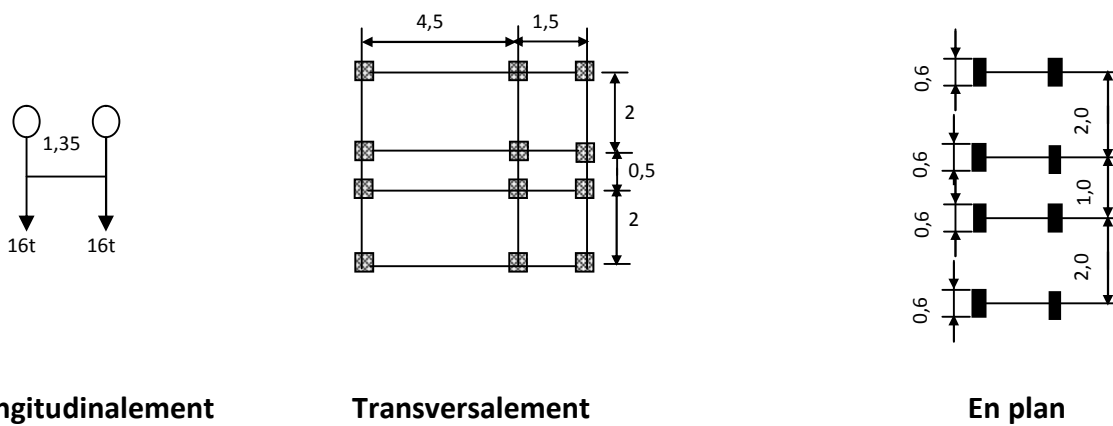
#### b. Sous système B t :

Un tandem du système B t comporte deux essieux, tous deux à roues simples répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 .m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

Le système B t doit être multiplié par un coefficient b t qui en fonction de la classe du pont.



Longitudinalement

Transversalement

En plan

Figure (IV-2) : Convoi Bt : Disposition longitudinale et transversale.

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

<b>Classe de pont</b>	1	2
<b>Coefficient <math>b_c</math></b>	1	0.9

Tableau 4: Coefficient ( $b_t$ )

Masse total 32t.

$$S = s_1 \times b_t$$

Pont 1<sup>ere</sup> classe  $b_t = 1$ .

$$S = 32 \times 3 \times 1 = 96t.$$

$$G = 585.00t$$

$$u = 1 + r + s = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 24.7} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{585}{96}} = 1.092$$

Nombre de tandem	$b_t$	$U_{bt}$	Charge per essieu (t)	
1	1	1.092	16×1×1×1.092	17.472
2	1	1.092	16×2×1×1.092	34.944
3	1	1.092	16×3×1×1.092	52.416

**2.2.3. Système militaire M c 120(RCPR Art.4.10.12) [5] :**

Les véhicules types militaires sont souvent les plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture et d’ossature du tablier.

Les caractéristiques du système Mc120 sont décrites dans les figures ci-dessous

A noter que :

Le poids total est de 110t.

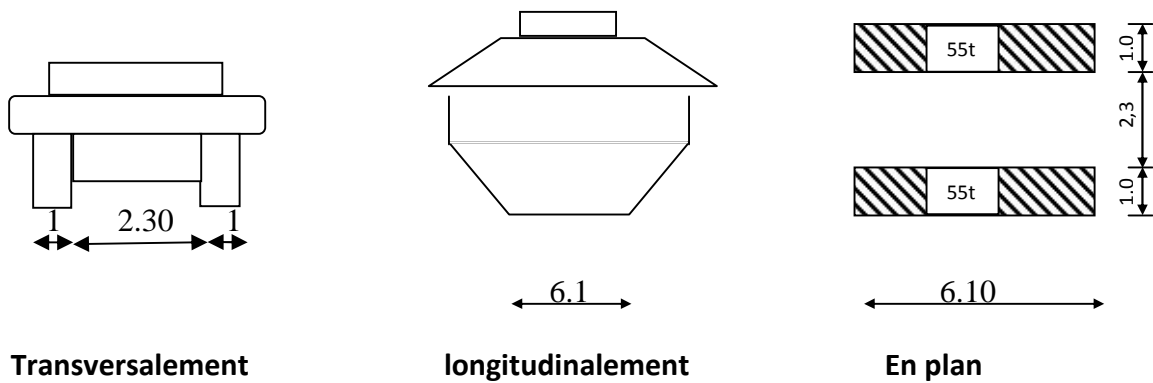


Figure (IV-3) :Convoi militaire Mc<sub>120</sub>

- **Détermination du coefficient de majoration dynamique :**

$$u = 1 + r + s = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

L : la longueur de l'élément, L=24.7m.

S : la surcharge maximale, S = 110t.

G : la charge permanente, G = 585t.

$$u = 1 + r + s = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 24.7} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{585}{110}}$$

$$\Rightarrow \delta = 1.094$$

$$P = 110 \times 1.094 = 120.35t.$$

Soit par ml de chenille = 120.35/6,10=19.72 t/ml

**M c<sub>120</sub> = 19.72 t/ml**

#### 2.2.4. Système de charge exceptionnelle D240 (RCPR Art.4.11.12) [ ] :

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

P = 240 t soit

$$q_{D240} = \frac{p}{l} = \frac{240}{18.6} = 12.903 \text{ t/ml}$$

Langueur de 18, 6 m

**q<sub>D240</sub> = 12.90 t/ml**

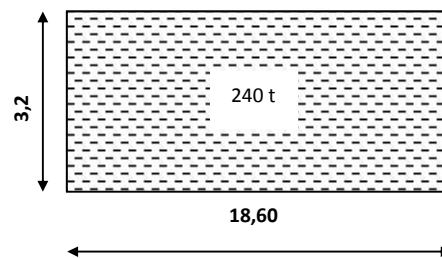


Figure (IV-4) : Convoi exceptionnelle D<sub>240</sub>

**2.2.5. Charge sur trottoir :**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup>

- Pour 1 trottoir chargé

$$P_1 = 0,15 \times 1,5 = 0,225 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = \mathbf{0,225 \text{ t/ml}}$$

- Pour 2 trottoirs chargés

$$P_2 = 0,15 \times 0,7 = 0,105 \text{ t/ml.}$$

$$P_2 = \mathbf{0,105 \text{ t/ml}}$$

- Trottoirs chargée :  $p = p_1 + p_2 = \mathbf{0,33 \text{ t/ml}}$

**Introduction :**

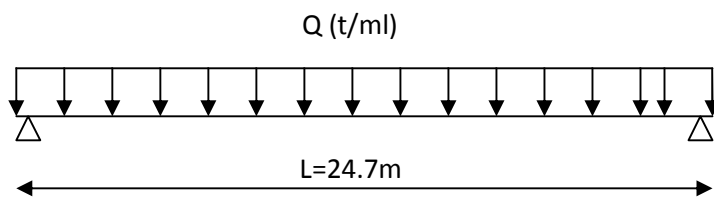
Le calcul des éléments de réductions consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

**V.1.Moments fléchissant longitudinaux dus aux charges :**

- **Système de charge permanente :**

	Poids (t/ml/poutre)
<b>Poutre seule</b>	1.38
<b>Dalle</b>	0.953
<b>Superstructure</b>	0.51
<b>Total</b>	2.85

- **Calcul des éléments de réduction dus aux charges p :**



$$P=2.85 \text{ t/ml}$$

$$R_A=R_B=Pl/2=2.85 \times 24.7/2 =35.20 \text{ t.}$$

$$M(x) = (Pl/2) x - P(x^2/2)$$

$$T(x)= R_A-Px$$

- Pour  $x= L/2$   $M_0(L/2) = (PL^2/4) - (PL^2/8) = (PL^2/8)$
- Pour  $x=L/4$   $M_0(L/4) = (PL^2/8) - (PL^2/32) = 3/32PL=3 /4M_0(L/2)$

	<b>M (t.m)</b>	<b>T(t)</b>	<b>R(t)</b>
<b>0.00L</b>	0	35.20	35.20
<b>0.25L</b>	163.023	17.60	0
<b>0.5L</b>	217.344	0	0

Tableau V.1.1 : Valeurs des éléments de réductions sous poids propre

## V.2. Moment fléchissant du aux surcharges :

Pour trouver la répartition des efforts dus aux surcharges routière nous utiliserons :

- **Utilisation des lignes d'influences :**

La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre (pour une poutre isostatique ; cette courbe est formée de deux droites).

Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences par la force  $F$  dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément, c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

- **Le théorème de BARRE :**

Cette méthode est utilisée dans le cas où il y a des charges mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

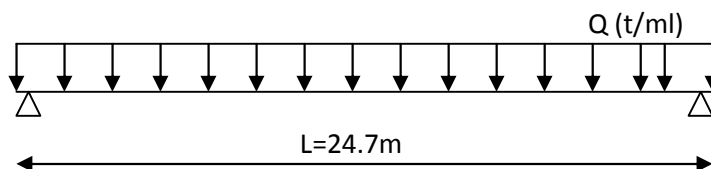
Le moment fléchissant maximum dans une poutre au passage d'un convoi se produit au droit d'un essieu, telle façon que cet essieu soit symétrique par rapport au milieu de la poutre de la résultante des forces engagées sur la poutre.

### a) Système de charges A (L) :

Le système de charge  $A(L)$  est considéré comme étant une charge uniformément répartie, donc d'après les calculs de RDM, on trouve :

$$M(x) = Qx(l-x)/2$$

- Pour  $x=0.5L$  on obtient  $M(l/2) = Ql^2/8$  :



	surcharge (t/ml)	M (t.m)	$M_0 = M/8(t.m)$
<b>1 voie</b>	4.147	316.250	39.531
<b>2 voies</b>	8.294	632.500	79.062
<b>3 voies</b>	11.209	854.798	106.850

Tableau V.2.1 : valeurs des moments à  $x=0.5L$

- Pour  $x=0.25L$  on obtient  $M(L/4) = \frac{3}{4}M(L/2)$

	Surcharge (t/ml)	M (t.m)	$M_0=M/8(t.m)$
<b>1 voie</b>	4.147	237.191	29.649
<b>2 voies</b>	8.294	474.383	59.298
<b>3 voies</b>	11.209	641.109	80.139

Tableau V- 2.2 : valeurs des moments à  $x=0.25L$

### b) Système de charges B c :

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le coté gauche de l'essieu de 6 t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de Position de la résultante (R) des convois

- Pour  $x=L/2$  :

➤ 1<sup>ère</sup> cas : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

$$\sum M/O = 0$$

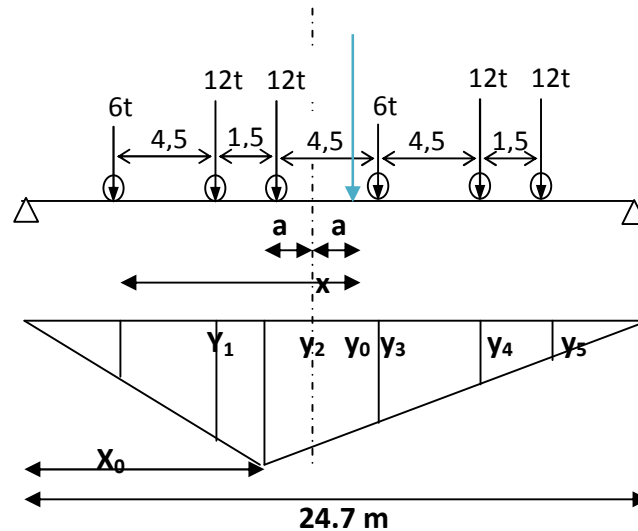
$$\Rightarrow 12.1, 5 + 12.6 + R. x + 6.10, 5 + 12.15 + 12.16, 5 = 0$$

$$R. x = 567t.m$$

$$R = \sum P_i = 60 t$$

$\Rightarrow x = 567/60$  donc  $x = 9,45\text{m}$

Donc  $x=2.a+6 \Rightarrow a = 1,725\text{ m}$ .



Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le coté gauche de l’essieu de 12t qui est symétrique par rapport à l’axe de la poutre.

**Calcul des ordonnées**

$Y_0=(x_0(L-x_0))/L=(10.625.(24.7-10.625))/24.7=6.0545\text{m}$ .

Pour déterminer les autres ordonnées (yi), On applique théorème de t’hales.

$Y_1(\text{m})$	$Y_2(\text{m})$	$Y_0(\text{m})$	$Y_3(\text{m})$	$Y_4(\text{m})$	$Y_5(\text{m})$
2.635	5.199	6.0545	4.118	2.183	1.538

➤ **2<sup>ere</sup> cas** : La résultante se trouve à gauche de l’axe de la poutre

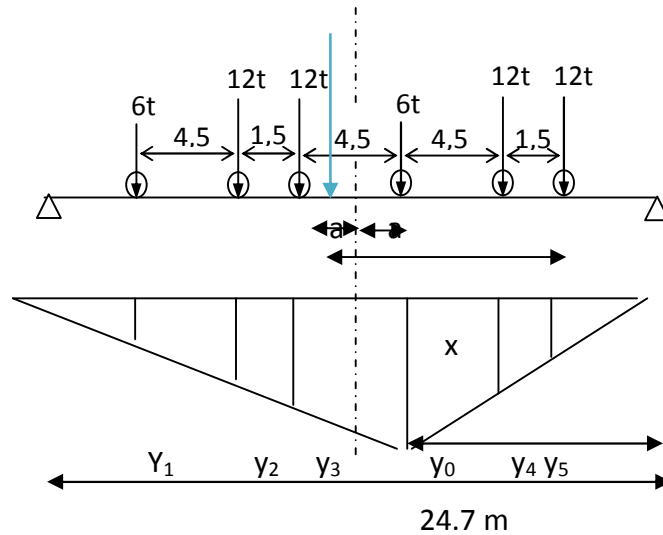
$\Sigma M/0 = 0$

$\Rightarrow 12.4,5 + 12. 1,5 + 6.10,5 + 12.15 + 12.16,5 = 0$

R.  $x = 567\text{ t. m}$

$$R = \sum P_i = 60 t \Rightarrow x = 567/60 \text{ donc } x = 9.45 \text{ m}$$

$$\text{Donc } x=2.a+6 \Rightarrow a = \mathbf{0,525m}$$



Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le coté droit de l'essieu de 12t qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

**Calcul des ordonnées :**

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_0 = x_0 \cdot (L-x_0) / L \quad x_0 = 12.875m$$

$$Y_0 = 12.875(24.7-12.875)/24.7$$

$$Y_0 = 6.164 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (yi), On applique théorème de t'haies.

Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>	Y <sub>0</sub>	Y <sub>4</sub>	Y <sub>5</sub>
1.137	3.291	4.009	6.164	3.818	3.036

Donc le cas le plus défavorable c'est la 1<sup>ere</sup> cas.

$$M = P \sum Y_i$$

$$Y_1 + Y_3 = 2.635 + 4.118 = \mathbf{6.753m.}$$

$$Y_2 + Y_0 + Y_4 + Y_5 = 5.199 + 6.0545 + 2.183 + 1.538 = \mathbf{14.974m.}$$

$$M = P_{av} (Y_1 + Y_4) + P_{ar} (Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6)$$

Nombre de voies chargées	Essieu	Surcharge (t)	dY <sub>i</sub>	M (t.m)	M <sub>0</sub> =M/8 (t.m)
1	E.AV	7.98	6.753	53.88	6.735
	E.AR	15.96	14.974	238.985	29.873
2	A.AV	14.64	6.753	98.863	12.357
	E.AR	29.28	14.974	438.438	54.804
3	E.AV	18.96	6.753	128.036	16.00
	E.AR	37.93	14.974	567.963	70.995

Tableau V.2.3. Valeurs du moment fléchissant sous surcharge (B c) pour x = 0.5L

- Pour x=L/4 :

**Calcul des ordonnées :**

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_5 = x_5 \cdot (L - x_5) / L$$

$$Y_5 = 18.525 \times 6.175 / 24.7$$

$$Y_5 = 4.631 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y<sub>i</sub>), On applique théorème de t'hales.

Y <sub>1</sub> (m)	Y <sub>2</sub> (m)	Y <sub>3</sub> (m)	Y <sub>4</sub> (m)	Y <sub>5</sub> (m)	Y <sub>6</sub> (m)
0.88	2	2.38	3.5	4.63	3.5

$$\Sigma Y_{\text{avant}} = Y_1 + Y_4 = 0.88 + 3.50 = \mathbf{4.387 \text{ m}}$$

$$\Sigma Y_{\text{arrière}} = Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 4.63 + 3.50 + 2.38 + 2 = \mathbf{12.52 \text{ m.}}$$

Nombre de voies chargées	Essieu	Surcharge (t)	$dY_i$	M (t.m)	$M_0=M/8$ (t.m)
1	E.AV	7.98	4.387	35.008	4.376
	E.AR	15.96	12.52	199.883	24.985
2	A.AV	14.64	4.387	64.226	8.028
	E.AR	29.28	12.524	366.703	45.838
3	E.AV	18.96	4.387	83.177	10.397
	E.AR	37.93	12.524	475.035	59.379

Tableau V.2.4. Valeurs du moment fléchissant sous surcharge (B c) pour  $x = 0.25L$ .

c) Système militaire M c 120 :

- Pour  $x=L/2$  :

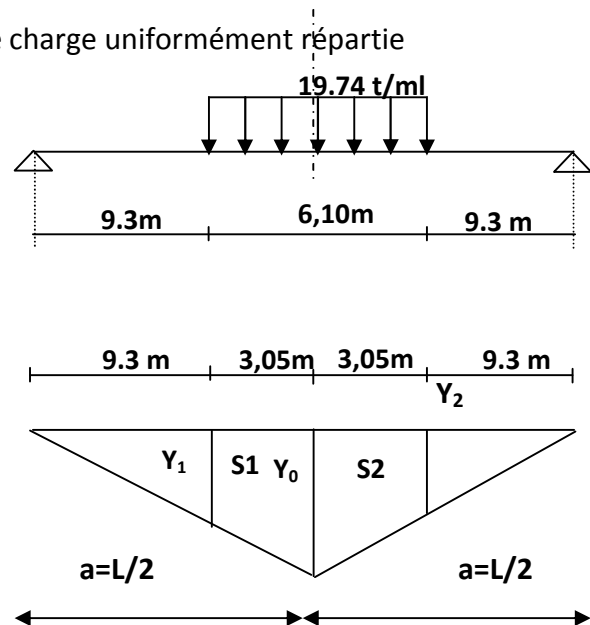
Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie

$$Y_0 = a^2/L = 12.35^2/24.7$$

$$Y_0 = 6.175$$

$$\text{Donc } Y_1 = Y_2 = 4.65$$

$$S = (4.65 + 6.175) \times 3.05 / 2 = 16.508 \text{ m}^2$$



La charge (t/ml)	Surface (m <sup>2</sup> )	M (t.m)	M <sub>0</sub> (t.m)
19.74	33.016	651.74	81.467

Tableau V.2.5. Moment fléchissant sous surcharge (M c 120) pour x = 0.5L.

• Pour x=L/4

Dans ce cas la charge est considérée comme

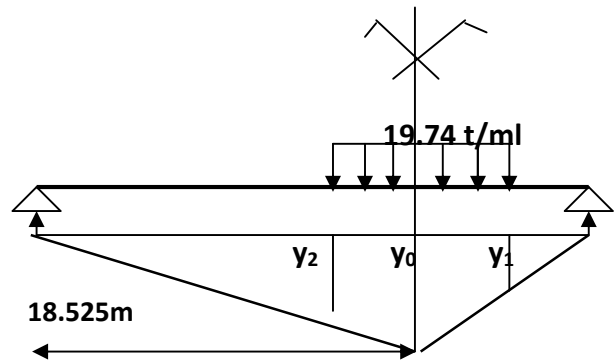
Une charge uniformément répartie

$$Y_0 = a^2/L = 4.631m.$$

$$Y_1 = 3.487m.$$

$$Y_2 = 3.487m.$$

$$S = 24.763 m^2$$



La charge (t/ml)	Surface (m <sup>2</sup> )	M (t.m)	M <sub>0</sub> (t.m)
19.74	24.763	488.821	61.102

Tableau V.2.6. Moment fléchissant sous surcharge (M c 120) pour x = 0.25L

**d) Système de charge exceptionnelle D24C**

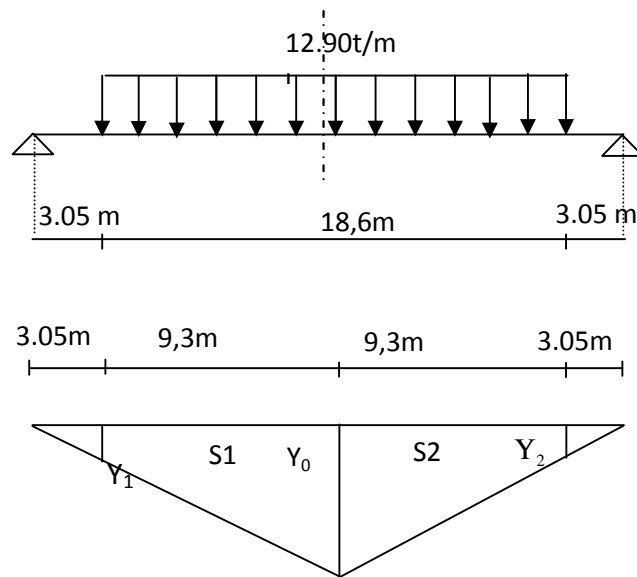
• **Pour  $x=L/2$  :**

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie

$$Y_0 = a^2/L = 6.175\text{m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 3.05 \times 6.0175 / 12.35 = 1.525\text{m}$$

$$S = S_1 = S_2 = (6.175 + 1.525) \times 9.3 = 71.61 \text{ m}^2$$



La charge (t/m)	Surface (m <sup>2</sup> )	M (t.m)	M <sub>0</sub> (t.m)
12.903	71.61	923.769	115.471

**Tableau V .2.7. Moment fléchissant sous surcharge (D 240) pour  $x = 0.5L$**

• **Pour  $x=L/4$**

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie

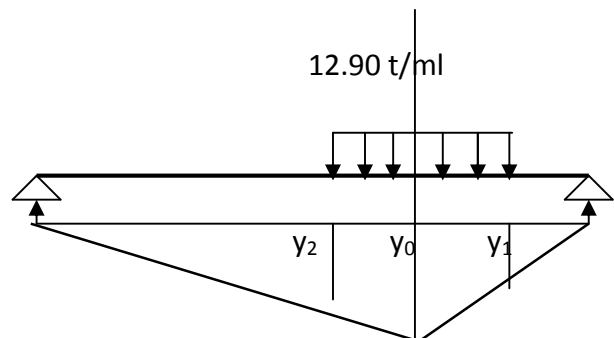
$$Y_0 = a^2/L = 4.631\text{m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 1.144\text{m}$$

$$S = 53.707\text{m}^2$$

$$Y_0 = a^2/L = 4.631\text{m}.$$

$$Y_1 = 3.487\text{m}.$$

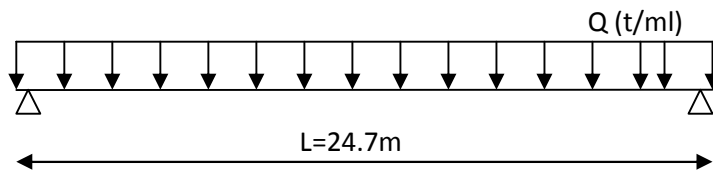


La charge (t/m)	Surface (m <sup>2</sup> )	M (t.m)	M <sub>0</sub> (t.m)
12.903	53.707	646.095	80.761

Tableau V.2.8. Moment fléchissant sous surcharge (D 240) pour x = 0.25L

e) Surcharges de trottoirs :

D'après calcul du l'R.D.M on trouve que le moment fléchissant sous la forme suivante :



$$M(x) = Qx/2 + Qx^2/2$$

- Pour  $x=L/2$  :  $M(L/2) = QL^2/8$

Trottoir chargée	Q(t/ml)	M (t.m)	M <sub>0</sub> (t/m)
1	0.225	17.159	2.145
2	0.105	8.007	1.00

V.2.9. Moment fléchissant sous surcharge de trottoir pour x = 0.2L .

- Pour  $x=0.25L$  :

$$M(L/4) = QL^2/8 - QL^2/32 = 3QL^2/32$$

Trottoir chargée	Q(t/ml)	M(t.m)	M <sub>0</sub> (t.m)
1	0.225	12.869	1.609
2	0.105	6.0055	0.7506

Tableau V.2.10. Moment fléchissant dus au Surcharge de trottoir pour x = 0.2L

## ➤ Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

		surcharges		X=L/2		X=L/4	
				M (t.m)	M <sub>0</sub> (t.m)	M (t.m)	M <sub>0</sub> (t.m)
<b>Surcharge A(L)</b>	<b>1 voie</b>	4.147		316.250	39.531	237.191	29.649
	<b>2 voies</b>	8.294		632.500	79.062	474.383	59.298
	<b>3 voies</b>	11.209		854.798	106.850	641.109	80.139
<b>Surcharge B<sub>c</sub></b>	<b>1voie</b>	E.AV	7.98	292.84	36.60	234.891	29.361
		E.AR	15.96				
	<b>2 voies</b>	E.AV	14.64	537.303	67.162	430.929	53.866
		E.AR	29.28				
	<b>3voies</b>	E.AV	18.96	695.997	86.999	558.212	69.776
		E.AR	37.93				
<b>Convoi</b>	<b>M<sub>C120</sub></b>	19.74		651.74	81.467	488.970	61.121
	<b>D<sub>240</sub></b>	12.90		923.769	115.471	692.994	86.624
<b>Trottoir</b>	<b>Trottoi</b>	0.225		17.159	2.145	12.869	1.609
	<b>Trottoi</b>	0.105		8.007	1	6.005	0.7506
	<b>2trottoirs</b>	0.33		25.166	3.145	18.875	2.359

Tableau V.2.11. Valeurs des moments fléchissant

### V.3. Efforts tranchants du aux surcharges :

#### a) Système A (L) :

Le système A(L) est considéré comme étant une charge uniformément répartie.

$$T(x) = (q \cdot l) / 2 - q \cdot x$$

- Pour  $x = 0$

$$T = R_a = R_b = ql/2$$

Nombre de voies	Q(t/ml)	T(x=0) (t)	T <sub>0</sub> =T/8 (t)
1 voie	4.147	51.215	6.4019
2 voies	8.294	102.43	12.803
3 voies	11.209	138.431	17.3038

Tableau V.3.1. Valeurs de L'effort tranchant sous surcharge A (l) pour  $x = 0$

- Pour  $x=L/4$

$$T(x) = q \frac{L}{2} - q \cdot x$$

$$T(x) = (q \times 24.7) / 2 - q \times 6.175$$

Nombre de voies	Q (t/ml)	T(x=0.25l) (t)	T <sub>0</sub> =T/8 (t)
1 voie	4.147	25.607	3.2009
2 voies	8.294	51.215	6.4018
3 voies	11.209	69.215	8.651

Tableau V .3.2. Valeurs de L'effort tranchant sous surcharge A (l) pour  $x = l/4$

**b) Système B c :**

- **Pour x=0**

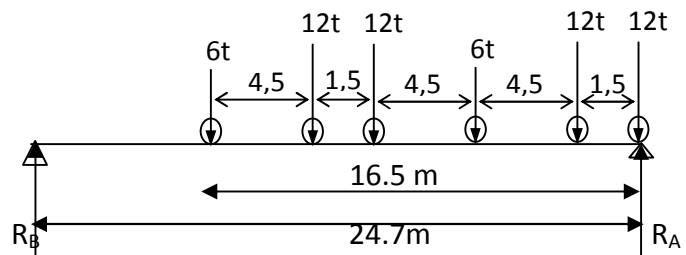
$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow RA \cdot 24.7 - 12 \times 24.7 - 12 \times 23.2 - 6 \times 18.7 - 12 \times 14.2 - 12 \times 12.7 - 6 \times 8.2 = 0$$

$$\Rightarrow RA = 42.874 \text{ t}$$

$$\delta = 1.108$$

$$T_0 = T/n \quad n=8$$



Nombre de voies	$b_c$	$T(t)$		$T_0(t)$
1	1.2	$1 \times 1.2 \times 1.108 \times 42.874$	57.005	7.125
2	1.1	$2 \times 1.1 \times 1.108 \times 42.874$	104.509	13.063
3	0.95	$3 \times 0.95 \times 1.108 \times 42.874$	135.387	16.923

**Tableau V .3.3.Valeurs de L'effort tranchant sous surcharge Bc pour x = 0 .00L**

- **Pour x=L/4 :**

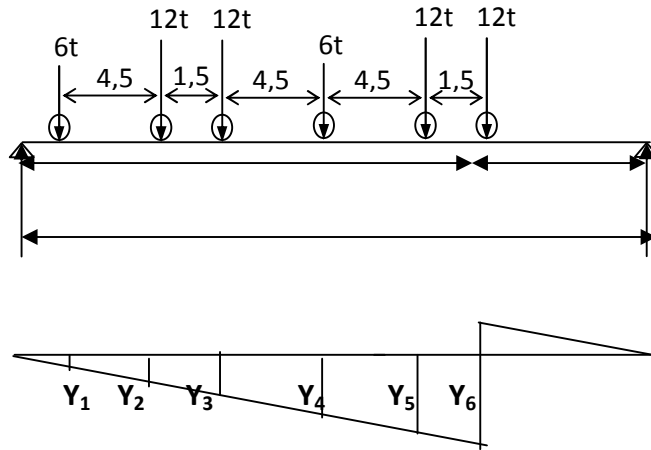
$$\sum M/B = 0$$

$$RA \cdot 24.7 - 12 \times 18.525 - 12 \times 17.025 - 6 \times 12.525 - 12 \times 8.025 - 12 \times 6.525 - 6 \times 2.025 = 0$$

$$RA = 27.874 \text{ t}$$

$$\delta = 1.108$$

$$T_0 = T/n$$



Nombre de voies	$b_c$	$T(t)$		$T_0(t)$
1	1.2	$1 \times 1.2 \times 1.108 \times 27.87$	37.055	4.613
2	1.1	$2 \times 1.1 \times 1.108 \times 27.87$	67.935	8.491
3	0.95	$3 \times 0.95 \times 1.108 \times 27.87$	88.007	11.0009

Tableau V.3.4. Valeurs de L'effort tranchant sous surcharge B c pour  $x = l/4$

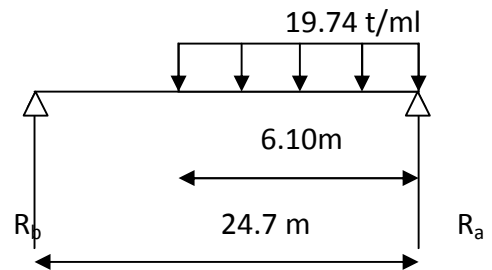
c) Système militaire M C 120 :

• Pour  $x=0$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 24.7.R_A - 19.74 \times 6,10 \times (24.7 - 3,05) = 0$$

$$R_A = 105.545t$$

$$\delta = 1.095 \text{ t/ml.}$$



T(t)		T <sub>0</sub> (t)
1.095×105.545	115.571	14.446

Tableau V.3.5. Valeur de l'effort tranchant sous surcharge B t pour  $x = 0L$

• Pour  $x=L/4$

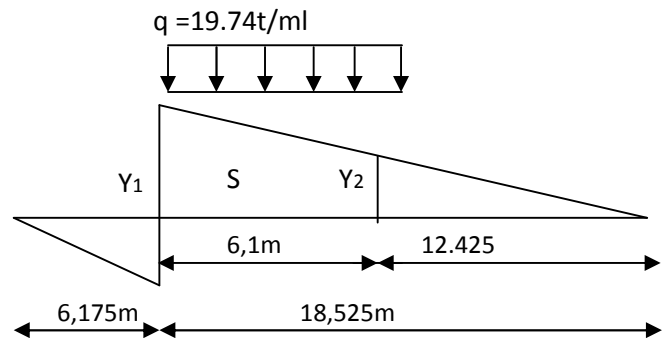
$$Y_1 = 18.525 / 24.7 = 0.75m$$

$$Y_2 = 0.75 \times 12.425 / 18.525 = 0.503m$$

$$S = (0.75 + 0.503) \times 6.1 / 2$$

$$S = 3.82m$$

$$R_A = 3.82 \times 19.74 = 75.439t$$



T(t)		T <sub>0</sub> (t)
1.095×75.439	82.606	10.325

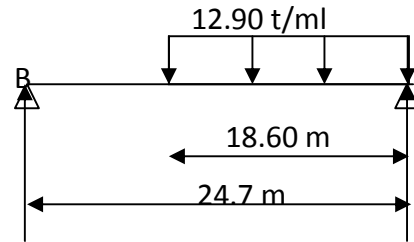
Tableau V.3.6. Valeur de l'effort tranchant sous surcharge B t pour  $x = l/4$

d) Système D 240 :

- Pour  $x=0$  :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 24.7.RA - 12,90 \times 18,60 \times (24.7-9,30)=0$$

$$RA = 149.598$$



T(t)	T <sub>0</sub> (t)
149.598	18.70

Tableau V .3.7. L'effort tranchant dû à la surcharge D240 pour  $x = 0$

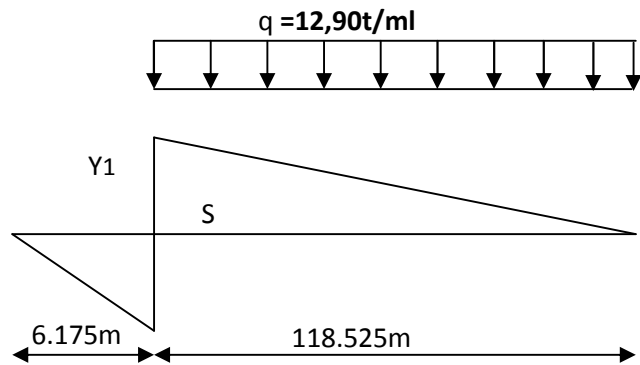
- Pour  $x=L/4$

$$Y=0.75$$

$$s=0.5 (0.75 \times 18.6)$$

$$=6.975$$

$$Ra = 12.9 \times 6.975 = 89.978t$$



T(t)	T <sub>0</sub> (t)
89.978	11.247

Tableau V.3.8. Valeur de l'effort tranchant sous surcharge D240 pour  $x = l/4$

e) surcharges de trottoir :

- Pour  $x=0$  :

$$T = Q L/2$$

$$Q = 0.150 \text{ t/ml}$$

Trottoir chargée	Q	T(t)	T <sub>0</sub> (t)
1	0.225	2.778	0.347
2	0.105	1.296	0.1620
2 trottoi	0.33	4.075	0.509

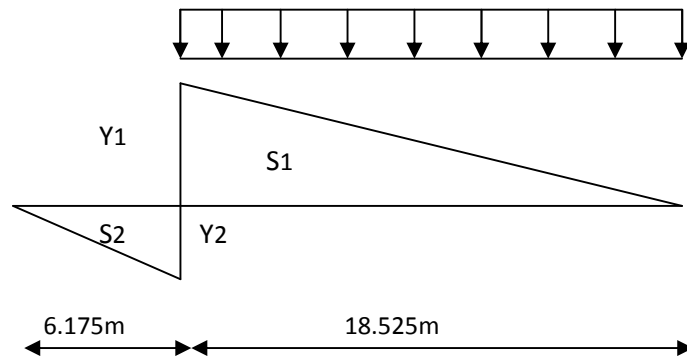
Tableau V.3.9. Valeurs de l'effort tranchant sous surcharge trottoir pour  $x = 0.00L$

- Pour  $x=L/4$

$$T = Q L/4$$

$$Q = (q.l/2) - qx \Rightarrow R = (qL/2) - ql/4$$

$$R = ql/4$$



Trottoir chargée	Q(t/ml)	T(t)	T <sub>0</sub> (t)
1	0.225	1.389	0.174
2	0.105	0.648	0.0810
2 trottoi	0.33	2.037	0.2547

Tableau V.3.10. Valeurs de l'effort tranchant sous surcharge trottoir pour  $x = l/4$

- Tableau récupération des efforts tranchants dus aux surcharges :

Les charges		Pour $x=0$		Pour $x=L/4$	
		T(t)	T <sub>0</sub> (t)	T(t)	T <sub>0</sub> (t)
Surcharge A (L)	1voie	51.215	6.4019	25.607	3.2009
	2 voies	102.43	12.803	51.215	6.4018
	3voies	138.431	17.3038	69.215	8.651
Surcharge B <sub>c</sub>	1voie	57.005	7.125	37.055	4.613
	2 voies	104.509	13.063	67.935	8.491
	3voies	135.387	16.923	88.007	11.0009
Convoi	M <sub>C 120</sub>	115.571	14.446	82.606	10.325
	D <sub>240</sub>	149.598	18.70	89.978	11.247
Trottoir	trottoi	2.778	0.347	1.389	0.174
	trottoi	1.296	0.1620	0.648	0.0810
	2 trottoi	4.075	0.509	2.037	0.2547

Tableau V.3.11. Valeurs des efforts tranchant

**Introduction :**

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procéderons la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres afin de trouver la poutre la plus sollicitée. Comme notre tablier est à poutres sans entretoises, la section transversale ne peut-être considérée comme étant indéformable, le comportement mécanique de tels tabliers s'écarte de celui résultant de l'application des méthodes classiques de la R.D.M.

Pour cela on a le choix entre deux méthodes de calcul :

- Soit la méthode de Guyon Massonnet.
- Soit la méthode de Courbon.

**Choix de la méthode de calcul à utiliser :**

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

$$r = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\dots p}{\dots E}}$$

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

Si  $\theta < 0.3$  ∅ la rigidité de l'entretoise est infinie, dans ce cas la méthode de **COURBON** est la plus recommandée.

Si  $\theta \geq 0.3$  ⇒ la rigidité réelle de l'entretoise est prise en compte dans ce cas on utilise généralement la méthode de **GUYON –MASSONET**

**VI.1.Détermination des paramètres  $r$  et  $\alpha$  :**

$$r = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\dots p}{\dots E}} \quad r = \frac{X_p + X_D}{2 \times \sqrt{\dots p \times \dots D}}$$

Comme c'est un pont à poutres sans entretoises intermédiaires, c'est la dalle qui va jouer le rôle de l'entretoise en considérant des bandes de 1 m de largeur.

Avec :

- $b$  : demi largeur de la dalle
- $L$  : la portée de la travée
- $\rho_p$  : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur
- $\rho_E$  : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur
  - $\rho_E = \rho_D = B_p / b_0 = E I_p / b_0$
  - $\rho_p = \rho_E = E I_D / l_0$  avec:
    - $b_0$ : distance entre-axe des poutres
    - $l_0$ : distance entre-entretoises
  - $\gamma_p$  : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.
  - $\gamma_E$  : rigidité torsionnelle de la dalle par unité de largeur.
    - $\gamma_p = C_p / b_0$
    - $\gamma_E = C_E / l_0$  avec :
      - $C_p = (G/3) \times \sum b_i h_i^3$
      - $C_E = C_D = 2GI_E$
      - $G = E / 2 (1 + \nu)$
      - Coefficient de poisson( $\nu=0.15$ )
      - $E$  : module de déformation longitudinale du béton.
      - $G$  : module de déformation transversale du béton.

**VI.1.1. Détermination du paramètre d'entretoisement  $\mu$  :****1.1.1 Rigidité flexionnelle de la poutre :**

$$\rho_p = (E I_p / b_0)$$

$$I_p(\text{poutre} + \text{dalle}) = I_0 + 8 (I_m - I_0) / 3\pi$$

Avec  $I_0$ : moment d'inertie de la poutre à l'about

$I_m$ : moment d'inertie de la poutre dans la section médiane

La largeur active est  $(2b)$

Le pont est constitué de 8 poutres espacées de  $b_0 = 1.5\text{m}$  (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera :

$$2b = nb_0 = 8 \times 1.5 = 12\text{m} \quad \text{donc } b = 6\text{m}$$

$$I_p = 15160413.50 + (12507952.757 - 15160413.50) \times 0.8492569$$

$$I_p = 12907792.911 \text{ cm}^4$$

$$\text{Don } \rho_p = (E I_p / b_0) = 86051.952 E$$

$$\dots_p = \mathbf{86051.952 E}$$

**1.1.2 Rigidité flexionnelle de l'entretoise :**

Le moment d'inertie de l'entretoise est :

$$I_E = (b h^3 / 12) = 100 \times (25)^3 / 12 = 130208.333 \text{ cm}^4$$

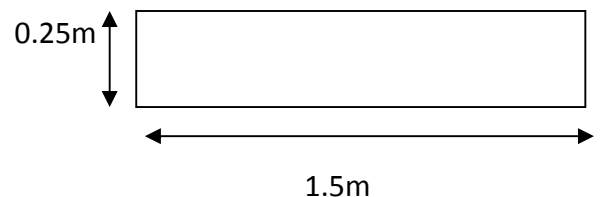
$$\rho_E = \rho_D$$

$$\rho_E = E I_D / l_0 = 1302.083E$$

$$\dots_E = \mathbf{1302.083E}$$

$$\mu = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\dots_p}{\dots_E}}$$

$$\mu = \frac{6}{24.7} \sqrt[4]{\frac{86051.952E}{1302.083E}} = 0.69$$



Donc  $\theta=0.69 > 0.3$  Donc on utilisera la méthode de GUYON MASSONET.

- **Principe de la méthode :**

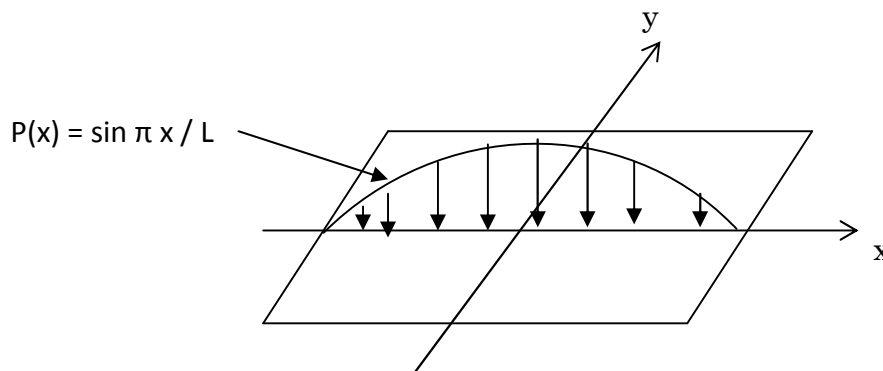
Cette méthode a pour but, de déterminer le moment fléchissant, et l'effort tranchant revenant à chaque poutre en calculant le coefficient de répartition transversale  $K_\alpha$  qui dépend essentiellement de la rigidité torsionnelle «  $\alpha$  », et du coefficient d'entretoisement «  $\theta$  ».

La méthode est basée sur deux hypothèses :

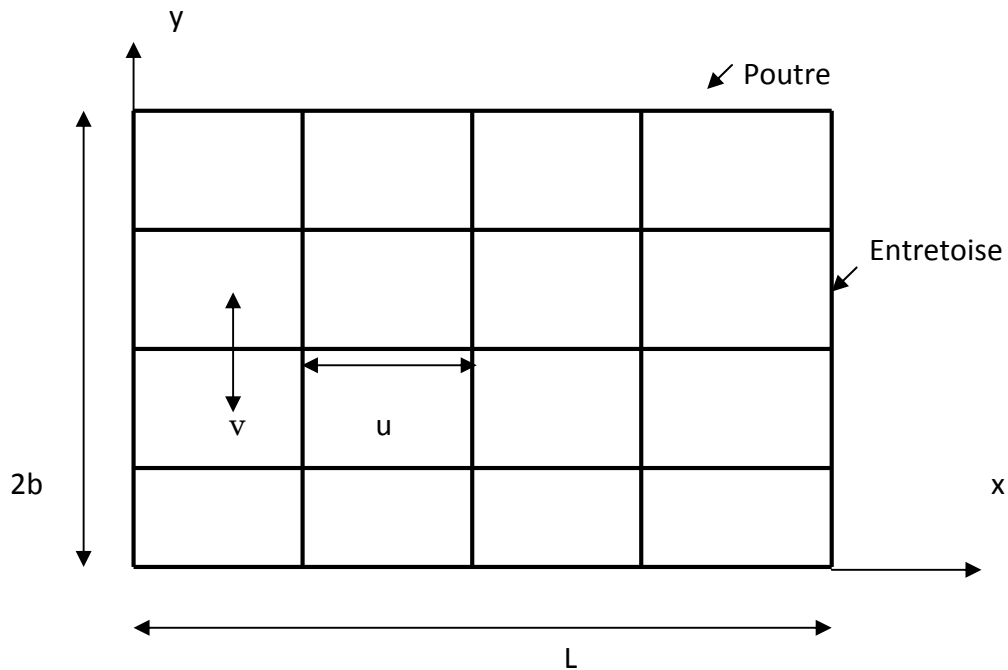
- Le grillage de poutre réelle est assimilé à une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion dont l'équation aux dérivées partielles est :

$$\rho_p \frac{d^4 w}{dx^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{d^4 w}{dx^2 \cdot dy^2} + \rho_E \frac{d^4 w}{dy^4} = p(x, y)$$

- ❖ La répartition transversale des charges sur les différentes poutres est la même que si le tablier est sollicité par des forces qui varient suivant une fonction sinusoidale dans le sens longitudinal.



Avec  $w = w(x, y)$  surface de la déformée verticale.



La plaque orthotrope est un grillage simple constitué dans le sens (x) de (t) entretoises espacées de ( $l_0$ ) et dans le sens (y) de (p) poutre espacées de ( $b_0$ ).

### VI.1.2. Détermination des paramètres de rigidité torsionnelle $\alpha$ :

$$r = \frac{\chi_p + \chi_D}{2 \times \sqrt{\dots p \times \dots D}}$$

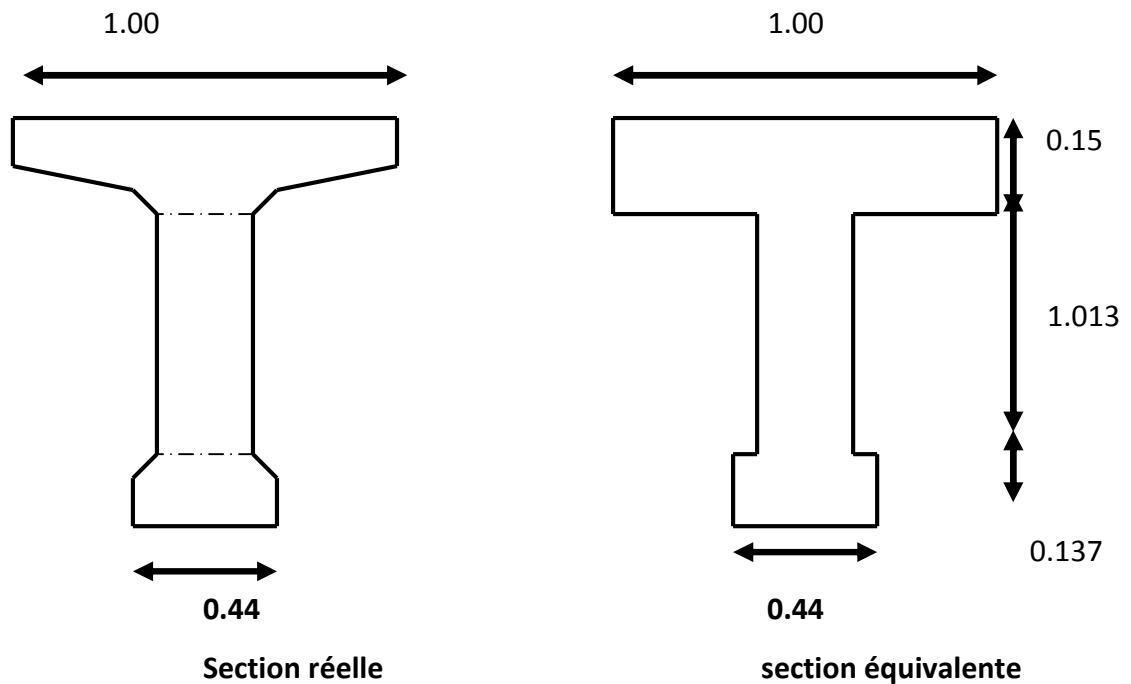
Avec  $0 < \alpha < 1$

Pour calculer le paramètre  $\alpha$  nous devons d'abord déterminer la section équivalente de la poutre :

$$h_0 + h_1 + h_2 = 1.3 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.3 h_0 + 0.18 h_1 + 0.44 h_2 = 0.4376 \text{ m}^2 \\ \text{Si on fixe : } h_0 = 0.15 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_1 + h_2 = 1.15 \text{ m} \Rightarrow h_1 = 1.013 \text{ m et } h_2 = 0.137 \text{ m.} \\ 0.18 h_1 + 0.44 h_2 = 2.426 \text{ m.} \end{array} \right.$$



### 1.2.1 Rigidité torsionnelle des poutres :

$$C_p = (G/3) [44 \times (13.7)^3 + 101.3 \times (18)^3 + 130 \times (15)^3] + (150 \times 25^3)/2$$

$$C_p = 771515.377 \times G$$

$$\gamma_p = C_p / b_0 = 335441.468E / 150 = 2236.276 E$$

$$\chi_p = 2236.276 E$$

### 1.2.2 Rigidité torsionnelle des entretoises (Dalle):

$$\chi_E = C_E / I_0$$

$$C_E = (2 \times 0.43478E \times I_E) = 113224.635 E$$

$$C_E = 113224.635 E$$

$$\gamma_E = C_E / I_0 = 113224.635E / 100 = 1132.246 E$$

$$\chi_E = 1132.246 E$$

$$\text{Donc : } r = \frac{X_p + X_D}{2 \times \sqrt{\dots p \times \dots D}}$$

$$r = \frac{2236.276E + 1132.246 E}{2 \times E \sqrt{86051.952 \times 1302.083}} = 0.159$$

$$r = 0.159$$

*D'où :*

$$r = 0.159$$

$$.. = 0.69$$

## VI.2. Répartition transversale des moments :

### 2.1. Coefficient de répartition transversale | $\alpha$ :

Le coefficient de répartition transversale  $\kappa_\alpha$  dépend directement

- Du paramètre de l'entretour  $\theta$ .
- Du paramètre de torsion  $\alpha$ .
- De l'ordonnée relative ( $y$ ) et de la section où on veut étudier le moment.

Les valeurs de  $\kappa$  pour  $\alpha = 0$  ;  $\alpha = 1$  et  $1 \leq \theta \leq 2$  sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet.

Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler

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

$$\begin{array}{ll} \text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 & \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0)\alpha^{0.05} \\ \text{Si } \theta > 1 & \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0)\alpha^{0.5} \\ \text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 & \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0)\alpha^\beta \end{array}$$

Où  $\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta)/0.663}$  et c'est notre cas

Avec

$\kappa_0$  : valeur de  $\kappa$  correspondant à  $\alpha = 0$

$\kappa_1$  : valeur de  $\kappa$  correspondant à  $\alpha = 1$

Dans le cas où  $\theta$  calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation.

Pour  $\alpha = 0$

$$\begin{array}{lll} K_{0,1} & \longrightarrow & \theta_1 \\ K_0 & \longrightarrow & \theta \\ K_{0,2} & \longrightarrow & \theta_2 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{lll} K_{0,1} & \longrightarrow & \theta_1 \\ K_0 & \longrightarrow & \theta \\ K_{0,2} & \longrightarrow & \theta_2 \end{array}} \right\} \text{D'où : } K_0 = (K_{0,2} - K_{0,1})((\theta - \theta_1) / (\theta_2 - \theta_1)) + K_{0,1}.$$

Pour  $\alpha = 1$

$$\begin{array}{lll} K_{1,1} & \longrightarrow & \theta_1 \\ K_1 & \longrightarrow & \theta \\ K_{1,2} & \longrightarrow & \theta_2 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{lll} K_{1,1} & \longrightarrow & \theta_1 \\ K_1 & \longrightarrow & \theta \\ K_{1,2} & \longrightarrow & \theta_2 \end{array}} \right\} \text{D'où : } K_1 = (K_{1,2} - K_{1,1})((\theta - \theta_1) / (\theta_2 - \theta_1)) + K_{1,1}.$$

$$K_0 = K_{0,1} + (K_{0,2} - K_{0,1}) \times 0.8$$

➤ **Valeur de  $k_0$  pour  $\theta = 0.69$  :**

Y	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0528	0,5615	1,05688	1,47746	1,67144	1,47746	1,05688	0,56158	0,0528
b/4	-0,34174	0,1200	0,58924	1,06054	1,47746	1,6923	1,54744	1,20602	0,81512
b/2	-0,51326	-0,1742	0,18332	0,58924	1,05688	1,54744	1,93036	2,05764	2,08038
3b/4	-0,57982	-0,3895	-0,17428	0,12008	0,56158	1,20602	2,05764	3,0137	3,90672
B	-0,6163	-0,5798	-0,51326	-0,3417	0,0528	0,81512	2,08038	3,90672	6,16388

$$K_1 = K_{1,1} + (K_{1,2} - K_{1,1}) \times 0.8$$

➤ **Valeur de  $k_1$  pour  $\theta = 0.69$  :**

	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7161	0,83728	0,99314	1,16832	1,26884	1,16832	0,99314	0,83728	0,7161
b/4	0,49042	0,599	0,7466	0,94482	1,16832	1,32092	1,27624	0,35834	1,04984
b/2	0,34382	0,43492	0,56212	0,7466	0,99314	1,27624	1,5019	1,54458	1,52106
3b/4	0,25056	0,32664	0,43492	0,599	0,83728	1,15834	1,54458	1,91276	2,14662
B	0,18598	0,25056	0,34382	0,49042	0,7161	1,04984	1,52106	2,14662	2,89844

**Calcul de  $|r|$  :**

Puisque  $0.1 < \theta = 0.69 \leq 1$  on utilise la formule d'interpolation suivante :

$$\kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0)\alpha^\beta$$

$$\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta) / 0.665}$$

On aura :

$$\kappa_\alpha = \kappa_0 + [(\kappa_1 - \kappa_0) \times 0.325]$$

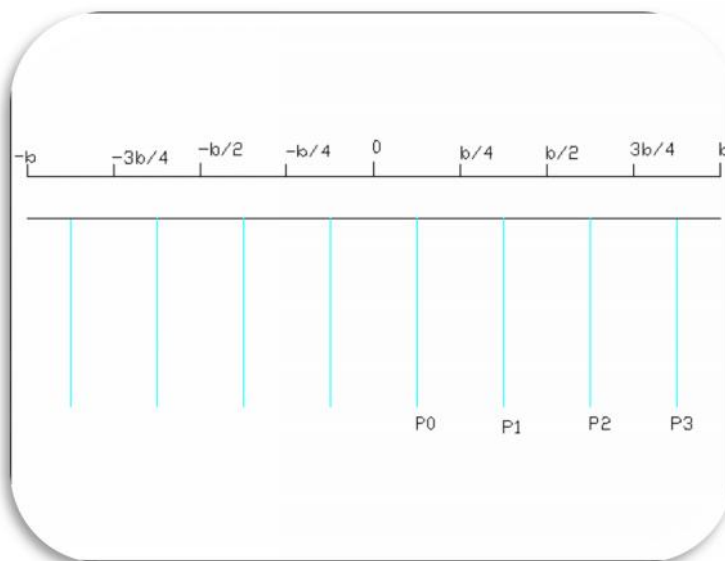
➤ **Tableau des valeurs de  $|r|$  pour  $\alpha=0.159$  :**

	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2683	0,6511	1,0361	1,3769	1,5405	1,3769	1,0361	0,6511	0,2683
b/4	-0,0712	0,2757	0,6403	1,0229	1,3769	1,5716	1,4593	0,9305	0,8914
b/2	-0,2347	0,0237	0,3064	0,6403	1,0361	1,4593	1,7911	1,8908	1,8986
3b/4	-0,3099	-0,1568	0,0237	0,2757	0,6511	1,1905	1,8908	2,6558	3,3346
B	-0,3555	-0,3099	-0,2347	-0,0712	0,2683	0,8914	1,8986	3,3346	5,1026

❖ **Valeur de  $\kappa\alpha$  pour les positions réelles des poutres :**

**Positions réelles des poutres par rapport aux points de Guyon Massonnet :**

Pour des raisons de symétrie par rapport à l'axe centrale on fera les calculs pour les quartes poutres qui se trouvent à droite de l'axe à savoir :  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_3$ .



- Positions des poutres :

Poutre  $P_0$  se situe à :  $b/8$

Poutre  $P_1$  se situe à :  $3b/8$

Poutre  $P_2$  se situe à :  $5b/8$

Poutre  $P_3$  se situe à :  $7b/8$

On remarque que tous les poutres  $P_0$ ,  $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_3$  se trouvent respectivement entre les points:  $[0 ; b/4]$ ,  $[b/4 ; b/2]$ ,  $[b/2 ; 3b/4]$ ,  $[3b/4, b]$ . On fera des interpolations linéaires entre les valeurs correspondantes à ces points par la formule suivante :

$$K\alpha_i = K\alpha_1 + (K\alpha_2 - K\alpha_1) \cdot x/d$$

$K\alpha_i$  : Le coefficient correspondant à la poutre  $i$ .

$K\alpha_1, K\alpha_2$  : Les coefficients correspondants aux positions de G.Massonnet entre les quelles se trouve la poutre  $i$ .

$X$  : La distance qui sépare la poutre  $i$  du point G.M

$d = 1.50\text{m}$  : écartement des points de G.M

Valeur de  $x$  est identique pour chaque poutre ;  **$X = 0.75\text{ m}$** .

$x/d = 0.75/1.5 \Rightarrow (x/d = 0.5)$  pour tous les poutres

	<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>
<b>P0</b>	0,0985	0,4634	0,8382	1,1999	1,4587	1,4742	1,2477	0,7908	0,5798
<b>P1</b>	-0,1529	0,1497	0,4734	0,8316	1,2065	1,5154	1,6252	1,4107	1,3950
<b>P2</b>	-0,2723	-0,0665	0,1650	0,4580	0,8436	1,3249	1,8410	2,2733	2,6166
<b>P3</b>	-0,3327	-0,2333	-0,1054	0,1022	0,4597	1,0409	1,8947	2,9952	4,2186

#### 2.4. Calcul des coefficients de répartition $k_{\alpha(\max)}$ pour les différents chargements :

Après avoir tracé les lignes d'influences de « $k_{\alpha}$ » pour les différentes positions des poutres, on dispose le chargement de manière à avoir  $k_{\alpha(\max)}$

##### a/ cas des charges concentrées :

$$K_{\alpha}^{\max} = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i}$$

$P_i$  : charge concentrée ;

$Y_i$  : ordonnée des lignes d'influences de « $k_{\alpha}$ » au droit  $P_i$

Comme dans le sens transversal, les charges  $p_i$  ont la même valeur alors :

$$K_{\alpha}^{\max} = \frac{\sum Y_i}{n}$$

$n$  : nombre de charges.

##### b/ cas de charge uniformément répartie :

$$K_{\alpha}^{\max} = \frac{\Omega_{\max}}{L}$$

$\Omega_{\max}$  : Aire de la d'influence qui sera calculée

Par la méthode des trapèzes

$L$  : largeur chargée

Avec :

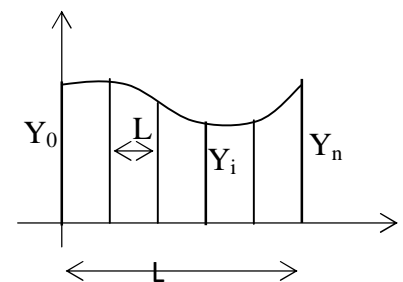
$$\Omega_{\max} = \frac{\Delta L}{2} (Y_0 + 2 \sum_{i=1}^{n-1} Y_i + Y_n)$$

Formule de  $k_{\alpha\max}$  deviendra :

$$K_{\alpha\max} = \frac{1}{2n} (Y_0 + 2 \sum_{i=1}^{n-1} Y_i + Y_n)$$

$n$  : Nombre d'intervalles

$L$  : Largeur chargée



Ligne d'influence

➤ **Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges :**

(Moment réel à mi travée avec  $x = 0.5 l$ )

$$M_{\text{réel}} = \kappa_{\alpha, \text{ moy}} \times M_0$$

Cas de charges		M <sub>0</sub> / Poutre	P <sub>0</sub>		P <sub>1</sub>		P <sub>2</sub>		P <sub>3</sub>	
			K <sub>am</sub>	Mréel	K <sub>am</sub>	Mréel	K <sub>am</sub>	Mréel	K <sub>am</sub>	Mréel
<b>A(l)</b>	<b>1Voie</b>	39,53	0,86	34,182	0,51	20,160	0,22	8.69	-0,22	-8.696
	<b>2 voies</b>	79,06	1,14	90.13	0,891	70,444	0,596	47.120	0,28	22,295
	<b>3 voies</b>	106,80	1,18	126.02	1,097	117.21	1,06	114.00	0,94	100,439
<b>Bc</b>	<b>1Voie</b>	36,60	1,41	51.62	1.27	46.49	0.98	35.87	0,58	21.49
	<b>2 voies</b>	67,16	1,33	89.326	0.98	65.81	0 ,99	66.96	0,69	46.61
	<b>3 voies</b>	87,00	1,25	108.57	1,18	103.18	1,02	89.17	0,69	60,37
<b>Mc120</b>		81,46	1,31	106,72	1,165	94,91	0,90	73,32	0,58	47,86
<b>D240</b>		115,40	1.2	138.48	1,27	146,64	0,97	112.00	0,57	66,37
<b>Trottoir</b>		2.145	0.256	0.55	0,0002	0,0004	-0,18	-0,38	-0,28	-0,60
<b>Trottoir</b>		1.00	0.663	0,66	1,385	1,385	2,90	2,90	3,88	3,88
<b>2Trotto</b>		3,14	0.92	1.20	1,38	1,38	2,72	2,5	3,60	3,27

➤ Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges :

(Moment réel à mi travée avec  $x=0.25 l$ )

$$M_{\text{réel}} = \kappa_{\alpha, \text{ moy}} \times M_0$$

		Po		P1		P2		P3		
Cas de charges	$M_0/ \text{pout}$	Kam	Mréel	Kam	Mréel	Kam	Mréel	Kam	Mréel	
<b>A(l)</b>	<b>1Voie</b>	29,64	0,86	25,63	0,51	15,12	0,20	5,96	-0,23	-6,88
	<b>2 voies</b>	59,29	1.09	67,59	0,89	52,83	0,58	34,57	0,282	16,72
	<b>3 voies</b>	80,13	1.10	88,47	1,04	83,82	1,04	83,34	0,94	75,33
<b>Bc</b>	<b>1Voie</b>	29,36	1.39	40.87	1,18	34,64	0,856	25,13	0,525	15,41
	<b>2 voies</b>	53,86	1.322	71.23	1,163	62,68	0,89	48,14	0,58	31,61
	<b>3 voies</b>	69,77	1.21	85.00	1,11	77,66	0,92	64,61	0,69	48,42
<b>Mc120</b>	61,12	1,31	105.60	1,165	71,20	0,90	55,00	0,58	35,90	
<b>D240</b>	86,62	1.22	112.60	1,17	101,30	0,88	76,83	0,57	49,80	
<b>Trottoir</b>	1,60	0,56	0,90	0,0002	0,0003	-0,18	-0,29	-0,28	-0,45	
<b>Trottoir</b>	0,75	0.75	0.66	0,50	1,46	1,10	2,90	2,17	3,87	
<b>2Trotto</b>	2.35	1,31	1.57	0.50	1,46	0.92	2,72	1,89	3,42	

### VI.3. Répartition transversale des efforts tranchants

#### 1. Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max pour $X=0.00L$

$$T_{\text{réel}} = K_R \text{ moy} \times T_0$$

		P0		P1		P2		P3		
Cas de charges	$T_0/\text{poutre}$	$K\alpha$	Tréel	$K\alpha$	Tréel	$K\alpha$	Tréel	$K\alpha$	Tréel	
<b>A(I)</b>	<b>1Voie</b>	6.4019	0,864	5.9664	0,51	3.519	0,22	1.518	-0,22	-1.518
	<b>2 voies</b>	12,803	1,14	14.592	0,891	11.404	0,596	7.6288	0,282	3.069
	<b>3 voies</b>	17,5	1,18	20.65	1,097	18.978	1,067	18.459	0,94	16.26
<b>Bc</b>	<b>1Voie</b>	7.125	1,41	6.5367	1.27	5.88	0.98	4.543	0,587	2.721
	<b>2 voies</b>	13.063	1,33	11.303	0.98	8.329	0.997	8.473	0,694	5.898
	<b>3 voies</b>	16.923	13.74	13.741	1,186	13.059	1.025	11.286	0,694	7.641
<b>Mc120</b>	14.446	1,31	17.285	1,165	15.372	0.9	11.875	0,587	7.74	
<b>D240</b>	18.70	1.2	22.44	1,27	23.749	0,97	18.139	0,575	10.75	
<b>Trottoir</b>	0,347	0.256	0.088	0,0002	0.0006	-0.179	-0.0611	-0,281	-0.097	
<b>Trottoir</b>	0.162	0.663	0.337	1,385	0.22	2.904	0.47	3,879	0.620	
<b>2Trotto</b>	0.509	0.92	0.19	1,385	0.22	2.725	0.41	3,598	0.531	

## 2. Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max pour X= 0.25L :

$$T_{\text{réel}} = K_{\alpha \text{ moy}} \times T_0$$

		P0		P1		P2		P3		
Cas de charges	T <sub>0</sub> / Poute	K <sub>α</sub>	Tréel	K <sub>α</sub>	Tréel	K <sub>α</sub>	Tréel	K <sub>α</sub>	Tréel	
<b>A(I)</b>	<b>1Voie</b>	3,2	0,86	2.76	0,51	1.632	0,201	0.64	-0,23	-0.74
	<b>2 voies</b>	6,4	1.09	6.982	0,89	5.70	0,58	3.73	0,28	1.80
	<b>3 voies</b>	8,65	1.10	9.551	1,05	9.05	1,04	8.99	0,94	8.13
<b>Bc</b>	<b>1Voie</b>	4,636	1.39	6.453	1,18	5.47	0,85	3.96	0,52	2.43
	<b>2 voies</b>	8,50	1.322	11.24	1,16	9.89	0,89	7.59	0,58	4.98
	<b>3 voies</b>	11,01	1.22	13.41	1,11	12.25	0,92	10.19	0,69	7.64
<b>Mc120</b>		10.325	1,31	12.35	1,165	10.98	0,90	8.48	0,58	5.53
<b>D240</b>		11,24	1.22	14.95	1,17	13.15	0,88	9.97	0,57	6.46
<b>Trottoir</b>		0,173	0,56	0.09	0,0002	0.00006	-0,18	-0.03	-0,281	-0.05
<b>Trottoir</b>		0,081	0.75	0.06	0,499	0.04	1,10	0.089	2,179	0.176
<b>2Trotto</b>		0,254	1.31	0.15	0.499	0.04	1,10	-0.05	1,891	0.128

**VI.4.Calcul des sollicitations maximales :**

Pour la détermination des efforts maximums, on prend en considération les combinaisons des charges à l'ELU et à l'ELS, en utilisant les règles (B.P.E.L 91) telle que la poutre la plus sollicitée est la poutre  $P_0$ :

**1. à l'ELU :**

Combinaison à ELU	M (t.m)	T(t)
<b>ELU1:1.35G+1.6 (A(L) +trotto</b>	496.96	80.34
<b>ELU2 :1.35 (G+D240)</b>	486.84	79.63

**2. à l'ELS :**

Combinaison à ELS	M (t.m)	T(t)
<b>ELS1: G+1.2 (A(L) +trotto</b>	367.507	59.51
<b>ELS2 : (G+D240)</b>	362.144	59.28

Donc le moment max à l'E.L.U est :

**Mmax=496.96 t.m**

**Tmax=80.34t**

Et le moment max à l'E.L.S est :

**Mmax= 367.507**

**Tmax=59.51 t**

### Introduction :

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages assez grandes portées tout en joignant la sécurité et l'économie.

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable (Pour application de forces additionnelles) telle que l'effort de traction excessif dus aux charges n'engendre qu'une décompression du béton.

Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré tension.

Dans notre cas on utilise la précontrainte par **post tension**

### VII.1.Précontrainte par post-tension :

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

#### ✓ **béton :**

Les mêmes caractéristiques qu'en béton armé sauf qu'il faut réaliser une résistance de caractéristique plus élevée (bonne qualité du béton).

On utilisera donc un ciment CPA 350 dose à 400 kg/m<sup>2</sup> + adjuvant, soit une résistance de caractéristique moyenne :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ Mp}$$

✓ **Armatures de précontraintes :**

- Câbles de type FREYSSINET : 12T15
- Force de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860 \text{ MN/mm}^2$
- Force élastique garantie :  $f_{peg} = 1660 \text{ MN/mm}^2$
- Section utile d'un câble :  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$
- Diamètre de la gaine :  $\Phi = 8,2 \text{ cm}$
- Coefficient de frottement (gaine - câble) :  $\Phi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- Relaxation a 1000 heures :  $\Phi_{1000} = 2,5\%$
- Relaxation a 3000 heures :  $\Phi_{3000} = 3\%$
- Module d'élasticité :  $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ Mpa}$ .
- Recul d'ancrage au relâchement du vérin :  $g = 6 \text{ mm}$
- Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire :  $f = 0,2 \text{ rd}^{-1}$

**VII.2. Dimensionnement de l'effort de précontrainte :**

La valeur minimale du précontraint est donnée par l'expression suivante :

$$P = P_{\min} = \sup(P_I, P_{II}).$$

➤ **Pour une section sous critique :**

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho \cdot B_n \cdot (V \cdot \sigma_{ti} + V' \cdot \sigma_{ts})}{\rho \cdot h}$$

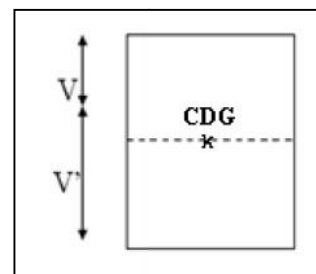
Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle).

- Soit à l'ELS :  $M_{\max} = 3.671 \text{ MN.m}$

$$M_{\min} = 2.174 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = 1.497 \text{ MN.m}$$

- $\rho = 0.310$
- $B_n = 0.772 \text{ m}^2$ .
- $V = 0.500 \text{ m}$
- $V' = 1.050 \text{ m}$
- $I_G = 0.125 \text{ m}^4$



- $d'$  : c'est l'enrobage=0.1 m

D'où :

- $\sigma_{ti} = -F_{t28} = -2.7$  MPa
- $\sigma_{ts} = 1.5 \times F_{t28} = -4.05$  MPa

A.N :

$$P_I = \frac{1.479 + [0.31 \times 0.772 \times (0.5 \times (-2.7) + 1.05 \times -4.05)]}{(0.31 \times 1.55)} = 0.325 \text{ MN.}$$

➤ **Pour une section sur critique :**

$$P_{II} = \frac{(M_{max} + \rho \times B_n \times V \times \sigma_{ti})}{(\rho \times V / -d')} = \frac{[3.671 + (0.31 \times 0.772 \times 0.5 \times (-2.7))]}{[(0.31 \times 0.5) + 1.05 - 0.1]} = 3.03 \text{ MN.}$$

Puisque  $P_{II} > P_I$  donc la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ces frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effet de précontrainte économique  $P_I$  n'est pas suffisant, donc on prend  $P_{II}$ .

✓  $P_{min} = 3.03 \text{ MN}$

✓  $e_0 = -(-V - d') = -0.95 \text{ m}$

### 2.1. Détermination du nombre de câbles :

$$\begin{aligned} P_0 &= \min(0,8 \text{ fprg} \cdot A_p ; 0,9 \text{ fpeg} \cdot A_p) \\ &= \min(0,8 \times 1860 \times 1800 ; 0,9 \times 1660 \times 1800) \\ &= \min(2.678 ; 2.689) \quad \mathbf{P_0 = 2.678 \text{ MN.}} \end{aligned}$$

Pour déterminer le nombre des câbles nécessaires, on doit estimer les pertes totales à 32 %.

D'où :  $P_{min} \leq (P_0 - 0,32 \times P_0) \Rightarrow n \geq 0,68 \times P_0$

$$\text{On aura : } 0,68 \times P_0 \geq P_{min} \Rightarrow n \geq \frac{3.03}{0,68 \times 2.678} = 1.66$$

On obtient  $n \geq 1.66$  on prend **2** câbles de 12T15

### • Vérification de la borne supérieure de précontrainte :

Cette vérification revient à s'assurer que  $P_0$  n'est pas excessive.

On estime les pertes à 32% de  $P_0$

Donc  $\mathbf{min = P - \Delta P = 0,68 P_0}$

$$0.68P_0 n \leq \sigma_{bcB} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$0.68 \times 2.678 \times 2 \leq (0.6 \times 35) \times 0.772 - \frac{1.49}{0.31 \times 1.55}$$

$$3.65 \leq 13.01 \text{ MN} \quad \varnothing \quad \text{vérifiée}$$

Donc  $P_0$  n'est pas excessive.

## 2.2. Détermination du nombre des câbles à l'about :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle, les pertes instantanées sont estimées à 10% de  $P_0$ .

$$\text{D'où : } P_m = 0.9 \times 2.678 \Rightarrow P_0 = \mathbf{2.41 \text{ MN}}.$$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule) :

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivante :

- Fib sup :  $\frac{P}{Bn} + \frac{V}{In} (Pe_0 + Mg) \geq -1.5 f_{tj}$

- Fib inf :  $\frac{P}{B} + \frac{V'}{In} (Pe_0 + Mg) \leq 0.6 f_{cj}$

- $B = 0.42 \text{ m}^2$ .

- $V' = 0.74 \text{ m}$ .

- $I_0 = 0.07 \text{ m}^4$ .

- $V = 0.56 \text{ m}$ .

- $e_0 = -(0.74 - 0.1) = -0.64 \text{ m}$

- $Mg$ : moment de la poutre seule =  $1.38 \times \frac{24.7^2}{8} \quad \mathbf{Mg = 1.05 \text{ MN.m}}$

Calcul de  $\sigma_{sup}$  et  $\sigma_{inf}$  :

- $\sigma_{sup} = \frac{2.41n}{0.42} + \frac{0.56}{0.07} \times (2.41n \times (-0.64) + 1.05)$

- $\sigma_{inf} = \frac{2.41n}{0.42} - \frac{0.74}{0.07} \times (2.41n \times (-0.64) + 1.05)$

$$\sigma_{sup} = -6.6n + 8.41 \geq -4.05 \text{ et } \sigma_{inf} = 20.05n - 11.1 \leq 21.$$

- $n \leq 1.9$

- $n \leq 1.45$

**Conclusion :** On place un seul câble à l'about et l'autre câble à l'extrados.

### VII.3. Vérification des contraintes normales :

Avec :

$$\sigma = M_p \cdot V / I_{GN} + N / B_n + M_g \cdot V / I_{GN} \leq \sigma_{\max}$$

- $\sigma$  : contraintes supérieures ( $\sigma_{\text{sup}}$ ) ou contrainte inférieure ( $\sigma_{\text{inf}}$ ) selon  $V$  et  $V'$ .
- $F$  : force de précontrainte ( $F = P_0 \times \text{pertes en \%} \times \text{mise en tension \%}$ ).
- $M_p$  : moment dû à la précontrainte ou  $M = F \times \text{le nombre de câbles considérés} \times e$ .
- $N$  : effort de la précontrainte ou  $N = \text{nombres de câbles} \times F$ .
- $M_g$  : moment dû au poids propre.
- $\sigma_{\max}$  : contraintes maximale.

#### ❖ La vérification se faite selon cinq étapes :

##### • Première étape :

**NB** : Les caractéristiques géométriques à prendre sont celles de la poutre seule à mi travée.

- Après le septième jour, la mise en tension est 50 %.
- Les pertes considérées sont considérées de 10 %.
- $f_{c7} = \frac{7}{4.76+0.83 \times 7} \times 35 = 23.18 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 0.6 \times 23.18 = 13.91 \text{ MPa}$  ( $\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$  en construction).
- $f_{t7} = 0.6 + 0.06 \times 23.18 = 1.99 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\min} = -1.5 f_{t7} = -2.98 \text{ MPa}$ .

##### • Deuxième étape :

- La mise en tension du câble de la première famille 100 % à 21 jours.
- Les pertes considérées sont considérées de 10 %.
- $f_{c21} = 33.12 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 18.87 \text{ MPa}$ .
- $f_{t21} = 2.89 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\min} = -3.88 \text{ MPa}$ .

- **Troisième étape :**

Dans cette étape on commence par la mise en place des poutres sur ces appuis définitifs, et après on coule l'hourdis. Les efforts prendre en considération dans cette phase sont :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Dans cette phase la résistance de la poutre est seulement considérée, par ce que l'hourdis n'a pas encore atteint son durcissement nécessaire pour résister.

- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa}$ .
- $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\min} = -4.05 \text{ MPa}$ .

- **Quatrième étape :**

Dans cette étape le tablier est vide, elle comprene seulement les poutres et la superstructure. Dans cette étape il y a :

- La mise en tension du deuxième câble est faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 32 %.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 0.5 \times 35 = 17.5 \text{ MPa}$ . en exploitation la combinaison quasi permanente.

- **Cinquième étape :**

L'ouvrage entre en service.

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 32 %.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa}$ . ( $\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$ ) en exploitation la combinaison est fréquente.
- $\sigma_{\min} = -4.05 \text{ MPa}$ .

**Première phase :** c'est la mise en tension à **50%**.

➤ **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

- $F1 = F = 2.68 \times 0.5 \times 0.9 = 1.20 \text{ MN.}$
- $M = N \times F \times e_0 = 1.2 \times (-0,64) = - 0.77 \text{ MN.m}$
- $\sigma_{\text{sup}} = \frac{M \times V}{I_n} = -0.77 \times 0.56 / 0.07 = -6.16 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\text{inf}} = \frac{M \times V'}{I_n} = 0.77 \times 0.74 / 0.07 = 8.14 \text{ MPa.}$

➤ **Contraintes dues à la précontrainte :**

- $N = 1.2 \text{ MN}$
- $\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 1.2 / 0.42 = 2.86 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 1.2 / 0.42 = 2.86 \text{ MPa.}$

➤ **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

- Moment dû au poids propre de la poutre  $Mg = 1.05 \text{ MN.m}$
- $\sigma_{\text{sup}} = \frac{Mg \times V}{I_n} \approx 1.05 \times 0.56 / 0.07 = 8.4 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\text{inf}} = \frac{Mg \times V'}{I_n} = -1.05 \times 0.74 / 0.07 = -11.1 \text{ MPa.}$

➤ **Contrainte totale :**

- $\sigma_{\text{sup}} = -6.16 + 2.86 + 8.4 = 5.1 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\text{inf}} = 8.14 - 11.1 + 2.86 = 0.1 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\text{sup}} = -0.1 > -2.98 \text{ Vérifiée.}$
- $\sigma_{\text{inf}} = 5.1 < 13.91 \text{ Vérifiée.}$

**Deuxième phase :** c'est la mise en tension à **100%**.

➤ **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

- $F1 = 2.68 \times 0,9 \times 1 = 2.41 \text{ MN.}$
- $M = F \times e_0 = 2.41 \times (-0,64) = -1.54 \text{ MN.m.}$
- $\sigma_{\text{sup}} = \frac{M \times V}{I_n} = -1.54 \times 0.56 / 0.07 = -12.32 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{\text{inf}} = \frac{M \times V'}{I_n} = 1.54 \times 0.74 / 0.07 = 16.28 \text{ MPa.}$

➤ **Contraintes dues à la précontrainte :**

- $N = 2.41 \text{ MN}$ .
- $\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 2.41 / 0.42 = 5.74 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 2.41 / 0.42 = 5.74 \text{ MPa}$ .

➤ **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

- Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.05 \text{ MN.m}$ .
- $\sigma_{\text{sup}} = MgV / I_n = 1.05 \times 0.56 / 0.07 = 8.41 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\text{inf}} = MgV' / I_n = 1.05 \times (-0.74) / 0.07 = -11.10 \text{ MPa}$ .

➤ **Contrainte totale :**

- $\sigma_{\text{sup}} = -12.32 + 5.74 + 8.41 = 1.83 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\text{inf}} = 16.28 + 5.74 - 11.10 = 10.92 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\text{sup}} = 1.83 > -3.88$  **Vérifié.**
- $\sigma_{\text{inf}} = 10.92 < 18.87$  **vérifiée.**

Désignation	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5
<b>F (t)</b>	1.2	2.41	2.41	1.82	1.82
<b>Mp (t.m)</b>	-0.77	-1.54	-1.54	-3.46	-3.46
<b>N (t)</b>	1.20	2.41	2.42	3.64	3.64
<b>Mg (t.m)</b>	1.05	1.05	1.78	2.17	4.93
<b>v(m)</b>	0.56	0.56	0.56	0.5	0.5
<b>v'(m)</b>	-0.74	-0.74	-0.74	-1.05	-1.05
<b>e<sub>o</sub>(m)</b>	-0,64	-0.64	-0,64	-0.95	-0.95
<b>I<sub>n</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.07	0.07	0.07	0.13	0.13
<b>B<sub>n</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	0.42	0.42	0.42	0.77	0.77
<b><math>\sigma_{\text{sup}}</math> (MPa)</b>	-0.1	1.83	7.58	-0.22	10.49
<b><math>\sigma_{\text{inf}}</math> (MPa)</b>	5.1	10.92	3.31	16.07	-7.38
<b><math>\sigma_{\text{max}}</math> (MPa)</b>	13.91	18.87	21	17.5	35
<b>Vérification</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

#### VII.4. Disposition des câbles :

Pour l'étude de cette disposition on prend en considérations :

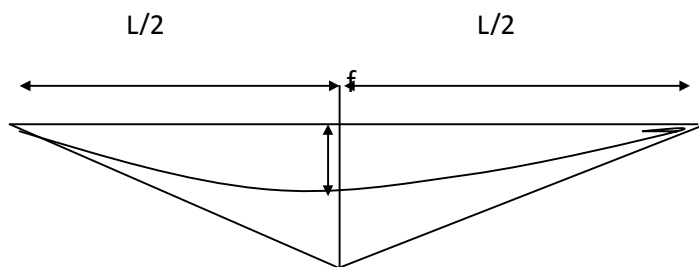
1. La précontrainte  $P(x)$  est constante sur toute le tronçon du câble  $P(x) = P_0 = \text{constante}$ .
2. L'inclinaison des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  est faible.
3. Le tracé d'un câble peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = A X^2 + B X + C.$$

$$Y' = 2 A X + B$$

$$Y'' = 2a$$

$$a = 4f/l ; b = 4f/l^2$$



Disposition du câble

#### 4.1.Principe de positionnement des câbles :

Pour bien positionner les câbles de précontraintes dans la poutre on divise la moitié de la poutre en trois zones.

- Zone d'about :  
Pour ne pas avoir un moment dû à la précontrainte, il faut faire coïncider le centre de poussée de la précontrainte avec le centre de gravité.
- Zone centrale :  
C'est la zone où on trouve le moment maximum négatif, donc les câbles sont placés avec une excentricité maximale avec les fibres supérieures, mais il faut bien vérifier que les conditions d'enrobage sont respectées ( enrobage ).
- Zone intermédiaire :  
C'est la zone intermédiaire entre l'about et le milieu de la poutre, dans cette zone les câbles changent sa disposition d'excentrement maximum au nulle.

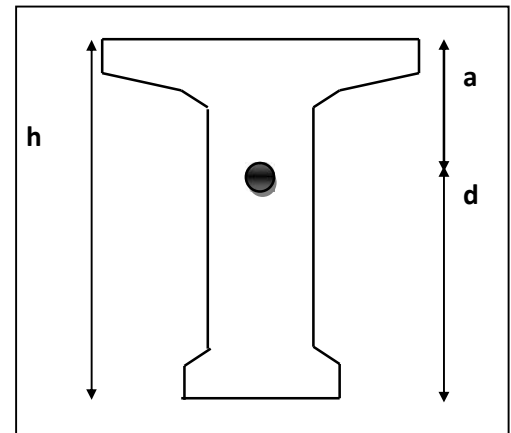
#### 4.2. Disposition du câble à l'about :

Pour que la force de la précontrainte coïncide avec G.

$$\sum M / FI = 0 \rightarrow f.v' = f.d$$

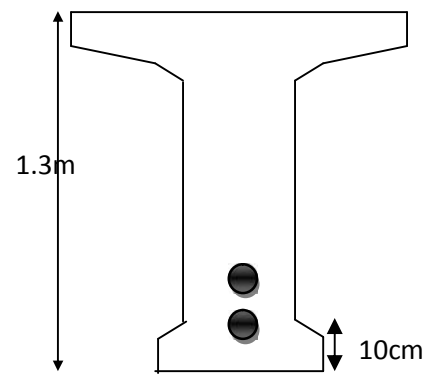
Donc :  $v' = d$

Donc il faut coïncider la position du câble de l'about avec le centre de gravité.



Section d'about

#### 4.3. Disposition des câbles à mi travée :



Section a mi travée

##### ➤ Tracé du câble n° 1:

- c'est une équation d'une parabole :

$$Y_1 = A_1 X^2 + B_1 X + C_1.$$

✓  $X = 0 \text{ m (à l'about)} \Rightarrow Y_1 = C_1 = 0.717 \quad C_1 = 0.717 \text{ m}$

✓  $X = 12.85 \text{ m (à mi-travée)} \Rightarrow Y_1 = 0,42 = A_1 (12.85)^2 + B_1 (12.85) + 0.717 \quad (2)$

$$Y_1' = 2 A_1 (12.85) + B_1 = 0 \Rightarrow A_1 = - B_1 / 12.85 \times 2 \quad (1)$$

En remplaçant  $A_1$  dans l'équation (2) on a :  $- 12.85 B_1 / 2 + B_1 (12.85) = -0.297$

$$B_1 = -0.089$$

En remplace dans (2) on trouve  $A_1 = 3.48 \times 10^{-3}$ .

Donc :  $Y_1 = 3.48 \times 10^{-3} \cdot X^2 - 0.089 X + 0.717$ .

- $Tg \alpha = \frac{dy}{dx} = 6.96 \cdot 10^{-3} \cdot X - 0.089$ .

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

X (m)	Y (m)	$r$ (rad)	$r^\circ$	cos $r$
0	0.717	-0.089	-5.10191083	0.996042114
1	0.63148	-0.08204	-4.70292994	0.996636606
2	0.55292	-0.07508	-4.30394904	0.997182821
3	0.48132	-0.06812	-3.90496815	0.99768073
4	0.41668	-0.06116	-3.50598726	0.99813031
5	0.359	-0.0542	-3.10700637	0.99853154
6.425	0.28883158	-0.044282	-2.5384586	0.999019712
7	0.26452	-0.04028	-2.30904459	0.99918887
8	0.22772	-0.03332	-1.91006369	0.99944494
9	0.19788	-0.02636	-1.5110828	0.999652595
10	0.175	-0.0194	-1.11210191	0.999811826
11	0.15908	-0.01244	-0.71312102	0.999922624
12	0.15012	-0.00548	-0.31414013	0.999984985
12.85	0.1479763	0.000436	0.02499363	0.999999905

➤ **Tracé du câble n° 2 sortant de l'extrados :**

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de  $20^\circ < \alpha < 25^\circ$ , on fixe  $\alpha = 22^\circ$ .

La zone de levage  $l_0$  est comprise entre  $l/4 < l_0 < l/3$  sachant que  $l$  est la demi longueur de la poutre. Donc on prendra  $l_0 = 4\text{m}$  (la longueur d'immersion du câble en extrados à partir de la section d'about).

- C'est une équation d'une parabole :

-  $Y_2 = A_2 X^2 + B_2 X + C_2$ .

✓  $X = 0\text{ m}$  (à 4 m d'extrémité)  $\Rightarrow Y_2 = C_2 = 0.717 + 0.4 = 1.117\text{ m}$ .  $C_2 = 1.117\text{ m}$

✓  $X = 8.85\text{ m}$  (à mi-travée)  $\Rightarrow Y_2 = 0.30 = A_2 (8.85)^2 + B_2 (8.85) + 1.117$  (2)

$$Y_2' = 2 A_2 (8.85) + B_2 = 0 \Rightarrow A_2 = - B_2 / 8.85 \times 2 \quad (1)$$

En remplaçant  $A_2$  dans l'équation (2) on a :  $- 8.85 B_2 / 2 + B_2 (8.85) = -0.817$

**$B_2 = - 0.185$**

En remplace dans (2) on trouve  $A_2 = 1.04 \times 10^{-2}$ .

Donc :  **$Y_2 = 1.04 \times 10^{-2} \times X^2 - 0.185 X + 1.117$**

Tg  $\alpha = \frac{dy}{dx} = 2.08 \times 10^{-2} \cdot X - 0.185$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>r(rad)</b>	<b>r°</b>	<b>COS r</b>
0	1.117	-0.185	-10.6050955	0.982936251
1	0.9424	-0.1642	-9.41273885	0.986549442
2.425	0.7295335	-0.13456	-7.71363057	0.990960455
3	0.6556	-0.1226	-7.02802548	0.992494029
4	0.5434	-0.1018	-5.83566879	0.994822853
5	0.452	-0.081	-4.6433121	0.996721293
6	0.3814	-0.0602	-3.45095541	0.998188527
7	0.3316	-0.0394	-2.25859873	0.99922392
8	6	-0.0186	-1.06624204	0.999827025
8.85	0.294304	-0.00092	-0.05273885	0.999999577

## VII.5.Vérification des contraintes :

### 5.1.Vérification des contraintes à la section X =4 m pour les deux câbl :

N° du câble	$Y_i$ (cm)	$e$ (cm)	$\alpha$ °	$\cos \alpha$
1	41.67	-56.05	4.30	0,997
2	111.7	-13.98	5.83	0.994

#### a)Ouvrage à vide :

➤ **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2) \quad \text{avec } F = 1.82 \text{ MN.}$$

$$M = -1.27 \text{ MN.m.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -1.27 \times 0.57 / 0.15 = -4.83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 1.27 \times 0.98 / 0.15 = 8.30 \text{ MPa.}$$

➤ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2) = 3.62 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 3.62 / 0.97 = 3.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 3.62 / 0.97 = 3.72 \text{ MPa.}$$

➤ **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$$M_{\text{min}} = 1.18 \text{ MN.m (l'ouvrage à vide).}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 1.18 \times 0.57 / 0.15 = 4.48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = 1.18 \times (-0.98) / 0.15 = -7.71 \text{ MPa.}$$

➤ **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = -4.83 + 3.72 + 4.48 = 3.37 < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 8.30 + 3.72 - 7.71 = 4.31 < 210 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

#### b)Ouvrages en service :

➤ **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2) \quad \text{avec } F = 1.82 \text{ MN.}$$

$$M = -1.27 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -1.27 \times 0,57 / 0.15 = -4.83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 1.27 \times 0.98 / 0.15 = 8.30 \text{ MPa.}$$

➤ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2) = 3.62 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 3.62 / 0.97 = 3.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 3.62 / 0.97 = 3.72 \text{ MPa.}$$

➤ **Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$$M_{\text{max}} = 2.77 \text{ MN.m (l'ouvrage en service).}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 2.77 \times 0.57 / 0.15 = 10.52 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = -2.77 \times 0.98 / 0.15 = -18.09 \text{ MPa.}$$

**Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = -4.83 + 3.72 + 10.52 = 9.41 \text{ MPa} < 17.5 \text{ MPa} \text{ Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 8.30 + 3.72 - 18.09 = -6.07 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \text{ Vérifiée.}$$

**5.2. Vérification des contraintes à la section X = 0,5 L pour les trois câbles :**

N° du câble	Y <sub>i</sub> (cm)	e (cm)	α °	cos α
1	14.80	-90.55	0	1
2	29.43	-75.92	0	1

**a) Ouvrage à vide :**

➤ **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2)$$

avec F = 1.82 MN

$$M = -3.03 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -3.03 \times 0.49 / 0.12 = -12.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 3.03 \times 1.05 / 0.12 = 26.51 \text{ MPa.}$$

➤ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2) = 3.64 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 3.64/0.77 = 4.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 3.64/0.77 = 4.72 \text{ MPa.}$$

➤ **Contraintes dues au poids propre de la poutre**

$$M_{\text{min}} = 2.17 \text{ MN.m (l'ouvrage à vide).}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 2.17 \times 0,49 / 0,12 = 8.86 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = 2.17 \times (-1.05) / 0,12 = -18.98 \text{ MPa.}$$

➤ **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = -12.37 + 4.72 + 8.86 = 1.21 < 17.5 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 26.51 + 4.72 - 18.98 = 12.25 < 17.5 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

**b) Ouvrages en service :**➤ **Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2). \text{ Avec } F = 1.82 \text{ MN}$$

$$M = F \times (e_1 \cos \alpha_1 + e_2 \cos \alpha_2) \quad \text{avec } F = 1.82 \text{ MN}$$

$$M = -3.03 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -3.03 \times 0.49 / 0.12 = -12.37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 3.03 \times 1.05 / 0.12 = 26.51 \text{ MPa.}$$

➤ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = F \times (\cos \alpha_1 + \cos \alpha_2) = 3.64 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 3.64/0.77 = 4.72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 3.64/0.77 = 4.72 \text{ MPa.}$$

➤ **Contraintes dues au poids propre de la poutre**

$$M_{\text{min}} = 3.67 \text{ MN.m (l'ouvrage en service).}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 3.67 \times 0,49 / 0,12 = 14.98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = 3.67 \times 5(-1.05) / 0,12 = -32.11 \text{ MPa.}$$

➤ **Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} -12.37+4/72+14.98=6.83 < 17.5 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 26.51+4.72-32.11=-0.88 < 17.5 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

**VII.6.Caractéristiques géométriques des sections :**➤ **X = 0,00L :**• **Section poutre seule (sans hourdis) :**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	S×Y (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	6476		464918.2			43704512.5
Gaine	52.7834	70.168	3703.70561	259881.615	221.822239	260103.438
Section nette V	6423.2166		461214.494			43444409.1

$$V' = S_{\Delta} / B = 71.80 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 58.19 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_{\Delta} - B \times V'^2 = 10327230.70 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{GN} / (V \times V' \times B) = 0.3847 = 38.47\%.$$

• **Section avec hourdis:**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	S×Y (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	10226		999293.2			119920013
GAINÉ	52.7834	70.168	3703.70561	259881.615	221.822239	260103.438
Section nette	10173.2166		995589.494			119659909

$$V' = S_{\Delta} / B = 97.86 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 57.14 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_{\Delta} - B \times V'^2 = 22227751.6 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_{GN} / (V \times V' \times B) = 0.3907 = 39.07\%$$

➤  $X = 0,25L$  :

• Section poutre seule (sans hourdis) :

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	SΔ (cm <sup>3</sup> )	S×Y (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )
BRUTE	4376		321674			32751793.2
GAINES	105.5668	50.85	5368.07178	272966.45	443.644477	273410.094
NETTE	4270.4332		316305.928			32478383.1

$$V' = S_{/\Delta} / B = 74.04 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 55.93 \text{ cm.}$$

$$I_{GN} = I_{/\Delta} - B \times V'^2 = 9049977.71.$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.5115 = 51.15 \%$$

• Section avec hourdis :

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S (cm <sup>2</sup> )	S×Y (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section brute	8126		856049.2			109095543
Gaines	105.5668	50.85	5368.07178	272966.45	443.644477	273410.094
Section nette	8020.4332		850681.128			108822133

$$V' = S_{/\Delta} / B = 106.064 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 48.935 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_{/\Delta} - B \times V'^2 = 18595288.3 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 44.66 \%$$

➤  $X = 0,50L$  :

• **Section sans hourdis :**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S (cm <sup>2</sup> )	S×Y (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )
Brute	4376		321674			32751793.2
Gaine	105.5668	21.89	2310.85725	50584.6652	443.644477	51028.3097
Nette	4270.4332		319363.143			32700764.9

$$V' = S_{/\Delta} / B = 74.78 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 55.21 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_{/\Delta} - B \times V'^2 = 8817282.31 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 50.00 \text{ \%}.$$

• **Section avec Hourdis :**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S (cm <sup>2</sup> )	S×Y (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )
Brute	8126		856049.2			109095543
Gaine	105.5668	22	2322.4696	51094.3312	443.644477	51537.9757
Nette	8020.4332		853726.73			109044005

$$V' = S_{/\Delta} / B = 106.44 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 48.55 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_{/\Delta} - B \times V'^2 = 18169944.9 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 43.83 \text{ \%}.$$

## VII.7. Calcul des pertes

### Introduction :

Le terme perte est désigné à un affaiblissement dans la force de la précontrainte, cette diminution dans la tension est due au comportement des matériaux utilisés qui sont le béton et armatures de précontrainte et des pertes due à la mise en tension.

Cette perte faut qu'ils soient mis en compte pour avoir déterminer la valeur de la tension nécessaire.

Les pertes de précontraintes se subdivisent en deux familles sont:

#### ➤ Les pertes instantanées :

Elles se produisent dans un temps relativement courts, au moment de la mise en tension des câbles, on distingue :

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton (non simultanément de la mise en tension).

#### ➤ Les pertes différées :

Elles se produisent pendant un temps plus au moins long après que la structure ait été mis en tension relativement, ces pertes sont dues aux matériaux principales utilisés, on distingue :

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

### 7.1. Etude des pertes instantanées :

#### 7.1.1. Perte par frottement :

Lors de la mise en tension du câble, il en résulte un frottement entre câble –gaine, qui réduit progressivement la tension du câble, à partir de son extrémité active.

$$\Delta\sigma_f = \sigma_p0 (1 - e^{-(f\alpha - \phi l)}) \text{ d'après le (B.P.E.L)}$$

- $F_{prg}=1860$  MPa.
- $F_{peg} =1660$  MPa
- $\alpha$ : L'angle de relevage du câble en rad.
- $L$  : Longueur en courbe des câbles.
- $f$  : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0,2/\text{rad}$ . (B.P.E.L)
- $\phi$  : Perte relative de tension par mètre, telle que  $\phi = 0,002/\text{m}$ . (B.P.E.L).
- $\sigma_{p0}$ : Contrainte de tension à l'encrage.  $\sigma_{p0} = \min (0.8f_{prg}, 0.9 f_{peg})$  MPa =1488 MPa  
=148800t/m<sup>2</sup>

Pour notre calcul des pertes, on prend deux sections qui sont 0.5l et 0.25l sont le plus défavorables, et les longueurs des câbles en courbure sont déterminées à l'aide du logiciel Auto CAD.

Section	N° câble	l (m)	r (rad)	f $\alpha$ + $\phi$ l	$\Delta\sigma_f$ (t/m <sup>2</sup> )
à 0,25l=6.425	01	6.44	0.044	0.022	3273.60
	02	2.46	0.13	0.031	4612.80
à 0,5l=12.85	01	12.87	0.0004	0.026	3868.80
	02	8.91	0.0009	0.018	2678.40

**5.1.2. Perte par recul d'ancrage :**

Lors du blocage des armatures de précontrainte par le système d'ancrage, il se produit toujours un léger raccourcissement des armatures, d'où une chute de tension fonctionnée par le système d'ancrage. Ce raccourcissement est freiné par le frottement du câble sur la gaine, comme lors la mise en tension, mais en sens inverse. son influence diminue à partir d'une certaine distance « X » de l'ancrage.

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\uparrow p_0 \left( f \times \frac{r}{L} + \{ \right)}}$$

Avec : g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. D'après ALGA.

$E_A$  : module d'élasticité de l'acier =  $1.9 \cdot 10^7$  t/m<sup>2</sup>.

L : longueur du câble. g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm..

$\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'encrage = 148800t/m<sup>2</sup>

N° Câble	L (m)	$\alpha$ (rad)	$(f \times \alpha / L + \phi)$	X (m)
1	25.57	0.089	$2.696 \times 10^{-3}$	17.72
2	17.79	0.18	$4.024 \times 10^{-3}$	14.51

**Interprétation des résultats :**

Puisque  $x_1, x_2$  sont supérieurs à l/2 donc on ne peut pas tirer les câbles de deux cotés, le tirage se fait d'un seul coté.

- **Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :**

$$\Delta \uparrow_{recul} = 2 \uparrow p_0 \left( f \frac{r}{L} + \{ \right) x$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de Thales appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta \sigma_{recul} = \Delta \sigma'_{recul} (1 - X_i / X)$$

N° Câble	$f(\alpha/L)+\phi$	X (m)	$\Delta\sigma_{\text{recul}} \text{ à } 0.00 \text{ L}$	$\Delta\sigma_{\text{recul}} \text{ à } 0.25\text{L}$	$\Delta\sigma_{\text{recul}} \text{ à } 0.50\text{L}$
1	$2.696 \times 10^{-3}$	17.72	13194.23	8288.47	3382.70
2	$4.024 \times 10^{-3}$	14.51	16118.40	8797.20	1476.00

- **Perte dues au raccourcissement instantané du béton :**

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que : câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble déjà tendu, de même lors de la mise en tension des autres de tension dans les câbles.

Cette chute de tension sera calculée en tenant compte des phases de mise en tension des câbles

➤ **Pour la 1<sup>ère</sup> famille :**

Elle se compose d'un seul câble ancré en zone d'about, leur mise en tension se fait en deux phase :

1<sup>ère</sup> phase : Le câble est tiré au 7<sup>ème</sup> jour avec 50% de précontrainte.

2<sup>ème</sup> phase : Se même câble sera tiré au 21<sup>ème</sup> jour avec 100% de précontrainte.

➤ **Pour la 2<sup>ème</sup> phase :**

Elle se compose d'un seule câble en extradados, il sera tiré à 28 jours avec 100% de précontrainte.

- L'influence d'une famille sur elle-même est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \uparrow_{\text{racc}} = \frac{n-1}{2n} E a \frac{\sigma_b}{E_i}$$

n : nombre des câbles par famille.

$\sigma_b$  : contrainte parabole du béton à la mise en tension.

Ea : module d'élasticité de l'acier =  $1.9 \times 10^7 \text{ t/m}^2 = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$ .

Ei : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

➤ Effet du 1<sup>ère</sup> famille sur elle-même :

n = 1

$$\Delta \uparrow_{\text{racc}} = \frac{1-1}{2} E a \frac{\sigma_b}{E_i}$$

$$\Delta \dagger_{\text{racc}} = 0$$

➤ Effet de la 2<sup>ème</sup> sur elle-même :

$$n = 1 \Rightarrow \Delta \dagger_{\text{racc}} = 0$$

• L'influence d'une autre famille sur une autre est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_{\text{racc}} = E a \frac{\sigma'_{bj}}{E i}$$

• **Pertes dues à la mise en tension du 2ème câble à l'extrados :**

La section à considérer dans ce cas est de la section de la poutre+hourdis. Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> série de câbles.

$$\text{La contrainte } \sigma'_{bj} \text{ est donnée par: } \dagger'_{bj} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_2 e_1^2}{I_p} + \frac{M_p e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e_2^2}{I_t} + \frac{M_D}{I_t}$$

La contrainte  $\sigma'_{bj}$  est donnée par :

$$P_1 = 1800 \times 10^{-6} \times (148800 - \Delta \sigma_{\text{frot}} - \Delta \sigma_{\text{recul}} - \Delta \sigma_{\text{racc}}). \text{ En t.}$$

$$P_2 = 1800 \times 10^{-6} \times (148800 - \Delta \sigma_{\text{frot}}). \text{ En t.}$$

$B_p$ : Section de la poutre seule.

$B_t$ : Section se poutre+hourdis.

$I_p$  : Inertie de la poutre seule.

$I_t$ : Inertie de la poutre+hourdis.

$M_d$ : Moment de l'hourdis.

$M_p$ : Moment de la poutre seule.

Section Désignation	0.00L	0.25 L	0.5 L
$\Delta\sigma_{\text{frot}} \text{ (t/m}^2\text{)}$	0	3273.600	3868.8
$\Delta\sigma_{\text{recul}} \text{ (t/m}^2\text{)}$	13194.238	8288.470	3382.70397
P1	244.090	247.028	254.787
$\Delta\sigma_{\text{frot}} \text{ (t/m}^2\text{)}$	0	4612.800	2678.4
P2 (t)	267.840	259.536	263.018
Bp (m <sup>2</sup> )	0.642	0.427	0.427
Bt (m <sup>2</sup> )	1.017	0.802	0.802
e1 (m)	-0.001	-0.232	-0.529
e2 (m)	-0.278	-0.552	-0.845
Ip (m <sup>4</sup> )	0.103	0.090	0.088
It (m <sup>4</sup> )	0.222	0.185	0.181
Mp (t.m)	0	78.930	105.240
Md (t.m)	0	54.507	72.677
†'bij (t/m <sup>2</sup> )	736.810	1575.981	2567.51
$\Delta\sigma_a \text{ (t/m}^2\text{)}$	1945.178	4160.590	6778.239

Les résultats obtenus des pertes instantanées en (t/m<sup>2</sup>) sont présentées ci dessus :

Désignation	Section	Frottement	Recul	Raccourcissement	Totale
Câble de l'about	0.00m	0	13194.24	0	13194.24
	6.425m	3273.6	8288.47	0	11562.07
	12.85	3868.8	3382.70397	0	7251.50397
Câble de l'extrados	0.00m	0	16118.39	1945.178	18063.568
	6.425m	4612.8	8797.2	4160.590	17570.590
	12.85m	2678.4	1476.004553	6778.239	10932.644

## 7.2. Les pertes différées :

### a) Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait du béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation excédentaire contenue dans le béton pendant la prise du ciment et à des réactions chimiques.

Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La perte finale de tension due au retrait du béton est donnée par :  $\Delta\sigma = \epsilon_r (1 - r(t_0)) E_p$

$\epsilon_r = 0,0003$  étant le retrait total du béton.

$t_0$  : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$r(t)$  : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(t) = t / (t + 9 r(m))$ . Avec  $r(m) = B_n / p$ .

$B_n$  : la section nette.

$p$  : le périmètre de la section.

- **Pour le câble d'about :**

$B_n = 6423 \text{ cm}^2$  ;  $p = 449,27 \text{ m}$  (calculé par l'autocad)

$$r(m) = \frac{6423}{449,27} = 14,3$$

à **7 jours** :  $r(t) = 7 / (7 + 9 \times 14,3)$

$$r(t) = 0,052. \text{ Alors : } \Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,051) 1,9 \times 10^7.$$

Donc :  $\Delta\sigma = 5409,30 \text{ t/m}^2$

à **21 jours** :  $r(t) = 21 / (21 + 9 \times 14,3)$

$$r(t) = 0,14. \text{ Alors : } \Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,051) 1,9 \times 10^7.$$

Donc :  $\Delta\sigma = 4900,04 \text{ t/m}^2$

- **Pour le câble à l'extrados :**

$B_n = 10173,27 \text{ cm}^2$  ;  $p = 699,27 \text{ cm}$

$$r(m) = 10173,27 / 699,27$$

$$r(m) = 14,55 \text{ cm}$$

**A 28 jours** :  $r(t) = 28 / (28 + 9 \times 14,55)$

$$r(t) = 0,255 \text{ Alors : } \Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,17) 1,9 \times 10^7.$$

Donc :  $\Delta\sigma = 4731 \text{ t/m}^2$ .

- **Pertes dues au câble d'about à 7 éme jours :**

Section	0.00m	6.425m	12.85m
Bn (cm <sup>2</sup> )	6423.22	4270.43	4270.43
U(cm)	449.27	471.14	471.14
Rm	14.30	9.06	9.06
Rt.	0.051	0.079	0.079
$\Delta\sigma(\text{t/m}^2)$	5409.30	5249.54	5249.70

- **Pertes dues au câble d'about à 21 éme jours :**

Section	0.00m	6.425m	12.85m
Bn (cm <sup>2</sup> )	6423.22	4270.43	4270.43
U(cm)	449.27	471.14	471.14
Rm	14.30	9.06	9.06
Rt.	0.14	0.20	0.20
$\Delta\sigma$	4900.40	4560	4560

- **Pertes dues au câble d'extrados à 28 éme jours :**

Section	0.00m	6.425m	12.85m
Bn (cm <sup>2</sup> )	10173.22	8020.43	8020.43
U(cm)	699.27	721.14	721.14
Rm	14.55	11.12	11.12
Rt.	0.17	0.22	0.22
$\Delta\sigma$	4731	4446	4446

- b) Pertes dues relaxation des armatures :**

$$\Delta\sigma = (6/100) \rho_{1000} [u - \mu_0] \sigma_{pi}(x)$$

$\mu_0 = 0,43$  pour les armatures à très basse relaxation.

$\sigma_i = 148800 \text{ t/m}^2$  ou 1488 MPa et

$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$ . Avec  $\Delta\sigma_i$  : la contrainte totale après toutes pertes instantanée.

$$\mu = \frac{\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i}{f_{prg}}$$

En général :  $\rho_{1000} = 2.5\%$  pour les aciers TBR

$\rho_{1000} = 8\%$  pour les aciers RN.

- **Pour le câble d'about :**

Désignation	0.00 m	6.425 m	12.85 m
$\sigma_{p0}$ (t/m <sup>2</sup> )	148800	148800	148800
$\Delta\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	13194.24	11562.07	7251.50397
$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	135605.76	137237.93	141548.496
$\mu$ (t/m <sup>2</sup> )	0.729	0.737	0.761
$\mu_{relax}$ (t/m <sup>2</sup> )	6083.204	6337.064	7028.167

- **Pour le câble de l'extrados :**

Désignation <sup>1</sup>	0.00 m	6.425 m	12.85 m
$\sigma_{p0}$ (t/m <sup>2</sup> )	148800	148800	148800
$\Delta\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	18063.568	17570.59	10932.64355
$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	130736.432	131229.41	137867.3564
$\mu$ (t/m <sup>2</sup> )	0.702	0.705	0.741
$\mu_{relax}$ (t/m <sup>2</sup> )	5351.38	5423.73	6436.11

**b) Pertes dues au fluage :**  $\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) \frac{E_p}{E_{Ij}}$

$\sigma_b$  : la contrainte finale du béton

$\sigma_m$  : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

- **Pertes du câble à l'about :**

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours :  $\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_{bj} \times K_{fl}$ .

$K_{fl}$  : coefficient de fluage.

$$K_{fl} = \frac{(E_i - E_v)}{E_v} \quad (\text{BAEL 91}).$$

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps, pour une pièce comprimée qui subit par un raccourcissement instantané  $\epsilon_i$  à la mise en charge, la déformation totale peut atteindre 03 fois la déformation instantanée (BPEL) donc :

$$K_{fl} = \frac{(E_i - E_v)}{E_v} = \frac{(3E_v - E_v)}{E_v} = 2$$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :  $K_{fl} = 2 - (2 \times 0.15) = 1.7$ .

$$\Delta\sigma_{fl} = [1,7 \times 1.9 \times 10^5 / 21000 (350)^{1/2}] \sigma'_{bj} = 8,221 \sigma'_{bj}$$

$$\sigma'_{bj} = 0 \Rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 0 \text{ t/m}^2$$

- **Pertes du câble d'extrados :**

Après 62<sup>ème</sup> jours on a une dissipation de 50% du fluage donc :

$$K_{fl} = 2 - (2 \times 0.5) = 1. \quad \text{Et} \quad \Delta\sigma_{fl} = [1 \times 1.9 \times 10^6 / 21000 (350)^{1/2}] \sigma'_{bj} = 4.83 \sigma'_{bj}.$$

Section	0.00 m	6.424 m	12.85
$\sigma'_{bj}$ (t/m <sup>2</sup> )	736.810	1575.98	2567.51
$\Delta\sigma_{fl}$ (t/m <sup>2</sup> )	9414.66	20137.26	32806.68

➤ Les résultats obtenus des pertes différées en (t/m<sup>2</sup>) sont présentées ci dessus :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p.$$

- **A l' about:**

Désignation	0.00m	6.425m	12.85m
P-retrait	4900.40	4560	4560
P-fluage	0	0	0
P- relaxation	6083.20	6337.06	7028.16
Pertes totales	9969.73	9840.88	10416.80

- A l'extrados :

Désignation	0.00m	8.35m	16.7m
P-retrait	4731	4446	4446
P-fluage	9414.66	20137.26	32806.68
P- relaxation	5351.38	5423.73	6436.11
Pertes totales	18605.14	29103.035	42616.105

### 7.3.Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :

$$\% \text{ pertes} = \frac{\Delta\sigma \text{ totale}}{148800} \text{ En (t/m}^2\text{)}$$

Désignation	0.00m	6.425m	12.85m
Pertes instantanées(t/m <sup>2</sup> )	15628.90	14566.33	9092.07
Pertes différées (t/m <sup>2</sup> )	14287.43	19471.95	26516.45
Pertes totales (t/m <sup>2</sup> )	29916.335	20928.29	35608.52
% pertes totales	<b>20.10</b>	<b>14.06</b>	<b>23.93</b>

Puisque on est estimer les pertes à 32% est les résultats trouvées sont inférieurs à cet valeur donc notre choix et notre disposition des câbles est acceptable.

## VII.8. Verification Des Contraintes Normales :

Dans ce qui suit on vérifie notre poutre de contraintes normales et tangentielles, si ces derniers ne dépassent pas les contraintes admissibles dans toutes les étapes de la construction, pour cette vérification on choisit ; la section la plus défavorable qui est la mi-travée.

### 8.1. Différentes phases de la vérification :

pour que la vérification soit complète on la divise en cinq étapes du coulage de la poutre jusqu'à la mise en service de l'ouvrage.

- **1<sup>ère</sup> phase :**

la poutre est sur le banc de fabrication, au 7<sup>ème</sup> jours le câble de la première famille est tiré à 50% de  $P_0$ , les pertes de précontraintes à prendre en compte sont de 50% des pertes instantanées du même câble.

La section résistante est celle de la poutre seule

- **2<sup>ème</sup> phase :**

Au 21<sup>ème</sup> jours le câble de la première famille est tiré à 100% de la force initiale  $P_0$ , ce câble est consommé 100% des pertes instantanées du câble, toujours la section résistante est celle de la poutre seule.

- **3<sup>ème</sup> phase :**

Au 32<sup>ème</sup> jours on coule l'hourdis, les pertes à prendre en compte sont de 100% des pertes instantanées du câble d'about et un pourcentage  $\alpha_1=40\%$  des pertes différées, la section résistante est celle de la poutre seulement avec la prise en considération du poids propre de l'hourdis.

- **4<sup>ème</sup> phase :**

Après 60 jours la dalle sera durcie, on tire le câble de la deuxième famille d'extrados à 100%, dans cette phase les pertes instantanées des deux câbles sont consommées totalement avec un pourcentage  $\alpha_2=60\%$ , la section résistante est la section de la poutre plus hourdis.

- **5<sup>ème</sup> phase :**

Au 81<sup>ème</sup> jours c'est la mise en place des éléments du tablier ( la superstructure), les pertes sont consommées totalement, la section résistante est poutre+hourdis et le poids de ces éléments de la superstructure est prendre en considération.

- **6<sup>ème</sup> phase :**

l'ouvrage est en service, les pertes sont consommées totalement des trois câbles, les efforts appliquées sont le poids propre du tablier complet et la surcharge la plus défavorable.

### 8.2. Valeurs caractérisées de la précontrainte :

La force de la précontrainte est représentée par ces deux formules :

$$1) P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P \text{ donc } P1 = (1.02 \sigma p0 - 0.8 \Delta \sigma i) n. Ap \quad \text{à vide}$$

$$2) P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P \text{ donc } P2 = (0.98 \sigma p0 - 1.2 \Delta \sigma i) n .AP \quad \text{en charge}$$

On vérifie que la contrainte normale  $\dagger(y)$  est comprise entre les contraintes limites  $\bar{\dagger}_{bc}$  et  $\bar{\dagger}_{bt}$

$$\bar{\dagger}_{bt} = -1.5.f_tj \leq \dagger(y) \leq \bar{\dagger}_{bc} = 0.6.f_cj$$

$$\text{Avec : } \dagger(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pl_0 + M}{I} y$$

$$\dagger_s = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{eV'}{i^2} \right) + \frac{M_G V'}{I} \quad \text{et} \quad \dagger_i = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{eV'}{i^2} \right) - \frac{M_G V'}{I}$$

- **Phase 1** : Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes.

$$P_1 = (1.02 \times 1488 - 0.8 \times 72.51) \times 1.8 \times 10^{-3} \times 0.5 \Rightarrow P_1 = 1.31 \text{ MN} ; M = 1.05 \text{ MN.m}$$

$\Delta\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	P1 (MN)	1/B	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)
36.25	1.31	2.34	5.29	0.038	13.90

- **Phase 2** : Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes.

$$P_1 = (1.02 \times 1488 - 0.8 \times 72.51) \times 1.8 \times 10^{-3} \Rightarrow P_2 = 2.63 \text{ MN} ; M \text{ (P. seule)} = 1.05 \text{ MN.m}$$

$\Delta\sigma_i$ (MPa)	P2 (MN)	1/B	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)
72.52	2.63	2.34	4.02	9.09	21

- **Phase 3** : Section résistante : poutre seule et caractéristiques nettes.

$$P_3 = (1.02 \times 1488 - 0.8(72.51 + 0.4 \times 104.16)) \times 1.8 \times 10^{-3} \Rightarrow P_3 = 2.57 \text{ MN} ; M \text{ (P. hourdis)} = 1.78 \text{ MN.m}$$

$\Delta\sigma_i$ (MPa)	P3 (MN)	1/B	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)
114.17	2.57	2.34	8.63	2.45	21

- **Phase 4** : Section résistante : Poutre + dalle et caractéristiques nettes.

$$P_4 = (1.02 \times 1488 - 0.8(0.6 \times 360.08)) \times 2 \times 1.8 \times 10^{-3} \Rightarrow P_3 = 4.84 \text{ MN} ; M \text{ (P. hourdis)} = 1.78 \text{ MN.m}$$

$\Delta\sigma_i$ (MPa)	P4 (MN)	1/B	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)
432.09	4.84	1.25	-0.29	19.80	21

- **Phase 5** : Section résistante : poutre + dalle et caractéristiques nettes.

$$P_5 = (1.02 \times 1488 - 0.8 \times 356.08) \times 2 \times 1.8 \times 10^{-3} \Rightarrow P_3 = 4.43 \text{ MN. } M \text{ (ouvrage vide)} = 2.17 \text{ MN.}$$

$\Delta\sigma_i$ (MPa)	P5 (MN)	1/B	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)
712.16	4.43	1.25	1.17	14.96	21

- **Phase 6** : Section résistante : poutre + dalle et caractéristiques nettes.

$$M \text{ (g+D240)} = 3.70 \text{ MN.m}$$

$$P_6 = (0.98 \times 1488 - 1.2 \times 356.08) \times 2 \times 1.8 \times 10^{-3} \Rightarrow P_3 = 3.90 \text{ MN.}$$

$\Delta\sigma_i$ (MPa)	P2 (MN)	1/B	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ comp (MPa)	$\sigma_{adm}$ trac (MPa)
712.16	3.90	1.25	6.35	-1.23	21	-2.7

**VII.9. Verification des contraintes tangentielles :**

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + 2 \sigma_t / 3) = \tau'^2 \quad \text{avec} \quad \tau = v_{red} \cdot S / B_n \cdot I$$

- $f_{tj}$  : la résistance de la traction du béton à l'âge j.
- $\sigma_t$  : la contrainte de la précontrainte appliquée.
- $\sigma_t = \sum P_i \cos \alpha_i / B_n$
- $V_{red} = T_G + T_p$ .
- $T_G$  = effort tranchant.
- $T_p$  = % de la mise en tension  $\times A_p \times \sigma_i (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2)$ .
- $S$  : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4, 5 et 6 on prend celle de la poutre + hourdis).
- $\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta \sigma_i$ . ( $\sigma_{po} = 148800 \text{ t/m}^2$ ).

**9.1.  $\Delta \sigma$  pertes pour chaque étape :**

- **A l'about :**

Etape 1 : 50% de  $\Delta \sigma_i$  pertes instantanées à l'about.

Etape 2 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_i$

Etape 3 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_i + \alpha_1 \Delta \sigma_d$  avec  $\Delta \sigma_d$  sont les pertes différées.

Etape 4 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_i + \alpha_2 \Delta \sigma_d$ .

Etape 5 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_i + \Delta \sigma_d$

Etape 6 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_i + \Delta \sigma_d$

- **A l'extrados :**

Etape 1 : 50%  $\Delta \sigma_i$  pertes instantanées à l'about.

Etape 2 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_i$

Etape 3 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_i + \alpha_1 \Delta \sigma_d$  avec  $\Delta \sigma_d$  sont les pertes différées des deux câbles d about.

Etape 4 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_{about} + \Delta \sigma_{extrados}$  ; avec : ( $\Delta \sigma_{about} = \Delta \sigma_i + \alpha_2 \Delta \sigma_d$ .  $\Delta \sigma_{extrados} = \sigma_i \text{ extrados}$ ).

Etape 5 :  $\Delta \sigma = \Delta \sigma_{about} + \Delta \sigma_{extrados}$  ; avec : ( $\Delta \sigma_{about} = \Delta \sigma_i + \Delta \sigma_d$  ;  $\Delta \sigma_{extrados} = \sigma_i \text{ extrados} + \sigma_d \text{ extrados}$ ).

Etape 6 :  $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{about}} + \Delta\sigma_{\text{extrados}}$  ; avec :  $(\Delta\sigma_{\text{about}} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d ; \Delta\sigma_{\text{extrados}} = \sigma_{i \text{ extrados}} + \sigma_{d \text{ extrados}})$ .

### 9.2.Vérification :

➤ A l'about :

**X = 0.00 L:**

Désignatio n	$T_G(t)$	$T_P(t)$	$V_{\text{red}}(t)$	$S(m^3)$	$\tau_{\text{reduit}}(t/m^2)$	$f_{ij}(t/m^2)$	$\sigma_t(t/m^2)$	$\tau'(t/m^2)$
Etape 01	17.04	-10.85	6.193	0.11	12.29	199.2	203.14	163.30
Etape 02	17.04	-21.48	-4.45	0.11	13.27	258.74	407.83	234.41
Etape 03	28.81	-23.55	5.26	0.11	15.69	270.00	398.52	240.51
Etape 04	28.81	-20.55	8.26	0.17	17.82	270.00	390.46	238.61
Etape 05	35.2	-20.87	14.33	0.17	30.93	270.00	341.41	231.82
Etape 06	59.51	-20.87	38.64	0.17	83.40	270.00	341.41	231.82

$b_n = 44 - 8.2 = 35.8 \text{ cm} = 0.358 \text{ m}$ .

➤ En travée :

**X = 0,25 L :**

Désignatio n	$T_G(t)$	$T_P(t)$	$V_{\text{red}}(t)$	$S(m^3)$	$\tau_{\text{reduit}}(t/m^2)$	$f_{ij}(t/m^2)$	$\sigma_t(t/m^2)$	$\tau(t/m^2)$
Etape 01	8.6	-5.43	-3.16	0.09	-32.24	190	297.40	177.96
Etape 02	8.6	-9.88	-1.28	0.09	-13.06	258.74	592.97	260.17
Etape 03	14.52	-10.86	-3.6	0.09	-36.73	270.00	579.06	266.18
Etape 04	14.52	-10.56	-3.96	0.31	-69.59	270.00	1232.60	343.37
Etape 05	17.60	-36.48	-18.88	0.31	-331.79	270.00	1128.69	333.30
Etape 06	31.31	-48.00	-16.69	0.31	-293.30	270.00	958.31	313.30

$b_n = 18 - 8.2 = 9.8 \text{ cm} = 0.098 \text{ m}$ .

## VII.10.Ferrailage de la poutre :

### 10.1. Armatures longitudinales :

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

Avec :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{\tau_{Bt}} \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $B_t$  : surface du béton tendu ( $m^2$ ).
- $N_{Bt}$  : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.
- $f_{tj}$  : contraintes de traction du béton calculée à partir de  $f_{cj}$ .
- $\sigma_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de la traction dans la section.
- $f_{tj}=2.7\text{Mpa}$  : la résultante des efforts de traction
- $h_{bt}$  : correspond au lieu ou la contrainte est nulle.
- $F_e = 400 \text{ Mpa} = 40000 \text{ t/m}^2$ .

Dans notre cas :  $\sigma_{Bt}=-1.23\text{MN}$  ,  $B_t= 0.1395 \text{ m}^2$

$$N_{bt} = 0.5B_t * \sigma_{Bt} = 0.085\text{MN}$$

$$A_s = \frac{0.1395}{1000} + \frac{0.085}{400} + \frac{2.7}{1.93}$$

Donc :  $A_s=4.37 \text{ cm}^2$

On prendra **4 HA12** avec une section nominale de **4.52cm<sup>2</sup>**.

### 10.2.Armatures de peau :

#### a) longitudinale :

On prend  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  pour les armatures de peau si le rapport  $\frac{A}{B} > 0.1\%$ .

$$A = 3 \times 4.71 = 14.13 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{A}{B} = \frac{14.13}{4376} = 0.32\% > 0.1\%.$$

$A_s=14.13 \text{ cm}^2$  donc on prend 24 HA 10 de section  $A_s = 14.64 \text{ cm}^2$ .

**b) Transversale :**

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins  $2 \text{ cm}^2$  d'acier par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites, on a choisit pour l'armature transversale 4 cadres de HA 8 donne une section de  $2.01 \text{ cm}^2$

- **Minimum d'armatures transversales :**

L'écartement transversale entre deux armatures est  $S_t = \min(0.8h, 3b, 1m) = (1.2, 1.41, 1m) = 1m$ .

On commence par un écartement de 20 cm à l'about pour atteindre 1m au milieu .

$$\frac{A_t}{b_r x S_t} \geq \frac{x_s x (\ddagger_u - 0,14x \sqrt{f_{cj}})}{0,9x f_e}$$

- $b_r$  : largeur réduite au sens du BPEL 91.
- $b_r = 44 - 8.2 = 35.8 \text{ cm}$
- $\gamma_s = 1,15$  (BAEL 91).
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  en phase d'utilisation.

$$\ddagger_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{23.004}{0.44 \times 1.2} = 43.56 \text{ t}$$

$$A_t \geq b_r x S_t x \frac{x_s x (\ddagger_u - 0,14x \sqrt{f_{cj}})}{0,9x f_e}$$

$$A_t \geq 0,358 \times 0,2 \times (1,15 \times (43,56 - 8,28)) / 36000 = 0,80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t \geq 0,80 \text{ cm}^2. \quad \text{On prend des cadres de HA8 pour } A_s = 1,01 \text{ cm}^2.$$

**10.3.Cadre du talon :**

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre

$$\overline{f_{en}} = 3480 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Et} \quad \overline{f_{28}} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Soit : l'enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre et on prend  $c=6 \text{ cm}$  on

$$\text{Doit avoir} \quad \frac{\overline{W}_t}{t} = c \frac{\overline{f_{28}}}{\overline{f_{cn}}} \times 100 = 6 \times \frac{21}{3480} \times 100 = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit **4 cadres HA8/ml**. On fixe l'espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$  à l'about et à 20cm en travée

- **Armatures supérieures de la table de compression :**

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

Le poids propre :  $q_1 = [897] \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,22t / ml$ .

Le béton frais hourdis :  $[25 \times 50] \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,31t / ml$ .

Une surcharge de 450 kg/m provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

$q_1 = 1.2 \times 0.45 \times 0.515 \times 1.00 = 0,27t / ml$

$q = q_1 + q_2 + q_3 = 0.80t / ml$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

Le moment est :  $M = \frac{ql^2}{2} = \frac{0.80 \times 0.50^2}{2} = 0,10t.m / ml$ .

$A_s = 0,45 \text{ cm}^2$ .

On prend **HA12** tous les 20 cm.

#### 10.4. Etude de la plaque d'about :

- $h_t = 130 \text{ cm}$ .
- $b = 44 \text{ cm}$ .
- $a = 25 \text{ cm}$ .
- Épaisseur de la plaque :  $h_t/4 = 32.5 \text{ cm}$ .

#### 10.5. Justification dans la zone de régularisation :

##### ➤ Effet de surface :

Au voisinage immédiat de  $S_a$ , il y lieu de disposer une section d'acier :  $A_s = 0,04 \max (F_{jo}) / \sigma_{slim}$ .

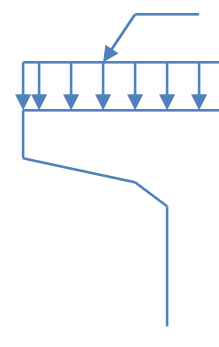
Avec :

- $F_{jo}$  : représente la force à l'origine ancrée au niveau j du panneau étudié.
- $\sigma_{slim} = (2/3) f_e = 266.70 \text{ MPa}$ .
- $F_{jo} = \sigma_{p0} \cdot A_p = 1488 \times 1800 \times 10^{-3} = 2.67 \text{ MN}$ .

Donc :  $A_s = 0,04 \times 2.67 / 266.70 = 4.00 \text{ cm}^2$ .

Plan vertical : Soit un cadre de **HA16** pour  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$  autour de chaque plaque d'ancrage.

Plan horizontal : Soit un cadre de **HA16** pour  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$  autour de chaque plaque d'ancrage.



➤ **Effet d'éclatement :**

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :  $R_i = 0,25(1 - \frac{a_i}{d_i})F_{j0}$ .

Pour chaque niveau d'ancrage j, on calcule une section d'aciers d'éclatement :  $A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \tau_{slim}}$ .

Le coefficient  $K_j$  prenant les valeurs :  $K_j = 1$  ; si j est un niveau extrême.

$K_j = 1,5$  ; si j est un niveau intermédiaire.

$$R_i = 0,25(1 - \frac{a_i}{d_i})F_{j0} = 0,25(1 - 0,26/0,45)2,67 = 0,28 \text{ MN}.$$

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \tau_{slim}} = 0,28 / (1 \times 266,70) = 10,56 \text{ cm}^2.$$

On dispose, en définitif, une section d'aciers transversale sur une zone de longueur égale à max ( $d_j$ ) en aval de  $S_a$ .

$$A_{ej} = \sup \left\{ \begin{array}{l} \text{Max}(A_{ej}) \\ 0,15 (\text{max}(F_{j0}) / \tau_{slim}) \end{array} \right. \Rightarrow A_{ej} = \sup \left\{ \begin{array}{l} 10,56 \text{ cm}^2 \\ 15,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Donc  $A_e = 15,01 \text{ cm}^2$ .**

Plan vertical : Soit **4** cadres de **HA16** pour  $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$ .

Plan horizontal : Soit **4** cadres de **HA16** pour  $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$  autour de chaque plaque d'ancrage.

**10.6.Vérification des contraintes du béton :**

$$\tau_{iej} = 0,5(1 - \frac{a_j}{d_j}) \frac{F_{j0}}{bd_j}.$$

$d_j$  : la hauteur du prisme symétrique associé au niveau j.

$a_j$  : dimension moyenne dans le plan d'étalement des gaines d'ancrages placés à ce niveau j.

$F_{j0}$  : force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau j.

$a = 26 \text{ cm}$ .

$$\sigma_{tej} = 0,5(1 - 0,26/0,50) (2.67/0,44 \times 0,50) = 2.91 \text{ MN/m}.$$

$$f_{c14} = \frac{14 \times 35}{4.76 + 0.83 \times 14} = 29.90 \text{ MN/m}^2 \implies 2/3 f_{c14} = 19.93 \text{ MN/m}^2.$$

$$f_{t14} = 2.40 \text{ MN/m}^2. \implies 1,25 f_{t14} = 3.00 \text{ MN/m}^2.$$

$$\tau_{xmj} = \frac{F_{j0}}{bd_j} = 2.67 / 0,44 \times 0,50 = 12.14 \text{ MN/m}^2.$$

$$\implies \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{te1,2} = 2.91 \text{ MN/m}^2 < 3.00 \text{ MN/m}^2. \text{ Vérifie} \\ \sigma_{xmj} = 12.14 \text{ MN/m}^2 < 18.79 \text{ MN/m}^2. \text{ Vérifie.} \end{array} \right.$$

### 10.7. Justification vis-à-vis de l'équilibre générale de diffusion :

#### a) Justification des contraintes tangentielles:

La contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure :  $\tau_d = 2 \frac{V_x}{b l_r}$

Avec :  $V_x$  : effort tranchant dans la position x et  $l_r = h_t/4 = 32.5 \text{ cm}$ .

$\tau_{g \max} = (\tau_d + \tau_r)$ . On doit vérifier que  $\tau_{g \max}$  ne dépasse pas  $1,5 f_{tj}$ .

$$V_x = 2.67 (\sin \alpha_1) - qX = 2.67 \times \sin 4.98 - 1,6 \times 32.5 = 22,65 \text{ t}$$

$$\tau_d = 2 \times 22.65 / 0,5 \times 0,4 = 226,57 \text{ t/m}^2.$$

$$\tau_{g \max} = \tau_d + \tau_r = 226,57 + 45,00 = 271,57 \text{ t} < 1,5 f_{tj} = 343,77 \text{ t}.$$

**b) Armatures d'équilibre général :**

$$V_{xe} = V_x \left[ 1 - \left( \frac{f_{ij}}{3f_d} \right)^2 \right].$$

Alors la section totale :  $A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{f_{s\lim}}$

$N_{tc}$  : effort normal au niveau où  $|V_{xe}|$  égale à  $|V_{xe}|_{\max}$ .

$$V_{xe} = 22,65 \left[ 1 - (343,77/3 \times 226,57)^2 \right] = 16,85t.$$

$$A_c = [16,85 - 267(\cos 4,98) / 26670] = 16,84 \text{ cm}^2.$$

**$A_s + A_e = 15,68 > A_c = 16,84 \text{ cm}^2$ .** Donc aucune armature supplémentaire n'est nécessaire.

**Introduction :**

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

- Les flèches et les rotations qui sont dues essentiellement aux charges permanentes et aux surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

**VIII.1. Calcul des flèches :****1.1. Calcul de la flèche due au poids propre :**

La flèche due au poids propre est donnée par la formule suivante:

$$F_G = \frac{5 G l^4}{384 \times E_v \times I_{eq}}$$

L : La portée = 24.7 m.

$E_v$  : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{E_{inst}}{3} = \frac{11000}{3} 3\sqrt{f_{c28}} = 12102.94 \text{ Mpa}$$

$I_{eq}$  : Moment d'inertie de la section équivalente « poutre + hourdis ».

$$I_{eq} = 18167982.5 \text{ cm}^4 = 0.181679825 \text{ m}^4$$

$$G = 2.85 \text{ t/ml}$$

$$\text{D'où : } F_G = \frac{5 \times 2.85 \times (24.7)^4}{384 \times 1210294 \times 0.181679825}$$

$$F_G = 0.0628 \text{ m} = 6.281 \text{ cm}$$

**1.2. La flèche due à la précontrainte :**

Cette flèche est donnée par l'expression de « VERESHEAGUINE »

$$F_p = \frac{2}{E_v I_{eq}} \int_0^{L/2} M_p(x) dx$$

Avec :

$M_p(x)$  : Moment dû à la précontrainte

$$M_p(x) = \sum N_i \times e_{pi} \quad , \quad N_i = \sum P_i \cos \Gamma_i \quad , \quad P_i = (\uparrow_{po} - \Delta \uparrow_T) A_p$$

$e_{pi}$  : L'excentricité des câbles

		0	L/4	L/2
<b>N</b>	<b>N<sub>1</sub>(MN)</b>	2.252	2.29	2.358
	<b>N<sub>2</sub>(MN)</b>	/	1.81	1.71
<b>ep<sub>i</sub></b>	<b>ep<sub>1</sub>(m)</b>	-0.016	-0.232	-0.528
	<b>ep<sub>2</sub>(m)</b>	/	-0.011	-0.4535
<b>M<sub>p</sub>(MN.m)</b>		-0.0367	-0.552	-2.023

Tableau(VIII.1.1) Valeurs des moments dus à la précontrainte

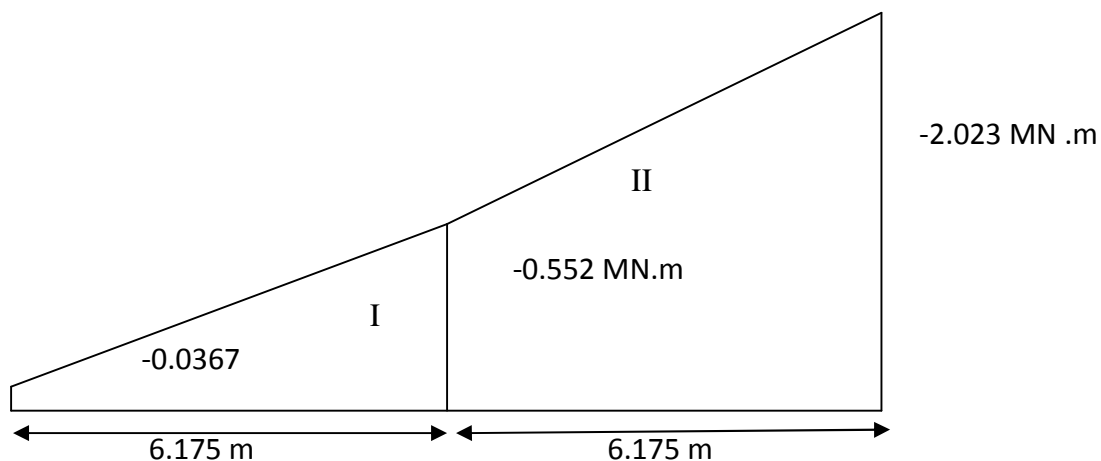


Figure (VII.1.1) Le diagramme des moments sous la précontrainte

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

$$F_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} \cdot (\sum A_i \times X_{Gi})$$

✓ **Trapèze I:**

$$X_G = h \times (2B + b) / 3 \times (B + b)$$

$$X_{G1} = \frac{6.175 \times (2 \times 0.552 + 0.0367)}{3 \times (0.552 + 0.0367)} = 3.98 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^{L/4} M_p(x) dx = \frac{X \cdot A}{E \cdot I} = 3.98 \times \frac{6.175 \times (0.552 + 0.0367)}{2 \times E \cdot I} = \frac{7.20}{E \cdot I}$$

✓ **Trapèze II:**

$$X_{G2} = \frac{6.175 \times (2 \times 2.023 + 0.552)}{3 \times (2.023 + 0.552)} + 6.175 = 9.85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^{L/2} M_p(x) dx = \frac{X \cdot A}{E \cdot I} = 9.85 \times \frac{6.175 \times (2.023 + 0.552)}{2 \times E \cdot I} = \frac{78.30}{E \cdot I}$$

$$F_p = \frac{-2 \times (7.20 + 78.30)}{12102.94 \times 0.181679825}$$

$$F_p = \frac{2 \times (-85.5)}{12102.94 \times 0.181679825}$$

D'où :  $F_p = -0.077 \text{ m} = -7.775 \text{ cm}$

**1.3. Flèche de construction :**

C'est une flèche donnée au coffrage de la poutre en phase de construction, elle est calculée par la formule:

$$F_c = \frac{3}{4} (|F_p| - F_G)$$

$$F_c = 1.12 \text{ cm.}$$

**1.4. Flèche due à la surcharge A(L) :**

Le cas le plus défavorable est obtenu par A(l)

Le moment du au A(l) +ST à L/2 est M (A(l) +ST)= 109.99t.m

Cette flèche est donnée par l'expression suivante:

$$F_s = \frac{5 \times 109.99 \times (24.7)^2}{48 \times 3598172 \times 0.181679825}$$

$$F_s = 1.07 \text{ cm}$$

- **Conclusion :**

✓ Flèche en service à vide :  $F = F_G + F_p + F_c = -0.374 \text{ cm.}$

✓ Flèche en service en charge :  $F = F_G + F_p + F_c + F_s = 0.696 \text{ cm.}$

**IX.2.Calcul des rotation :****2.1. Rotation due aux charges permanentes :**

$$\theta_p = \frac{qL^3}{24 \times E_v \times I_{eq}}$$

$$2.85 \times (24.7)^3$$

$$\theta_G = \frac{\quad}{24 \times 1210294 \times 0.181679825} = 0.00813 \text{ rd}$$

$$\theta_G = 8.13 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

**2.2. Rotation due à la précontrainte :**

$$\theta_p = \frac{1}{E_v \cdot I_{eq}} \int_0^L M dx$$

$$\theta_p = \frac{1}{E_v \cdot I_{eq}} \cdot 2 \cdot \sum A_i$$

$$\theta_p = \frac{2 \times (-9.76)}{12102.94 \times 0.181679825}$$

$$\theta_p = -0.0088 \text{ rd}$$

**2.3. Rotation due à la surcharge A(L) :**

Cette rotation est donnée par la formule suivante :

$$\theta_s = P\alpha \times (4L^2 - 4a^2 - \alpha^2) / 24 \times E_v \times I \times L$$

$$= P \times \alpha \times (3L^2 - \alpha^2) / 48 E_v I$$

$$a = L/2 = 12.35 \text{ m}$$

$\alpha$  : Longueur de la surcharge A (l) = 24.7 m.

P : surcharge répartie/ml = 1.44 t/ml

$$\theta_s = 1.44 \times 24.7 \times (3 \times (24.7)^2 - (24.7)^2) / 48 \times 1210294 \times 0.181679825 = 4 \hat{1} 10^{-3} \text{ rd.}$$

- Conclusion :**

Rotation en service à vide :  $\theta = \theta_G + \theta_p = -0.000662 \text{ rd}$

Rotation en service en charge :  $\theta = \theta_G + \theta_p + \theta_D = 0.0033 \text{ rd}$

**IX.3. Calcul des déplacements horizontaux :****3.1. Déplacement dû au à la rotation d'appui :**

$$\Delta h_{rot} = \theta \cdot \frac{h}{2}$$

$$\Delta h_{rot} = -0.0033 \times 1.55 / 2$$

$$\Delta h_{rot} = 2.55 \times 10^{-3} m$$

### 3.2. Déplacement dû au retrait :

$$\Delta h_{ret} = v_r \cdot \frac{L}{2} \quad \text{Avec : } v_r = 3 \cdot 10^{-4} \text{ et } L = 24.7 m$$

$$\Delta h_{ret} = 3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{24.7}{2}$$

$$\Rightarrow \Delta h_{ret} = 3.705 \cdot 10^{-3} m$$

### 3.3. Déplacement dû au fluage :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} \cdot \frac{\Delta \dagger_{flu}}{E_p} \quad \text{Avec :}$$

$$E_p = 1.9 \cdot 10^5 MPa$$

$$\Delta \dagger_{flu} = 94.14 MPa$$

$$\Delta h_{flu} = \frac{24.7}{2} \cdot \frac{94.14}{1.9 \cdot 10^5}$$

$$\Delta h_{flu} = 0.61 cm$$

### 3.4. Déplacement dû à la variation de la température :

$$\Delta h_{T^\circ} = v_T \cdot \frac{L}{2}$$

$$\text{Avec :} \quad \varepsilon_T = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{actions de courte durée.} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{actions de longue durée.} \end{cases}$$

$$L = 24.7 m \quad \Delta h_{T^\circ} = \begin{cases} 3,705 \cdot 10^{-3} m & \text{actions de courte durée.} \\ 2,47 \cdot 10^{-3} m & \text{actions de longue durée.} \end{cases}$$

### IX.4. Bilan des déplacements :

Déplacement max à l'appui

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3} (\Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta h_T + \Delta h_{rot}$$

$$\Delta h_{max} = \begin{cases} 1.28 cm & \text{actions de courte durée} \\ 1.15 cm & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

## IX. 1. Etude des appareils d'appuis

### Introduction :

Les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre la superstructure et l'infrastructure tout en permettant l'absorption des déplacements, efforts horizontaux et les rotations et cela pour assurer la stabilité à l'ensemble du pont.

### IX.1.1. Dimensionnement des appareils d'appui :

#### 1.1.1. Aire de l'appareil d'appui :

Soient **a** et **b** les dimensions en plan de l'appareil d'appui, il doit vérifier l'intégralité suivante :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = N_{\max} / a.b \leq 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$\sigma_m$  : La contrainte moyenne de compression due à l'effort  $N_{\max}$ .

- $N_{\max}$  : Réaction d'appui.
- 2 MPa : Condition de non cheminement.
- 15 MPa : Condition de non écrasement.

tel que :  $N_{\max} = 59.51 \text{ t}$

D'où :  $396.733 \text{ c m}^2 \leq a \times b \leq 2975.5 \text{ cm}^2$

#### 1.1.2. Détermination de la hauteur T :

Il faut vérifier que :

$$\tau_h \leq 0.5G$$

avec :  $\tau_h = G \times \frac{U}{T}$  : contrainte tangentielle due a la déformation lente U

**U** : Déformation lente (**retrait, fluage, température**)

**U** = 1.35 cm = 13.5 mm.

**T** : Epaisseur d'élastomère totale des feuilles

**G** : Module d'élasticité transversale.

$$\text{On aura donc : } G \times \frac{U}{T} \leq 0.5G \Rightarrow T \geq \frac{13.5}{0.5} = 27 \text{ mm}$$

On prend **T=40 mm** constitué de **5** feuillets de **8** mm chacun.

### 1.1.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut respecter :

- la condition de non flambement.
- l'épaisseur minimale.

✓ **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \Rightarrow \quad 200 \leq a \leq 400$$

On prend alors : **a = 200 mm**

$$\mathbf{b = 400 \text{ mm}}$$

### IX.1.2. Répartition des efforts horizontaux :

Les efforts horizontaux sont répartis sur les éléments (piles, culée) en fonction de leur rigidité.

#### 1.2.1. Calculs des rigidités :

La rigidité d'un appui est donnée par l'expression suivante :

$$R_i = \frac{P}{U}$$

avec : p (charge unitaire)=1t

$$U: \sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$$

$U_i$  : Déplacements d'un élément d'appui sous l'action d'un effort unitaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{U}_1 : \text{Déplacement de l'appareil d'appui.} \\ \mathbf{U}_2 : \text{Déplacement du fût} \\ \mathbf{U}_3 : \text{Déplacement de la fondation.} \end{array} \right.$$

➤ **Déplacement de l'appareil d'appui :**

$$U_1 = \frac{T.H}{n(a.b)G}$$

- H : charge unitaire 1t=10<sup>3</sup>kg
- T : hauteur de l'élastomère(T=40mm)
- n : nombre d'appuis.
- a×b= 40×20=800 cm<sup>2</sup>
- G<sub>stat</sub>=0.8 Mpa=8 kg/cm<sup>2</sup>
- G<sub>dyn</sub>=1.6 Mpa=16 kg/cm<sup>2</sup>

➤ **Sur culée (n=8) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} U_{1(\text{stat})} = \frac{4 \cdot (10)^3}{8 \cdot 800 \cdot 8} = 0.078 \text{ cm} \\ U_{1(\text{dyn})} = \frac{4 \cdot (10)^3}{8 \cdot 800 \cdot 16} = 0.039 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Sur pile (n=16) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} U_{1(\text{stat})} = \frac{4 \cdot (10)^3}{16 \cdot 800 \cdot 8} = 0.039 \text{ cm} \\ U_{1(\text{dyn})} = \frac{4 \cdot (10)^3}{16 \cdot 800 \cdot 16} = 0.019 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Déplacement de l'appui  $U_2$  :**

$$U_2 = \frac{h^3}{3EIm}$$

Avec :

- H : hauteur du fut + chevrete = 8.2 m
- m : Nombre de fut par pile = 4
- I : Inertie du fut =  $\frac{f \cdot d^4}{64} = 0.188 \text{ m}^4$
- $E_{\text{stat}}$  : 11000 Mpa
- $E_{\text{dyn}}$  : 33000 Mpa

➤ **Sur pile :**

$$\left\{ \begin{array}{l} U_{2(\text{stat})} = \frac{(8.2)^3}{3.11000 \cdot 0,188.4} = 0.022m \\ U_{2(\text{dyn})} = \frac{(8.2)^3}{3.33000 \cdot 0,188.4} = 0.0074m \end{array} \right.$$

➤ **Déplacement des fondations  $U_3$  :** fondations superficielles  $U_3=0$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Déplacement	Culée	Pile
<b>Efforts statiques</b>	$U_1(m)$	<b>0.00078</b>	0.00039
	$U_2(m)$	/	0.022
	$U_3(m)$	0	0
	$\sum U_i(m)$	0.00078	0.0223
	$R_i(t/m)$	<b>1280</b>	<b>44.84</b>
<b>Efforts dynamiqu</b>	$U_1(m)$	0.00039	0.00019
	$U_2(m)$	/	0.0074
	$U_3(m)$	0	0
	$\sum U_i(m)$	0.00039	0.00749
	$R_i(t/m)$	<b>2564.1</b>	<b>131.75</b>

**Tableau (IX.1) : Récapitulatif des moments et des rigidités des appuis**

**IX.1. 3. Evaluation des efforts horizontaux :****1.3.2. Effort dynamique :**

L'effort dynamique en tête de chaque appareil d'appui est donné par l'expression suivante :

$$H_{dyn}=H_i \cdot R_i / \sum R_i$$

Avec

$H_i$  : Effort horizontal développé sur le tablier.

**❖ Effort dû au freinage :**

Cet effort ne peut être engendré que le convoi B<sub>C</sub> ou la surcharge A(L).

**✓ Freinage dû à B<sub>C</sub> :**

On suppose qu'un seul camion freine sur le pont et que l'effort dégagé par le freinage est égal à son poids propre. **H<sub>BC</sub>=30 t**

**✓ Freinage dû à A(l) :**

Cet effort est donné par la formule suivante :

$$F_A = \frac{1}{20 + 0,0035 S} P_A$$

$P_A$  : le poids donné par la position la plus défavorable de A(l)

$S$  : surface chargée donnant l'effet le plus défavorable (dans notre cas on a 03 voies chargées)

$$P_A = 1.1849 \text{ t/m}^2$$

$$S = 3.33 \times 3 \times 24.7 = 246.753 \text{ m}^2$$

$$F_A = \frac{1.1849}{20 + 0,0035 \times 246.753} \times 246.753 = \mathbf{14.013 \text{ t}}$$

**Donc le freinage maximum est obtenu sous B<sub>C</sub>.**

❖ **Effort dû au séisme :**

L'effort du séisme est donné par la formule suivante :

$$H_s = \varepsilon_s \cdot G$$

Avec :  $\varepsilon_s = 0.3 \text{ m/s}^2$  (l'accélération sismique horizontale)

**G** : Le poids propre du tablier.

$$\mathbf{G = 585 \text{ t.}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur pile : } H_s = 0.3 \times 585 = \mathbf{175.5 \text{ t}} \\ \text{Sur culée : } H_s = 0.3 \times 292.5 = \mathbf{87.75 \text{ t}} \end{array} \right.$$

❖ **Effort due au vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe de la chaussée, il développe une pression  $p_v = 2.5 \times 10^{-3} \text{ MN/m}^2$ . Sur toute la surface d'impact.

$$H_v = P_v \cdot L_T \cdot h_T = P_v \cdot S$$

$$S = (1.3 + 0.08 + 0.25) \times 24.7 = 40.26 \text{ m}^2$$

$$H_v = 2.5 \times 10^{-3} \times 40.26 = \mathbf{10.06 \text{ t}}$$

❖ **Effort due à la déformation (déplacements) :**

$$\varepsilon = 1.28 \text{ cm}$$

avec :  $\varepsilon = D_{\max}$  le déplacement maximum

**G**: module d'élasticité transversale

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ effet lent.}$$

$$G = 16 \text{ kg/cm}^2 \text{ effet instantané.}$$

On obtient :

$$\varepsilon = (H \times T) / (G \times a \times b) \text{ donc } H = G \times a \times b \times \varepsilon / T$$

$$H = 8 \times 20 \times 40 \times 1.28 / 4 \quad \mathbf{H = 2.048t}$$

	$R_i(T)$	$R_i/\Sigma R_i$	$H_A(t)$	$H_{Bc}(t)$	$H_V(t)$	$H_S(t)$
<b>Culée</b>	2564.1	0.487	6.82	14.61	4.89	42.73
<b>Pile</b>	131.75	0.025	0.35	0.75	0.25	4.38

Tableau (IX.2.) : Récapitulatif des efforts dynamique

**IX.1.4. Vérification des appareils d'appui :****1.4.1. Vis a vis de la contrainte due à l'effort normal :**

$$\delta m = N_{\max} / a \cdot b \leq 15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_N = 1.5 \times \delta m / \beta \leq 3G$$

$$\text{Avec : } R_{\max} = 59.51t = 59510 \text{ kg}$$

$\delta m$  : contrainte de compression sous  $N_{\max}$

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{20.40}{2 \cdot 0.8 \cdot (20+40)} = 8.33$$

$$\delta m = 59.51 \times 10^3 / 20 \times 40 = 74.38 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\tau_N = 1.5 \times 74.38 / 8.33 = 13.39 \text{ kg/cm}^2 \leq 3 \times 8 = 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**1.4.2. Vis a vis de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \tau_{H1} + \tau_{H2} \leq 0.7 G_{sta} & (\text{l'effort dû au freinage}). \\ \tau_{H1} + \tau_{H2} \leq 1.3 G_{sta} & (\text{l'effort dû au séisme}). \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \tau_{H1} = \frac{G_{st} \cdot U_1}{T} : \text{contrainte de cisaillement due à la déformation limite de l'appareil d'appui}$$

$$U_1 = \Delta h_{\max} = 1.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{H1} = 8 \times 1.28 / 4 = 2.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H2} = \frac{0.5 H_2}{a \cdot b \cdot n} : \text{contrainte de cisaillement due à l'effort max dynamique.}$$

$$H_2 = \max ( H_S ; H_{Bc} ; H_A ; H_V ) = H_S$$

n: nombre d'appareils d'appuis

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau_{H2} = 0.5 \times 42730 / 20 \times 40 \times 8 = 3.33 \text{ kg/cm}^2 & \text{culée} \\ \tau_{H2} = 0.5 \times 4380 / 20 \times 40 \times 16 = 0.171 \text{ kg/cm}^2 & \text{pile} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau_H = 2.56 + 3.33 = 5.89 \text{ kg/cm}^2 \leq 10.4 \text{ kg/cm}^2 & \text{culée} \\ \tau_H = 2.56 + 0.171 = 2.73 \text{ kg/cm}^2 \leq 10.4 \text{ kg/cm}^2 & \text{pile} \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

#### 1.4.3. Vis avis de la déformation lente due à la rotation d'appui :

$$\tau_{\alpha} = G \times a^2 \times (\alpha_T + \alpha_0) / 2t^2 \times n$$

$\alpha_0$  = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

$$\alpha_0 = 3 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

$\alpha_T$  = rotation maximale de l'appareil d'appui :  $\alpha_T = -0.000662 \text{ rad.}$

n: Nombre de feuillet

$$\tau_{\alpha} = 8 \times 20^2 (-0,000662 + 0,003) / 2 \times 0.8^2 \times 5 = 1.17 \text{ Kg/cm}^2.$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$\text{Vérification : } \tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} \leq 5 G$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau = 13.39 + 5.89 + 1.17 = 20.45 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2. & \text{Vérifiée} \\ \tau = 13.39 + 2.73 + 1.17 = 17.29 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2. & \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

#### 1.4.4. Condition de non cheminement :

$$\sigma_{\min} = N_{\min} / a.b \geq 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_{\min} = 59.28 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = 59.28 \times 10^3 / 20 \times 40 = 74.1 \text{ kg/cm}^2 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{Vérifiée}$$

#### 1.4.5. Condition non glissement :

$$H \leq f . N_{\min}$$

$$f: \text{Coefficient de frottement} = 0.10 + (0.60 / \sigma_{\min})$$

$$N_{\min} = 59.28 \text{ t}$$

$$f = 0.1 + (0.6 / 74.1) = 0.108$$

$$f \times N_{\min} = 0.108 \times 59.28 = 6.408 \text{ t.}$$

✓ **H due à la déformation lente :**

H : force horizontale correspondante à Nmin.

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 8 \times 20 \times 40 \times 1.28 / 4 = 2.048 \text{ t} < 6.408 \text{t.} \quad \text{Vérifiée}$$

✓ **H due au séisme :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Culée : } H_s = 42.73/8 = 5.34 \text{ t} < 6.408 \text{ t} \\ \text{pile : } H_s = 4.38/16 = 0.27 \text{ t} < 6.408 \text{ t} \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

**1.4.6. Condition de non flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T \leq (a/5) = 20/5 = 4 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad T = 4 \leq 4 \text{ cm} \quad \text{vérifiée} \\ T \geq (a/10) = 20/10 = 2 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad T = 4 \geq 2 \text{ cm} \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**1.4.7. Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha_t / 5 = (3 \times 10^{-3} - 0,00066) / 5 = 0.000468 \text{ rad.}$$

$$\alpha_T \leq 3t^2 \sigma_{\min} / \beta a^2 G = 3 \times 0.8^2 \times 74.1 / 8.33 \times 20^2 \times 8 = 0.0053 \text{ rad}$$

$$D'où : 0.00046 \leq 0.0053 \text{ rad} \quad \text{vérifiée}$$

**1.4.8. Vérification des Dimensions des frettes :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s \geq (a \times \sigma_m) / (\beta \times \sigma_e)$$

$$t_s \geq 0.8 \text{ mm.}$$

$\sigma_e$  : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t_s \geq 20 \times 74.1 / 8.33 \times 2200 = 0.8 \text{ mm et } t_s \geq 1 \text{ mm.}$$

$$\text{On prendra: } t_s = 2 \text{ mm.} \quad \text{Vérifiée}$$

La hauteur total est donc multipliée par (e) plus l'épaisseur d'une frette. Donc l'appui sera désigné par l'appellation :

$n = t + t_s$  avec  $t = 8 \text{ mm}$  et  $t_s = 2 \text{ mm}$ .

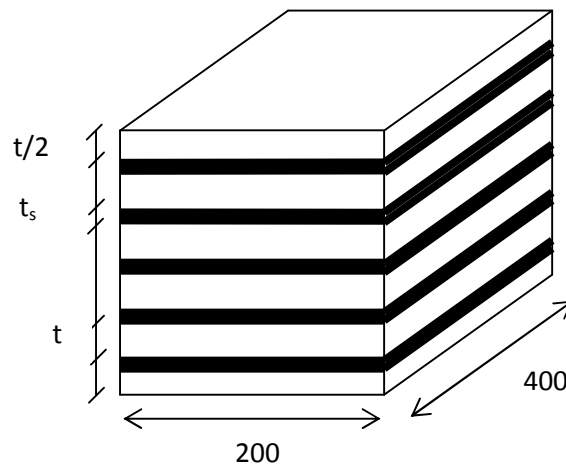
donc :  $H_{\text{TOTAL}} = 10 \times 5 = \mathbf{50 \text{ mm}}$ .

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : **200 x 400 x 5(8 + 2)**

Nous avons donc : **4** feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur **t = 8 mm**

**2** feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur **t/2 = 4**

**5** frettes intermédiaires d'épaisseur **t<sub>s</sub> = 2mm**.



**Figure (IX.1) : Appareil d'appui**

## IX.2 Ferrailage de dé d'appui

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures.

Pour cela on dispose un ferrailage assez dense et des armatures de chaînage et d'éclatement.

✓ **Armatures de chaînage :**

La section calculée doit reprendre un effort de  $R = 0,25R_{max}$ .

$$R_{MAX} = R_G + R_{d(240)} = 59.51 \text{ t.}$$

D'où :  $A_c = 0,25R_{max} / \bar{\sigma}_s = 5.58 \text{ cm}^2$ . On prend 5HA12 pour  $A_c = 5.65 \text{ cm}^2$ .

✓ **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_p = 0.125 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 2.79 \text{ cm}^2. \text{ On prend 6HA8 pour } A_p = 3.08 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armatures de diffusion :**

**a) Ferrailage de surface « frettes sup » :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4%  $R_{max}$

$$A_{fs} = 0.04 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 0.89 \text{ cm}^2. \text{ On prend 4HA6 pour } A_{fs} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

**b) Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur  $Z$  tel que :  $h/3 < Z < h$

$$A_{fi} = 0.1 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 2.23 \text{ cm}^2. \text{ On prend 8 HA6 pour } A_{fi} = 2.26 \text{ cm}^2$$

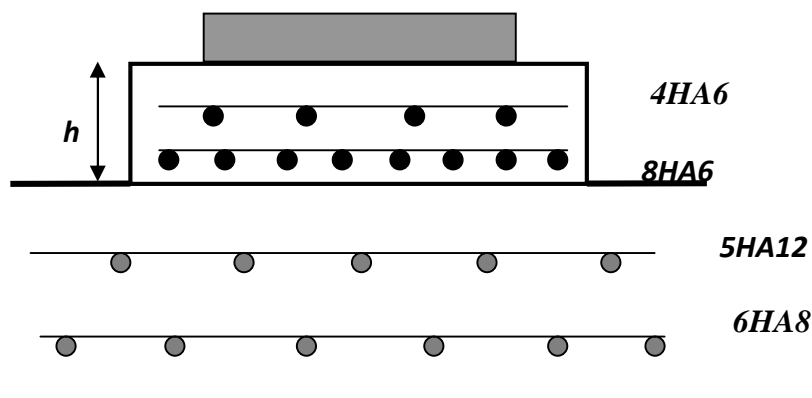


Figure (IX.2) : Ferrailage du dé d'appui

### IX.3. Calcul du joint de chaussée

#### Introduction :

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

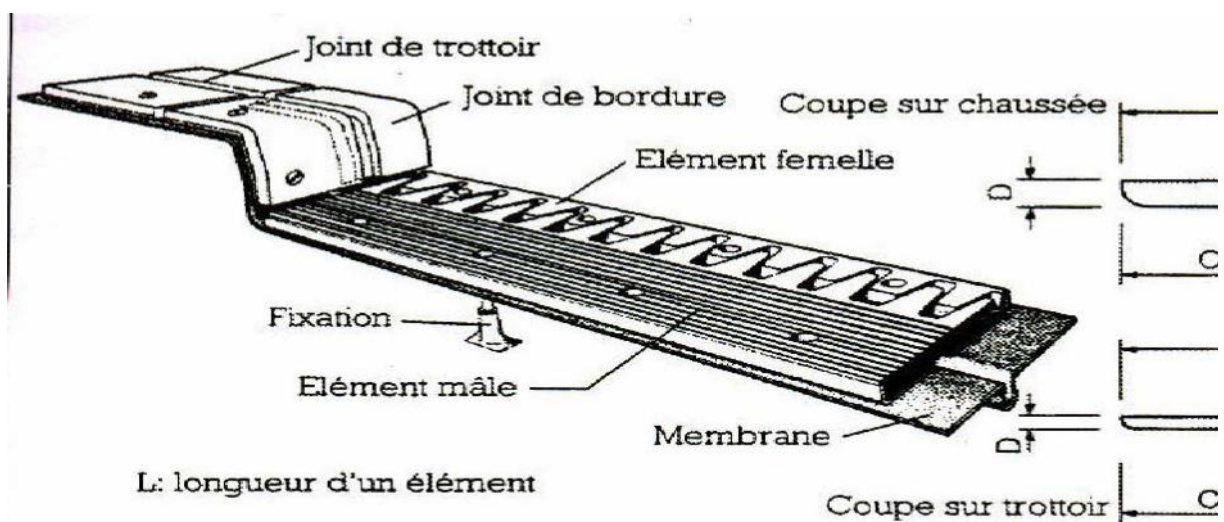


Figure (IX.3) :Éléments du joint de chaussée

Dans le plus part des cas, 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.

**IX.3.1. Calcul des joints :**

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

- ✓ Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage ( $\Delta t + \epsilon f$ ) < **W**.
- ✓ Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme ( $\Delta t + \epsilon_s$ ) < **1,3 W**.

**W** : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi

**XI.1.1 Déplacement dû aux variations linéaires :**

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 1.35 \text{ cm.}$$

**XI.1.2 Déplacement dû au freinage :**

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :

$$\epsilon f = T H / G S.$$

avec : G : module de déformation transversale.

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour des variations lentes.}$$

$$G = 16 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour des variations instantanées}$$

$$H_f = 30 / 16 = 1.875 \text{ t}$$

$$\epsilon f = 4 \times 1875 / 16 \times 20 \times 40 = 0.585 \text{ cm} = 5.85 \text{ mm.}$$

**XI.1.3 Déplacement dû au séisme :**

$$\epsilon_s = T H_s / G S.$$

avec :  $H_s = 4.380 \text{ t}$

$$\epsilon_s = 4 \times 4380 / 16 \times 20 \times 40 = 1.37 \text{ cm} = 13.7 \text{ mm.}$$

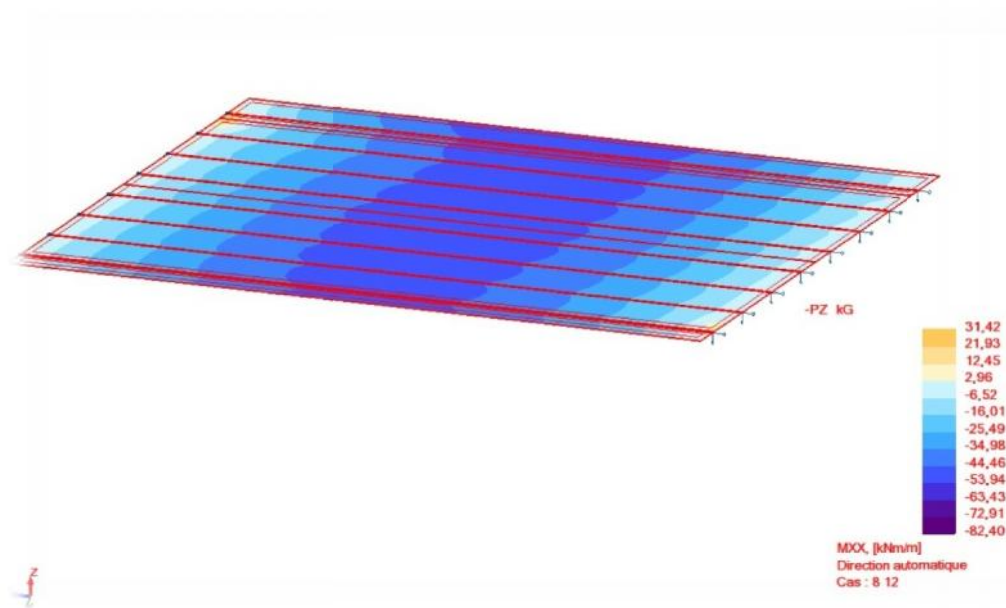
**Combinaison :**

$$\Delta t + \epsilon f = 13.5 + 5.85 = 19.35 \text{ mm.}$$

$$\Delta t + \epsilon_s = 13.5 + 13.7 = 26.5 \text{ mm.}$$

**Introduction :**

- A l'aide de logiciel ROBOT



L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à couvrir le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et de transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. En supposant que le pont est rigidement entretoisé cela 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).

**X.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, donc on aura : Les moments fléchissant max sont obtenus par la combinaison :

**1.35G+1.6×(AL+ST) (ROBOT).**

Les combinaisons d'action à considérer sont:

$$\begin{array}{l}
 \text{A l'LU} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Le moment maximum positif : } M_u = 53.93 \text{ t.m} \\ \text{Le moment maximum négatif : } M_u = 29.81 \text{ t.m} \end{array} \right. \\
 \\
 \text{ELS} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Le moment maximum positif } M_{\text{ser}} = 39.99 \text{ t.m} \\ \text{Le moment maximum négatif } M_{\text{ser}} = 22.23 \text{ t.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

### 1.1. Ferrailage longitudinale :

Le ferrailage se fait en flexion simple en fissuration préjudiciable.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}; \text{ FeE } 40; h = 0.25 \text{ m}; b_0 = 1.00; d = 0.225 \text{ m};$$

#### 1.1.1. Armatures longitudinales :

➤ **Section d'armature supérieure (sur appui) :**

A l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec } f_{c28} = 35 \text{ MPa. } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1.5.$$

D'où  $f_{bu} = 19.80 \text{ MPa}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec } M_u = 2.45 \text{ t.m}; \text{ d'où } \mu = 0.020.$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \quad \text{avec, } f_e = 400 \text{ MPa et } E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

D'où  $\varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = 0.67$$

$$\mu_r = 0.80 \alpha r (1 - 0.4 \alpha r) = 0.39$$

$\mu < \mu_r$  Dans ce Cas, on est dans le domaine 2-a ( $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.025.$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 1.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \tau_s}$$

$$\text{D'où } A_s = \frac{2.45}{1 \times 348} \times 10^{-2} = 0.70 \text{ cm}^2.$$

Donc la section d'armature supérieure (sur appui) est :  $A_s = 0.70 \text{ cm}^2$ .

- Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110(nf_{tj})^{1/2}) = 207.31 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = 0.60f_{c28} = 19.80 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$X = 15 \sigma_{bc} \times d / (15\sigma_{bc} + \sigma_{st}) \Rightarrow X = 0.14 \text{ m.}$$

$$Z = d - X/3 = 0.20 \text{ m.}$$

$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times X \times Z = 29.40 \text{ t.m/ml.} \Rightarrow M_{ser} < M_1$ ; donc il n'ya pas d'acier comprimée.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.82}{0.20 \times 207.31} \Rightarrow A_{ser} = 4.40 \text{ cm}^2. \text{ Soit 4HA12 de section 4.52 cm}^2 \text{ qui est le cas le plus défavorable.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = \frac{0.23ft28bd}{f_e} = 3.49 \text{ cm}^2.$$

$A_{ser} > A_{cnf}$ ; donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ Section d'armature inférieure (à mi travée) :

A l'ELU :

Par la même méthode et les mêmes données on calcule le ferrailage inférieur.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} \text{ Avec } M_u = 4.42 \text{ t.m/ml ; d'où } \mu = 0.044.$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0.67$$

$$\mu_r = 0.80 (1 - 0.4\alpha) = 0.39$$

$\mu < \mu_r$  Dans ce Cas, on est dans le domaine 2-a ( $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ ).

Donc notre section sans armature comprimée.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.056.$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.22.$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s}$$

$$D'o\grave{u} A_s = \frac{4.42}{0.22 \times 348} \times 10^{-2} = 5.77 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e; 110(nf_{tj})^{1/2}) = 207.31 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.60f_{c28} = 16.20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$X = 15 \sigma_{bc} \times d / (15\sigma_{bc} + \sigma_{st}) \Rightarrow X = 0.14 \text{ m.}$$

$$Z = d - X/3 = 0.20 \text{ m.}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times X \times Z = 29.40 \text{ t.m/ml.} \Rightarrow M_{ser} < M_1; \text{ donc il n'ya pas d'acier comprimée.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3.30}{0.20 \times 207.31} \Rightarrow A_{ser} = 7.95 \text{ cm}^2. \text{ Soit 5HA14 de section } 7.7 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = \frac{0.23ft28bd}{f_e} = 3.49 \text{ cm}^2.$$

## X.2. Etude de la flexion transversale :

Le ferrailage transversal de la dalle se fait en flexion simple, en calculant d'abord les moments fléchissant maximums.

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison:

1. 35G+1.6 (AL+ST) et G+1.2 (AL+ST)

$$A \text{ l'LU} \left\{ \begin{array}{l} \text{Le moment maximal positif : } M_{ELU} = 123.75 \text{ t.m.} \\ \text{Le moment maximal négatif : } M_{ELU} = 29.81 \text{ t.m.} \end{array} \right.$$

$$A \text{ l'ELS} \left\{ \begin{array}{l} \text{Le moment maximal positif : } M_{ser} = 91.64 \text{ t.m} \\ \text{Le moment maximal négatif : } M_{ser} = 22.30 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait en flexion simple en fissuration préjudiciable.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}; f_e = 40; h = 0.25 \text{ m}; b_0 = 1.00; d = 0.225 \text{ m};$$

### 2.1. Armatures transversales :

#### ➤ Section d'armature supérieure (sur appui) :

A l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec } f_{c28} = 35 \text{ MPa. } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1.5.$$

D'où  $f_{bu} = 19.80 \text{ MPa}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec } M_u = 2.44 \text{ t.m}; \text{ d'où } \mu = \mathbf{0.024}.$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \quad \text{avec, } f_e = 400 \text{ MPa et } E_s = 200000 \text{ MPa}.$$

D'où  $\varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = 0.67$$

$$\mu_r = 0.80 (1 - 0.4 \alpha r) = 0.39$$

$\mu < \mu_r$  Dans ce Cas, on est dans le domaine 2-a ( $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.030.$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.22.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z r_s}$$

$$\text{D'où } A_s = \frac{2.44}{0.22 \times 348} \times 10^{-2} = 3.15 \text{ cm}^2.$$

#### • Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 (n f_{tj})^{1/2}) = 207.31 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} = 16.20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$X = 15 \sigma_{bc} \times d / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}) \Rightarrow X = 0.14 \text{ m.}$$

$$Z = d - X/3 = 0.20 \text{ m.}$$

$M_1=0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times X \times Z=29.40 \text{ t.m/ml.} \Rightarrow M_{ser} < M_1$ ; donc il n'ya pas d'acier comprimée.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \tau_{st}} = \frac{1.83}{0.20 \times 207.31} \Rightarrow A_{ser} = 4.41 \text{ cm}^2. \text{ Soit 4HA12 de section } 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = \frac{0.23 f_t 28 b d}{f_e} = 3.49 \text{ cm}^2.$$

$A_{ser} > A_{cnf}$ ; donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Section d'armature inferieure (à mi travée) :**

A l'ELU :

Par la même méthode et les mêmes données on calcule le ferrailage inférieur.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \text{ Avec } M_u = 10.14 \text{ t.m/ml ; d'où } \mu = 0.10.$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = 0.67$$

$$\mu_r = 0.80 (1 - 0.4 \alpha r) = 0.39$$

$\mu < \mu_r$  Dans ce Cas, on est dans le domaine 2-a ( $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ ).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.13.$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.21.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \tau_s}$$

$$\text{D'où } A_s = \frac{10.14}{0.21 \times 348} \times 10^{-2} = 13.87 \text{ cm}^2.$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 (n f_{ij})^{1/2}) = 207.31 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} = 16.20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$X = 15 \sigma_{bc} \times d / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}) \Rightarrow X = 0.14 \text{ m.}$$

$$Z = d - X/3 = 0.20 \text{ m.}$$

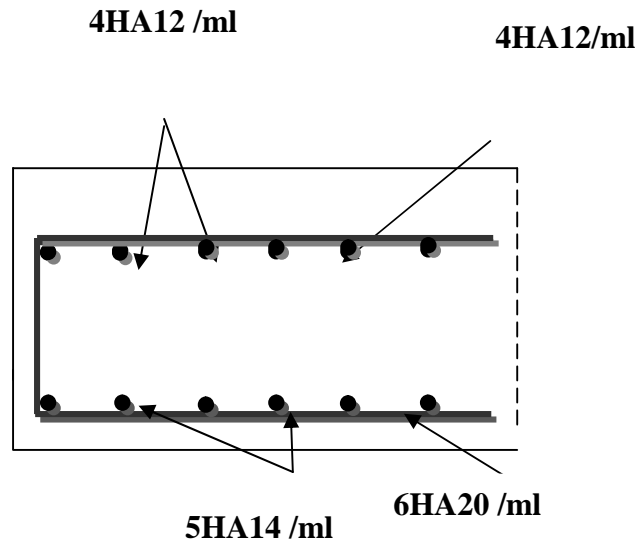
$M_1=0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times X \times Z=29.40 \text{ t.m/ml.} \Rightarrow M_{ser} < M_1$ ; donc il n'ya pas d'acier comprimée.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \tau_{st}} = \frac{7.51}{0.20 \times 207.31} \Rightarrow A_{ser} = 18.11 \text{ cm}^2. \text{ Soit 6HA20 de section } 18.85 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{cnf}} = \frac{0.23ft28bd}{f_e} = 3.49 \text{ cm}^2.$$

### X.3.Récapitulatif du ferrailage:



Ferrailage de l'hourdis (coupe transversale).

La pile est l'appui intermédiaire du tablier, elle est constituée d'un chevêtre, des fûts et d'une semelle superficielle.

### XI.1. Etude du chevêtre :

Le chevêtre est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier, il transmet aux fûts l'ensemble des efforts provenant de la superstructure. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation.

#### 1.1. Evaluation des surcharges :

##### 1.1.1. Poids propre du chevêtre :

$$G_c = \gamma b \times S \times e = 2.5 \times 18.16 \times 2.65 = 120.31 \text{ t.}$$

$$P_c = 8.20 \text{ t/ml}$$

##### 1.1.2. Poids propre du tablier :

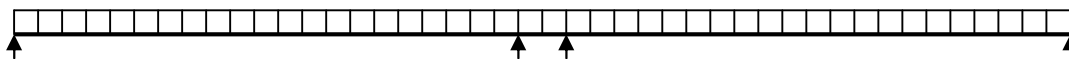
$$P_t = 2 \left[ \frac{Pg}{2n} \right] = 585/8 = 73.125 \text{ t/ml.}$$

Poids propre des fûts :

$$P_f = 4 \times \left( \frac{\pi \times D^2}{4} \right) \times h \times 2.5 = 107.70 \text{ t.}$$

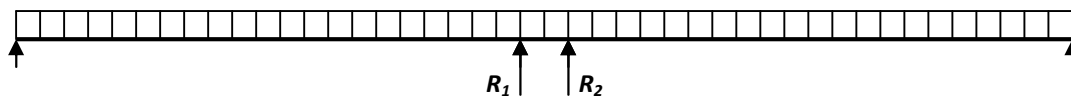
##### 1.1.3. Effort transmis par la surcharge A(L) :

$$\text{-2 travée : } A(l) = 0.23 + \frac{36}{12 + 51.5} = 0.796 \text{ t/m}^2, \quad A(2l) \times a_1 \times a_2 = 0.75 \text{ t/m}^2$$



$$R_{\max} = 0.75 \times 10 \times 25.7 = 192.75 \text{ t.}$$

##### 1.1.4. Effort transmis par les surcharges des trottoirs :



$$T_1 = 0.15 \times 1.50 = 0.225 \text{ t/ml}$$

$$T_2 = 0.15 \times 0.75 = 0.105 \text{ t/ml}$$

$$R_1 = 0.225 \times 24.7 = 5.55 \text{ t}$$

$$R_2 = 0.105 \times 24.7 = 2.59 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 2R_1 = 0.33 \times (50.50/2) = 8.33 \text{ t}$$

**Combinaisons d'action :****ELU :**

$$1.35 \times (P_G) + 1.6(A(L) + ST) = 1.35 \times 73.125 + 1.6 \times (192.75 + 8.33) = \mathbf{420.44t}$$

$$\mathbf{ELS : (P_G) + 1.2(A(L) + ST) = 73.125 + 1.2 \times (192.75 + 8.33) = 314.421 t}$$

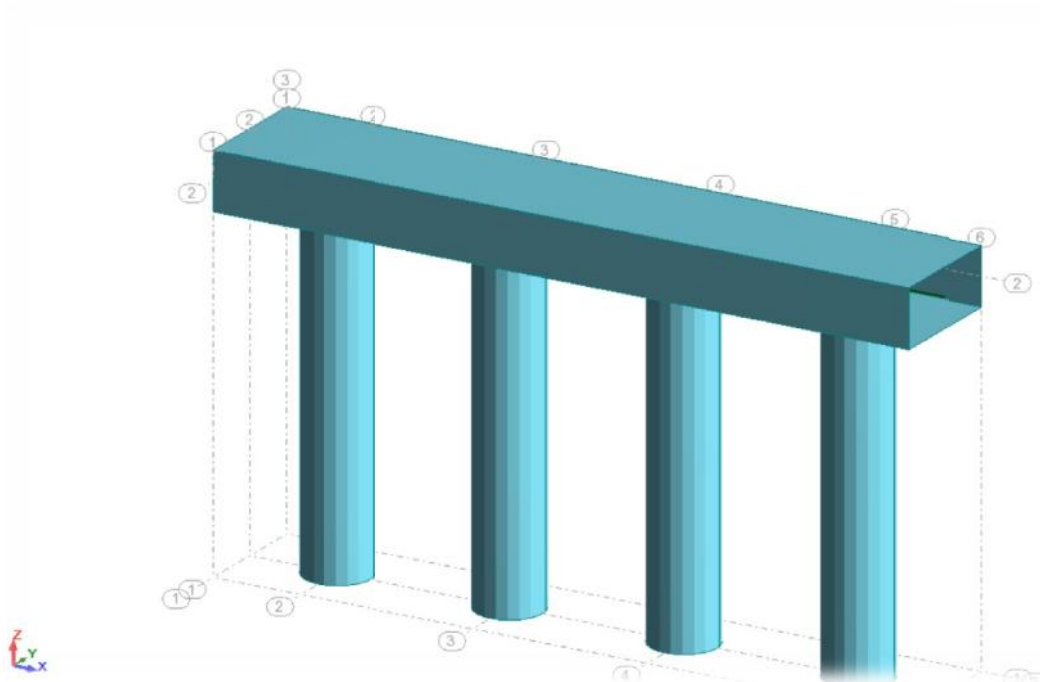
**1.2. Etude et ferrailage du chevêtre :**

L'étude du chevêtre est faite en deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

**Etude et ferrailage du chevêtre :****1.2.1. Ferrailage longitudinal du chevêtre :**

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel Robot, le chevêtre est modélisé tel une poutre simplement appuyée sur les fûts.

- Section transversale du chevêtre : **(1,2m x 2,65m)**.
- Réaction due au poids propre du tablier : **39,80 t**.
- Réaction due aux surcharges : **13,68 t**.



**Figure XI-1 : Modélisation du fût et du chevêtre**

Résultats :

Donc le moment maximum à mi travée est :

- $M_u = 51,048 \text{ t.m}$
- $M_{ser} = 37,93 \text{ t.m}$

Donc le moment maximum sur appui est :

- $M_u = -144,64 \text{ t.m}$
- $M_{ser} = -107,47 \text{ t.m}$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion simple en fissuration préjudiciable.

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}; FeE 40; h = 1.2 \text{ m}; b_0 = 2.65 \text{ m}; d = 1.08 \text{ m};$$

- **Armature longitudinale :**

**Section d'armature supérieure (sur appui) :**

A l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec } f_{c28} = 27 \text{ MPa. } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1.5.$$

D'où  $f_{bu} = 15.30 \text{ MPa}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec } M_u = 144.65 \text{ t.m}; \text{ d'où } \mu = 0.031.$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \quad \text{avec } f_e = 400 \text{ MPa et } E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

D'où  $\varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = 0.67$$

$$\mu_r = 0.80 (1 - 0.4 \alpha r) = 0.39$$

$\mu < \mu_r$  Dans ce Cas, on est dans le domaine 2-a ( $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ ).

Donc notre section sans armature comprimée

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.040.$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 1.06.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z r_s}$$

$$\text{D'où } A_s = \frac{144.65}{1.06 \times 348} \times 10^{-2} = 39.20 \text{ cm}^2.$$

Donc la section d'armature supérieure (sur appui) est :  $A_s = 39.20 \text{ cm}^2$ .

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e; 110(nf_{tj})^{1/2}) = 207.31 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.60f_{c28} = 16.20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$X = 15 \sigma_{bc} \times d / (15\sigma_{bc} + \sigma_{st}) \Rightarrow X = 0.58 \text{ m.}$$

$$Z = d - X/3 = 0.88 \text{ m.}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times X \times Z = 1095.60 \text{ t.m/ml.} \Rightarrow M_{ser} < M_1; \text{ donc IL n'ya pas d'acier comprimé.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \tau_{st}} = \frac{107.50}{0.88 \times 207.31} \Rightarrow A_{ser} = 58.92 \text{ cm}^2. \text{ Soit 8HA32 de section } 64.30 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = \frac{0.23ft28bd}{f_e} = 36.53 \text{ cm}^2.$$

$A_{ser} > A_{cnf}$ ; donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**Section d'armature inferieure (à mi travée) :**

A l'ELU :

Par la même méthode et les mêmes données on calcule le ferrailage inférieur.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bu}} \text{ Avec } M_u = 51.05 \text{ t.m ; d'où } \mu = \mathbf{0.011}.$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0.67$$

$$\mu_r = 0.80 (1 - 0.4\alpha r) = 0.39$$

$\mu < \mu_r$  Dans ce Cas, on est dans le domaine 2-a ( $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ ).

Donc notre section sans armature comprimée.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.014.$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.07.$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \tau_s}$$

$$\text{D'où } A_s = \frac{51.05}{1.07 \times 348} \times 10^{-2} = 13.70 \text{ cm}^2.$$

Donc la section d'armature inferieur (en travée) est :  $A_s = 13.70 \text{ cm}^2$ .

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e; 110(nf_{tj})^{1/2}) = 207.31 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.60f_{c28} = 16.20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$X = 15 \sigma_{bc} \times d / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}) \Rightarrow X = 0.58 \text{ m.}$$

$$Z = d - X/3 = 0.88 \text{ m.}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times X \times Z = 1095.60 \text{ t.m/ml.} \Rightarrow M_{ser} < M_1; \text{ donc il n'y a pas d'acier comprimé.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{37.95}{0.88 \times 207.31} \Rightarrow A_{ser} = 20.80 \text{ cm}^2. \text{ Soit 7HA20 de section } 21.99 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = \frac{0.23 f_t 28 b d}{f_e} = 36.53 \text{ cm}^2.$$

$A_{ser} < A_{cnf}$ ; donc la condition de non fragilité est non vérifiée. On doit augmenter la section des armatures ; on choisit 8HA25 de section  $39.27 \text{ cm}^2$ .

• **Armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min[0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = 1.68 / (2.65 \times 1.20) = 0.70 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Les armatures droites conviennent, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à 20cm d'après les documents (SETRA P.P 73 1.3.2[10]).

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e} \times s_b$$

Avec  $k = 1$  pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq 5.63 \text{ cm}^2$$

**1.3. Etude du chevêtre à la torsion :**

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage des surcharges AL et les surcharges des trottoirs.

**1.4.1. Calcul du moment de torsion :**

$$M_{tu} = 1.60 [ (R_G + R_{AL+ST})a - R_G a ]$$

$$M_{tu} = 1.60 R_{AL} \times a = 1.60 \times (201.08/8 \times 0.55)$$

$$M_{tu} = 22.12 \text{ t.m} .$$

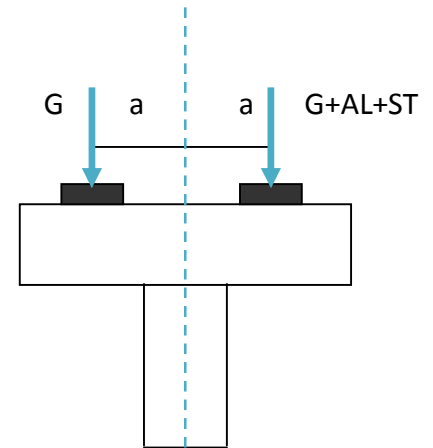


Figure XI.1.4.1 La torsion sur le chevêtre

• **Justification du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u(V_u) + \tau_u(M_t) < \overline{\tau}_u = 2.70 \text{ MPa}$$

$\tau_u(V_u)$ : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_u(M_t)$  : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

Pour déterminer le ferrailage nécessaire à la torsion pour résister aux efforts de torsion ; on considère une section de forme rectangulaire.

Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion ; donc pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section creuse dont l'épaisseur fictive de la paroi réelle adoptée par les règles BAEL est égale à  $b_0 = a/6$

$$1.2mD = 1.2 \implies b_0 = 0.2m.$$

$$\overline{\tau}_u(v) = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2\Omega b_0}$$

$$b_0 = \frac{D}{6} = 0.2 \text{ m}$$

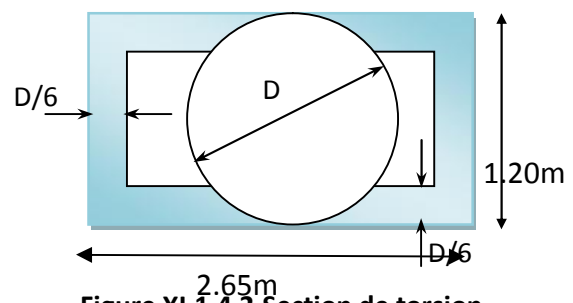


Figure XI.1.4.2. Section de torsion.

$$\Omega = (b-2D/6) (a- 2D/16) = 1.80 \text{ m}^2$$

$$\tau_u(M_t) = \frac{0.22}{2 \times 1.80 \times 0.2} = 0.30 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.30 + 0.70 = 1.00 \text{ MPa} \implies \tau_u < \tau_{uadm} \text{ vérifiée.}$$

a) **Calcul des armatures de torsion :**

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_t \geq \frac{M_{tu} U}{2 \Omega f_e / X_s} = 10.07 \text{ cm}^2$$

Avec U : périmètre de l'aire  $\implies U = 6.10 \text{ m.}$

Donc on choisit 6HA16 de section  $12.57 \text{ cm}^2.$

✓ **Armatures transversales :**

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tu}}{2 \Omega f_e / X_s} \text{ St} = 0.30 \text{ cm}^2 \quad \text{avec St} = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} \text{ (D'après SETRA)}$$

D' où:  $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 12.06 + 0.30 = 12.36 \text{ cm}^2.$  On prend 4 cadres HA14

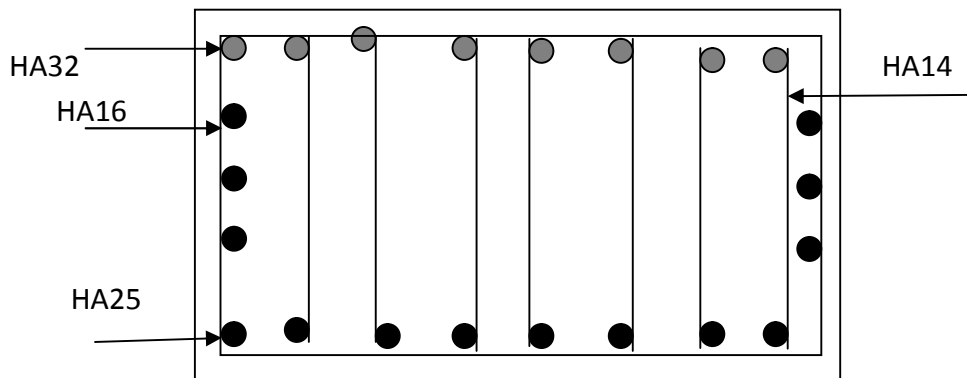


Figure XI.1.4.3. Ferrailage du chevêtre de la pile

**XI.2. Etude du fût :**

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dû aux charges et surcharges aux fondations. Ils sont sollicités en flexion composée.

**2.1. Evaluation des efforts :****2.1.1. Efforts verticaux :**

- **Conditions normales :**

- a) **Charges verticales :**

$$P \text{ fût} = (\pi d^2/4) \times h \times 2,5 = 26.92 \text{ t.}$$

$$\text{Tablier} + \text{chevêtre} + 4 \text{ fûts} = 812.99 \text{ t.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} : A(I) + ST = 201.08 \text{ t.}$$

- b) **Charges horizontales :**

- **Freinage de BC :**

$$H_{BC} = \text{poids d'un camion} / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par fut } H_{BC} = 3.75 \text{ t.}$$

- **Effet du au vent :**

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité  $q = 0,25 \text{ t/m}^2$ .

$$\text{Tablier} = 47.03 \times 0,25 = \mathbf{11.75 \text{ t.}}$$

$$\text{Fûts} + \text{chevêtre} = 0,25(4 \times 1,4 \times 7.00 + 2.65 \times 1,2) = \mathbf{10.60 \text{ t.}}$$

$$\mathbf{HV} = 11.75 + 10.60 = \mathbf{22.35 \text{ t.}}$$

$$\text{Soit par fût} : \mathbf{HV} = \mathbf{5,60 \text{ t.}}$$

- **Variation linéaire :**

Seul l'effort dû à la température agit dans un seul sens. Pour le retrait et le fluage, ils s'agissent dans deux sens, donnant un effort nul.

$$\mathbf{H = G \times a \times b \times \epsilon / T.}$$

$$\mathbf{H = 8 \times 20 \times 40 \times 0,15 / 5 = 0,192 \text{ t.}}$$

**2.1.2. Récapitulatif:**

- **Condition normal :**

Moments à la base du fût :

- ✓ Freinage :  $M_{BC} = 3.75 \times (0.08 + 1.30 + 0.25 + 7.00 + 1,2) = 36.86 \text{ t.m.}$
- ✓ Le vent :  $MV = [2.93 \times (0.08 + 0.25 + 1.30 + 1.2 + 7) + 2.65 \times (7 + 1.20)] / 2 = 25.26 \text{ t.m.}$
- ✓ Variation linéaire :  $0.192(7 + 1,2) = 1.57 \text{ t.m.}$

Les combinaisons sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.60Q + 0.8T^\circ \text{ (ELU)} \\ G + 1.2Q + 0.5T^\circ \text{ (ELS)} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} M_{\text{ELU}} = 1.35 \times 1.57 + 1.6 \times 36.86 + 0.8 \times 25.26 \Rightarrow M_{\text{ELU}} = 81.30 \text{ t.m/fut.} \\ N_{\text{ELU}} = 1.35 \times 203.25 + 1.6 \times 50.27 \Rightarrow N_{\text{ELU}} = 354.80 \text{ t/fut.} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} M_{\text{SER}} = 1.57 + 1.2 \times 36.86 + 0.6 \times 25.26 \Rightarrow M_{\text{SER}} = 58.43 \text{ t.m/fut.} \\ N_{\text{SER}} = 203.25 + 1.2 \times 50.27 \Rightarrow N_{\text{SER}} = 263.60 \text{ t/fut.} \end{cases}$$

- **Conditions sismiques :**

L'intensité du séisme :

$$\begin{cases} \varepsilon_H = 0.3G \Rightarrow \varepsilon_H = 243.90 \text{ t} \\ \varepsilon_V = 0.09G \Rightarrow \varepsilon_V = 74.20 \text{ t.} \end{cases}$$

$$M_{SH} = 0.3 \times (120.31 \times 7.60 + 585 \times 8.40 + 107.68 \times 3.50) \Rightarrow M_{SH}/4\text{futs} = 464.40 \text{ t.m}$$

Les combinaisons :

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} M = 1.57 + 464.40 = 466.05 \text{ t.m/fut.} \\ N = 354.80 + 74.20 = 429.00 \text{ t/fut.} \end{cases}$$

**Ferraillage du fût :**

Le ferraillage du fût se fait à l'ELU en condition sismique (le plus défavorable) à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT :

**Calcul de Section en Flexion Composée**

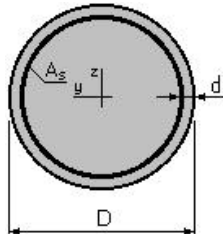
**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27 \text{ (MPa)}$

**Acier:**  $f_e = 500.00 \text{ (mPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:



$$D = 1.40 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.05 \quad (\text{m})$$

## 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (T)	M <sub>y</sub> (T*m)	M <sub>z</sub> (T*m)
1.	ELA	429.00	466.00	0.00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 123.00 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Section minimum (cm <sup>2</sup> )	$A_s \text{ min} = 30.80 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_s \text{ max} = 766.7$
Théorique	$\rho = 0.80 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**      **N = 429.00 (T)**      **M<sub>y</sub> = 466.00 (T\*m)** **M<sub>z</sub> = 0.00 (T\*m)**

Coefficient de sécurité:      1.00      Pivot: B

Position de l'axe neutre:      y = 0.41      (m)

Bras de levier:      Z = 1.15      (m)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$       (‰)

Déformation de l'acier:       $\varepsilon_s = 7.86$       (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue:       $\sigma_s = 400.00$  (kPa)

Comprimée:  $\sigma_s' = 400.00$  (kPa)

$A_s = 123.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **On choisit 26HA25 de section**

Les armatures transversales :

$\Phi t \geq \frac{\phi l}{3}$  Donc,

$\Phi t = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$ . On prend des cercles de  $\phi$ , avec un espacement de 20 cm en zones courantes et de 15cm en zones de jonction.

## 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.

- **Choix de la morphologie :**

Nous avons opté pour une culée remblayé, composée d'un ensemble de mur sont :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont
- Un mur de garde grève destinée à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.

- **Implantation de l'ouvrage :**

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	48+761.355	48+811.409
Côte projet (m)	74.780	74.380
Côte TN (m)	65.46	65.310
Côte de la fondation (m)	61.400	62.350
Hauteur de la culée (m)	9.90	9.40

- Evaluation des efforts qui sollicitent la culée

a) Détermination du coefficient de poussée  $K_d$  :

D'après **Monobé-Okabé** :

La poussée dynamique des terres est calculée par la méthode de Monobé-Okabé :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\phi\sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}} \right]^{-2} \quad (\text{tiré du guide à l'usage des ingénieurs CTC centre RPA 99-2003})$$

$$P_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} (1 \pm \varepsilon_v) \gamma H^2$$

$K_{ad}$  : Coefficient de poussée dynamique.

$P_{ad}$  : La poussée active dynamique globale

$\phi$  : Angle de frottement interne de remblai  $30^\circ$

A : Coefficient d'accélération sismique de la zone (0,3 pour notre projet)

$\beta$  : Angle de la pente du remblai sur l'horizontale ( $0^\circ$ )

$\theta$  : Angle de l'action du poids, y compris l'effet dynamique,  $\theta = \text{Arctg}(Kh/(1 \mp \varepsilon_v))$

$\varepsilon_h = 0.3$  et  $\varepsilon_v = 0.3 \times \varepsilon_h = 0.09$

On considère les deux cas  $(1+\varepsilon_v)$  et  $(1-\varepsilon_v)$  :

- **Pour le cas  $(1+\varepsilon_v)$  :**

$$\Theta = \text{Arctg}(0.3/(1+0.09)) = 15.40^\circ \Rightarrow K_{ad} = 0.535.$$

- **Pour le cas  $(1-\varepsilon_v)$  :**

$$\Theta = \text{Arctg}(0.3/(1-0.09)) = 18.25^\circ \Rightarrow K_{ad} = 0.585.$$

- **Pour le cas normal :**

$$K = \text{tg}^2 \left( \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right) = 0.333.$$

Le coefficient de poussée pour les différents est présenté dans le tableau ci-dessous :

Désignation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	$K_{ad}$
Cas sismique	0.3	+0.09	0.535
	0.3	-0.09	0.585
Cas normal	0	0	0.333

- Pour le cas normal :

Sollicitation	P	N	H	ZV	ZH	MV/O	MH/O	ZV/A	MV/O2
Mur de garde grève	40.71	40.71	/	-1.65	/	-67.1715	/	3.75	152.66
Mur frontal	532.18	532.18	/	-2.7	/	-1436.88	/	2.7	1436.88
Mur en retour	294.14	294.14	/	1.9	/	558.86	/	7.3	2147.22
Semelle	527.15	527.15	/	0.00	/	0.00	/	5.4	2846.61
Poids se terres sur GG+MF	1650.19	1650.20	/	1.9	/	3135.37	/	7.3	12046.43
Poids des terres sur semelle	107.41	107.40	/	-4.5	/	-483.32	/	1.00	107.40
Poids des surcharges 1t/m <sup>2</sup>	95.02	95.02	/	1.7	/	161.52	/	7.1	674.61
Poussées sur MF GG	449.87		449.86		-4.72	0.00	-2123.38	-5.43	-2442.79
poussée sur semelle	14.07		14.07		1.6	0.00	22.5194	2.35	33.075
Poussée dues aux surcharges 1t/m <sup>2</sup> sur MF+GG	50.89		50.89		-6.75	0.00	343.53	7.4	376.61
Tablier	281.12	281.12		3.00		-843.36		2.4	674.68
1.2 (Bc +tr)	180.80	180.80		3.00		-542.40		2.4	433.92
1.2Fbc	18.00		18.00		3.00	0.00	54.00	2.4	43.20

**a) Vérification du renversement :**

$$F_R = M_{S/A} / M_{R/A} > 1.3$$

	Ms/a (t.m)	Mr/a (t.m)	F <sub>R</sub>	
A vide	19444.99	-2442.80	7.96	>1.3 verifier
En charge	20596.72	-2819.40	7.31	>1.3 verifier

**b) Vérification au glissement :**

$$F_G = N * \tan(\phi) / H > 1.2$$

	N(t)	H(t)	F <sub>G</sub>
En charge	3708.72	5 32.84	4.02

**c) Vérification du tiercentral :**

$$e_0 < 10.8 / 6 = 1.8$$

	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)	Ms/o-Mr/o	N(t)	e0(m)	
A vide	3716.75	-4954.12	-1237.37	3432.90	0.360	< B/6 Verifier
En charge	3932.30	-5840.06	-1907.77	3708.72	0.51	< B/6 Verifier

**d) Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{ref} < \sigma_{sol} = 40t/m^2$$

$$\sigma_{max} = N/AB * (1 + 6e_0/B)$$

$$\sigma_{min} = N/AB * (1 - 6e_0/B)$$

$$\sigma_{ref} = N/AB * (1 + 3e_0/B)$$

$$B = 10.80 \text{ m}$$

$$A = 13 \text{ m}$$

	max (t/m <sup>2</sup> )	min (t/m <sup>2</sup> )	σ ref (t/m <sup>2</sup> )	
A vide	29.35	19.55	26.90	< adm = 40t/m <sup>2</sup>
En charge	33.90	18.93	30.15	< adm = 40t/m <sup>2</sup>

b) Pour le cas sismique : $\varepsilon_v+1$ 

Sollicitation	P	H	N	ZV	ZH	MV/O	MH/O	ZV/A	ZH/A	MV/A	MH/A
Mur de garde grève	40.71	12.213	44.37	-1.65	-11.15	-73.21	-136.17	3.75	-11.90	166.40	-145.33
Mur frontal	532.18	159.65	580.07	-2.7	-5.75	-1566.20	-918.01	2.70	-6.50	1566.20	-1037.75
Mur en retour	294.14	88.24	320.61	1.9	-6.65	609.16	-586.80	7.30	-7.40	2340.47	-652.99
Semelle	527.15	158.14	574.59	0.00	0.00	0.00	0.00	5.40	-0.75	3102.80	-118.60
Poids sur GG+MF	1650.19		1798.71	1.90	-6.65	3417.55	0.00	7.3		13130.61	0.00
Poids sur semelle	107.40		117.07	-4.50	2	-526.82	0.00	1.00		117.07	0.00
Poids dus aux surcharges	95.01		103.56	1.70	-12.6	176.06	0.00	7.12		737.40	0.00
poussée des terres sur GG+MF	1580.62	474.18			-6.70	0.00	-3177.05		-7.45	0.00	-3532.69
Poussée sur semelle	49.45	14.83			2.02	0.00	29.96		-2.77	0.00	-41.09
Poussée dus aux surcharges sur MF	90.22	27.06			-6.70	0.00	-181.34		-7.45	0.00	-201.64
Tablier	281.12		306.42	-3.00	-10.90	-919.26	0.00	2.42		741.53	0.00
1.2 (Bc+tr)	180.80		197.07	-3.00	-10.90	-591.21	0.00	2.42		476.91	0.00
1.2 Fbc	18.00	5.40			10.90	0.00	58.86		-11.70	0.00	-63.18
TOTAUX		939.74	4042.50			526.05	-4910.56			22379.42	-5793.29

a) Vérification du renversement :

$$F_R = M_{S/A} / M_{R/A} > 1.3$$

	Ms/a	Mr/a	F <sub>R</sub>
En charge	22379.43	-5793.30	3.86

>1.3 verifier

b) Vérification au glissement :

$$F_G = N * \tan(\phi) / H > 1.2$$

	N(t)	H(t)	F <sub>G</sub>
En charge	4042.50	939.74	2.39

c) Vérification du tiercentral :

$$e_0 < 10.8 / 6 = 1.8$$

	Ms/o	Mr/o	Ms/o-Mr/o	N(t)	e0
En charge	526.06	-4910.56	-4384.50	4042.50	1.085

< B/6 Verifier

d) Vérification des contraintes :

$$\sigma_{ref} < \sigma_{sol} = 40 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = N/AB * (1 + 6e_0/B)$$

$$\sigma_{min} = N/AB * (1 - 6e_0/B)$$

$$B = 10.80 \text{ m}$$

$$\sigma_{ref} = N/AB * (1 + 3e_0/B)$$

$$A = 13 \text{ m}$$

	max (t/m <sup>2</sup> )	min (t/m <sup>2</sup> )	ref (t/m <sup>2</sup> )
En charge	44.78	12.80	36.80

< adm = 40t/m<sup>2</sup>

- Cas sismique: 1-  $K_v=1-0,09=0,91$

$$P_{ad}=K_{ad} \cdot (1 - K_v) \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot l$$

Sollicitation	P	H	N	ZV	ZH	MV/O	MH/O	ZV/A	ZH/A	MV/A	MH/A
Mur de garde grève	40.71	12.21	37.04	-1.65	-	-61.12	-136.17	3.75	-11.9	138.92	-145.33
Mur frontal	532.18	159.65	484.28	-2.70	-5.75	-	-918.01	2.70	-6.5	1307.56	-1037.75
Mur en retour	294.14	88.24	267.66	1.90	-6.65	508.56	-586.80	7.30	-7.4	1953.97	-652.99
Semelle	527.15	158.14	479.70	0.00	0.00	0.00	0.00	5.40	-0.75	2590.41	-118.60
Poids sur GG+MF	1650.19	/	1501.67	1.90	-6.65	2853.19	0.00	7.30	/	10962.25	0.00
Poids sur semelle	107.40	/	97.73	-4.50	2.00	-439.82	0.00	1.00	/	97.73	0.00
Poids dus aux surcharges	95.01	/	86.46	1.70	-	146.98	0.00	7.12	/	615.62	0.00
poussée des terres sur GG+MF	1580.62	474.18	/	/	-6.70	0.00	-	/	-7.45	0.00	-3532.69
Poussée des terres sur semelle	49.45	14.83	/	/	2.02	0.00	29.96	/	-2.77	0.00	-41.09
Poussée dus aux surcharges sur MF	90.22	27.06	/	/	-6.70	0.00	-181.34	/	-7.45	0.00	-201.64
tablier	281.12	/	255.81	-3.00	-	-767.45	0.00	2.42	/	619.08	0.00
1.2 (Bc+tr)	180.80	/	164.52	-3.00	-	-493.58	0.00	2.42	/	398.15	0.00
1.2 Fbc	18.00	5.40	/	/	10.90	0.00	58.86	/	-11.7	0.00	-63.18
TOTAUX		939.74	3374.93			439.18	-			17376.17	-5793.29
							4910.56				

a) Vérification du renversement :  $F_R = M_{S/A} / M_{R/A} > 1.3$

	Ms/a	Mr/a	$F_R$
En charge	17376.20	-5793.29	3.00

>1.3 verifier

b) Vérification au glissement :  $F_G = N * \tan(\phi) / H > 1.2$

	N(t)	H(t)	$F_G$
En charge	3374.90	939.75	2.00

c) Vérification du tiercentral :  $e_0 < 10.8 / 6 = 1.8$

	Ms/o	Mr/o	$M_{S/o} - M_{R/o}$	N(t)	$e_0$
En charge	439.20	-4910.56	-4471.37	3374.93	1.32

< B/6 Verifier

d) Vérification des contraintes :  $\sigma_{ref} < \sigma_{sol} = 40 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_{max} = N/AB * (1 + 6e_0/B)$$

$$\sigma_{min} = N/AB * (1 - 6e_0/B) \quad B = 10.80 \text{ m}$$

$$\sigma_{ref} = N/AB * (1 + 3e_0/B) \quad A = 13 \text{ m}$$

	max (t/m <sup>2</sup> )	min (t/m <sup>2</sup> )	ref (t/m <sup>2</sup> )
En charge	41.66	6.41	32.85

< 40t/m<sup>2</sup>

**Conclusion:**

La semelle de la fondation est stable au renversement et résiste bien à la réaction du sol.

## XII.2. Etude et ferrailage de la culée

### 2.1. Ferrailage de mur garde grève :

Il protège l'about du tablier des remblais de terre comme il assure la fixation du joint de chaussée, il est soumis à l'action des efforts horizontaux que nous allons déterminer.

#### a) Evaluation des efforts :

- **Poussée des terres :**

Elle est donnée par la formule suivante:

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

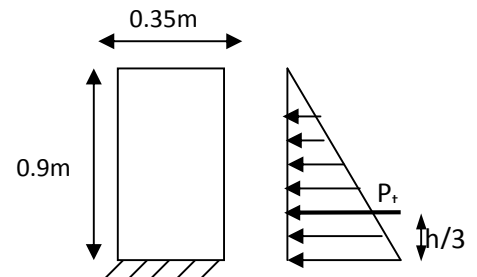
$$M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec:  $K_a$ : Coefficient de poussée des terres tq:

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\phi}{4} - \frac{W}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$  : Poids volumique des terres.

$h = 0.90 \text{ m}$  : Hauteur du mur garde grève



**figure XII.2.1.1. Poussée des terres  
sur le mur garde grève**

$\phi = 30^\circ$  : Angle de frottement interne du sol.

D'où  $P_t = 0.27 \text{ t/ml}$

$M_t = 0.081 \text{ t.m/ml}$ .

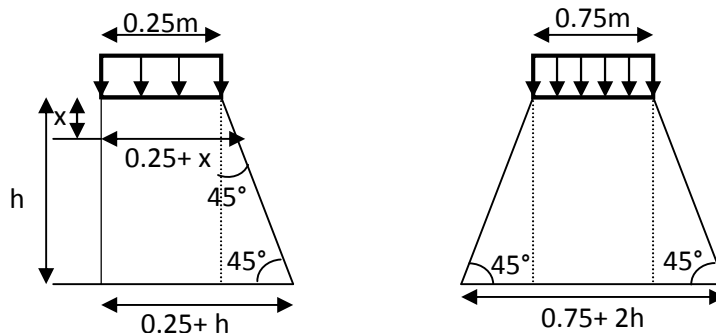
$$\text{Et : } \begin{cases} M^u = 0.081t.m / ml \\ M_{iser} = 0.109t.m / ml \end{cases}$$

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

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B<sub>c</sub> (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m).

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Voir la figure XII- 2 .



**FigureXII.2.1.2.Poussée de la charge locale située en arrière du mur.**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx$$

Avec:  $K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 \text{ à l' } ELU \\ 1,6 \text{ à l' } ELS \end{cases} \quad \text{coefficient de pondération}$$

$b_c = 0.95$  coefficient de pondération du système  $B_c$ .

$\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0.333$

Pour  $h = 0.90m$   $M_p$ : sera donné par le tableau établi par « SETRA »

On a:  $M_p/K = 4.00 \text{ tm/ml} \Rightarrow M_p = 1.354 * \gamma \text{ (t.m/ml)}$

Donc:  $\left\{ \begin{array}{l} M_{pu} = 2.00 \text{ tm/ml} \\ M_{pser} = 1.52 \text{ tm/ml} \end{array} \right.$

• **Force de freinage d'un essieu  $B_c$  :**

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue soit 6t.

Le moment dû au freinage est donné par la formule :  $M_f = \frac{6.h}{0,25+2h} \times$

$M_f = 2.63 * \gamma \Rightarrow M_f = \left\{ \begin{array}{l} M_{fser} = 4.21 \text{ t.m/ml} \\ M_{fu} = 3.15 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$

Finalement le moment total à l'encastrement:

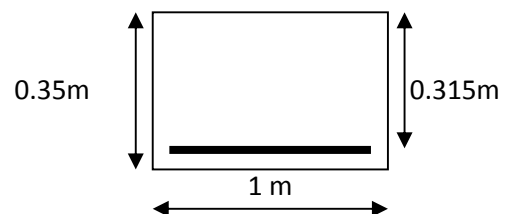
$$M = M_t + M_p + M_f$$

$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 6.30 \text{ t.m/ml} \\ M_{ser} = 4.80 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$

**b) Ferrailage du mur garde grève :**

\* Le ferrailage se fait en flexion simple:

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1m$  ;  $d = 0.315m$  ;  $d' = 0.03m$



- **Verticalement :**

Il sera en considérant des bandes de 1m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 6.30 \text{ t.m/ml} \\ M_{ser} = 4.80 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$$

Le mur de garde grève est sollicité par une flexion simple; la fissuration est considérée préjudiciable.

Le calcul se fait à l'E.L.S( Le cas le plus défavorable):

$$X=0.169\text{m}$$

$$Z=0.26\text{m}$$

$$M_1 = 35.60\text{t.m/ml}$$

$$M_{ser}=4.80\text{t.m/ml} \Rightarrow M_{ser} < M_1$$

$$A_s = 11.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On choisi 6HA16 de section } 12.06\text{cm}^2/\text{ml}; e = 20\text{cm}^2.$$

Pour les armatures de construction on prend:

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit 5HA12 de section } A_s' = 5.65\text{cm}^2.$$

Vérification à l'E.L.S:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.20 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st} = \text{Min}(2/3f_e; 110\sqrt{nftj}) \text{ avec } n=1.6(\text{HA}) \Rightarrow \sigma_{st} = 207.31 \text{ MPa.}$$

$$0.5X^2 - 15 \times 12.06 \times 10^{-4} \times (0.27 - X) = 0 \Rightarrow X = 0.082\text{m.}$$

$$I = \frac{b \times X^3}{3} + n \times A \times (d - X)^2$$

$$I = \frac{1 \times (0.082)^2}{3} + 15 \times 12.06 \times 10^{-4} (0.27 - 0.082)^2 \Rightarrow I = 2.88 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times X = \frac{4.80 \times 0.082 \times 10^{-2}}{2.88 \times 10^{-3}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.36 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < q_{bc}$  vérifiée.

$$\sigma_s = n \times (M_{ser}/I) \times Z = 15 \times \frac{4.80}{2.88 \times 10^3} \times (0.27 - 0.082) \Rightarrow \sigma_{st} = 49.67 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 49.67 \text{ MPa} < 207.31 \text{ MP}$  vérifiée.

### 2.2. Corbeau d'appui :

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10cm, et des goujons de HA25 tous les 2 m.

Le ferrailage du mur garde grève et du corbeau d'appui est représenté dans la figure XII-3 :

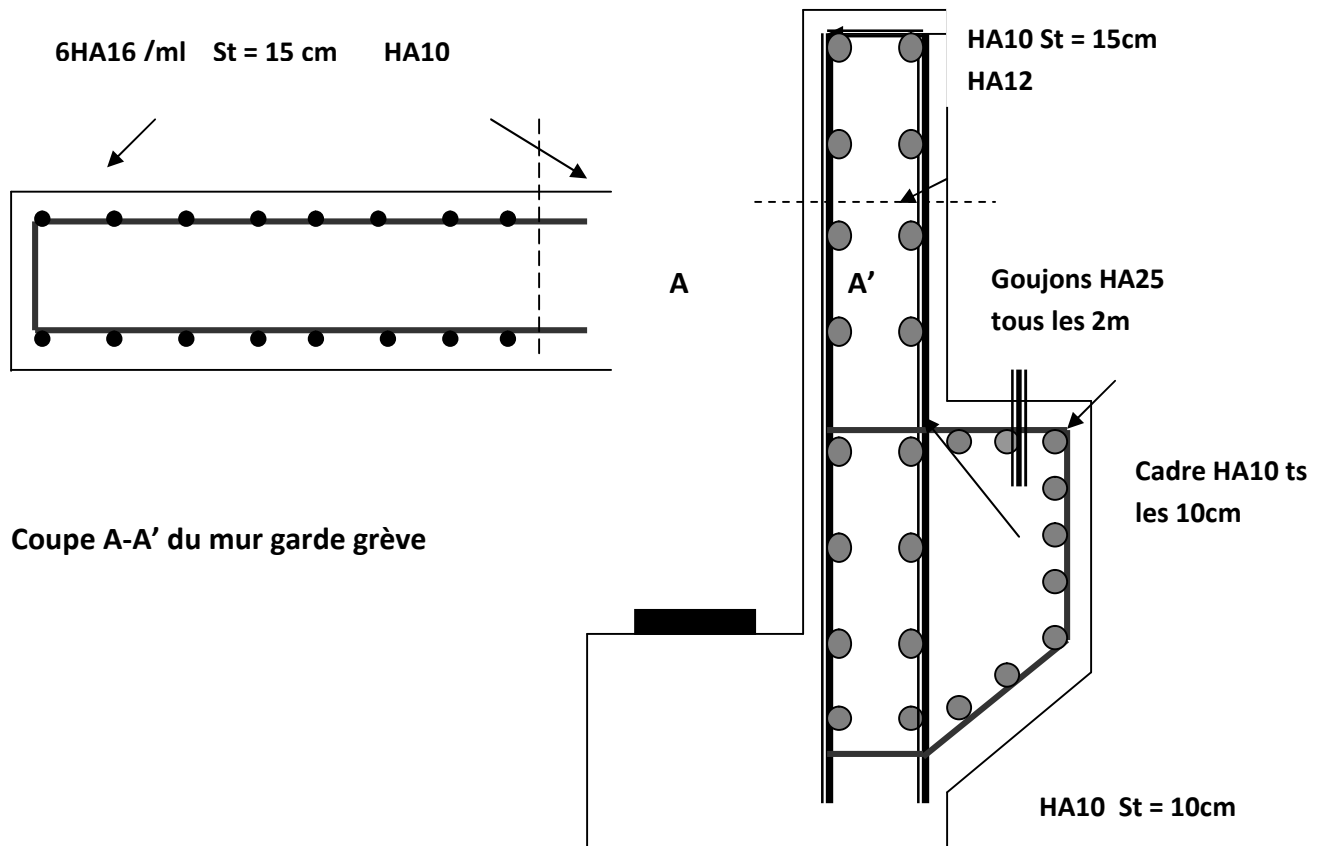


Figure XII .2.2. 1.Ferrailage du mur garde grève et du corbeau d'appui .

### 2.3. La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont: son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuelles des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

#### a) Evaluation des efforts :

- **Charges permanentes :**

Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 2.5 * 0.3 * 1 = 0.75$  t/ml.

Poids du remblai :  $g_2 = 2 * 1.50 * 1 = 3.00$  t /ml.

Poids propre du revêtement :  $g_3 = 2.2 * 0.08 * 1 = 0.176$  t/ml.

- Poids total  $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 4.72$ t/ml.

- **Surcharge :**

Surcharge  $q = 1 * 1.2 = 1.2$  t/ml

Les valeurs de  $M_{max}$  et  $T_{max}$  sont représentées dans le tableau XII-1 :

	Charge (t/ml)	M (tm/ml)	T(t/ml)
<b>Charges permanentes g</b>	3.92	12.25	9.80
<b>Surcharge q</b>	1.20	3.75	3.00

**Tableau XII.2.3.1. x Valeurs de M et T**

- **Combinaison des efforts :**

$$\text{ELU} : M_u = 1.35 M_G + 1.6 M_q.$$

$$\text{ELS} : M_{\text{ser}} = M_G + 1.2 M_q.$$

Les résultants sont donnés par le tableau XII-2 :

Efforts	M (tm/ml)	T (t/ml)
ELU	22.54	18.03
ELS	16.75	13.40

**Tableau .XII.2.3.2. Combinaisons des efforts.**

**b) Ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple à L'ELS (c'est le plus défavorable) :

$$X=0.14\text{m.}$$

$$Z= 0.22 \text{ m.}$$

$$M_1= 24.95\text{t.m/ml.} \Rightarrow M_{\text{ser}} < M_1; \text{ d'ou } A_s= 36.72\text{cm}^2.$$

On choisit 8HA 25 de section  $39.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;avec un espacement de  $S_t = 15\text{cm}$ .

D'ans l'autre sens on dispose un ferrailage forfaitaire :

$$A_s = \frac{As}{3} = 13.09 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ On choisit 8 HA16 de section } 16.08 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t= 15\text{cm}$$

**c) Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{18.03}{0.27} \times 10^{-2} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_s' = \inf[4\text{MPa} ; 0.1f_{c28}] = 2.7 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$\tau_u \leq \tau_s'$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée .

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u \times b}{0.8 f_e} = \frac{0.66 \times 1}{0.8 \times 400} = 0.189 \text{ cm.}$$

$S_t \leq \min [0.9d; 40\text{cm}] = 24.30\text{cm}$  . Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$A_t \geq 3.70 \text{ cm}^2$  . Soit 2 cadres de HA12/ml pour  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ .

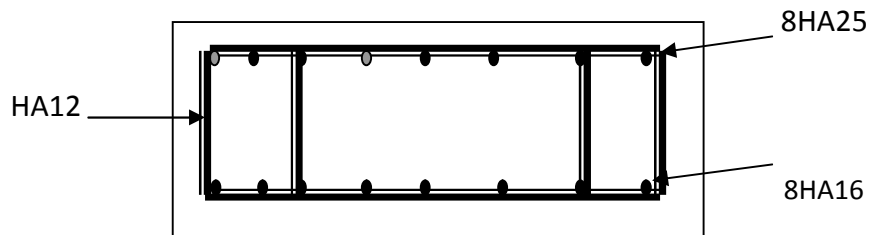


Figure XII.2.3.1. Ferrailage de la dalle de transition

## 2.4. Mur frontal :

### a) Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encastré 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 Bc
  - Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
  - Poids propre du mur en retour.
  - Leur poids propre.
- **Forces horizontales :**
  - Poussée des terres.
  - 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 le plus défavorable :

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	M/O tm
poids propre de la superstructure	281.120	/	-0.28	-78.7136
mur garde grève	40.700	/	1.05	42.735
mur frontal	495.000	/	0.00	0
mur en retour	295.400	/	4.60	1358.84
poussée des terres sur le mur GG+MR	/	449.800	-3.95	-1776.71
poussée des terres du aux surcharges 1t/m <sup>2</sup>	/	50.90	-5.99	-304.891
freinage		15.00	-10	-150
BC+STR	150.70	/	-0.28	-42.20

**E.L.U :**

Evaluation des surcharges :

$N=1742.86t.$  sous la combinaison  $1.35G+1.6Bc$

$N/11.80=147.70 t/ml.$

Moment fléchissant :

$M=1332.22t.m.$  sous la combinaison  $1.35G+1.6(Bc+fc)$

$M/11.80=112.90 t.m/ml.$

**E.L.S :**

$N=1293.06 t.$  sous combinaison :  $G+1.2Bc$

$$N/11.80=109.60\text{t/ml}$$

$$M=989.40 \text{ sous la combinaison : } G+1.2*(Bc+fc)$$

$$M/11.80= 83.85 \text{ t.m/ml}$$

### b) Ferrailage de mur frontal:

#### ✓ Ferrailage vertical :

Le mur de front est soumis à la flexion composée.

#### • ELU:

$$M_u = 112.90 \text{ t.m/ml}$$

$$N_u = 147.70 \text{ t/ml}$$

$$e_0 = M_u/N_u = 0.76 \text{ m}$$

#### • Vérification au flambement:

$$l_f/h \leq \max ( 15 ; 20 * e_1/h)$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15;8.33), \quad \text{avec } l_f = 0.7 l_0$$

$$l_f = 0.7 \times 10 = 7 \text{ m}$$

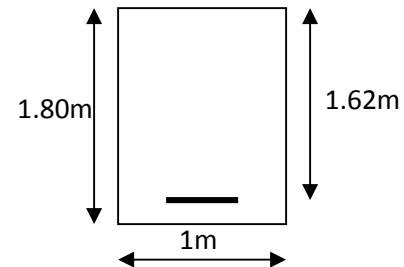
$$\text{Donc : } 7 < 15 \quad (\text{vérifiée})$$

$l_f$  : longueur de flambement, fonction de la longueur libre  $l_0$  et de la nature des liaisons d'extrémités ; donc le calcul se fait en flexion composée.

$N > 0$  ∅ compression donc il faut comparer entre A et B.

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times C') b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 1.8 - 0.81 \times 0.05) \times 1 \times 1.8 \times 15.3 \times 10^2$$



$$A = 1560 \text{ t.m/ml.}$$

$$B = Nu(d - C') - M_{uA}$$

**Calcul de  $M_{uA}$ :**

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2) = 219.25 \text{ t.m/ml}$$

$$B = 112.90 + 147.70(1.62 - 1.80/2)$$

$$B = 1264.00 \text{ t.m/ml.}$$

$B < A$  : Section partiellement comprimée.

$$\mu_a = \frac{MuA}{bd^2 f_{bu}} = \frac{219.25 \times 10^{-2}}{(1.62^2) \times 15.30} = 0.054$$

$$\mu_a < \mu_c \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{1}{\gamma_s} \left[ \frac{MuA}{Z} - Nu \right]$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}) = 0.069$$

$$Z = h(1 - 0.64\alpha) = 1.57$$

$$A_s = -0.023 < 0$$

$$\text{C.N.F : } A_{\min} = 0.23 \times b \times h \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\min} = 20.68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit 7HA20 de section  $21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Vérification des contraintes à l' E.L.S:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.20 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st} = \text{Min}(2/3 f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \text{ avec } n = 1.6(\text{HA}) \Rightarrow \sigma_{st} = 207.31 \text{ MPa.}$$

$$0.5X^2 - 15 \times 21.99 \times 10^{-4} \times (1.62 - X) = 0 \Rightarrow X = 0.30 \text{ m.}$$

$$I = \frac{b \times X^3}{3} + n \times A \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times (0.30)^3}{3} + 15 \times 21.99 \times 10^{-4} (1.62 - 0.30) \Rightarrow I = 6.65 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times X = \frac{83.85 \times 0.30 \times 10^{-2}}{6.65 \times 10^{-2}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.68 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$  vérifiée.

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{21.99}{3} \Rightarrow A_s' = 7.33 \text{ cm}^2/\text{ml. (se sont les armatures de constructions)}$$

On prend 7HA12 pour  $A_s' = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = V_u / bd = 1.47 / 1.62 = 0.90 \text{ MPa.}$$

$\tau_s' = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{ MPa}$ . Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

$\tau'_{u} > \tau_u$  Vérifiée

$$\frac{At}{St} \geq \frac{\tau_u \times b}{0.8 \times f_e}$$

$$\frac{At}{St} \geq 0.28$$

$$St \leq \min[0.9d; 40] \varnothing St = 20 \text{ cm.}$$

$$At \geq 30 \times 0.28 \varnothing At = 5.60 \text{ cm}^2/\text{ml.} \Rightarrow \text{On prend des cadres de HA12.}$$

- ✓ **Ferraillage horizontal:**

Le ferraillage se fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable, pour la même section

**ELU:**

$$F_{c28} = 27 \text{ MPa.} \quad b_0 = 1 \text{ m.} \quad h = 1.80 \text{ m.}$$

$$M_u = 112.90 \text{ t.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{112.90 \times 10^{-2}}{(1.62^2) \times 15.30} \Rightarrow \mu = 0.028$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035.$$

$$Z = h(1 - 0.64\alpha) \approx 1.60.$$

$$A_s = \frac{112.90 \times 10^{-2}}{1.60 \times 348} \Rightarrow A_s = 20.27 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On choisit 7HA20. de section } 21.99 \text{ cm}^2$$

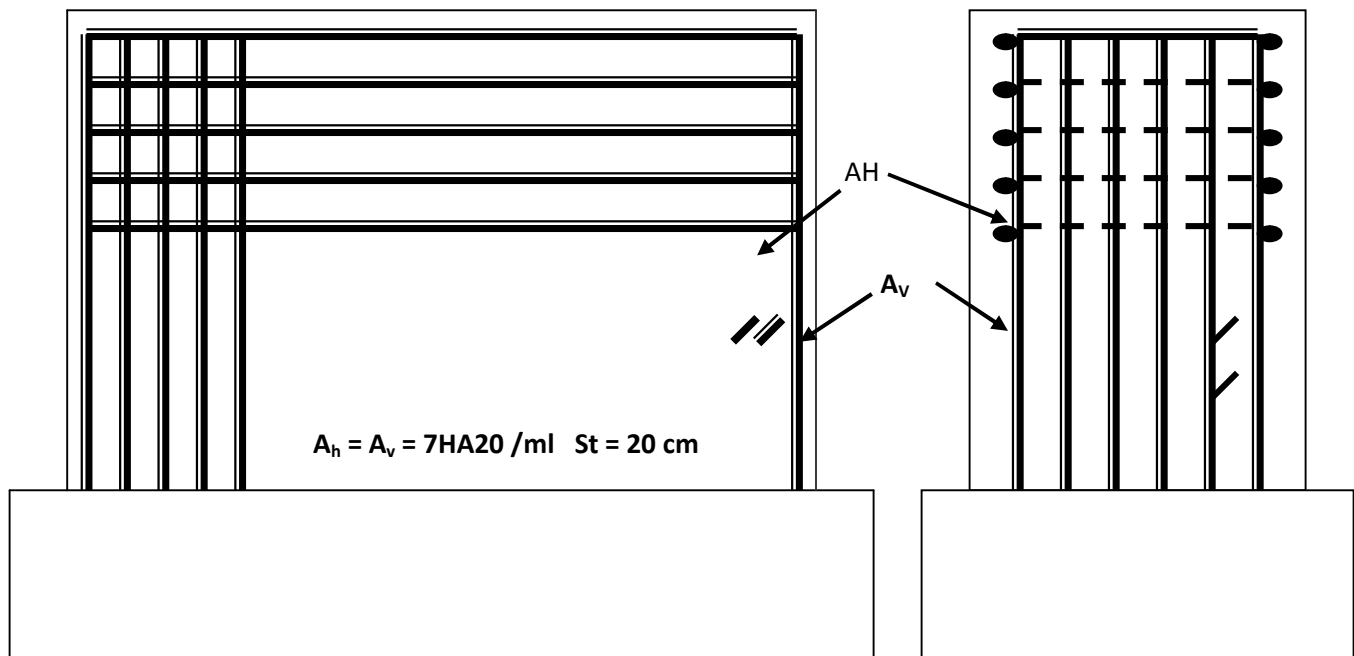


Figure XII.2.4.1. Ferrailage du mur de front

## 2.5. Le mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis 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  $2t$ .

### 2.5.1. Efforts horizontaux :

- Poussée des terres :  $P_t = 0.50 \times [0,333 \times 1,8 \times (11.90)^2 \times 1] = 42.44 \text{ t /ml}.$

- Poussée des surcharges sur remblai :  $P_{sr} = 1,2 \times 11,9 \times 0,333 \times 1 = 4.75t /ml.$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) :  $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2.4 t$

**Les moments :**

- Poussée des terres :  $M_t = 42.44 \times 1/3(11.90) = 168.35 t.m /ml.$
- Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{sr} = 4.75 \times 3.90 = 18.53 t.m /ml.$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 2,4 \times 11.90 = 28.56 t.m.$

**Les combinaisons :**

ELU :  $MELU = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 302.60 t.m /ml.$

ELS:  $MELS = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 224.85 t.m /ml.$

**2.5.2.Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur :  $P_G = 1 \times 0,70 \times 11.90 \times 2.5 = 20.83 t /ml.$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4.8 t.$
- Poids propre de la superstructure:  $P_{su} = 0.50 t/ml.$

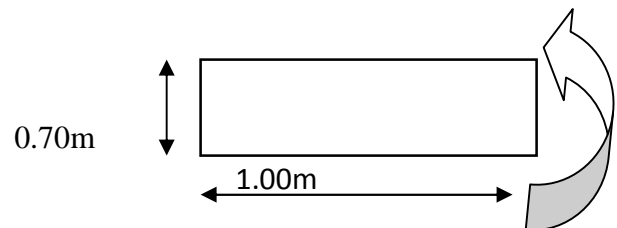
**Les moments :**

- Poids propre du mur :  $M_G = 20.83 \times 3.60 = 75.00 t.m /ml.$
- Poids propre de la superstructure:  $M_{su} = 0.50 \times 1.00 = 0.50 t.m/ml.$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 4.8 \times 7.2 = 34.56 t.m.$

**Les combinaisons :**

ELU :  $MELU = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 157.22 t.m /ml.$

ELS:  $MELS = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 116.97 t.m /ml.$

**2.5.3.Le ferrailge:****a)Ferrailage horizontal :**

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$F_{c28} = 27 \text{ MPa}$ .  $b_0 = 1.00\text{m}$ .  $d = 0.63 \text{ m}$ .

$M_{ELS} = 224.85 / 11.90 = 19.05\text{t.m}$ .

$$X=0.34\text{m.}$$

$$Z=0.52\text{m.}$$

$$M_1=143.21\text{t.m/ml} \Rightarrow M_1 > M_{\text{ser}} \text{ (Pas d'acier comprimée).}$$

$$A_s = 30.63 \text{ cm}^2/\text{ml. On choisit des aciers de 7HA25 de section } 34.36\text{cm}^2/\text{ml} .$$

$$\text{Pour les aciers de constructions } A_s' = 10.21 \text{ cm}^2/\text{ml. On choisit 7HA14 de section } 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

- Vérification des contraintes à L'ELS :

$$\text{En fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{\text{st}} = \min(2/3f_e; 110(nf_{\text{ij}})^{1/2}) = 207.31 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.60f_{\text{c28}} = 16.20 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} X \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} \\ \sigma_s = n \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - X) \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} \end{array} \right.$$

$$0.5X^2 - 15 \times 34.36 \times 10^{-4} \times (0.63 - X) = 0 \Rightarrow X = 0.31\text{m.}$$

$$I = X^3/3 + 15 \times 10^{-4} \times 34.36 \times (d - X)^2 \Rightarrow I = 1.52 \times 10^{-2} \text{m}^4.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{bc}} = 3.88 \leq 16.20 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ \sigma_s = 60.20 \leq 207.31 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

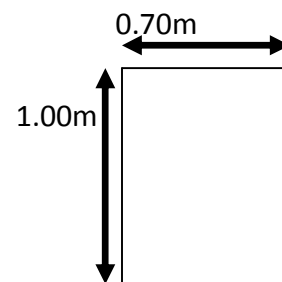
### b) Ferrailage vertical :

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$M_{\text{ser}} = \frac{116.97}{7.20} = 16.25 \text{ t.m.}$$

$$X = 0.48\text{m.}$$

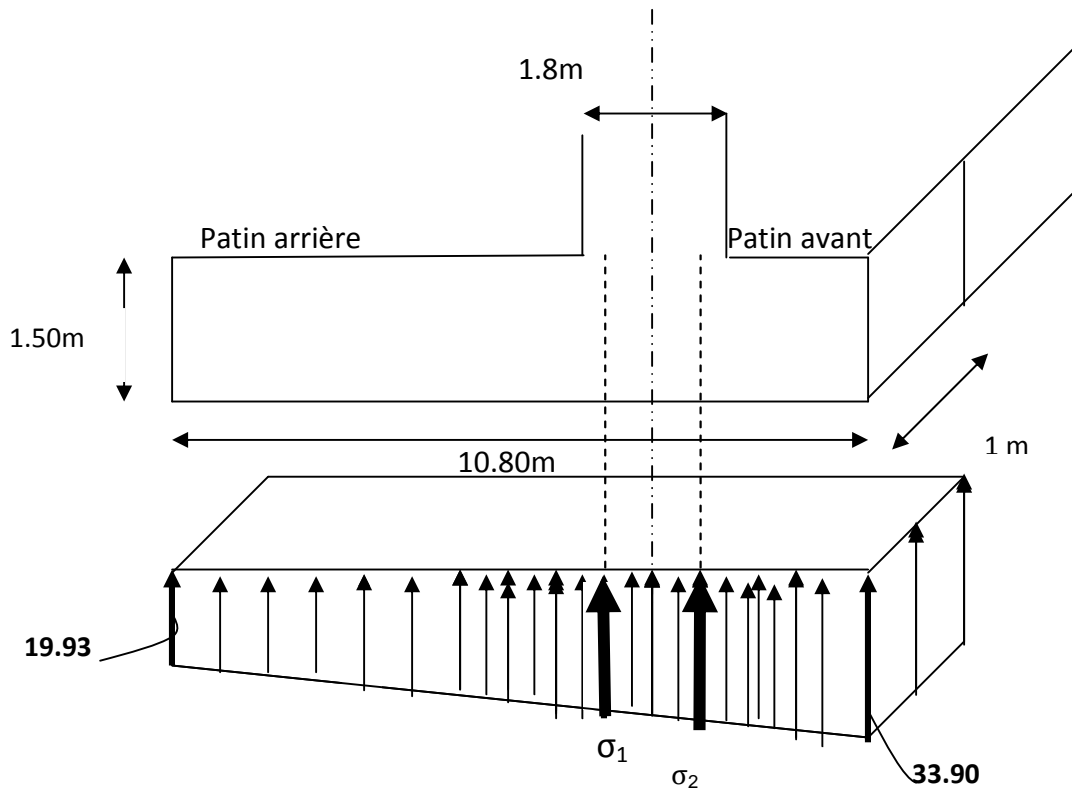
$$Z = 0.74\text{m. } M_1 = 201.40\text{t.m/ml.} \Rightarrow M_{\text{ser}} \leq M_1 \text{ (Pas d'acier comprimé).}$$



$A_s=13.06\text{cm}^2/\text{ml}$ . On choisit 7HA16 de section 14.07cm

### XII.3.Ferraillage de la semelle sous culée :

La semelle sous culée se présente comme suit :



Le travail consiste de calculer le volume des contraintes que subit chaque console et de déterminer le moment de flexion  $m$ . En utilisant la méthode des deux consoles pour déterminer les moments.

Le cas le plus défavorable c'est le cas normale :

$$\text{Poids des terres} : 2.5 \times 1.8 = 4.50 \text{ t/m}^2.$$

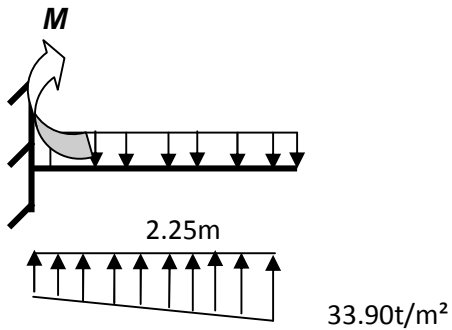
$$\text{Poids de la semelle} : 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ t/m}^2.$$

$$P = 8.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 29.53 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = 30.78 \text{ t/m}^2.$$

➤ **Console 1:(Patin Avant )**



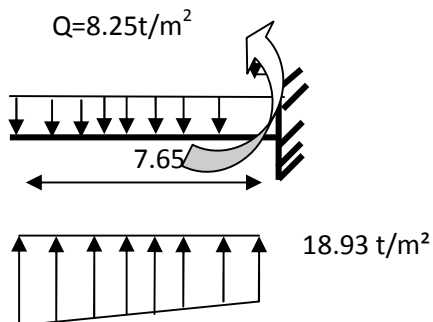
30.78 t/m<sup>2</sup>

Centre de gravité=1.10m

Aire=72.76m<sup>2</sup>

$$M = -8.25 \times (2.25^2 / 2) + \frac{(30.78 + 33.90)}{2} \times 2.25 \times 1.10 = 59.15 \text{ t.m}$$

➤ **Console 2:(Patin Arrière )**



29.53t/m<sup>2</sup>

$$M = -8.25 \times (7.65^2 / 2) + \frac{(29.53 + 18.93)}{2} \times 7.65 \times 3.57 = 420.23 \text{ t.m.}$$

**b) Ferrailage :**

la semelle est sollicité par une flexion simple; la fissuration est considérée préjudiciable.

Le calcul se fait à l'E.L.S( Le cas le plus défavorable):

$$X=0.72\text{m.}$$

$$Z= 1.11 \text{ m.}$$

$$M_1= 647.35 \text{ t.m/ml.} \Rightarrow M_{\text{ser}} < M_1$$

La section est sans armatures comprimées

$$A_s = M_{\text{ser}}/z \times \sigma_{\text{st}} = 38.88/1.11 \times 207.31 \times 10^2$$

$$\text{d'ou } A_s = 17.06 \text{ cm}^2.$$

On choisit 6HA 20 de section 18.85 cm<sup>2</sup>/ml ;

la condition de non fragilité :

$$A_c = \frac{0.23 \times f_t \times 28 \times b d}{f_e} = 16.30 \text{ MPa}$$

$$A_s > A_c \quad \text{vérifiée.}$$

Pour les armatures de construction on prend:

$$A_s = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ On choisit 6HA12 de section } 6.79 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'E.L.S:**

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 f_{c28} = 16.20 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{\text{st}} = \text{Min}(2/3 f_e; 110 \sqrt{n f_t j}) \Rightarrow \sigma_{\text{st}} = 207.31 \text{ MPa.}$$

$$0.5X^2 - 15 \times 18.85 \times 10^{-4} \times (1.35 - X) = 0 \Rightarrow X = 0.242 \text{ m.}$$

$$I = \frac{b \times X^3}{3} + n \times A \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times (0.242)^3}{3} + 15 \times 18.85 \times 10^{-4} (1.35 - 0.242)^2 \Rightarrow I = 3.94 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times X = \frac{38.88 \times 0.242}{3.94 \times 10^{-2}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.38 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{adm}$  vérifiée.

$$\sigma_s = n \times (M_{ser}/I) \times Z = 15 \times \frac{438.88}{3.94 \times 10^2} \times (1.35 - 0.242) \Rightarrow \sigma_{st} = 163.85 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 163.85 \text{ Mpa} < 207.31 \text{ MF}$  vérifiée

### c) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{37.08}{1.35} \times 10^{-2} = 0.27 \text{ MPa}$$

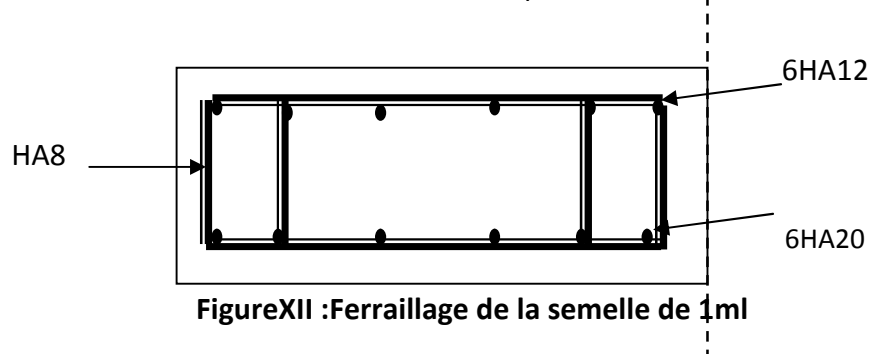
$\tau_s' = \inf[4 \text{ MPa} ; 0.1 f_{c28}] = 2.7 \text{ MPa}$ . Pour la fissuration préjudiciable.

$\tau_u \leq \tau_s'$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée .

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u \times b}{0.8 f_e} = 0.084 \text{ cm.}$$

$S_t \leq \min [0.9d ; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$  . Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$A_t \geq 1.68 \text{ cm}^2$ . Soit 2 cadres de 4HA8/ml pour  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ .



# Conclusion

Cette étude nous a permis de conclure que pour calculer un pont à poutres en béton précontraint par post-tension, il faut passer par les deux étapes suivantes :

- **Étude de la superstructure** : Nous avons procédé à l'évaluation des efforts longitudinaux suivie de la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres en utilisant la méthode de **GUYON- MASSONNET**.

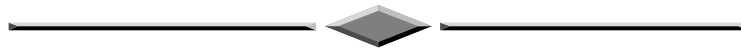
La dalle a été ferrillée en flexion simple en considérant les deux flexions transversale et locale. Les sollicitations les plus défavorables nous ont permis de dimensionner les précontraintes en utilisant 2 câbles suivis d'un calcul justificatif.

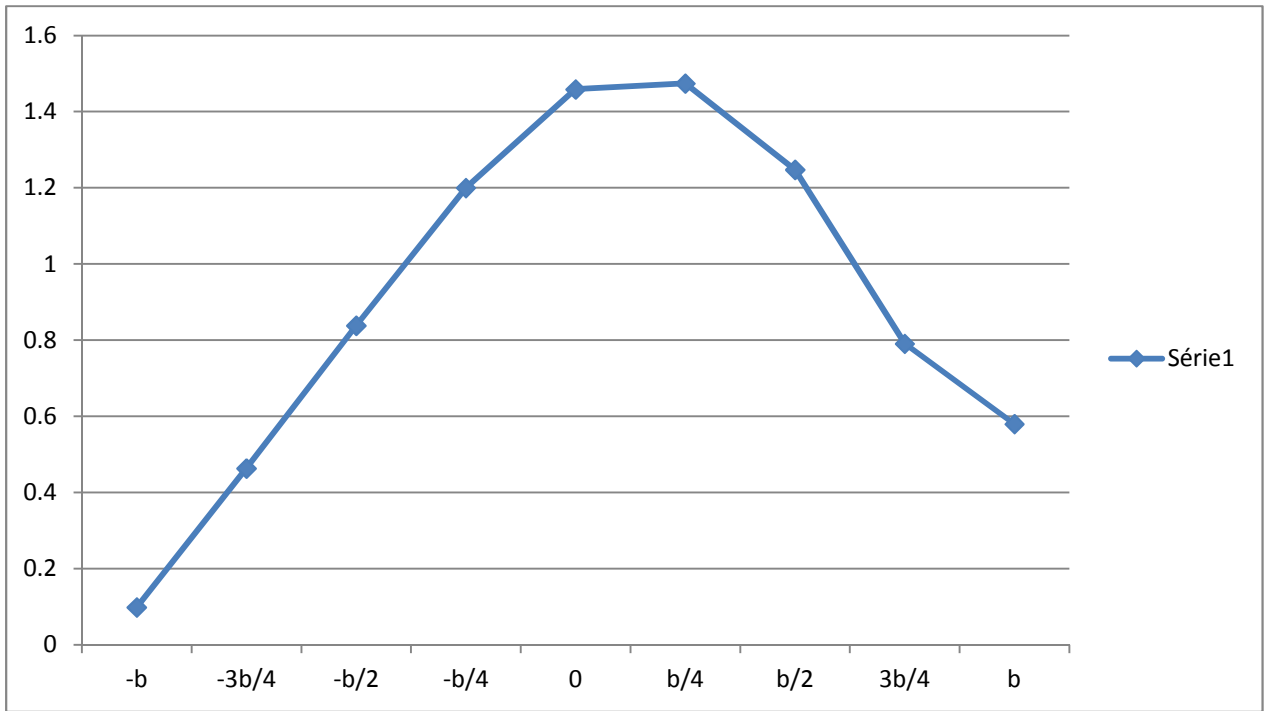
**Étude de l'infrastructure** : Où on a évalué les charges, les combinaisons des efforts et le ferrillage de la culée et les autres éléments le ferrillage est étudié selon les documents **SETRA**, il en est de même pour les appareils d'appui.

Pour conclure, nous pouvons dire que cette étude nous a permis de mieux connaître les différentes parties constituant un pont et de compléter nos connaissances déjà acquises durant notre cursus universitaire.

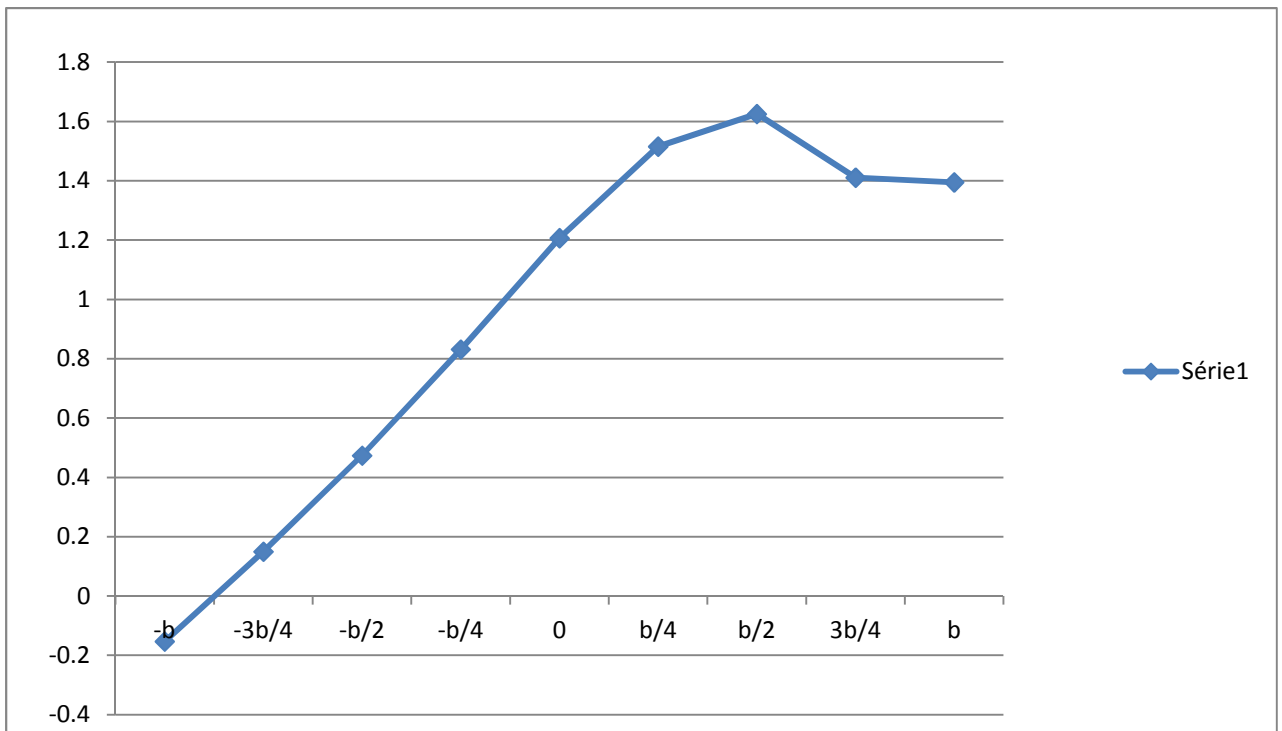
On espère que ce travail va nous servir d'appuis pour un bon démarrage dans notre vie professionnelle et de faire la liaison entre l'étude théorique et la réalisation en pratique.

# Annexe

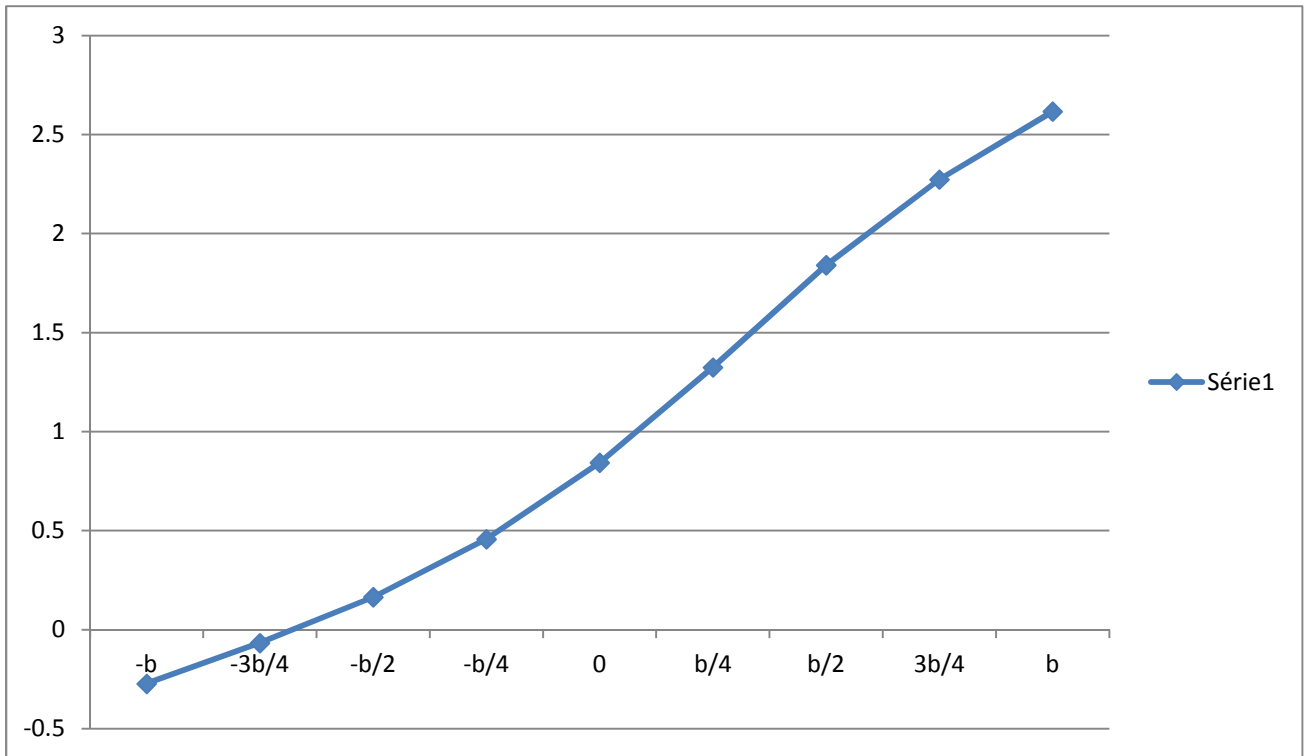




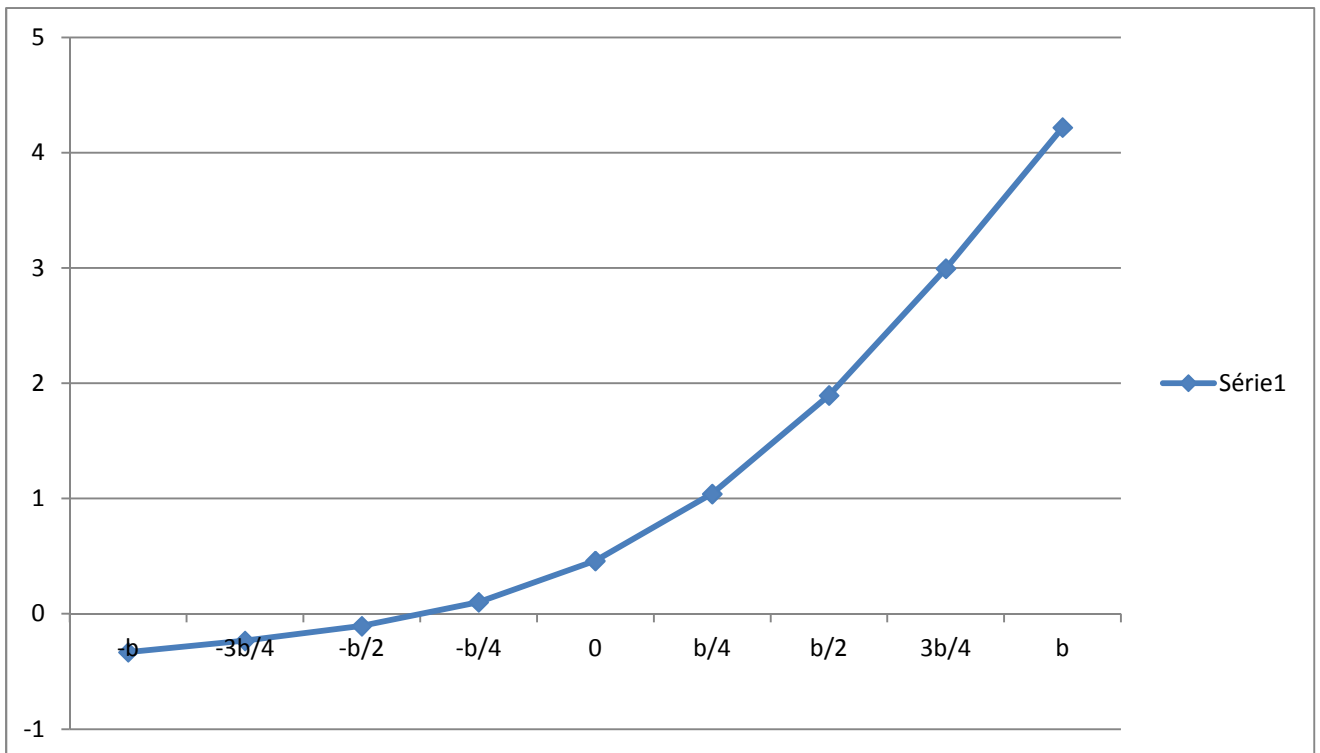
Ligne d'influence de la poutre  $p_0$



Ligne d'influence de la poutre  $p_1$



Ligne d'influence de la poutre  $p_2$



Ligne d'influence de la poutre

## Notations et Symboles

### Chapitre II: Caractéristiques mécaniques des matériaux

- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.  
 $f_{tj}$  : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.  
 $\chi_b$  : Coefficient de sécurité du béton.  
 $f_{bu}$  : Résistance caractéristique du béton à l'ELU.  
 $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton.  
 $E_{ij}$  : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.  
 $E_{Vj}$  : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.  
 $f_e$  : Limite élastique des aciers passifs.  
 $E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif.  
 $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier passif.  
 $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte limite de traction de l'acier passif.  
 $E_p$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.  
 $\chi_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.  
 $f_{prg}$  : Limite de rupture garantie des aciers actifs.  
 $f_{peg}$  : Limite de élastique garantie des aciers actifs.  
 $f$  : Coefficient de frottement en courbe.  
 $A_p$  : Section des aciers actifs.  
 $\Phi$  : Diamètre de la gaine.  
 $\phi$  : Coefficient de frottement en ligne.  
 $\rho_{1000}$  : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

### Chapitre III: Caractéristiques géométriques des poutres

- $h_p$  : Hauteur de la poutre.  
 $e_p$  : Epaisseur de l'âme.  
 $b_r$  : Largeur totale des talons.  
 $b$  : Largeur de la table de compression  
 $B$  : Section brute.  
 $V'$  : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.  
 $V$  : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.  
 $I$  : Moment d'inertie de la section.  
 $i^2$  : Rayon de giration.  
 $\rho$  : Coefficient de rendement géométrique de la section.

## Chapitre IV: Calcul des charges et surcharges :

- $\dots_b$  : Masse volumique du béton.
- $l_c$  : Largeur chargeable.
- $n$  : Nombre de voies.
- $l_v$  : Largeur d'une voie.
- $a_1$  : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
- $a_2$  : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.
- $b_c$  : Coefficient de pondération du convoi  $B_t$ .
- $G$  : Charge permanente.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $u$  : Coefficient de majoration dynamique (poutre).
- $\delta'$  : Coefficient de majoration dynamique (dalle).

## Chapitre VI: Répartition transversale des efforts

- $\alpha$  : Paramètre de torsion.
- $\theta$  : Paramètre d'entretoisement.
- $b_0$  : Espacement des poutres.
- $l_0$  : Espacement des entretoises.
- $\dots_P$  : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
- $\dots_E$  : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
- $X_P$  : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.
- $X_E$  : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
- $I_P$  : Moment d'inertie propre de la poutre principale.
- $I_E$  : Moment d'inertie propre de l'entretoise.
- $I_0$  : Moment d'inertie propre de la section d'about.
- $I_m$  : Moment d'inertie propre de la section médiane.
- $K_\alpha$  : Coefficient de répartition transversale.
- $2b$  : Largeur active.
- $n$  : Nombre de poutres.

## Chapitre VII: Etude de la précontrainte

- $P_{\min}$  : Précontrainte minimale.
- $P_I$  : Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.
- $P_{II}$  : Valeur caractéristique minimale de la précontrainte.
- $B_n$  : Section nette.
- $B_{br}$  : Section brute.
- $I_n$  : Moment d'inertie de la section nette.
- $I_{br}$  : Moment d'inertie de la section brute.
- $\overline{T}_{br1}$  : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.
- $\overline{T}_{br2}$  : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.
- $P_0$  : Effort à l'origine.
- $n$  : Nombre de câbles
- $e_p$  : Excentricité du câble moyen.

## Notations et symboles

---

- $\dagger_{\text{sup}}$  : Contrainte sur la fibre supérieure.  
 $\dagger_{\text{inf}}$  : Contrainte sur la fibre inférieure.  
 $\bar{V}$  : Effort tranchant limite.  
 $m$  : Nombre de gaines par lit.  
 $V_m$  : Effort tranchant minimum.  
 $V_M$  : Effort tranchant maximum.  
 $X_K$  : Longueur de la partie en courbe du câble / à l'appui.  
 $X_d$  : Longueur de la partie rectiligne du câble.  
 $\alpha_{(x)}$  : Somme vectorielle des déviations du câble.  
 $(\Delta\sigma_P)_{\text{frott}}$  : Perte de tension par frottement.  
 $(\Delta\sigma_P)_g$  : Perte de tension par glissement.  
 $(\Delta\sigma_P)_{\text{bi}}$  : Perte de tension par déformation instantanée du béton.  
 $\sigma_{P0}$  : Tension à l'origine.  
 $r_m$  : Rayon moyen de la pièce.  
 $(\Delta\sigma_P)_\rho$  : Perte due à la relaxation de l'acier.  
 $(\Delta\sigma_P)_{\text{flu}}$  : Perte due au fluage du béton.  
 $(\Delta\sigma_P)_r$  : Perte due au retrait du béton.  
 $\Delta\sigma_{\text{inst}}$  : Pertes instantanées.  
 $\Delta\sigma_d$  : Pertes différées.  
 $\bar{T}_{br}$  : Contrainte admissible de traction.  
 $\bar{T}_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.  
 $\bar{T}_x(y)$  : Contrainte normale longitudinale.  
 $V_{\text{red}}$  : Effort tranchant réduit.  
 $S(y)$  : Moment statique / au centre de gravité de la poutre.  
 $b_n(y)$  : Largeur nette de la section au niveau  $y$ .  
 $M_u, N_u$  : Sollicitations agissant sur la section /  $A_p$ .  
 $N_{bt}$  : Contrainte de traction dans le béton.  
 $P_m$  : Valeur probable de la précontrainte.  
 $\bar{N}_u$  : Effort normale résistant ultime.  
 $\bar{M}_u$  : Moment fléchissant résistant ultime /  $A_p$ .  
 $S_t$  : Espacement des armatures transversales.  
 $\alpha$  : Angle de la résultante de la normale  $P_i$ .

### Chapitre IX: Etude des déformations

- $f_g$  : Flèche due aux charges permanentes.  
 $f_p$  : Flèche due à la précontrainte.  
 $f_c$  : Flèche de construction.  
 $f_D$  : Flèche due à la surcharge  $D_{240}$ .  
 $\theta_g$  : Rotation due aux charges permanentes.  
 $\theta_D$  : Rotation due à la surcharge  $D_{240}$ .  
 $\theta_p$  : Rotation due à la précontrainte.  
 $\Delta h_{\text{max}}$  : Déplacement maximal à l'appui.

## Chapitre X: Etude des appareils d'appui et joint de chaussée

- $R_i$  : Rigidité d'un appui.  
 $\tau_H$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal.  
 $\tau_N$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.  
 $\alpha_T$  : Angle de rotation de l'appareil d'appui.  
 $\alpha_t$  : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire.  
 $f$  : Coefficient de frottement.  
 $\sigma_e$  : Limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif des frettes.

## Chapitre XI: Etude de la pile

- $R$  : Réaction d'appui des fûts.  
 $l$  : Entre axe des fûts.  
 $h$  : Hauteur du chevêtre.  
 $p$  : Résultante des charges.  
 $K_i$  : Caractéristique élastique de l'appui.  
 $b_0$  : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.  
 $D$  : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre.  
 $M_t$  : Moment de torsion.  
 $\tau_u (v)$  : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.  
 $\tau_u (M_t)$  : Contrainte de cisaillement dû à la torsion.  
 $N_s$  : Effort normal dû au séisme.  
 $H_s$  : Effort horizontal dû au séisme.  
 $\epsilon_h$  : Accélération sismique horizontale.  
 $\lambda$  : Elancement de la pièce.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $\lambda$  : Elancement admissible.  
 $\gamma_f$  : Coefficient de majoration (pour tenir compte du flambement).  
 $M_u, N_u$  : Efforts exercés admissible.

## Chapitre XII: Etude de la culée

- $N_s$  : Effort normal du séisme.  
 $P_E$  : Poussée des terres.  
 $M_p$  : Moment fléchissant d'une charge située en arrière du mur garde grève.  
 $M_f$  : Moment fléchissant du au freinage.  
 $T_v$  : Effort tranchant du aux efforts verticaux.  
 $T_H$  : Effort tranchant du aux efforts horizontaux.  
 $C_{gh}$  : Moment du à l'action des poussées sur le mur garde grève.  
 $C'_{gh}$  : Moment du à l'action du freinage.  
 $\Phi$  : Angle de frottement interne du sol.  
 $u$  : Angle de frottement interne sol-béton.  
 $\beta$  : Angle d'inclinaison de la culée / à la verticale.