

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

*Université Mohammed Seddik Ben Yahia - Jijel*



*Faculté des Sciences et de la Technologie*  
*Département de Génie Civil et Hydraulique*



# Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master académique en Génie Civil  
Option : Voies et Ouvrages d'Art

*Thème*

*Étude d'un pont sur autoroute*  
*Cheffa – Barouaghia*

Présenté par :

**LABOUDI KHOUBAIB**

Proposé et dirigé par :

**M<sup>d</sup> SAIDAT**

Promotion Juin 2017



# REMERCIEMENT


*Nous remercions tout d'abord, ALLAH le tout puissant pour tout.*

*Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur M<sup>r</sup>.SAIDAT qui m' a beaucoup aidé et guidé durant toutes cette période.*

*On remercie beaucoup, Mr. BOUHCHICHA DJAMEL et Mr.AZZEDINE BOUHANA , BADRI qui ont fait un grand effort pour nous aider.*

*Nous remercions aussi les membres de jury qui nous ont fait l'honneur de juger notre travail, ainsi que tous les enseignants de génie civile qui ont contribué à notre formation durant toutes l'année d'étude.*

*On remercie enfin la CTP de la wilaya de JIJEL qui nous a aidé pour l'obtention de nos besoins dans ce travail.*



# *Dédicace*

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

*Je dédie ce modeste travail :*

*A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation, son affection, .... À ma mère, ma mère, ma mère.*

*A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes ... à mon père.*

*A mon frère et à toutes mes sœurs.*

*A tous mes amis chacun à son nom.*

*A tous mes enseignants.*

*A toute la promotion 2017.*

*A mon collègue Mokhtar et Abde salem .*

*Khoubai'b Laboudi*

# SOMMAIRE

## **Chapitre 1 : PRÉSENTATION DU PROJET.**

I.1-Introduction: .....	1
I.2- Présentation de l'ouvrage : .....	1
I.2.1.Données naturelles : .....	2
I.2.2.Données fonctionnelles : .....	3
I.2.3.Données relatives à l'obstacle franchi (gabarit) : .....	5

## **Chapitre 2 : CONCEPTION DU PONT.**

II.1. Introduction : .....	6
II.2. La proposition des variantes : .....	6
II.3. Présentation des trois variantes : .....	7
II.3-1. pont mixte : .....	7
II.3.2 .Pont à voussoirs (hauteur constante) : .....	10
II.3.3 . Pont à poutres précontrainte par post- tension : .....	13
II.3.4 . Analyse multicritère : .....	17
Conclusion : .....	17
II.4.Conception d'une culée: .....	17
II.4.2. Les Types des culées : .....	18
II.4.3. Choix du type de culée : .....	18
II.4 .4. Implantation des culées : .....	19
II.4 .5. Prédimensionnement de la culée : .....	19
II.5.Conception des piles : .....	21
II.5.1.Introduction : .....	21
II.5.2.Choix du type de la pile : .....	21
II.5.3.Prédimensionnement de la pile : .....	22
II.6.Conception des fondation : .....	23
II.6.1.Entraxe des pieux : .....	23
II.6.2.Le nombre de pieux : .....	23
II.6.3.L'épaisseur de la semelle : .....	23

## **Chapitre 3 : CARACTERISIQUE DES MATERIAUX.**

III.1.Introduction : .....	24
----------------------------	----



III.2.Béton :	24
III.2.1.La résistance à la compression et à la traction :	24
III.2.2. Contraintes admissibles:	25
III.2.3. Déformation longitudinale du béton:	26
III.2.4 . Déformation transversale du béton:	27
III.2.5.Coefficient de poisson :	27
III.3. Aciers :	27
III.3.1.Les aciers passifs :	28
III.3.2.Aciers actifs :	29

#### **Chapitre 4 : CONCEPTION DES ELEMENTS DU TABLIER .**

IV.1.Introduction :	31
IV.2.Dimensionnement des éléments du tablier :	31
IV.2.1.Les poutres :	31
IV.2.2. Hourdis (la dalle):	33
IV.2.3.Les entretoises:	34
IV.2.4.Les équipements du tablier :	35
IV.3.Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :	37
IV.3.1.Section d'about sans hourdis :	37
IV.3.2.Section à mis travee sans hourdis :	38
IV.3.3.Section d'about avec hourdis :	38
IV.3.4.Section a mis travee avec hourdis :	39

#### **Chapitre 5 : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES**

V.1.Introduction :	41
V.2.Calcul des charges permanentes :	41
V.2.1.Eléments porteurs : noté CP.....	41
V.2.2.Eléments non porteurs : notées CCP.....	42
V.3.Calcul des surcharges :	43
V.3.1.Système de charge A (L) :	43
V.3.2.SystèmeBc :	44
V.3.3.Système Bt: .....	46
V.3.4.Le système Br :	48
V.3.5.Surcharges militaires MC120 :	49
V.3.6.Convoi D 240 :	50
V.3.7-Charge sur trottoirs :	50

V.4-Calcul des efforts longitudinaux :	51
V.4.1-la Charge permanente « G » :	51
V.4.1.1 Utilisation des lignes d'influences :	51
V.4.1.2 Théorème de barrée :	51
V.4.1.3 Calcul des moments :	51
V.4.1.4 Calcul des efforts tranchants :	59

**Chapitre 6 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS.**

VI.1. Introduction :	63
VI.2. Choix de la méthode :	63
6.3. Principes fondamentaux de la méthode de GuyonMassnnet:	64
VI.3.1. Paramètre de calcul.....	64
VI.3.2. Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont).....	67
VI.3.3. Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement).....	67
VI.4. Détermination des coefficients de répartition transversale.....	67
VI.4.1. Coefficient de répartition transversale k :	67
VI.4.2 Les positions des poutres :	71
VI.4.3 Calcul des efforts tranchant.....	72
VI.5. Calcul des moments et des efforts réels dans chaque poutre :	79
VI.5.1. Les combinaisons d'action :	79
VI.5.2. Les moments :	80
VI.5.3. Les effort tranchant.....	81

**Chapitre 7 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.**

VII.1.Introduction :	84
VII.2.Le principe de La post-tension:	84
VII.2.1.Mise en place des conduits :	85
VII.2.2.Mise en tension des câbles :	85
VII.2.3.Protection des armatures :	86
VII.3.Dimensionnement de la précontrainte:	86
VII.3.1.Les sollicitations :	86
VII.3.2.Calcul du nombre de câbles:	88
VII.3.3.Vérification de la borne superieure de la précontrainte :	88
VII.3.4.Détermination de nombre de câbles à l'about :	88
VII.4.Détermination des contraintes admissibles :	89
VII.5.Disposition des câbles :	92

VII.5.1.Disposition constructive des câbles : .....	92
VII.5.2.Tracé des câbles : .....	93
VII.6.Détermination des caractéristiques géométriques nettes et homogène des sections : .....	96
VII.6.1-Caractéristiques géométriques nettes : .....	96
VII.6.2-Caractéristiques géométriques homogènes : .....	96
VII.7.Calcul des pertes: .....	97
VII.7.1.les pertes instantanées: .....	97
VII.7.2.Pertes différées : .....	102
Conclusion : .....	106
VII.8.Vérification des contraintes normales : .....	107
VII.8.1. Vérification des contraintes normales a la Phase 1: .....	107
VII.8.2. Vérification des contraintes normales à la Phase 2: .....	108
VII.8.3. Vérification des contraintes normales à la Phase 3: .....	109
VII.8.4. Vérification des contraintes normales à la Phase 4: .....	109
VII.8.5. Vérification des contraintes normales à la Phase 5: .....	110
VII.9.Vérification des contraintes tangentielles à ELS: .....	111
Conclusion : .....	112
VII.10.Vérifiction à la rupture : .....	113
VII.10.1.Sécurité à la rupture en flexion : .....	113
VII.10.2.Sécurité à la rupture par rapport à l'effort tranchant : .....	114
VII.11.Ferraillage passif : .....	115
VII.12.Etude de la zone d'about : .....	117
VII.12.1.Etude de la première zone de régularisation : .....	117
VII.12.2.Etude de la deuxième zone de régularisation : .....	121
VII.13.Etude de la zone d'appui : .....	124
VII.13.1.Equilibre de la bielle d'about : .....	124
VII.13.2.Equilibre du coin inferieur : .....	126
<b>Chapitre 8 : ETUDE DE L'HOUDIS.</b>	
VIII.1.Introduction : .....	128
VIII.2.Etude de la flexion longitudinale et transversale : .....	128
VIII.2. Flexion longitudinale : .....	128
VIII.2.2. Flexion transversal : .....	129
VIII.3. Ferraillage de l'hourdis : .....	130
VIII.3.1. Ferraillage longitudinal : .....	130

VIII.3.2. Ferrailage transversal :	132
VIII.4. Etude de l'effort tranchant :	134
VIII.4.1. Charge(P) uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :	134
VIII.4.2. Charge(P) uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle :	134

**Chapitre 9 : CALCUL DES DEFORMATIONS.**

IX.1. Introduction :	138
IX.2. Flèches et contre flèches :	138
IX.3. Calcul des rotations :	140
IX.4. Calcul des déplacements (horizontalement):	141

**Chapitre 10 : LES EQUIPEMENTS DU PONT .**

X .1. Les appareils d'appuis :	143
X.1.1. Introduction :	143
X.1.2. dimensionnement des appareils d'appuis :	143
X.2. Dés d'appuis :	146
X.2.1. Les dimensions de dé d'appui:	146
X.2.2. Ferrailage de dé d'appui :	146
X.3. Joint de chaussée :	146
X.3.1. Calcul du joint de chaussée :	146
X.4. Plot parasismique :	147
X.4.1. Efforts agissant sur le plot :	147
X.4.2. Ferrailage de plot :	147

**Chapitre 11 : ETUDE DE LA CULEE.**

XI.1. Introduction :	148
XI.2. Implantation des culées :	148
XI.3. Predimensionnement des culées :	148
XI.4. Evaluation des efforts sollicitant la culée :	150
XI.4.1. Détermination du coefficient de poussée Kah:	150
XI.4.2. Calcul des sollicitations :	150
XI.5. Vérification de la culée :	153
XI.6. Etude et ferrailage de la culée :	154
XI.6.1. Mur garde grève :	154
XI.6.2. La dalle de transition :	157
XI.6.3. Corbeau :	158

XI.6.4.Mur en retour : .....	159
XI.6.5.Mur frontal.....	161
XI.7.Etude et ferrailage de la semelle : .....	167
X.7.1.les efforts agissants sur la semelle : .....	167
XI.7.2.Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :.....	169
XI.8.Etude et ferrailage des pieux : .....	172
XI.8.1.Les actions sollicitant les pieux :.....	172
XI.8.2. Calcul des pieux par la formule de WARNER :.....	173
XI.8.3. Ferrailage des pieux : .....	174
<b>Chapitre 12 : ETUDE DE LA PILE.</b>	
XII.1.Introduction : .....	176
XII.2.Implantation des piles : le tableau suivant represente les h .....	176
XII.3.Répartition des charges et surcharges sur le chevêtre : .....	177
XII.3.1.Evaluation des réactions dûes au poids propre du tablier : .....	177
XII.3.2. Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max).....	177
. Calcul des combinaisons : .....	185
XII.4.Vérification de la stabilité de la pile au glissement : .....	186
XII.5.Etude et ferrailage de la pile : .....	186
XII.5.1. Chevêtre : .....	186
XII.5.2.Les fûts : .....	191
XII.5.3.Etude de la semelle : .....	193
XII.5.4. Etude et ferrailage des pieux : .....	196
<b>Conclusion générale</b> .....	199
<b>Bibliographie</b> .....	200

## ***Introduction Générale :***

En quelques décennies, le réseau des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement économique des pays. Ce progrès conduit en conséquence à l'évolution des ouvrages d'art notamment les ponts.

C'est dans ce cadre de renforcer le réseau routier national, le Ministère des Travaux Publics a lancé le projet de l'autoroute reliant Cheffa –Barouaghia sur 53 Km. Le projet contient des viaducs, 16 passages inférieurs et 19 passages supérieurs.

Le projet permettra notamment d'assurer un coût optimal du transport des usagers, et l'ouverture d'un nouvel itinéraire vers le sud du pays. Il permettra également le désenclavement de nombreuses agglomérations.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont sur autoroute Cheffa - Barouaghia, il sert de franchir oued de Cheffa et la route relie la ville d'El-hamdania et la RN01. Trois variantes ont été proposées et pré dimensionnées, par une analyse qualitative multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour une étude plus détaillée. Après examens, on a retenu la variante d'un pont à poutre en béton précontrainte par poste-tension.

Pour atteindre cet objectif, le manuscrit est composé de 12 chapitres plus une introduction et une conclusion.

### Chapitre .I Présentation du projet.

On a fait une présentation générale du site et aussi présenter les données climatique et sismique du notre site d'étude.

### Chapitre .II Conception du pont.

Ce chapitre là on fait la conception (prédimensionnement de 03 variantes) de à pont à poutre en béton précontrainte par poste-tension, un pont mixte et l'autre à voussoir et on fait la juge selon des critères

### Chapitre .III Caractéristique des matériaux.

.Dans ce chapitre là ils trouvent les matériaux pour construire les différents éléments de cet ouvrage. (Acier, Béton (BA, BP))



#### Chapitre .IV conception des éléments du tablier.

Ce chapitre présente le prédimensionnement des éléments du tablier (les poutres, la dalle, la superstructure ... etc.), et le calcul des caractéristiques géométriques.

#### Chapitre .V Evaluation des charges et surcharges.

Dans ce chapitre nous allons définir les différentes charges appliquées à l'ouvrage ou à l'un de ces éléments pendant sa durée de vie. Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes, ainsi que les charges mobiles. Et en suite calcule les moments et les efforts tranchant longitudinaux.

#### Chapitre .VI Répartition transversal des efforts.

Dans ce chapitre nous avons calculés les moments et les efforts tranchant transversaux sur chaque poutre utilisant la méthode de Guyon-Massonnet.

#### Chapitre .VII Etude de la précontrainte.

Dans ce chapitre on a étudié les pertes des câbles pour les deux familles des câbles. On fait l'évaluation des pertes poste-tension. Avec une estimation de 19 %. Vérifier la résistance au effort calculé précédemment. Et en fin calculer le ferrailage des sections.

#### Chapitre .VIII Etude de l'hourdis.

On a utilisé logiciel ROBOT pour le calcul des moments et efforts tranchants maximaux, et calculer le ferrailage de la dalle.

#### Chapitre .IX Calcul des déformations.

On fait l'évaluation des déformations des poutres après chargement et la vérifier vis a vis la contre flèche du a la précontrainte.

#### Chapitre .X Les équipement du pont.

Dans ce chapitre nous avons calculés et dimensionner les joints de chaussée, le dés d'appuis et l'appareil d'appuis.

#### Chapitre .XI Etude de la culée.

Le principe de ce chapitre et de évaluer la charge appliquée sur chaque éléments de la culée et aussi le calcul du ferrailage de chaque éléments de la culée.

## Chapitre .XII Etude de la pile.

Le principe de ce chapitre est d'évaluer la charge appliquée sur chaque élément de la pile et aussi le calcul du ferrailage de chaque élément de la pile.

## CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

### I.1-Introduction:

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue: pont-route, pont-rail, pont-canal.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si son ouverture est de dimension respectable.

### I.2- Présentation de l'ouvrage :

Le site du PK :20+700, se trouve sur le côté gauche de la R.N.1 (environ 600m), sens Nord.

Il est à environ 08 km du village d'El Hamdania.

L'accès au site se trouve en face de la borne kilométrique n°80 (grand portail d'une usine de produit en charpente métallique). L'assiette du projet est située sur un terrain en pente, fig. n° :1.



*Figure I.1 : plan de situation du projet*

**I.2.1. Données naturelles :**

**I.2.1.1. Données géotechniques :**

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel.

➤ **Situation géographique :**

Le site du projet n'est pas vierge, une entreprise de production d'éléments en charpente métallique occupe partiellement les lieux, une piste d'accès aux hameaux de maisons dispatchés sur les lieux et une ligne de moyenne tension traverse aussi le site.

➤ **Intervention sur le site :**

La campagne d'investigation géotechnique consistera en l'exécution de :

- La réalisation des sondages carottés : S.1, S.2, et S.3, figés à -30m chacun.
  - Le prélèvement d'échantillons intacts et remaniés.
  - La réalisation d'essais au pénétromètre dynamique, au droit des sondages.
  - La réalisation d'essais au pressiomètre, au droit des sondages.
  - La réalisation d'essais en laboratoire.

❖ **Conclusion :**

Les couches supérieures sont caractérisées par une résistance mécanique très hétérogène, Matérialisée par des pénétrogrammes très irrégulières. le diagramme pressiométrique est moins irrégulier.

Au de la 10m de profondeur, le sol devient plus résistant et dépasse (12 bars) de pression limite.

Ceci étant et vu l'importance des charges apportées par les appuis, on recommande des fondations profondes (**pieux**) ancrées de **12m** de profondeur avec un diamètre de pieu égale à **1.20m**.

**la portance de pieu :**

$$Q = Q_p/2 + Q_f/3$$

- **Q** : Force portance admissible
- **Q<sub>f</sub>** : Force portante du pointe
- **Q<sub>p</sub>** : Force portante de frottement latéral

**1. Force portante du pointe :**

$$Q_f = S * q_p$$

Avec S : section de la pointe  $S = 3.14 D^2/4 = 1.1304 \text{ m}^2$

q<sub>p</sub> : Notre sol d'ancrage est rocheux « roche schisteuse »

$$q_p = 7 \lambda C_u$$

λ : Coefficient de forme égale a 1,3 pour les pieux circulaire ou carrés

**2. Force portante de frottement latéral :**

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc}$$

$Q_{fp}$  : force de portance du au milieu frotant

$Q_{fc}$  : force du au milieu cohéron

**I.2.1.2. Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :**

Outre l'action d'un cours d'eau mentionnée plus haut, les autres actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont les suivantes :

Sisme, le vent, la température

**I.2.1.2.1. Données sismique :**

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autre notre région d'étude. Le site du projet se trouve à la limite des communes de Tamezguida avec Hamdania, toutes deux classées en zone sismique II b dans l'annexe B du D.T.R. – R.P.O.A. 2008, (voir figure n°4 dans l'annexe).

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation en vigueur. Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de tenir compte du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'arts.

**I.2.1.2.2. Données climatique :**

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable. La température moyenne la plus élevée correspond au mois d'Aout et est de 26°C, le minimum absolu a été enregistré au mois de Décembre et correspond à 5,3°C. Le maximum absolu observé a été enregistré au mois de Juillet et correspond à 47°C. L'écart entre les températures des mois de Juillet – Aout et celles de Janvier est appréciable malgré la proximité de la mer (16°C) ; cependant cette zone est considérée dans l'ensemble comme une zone chaude durant les mois de Juin, Juillet, Aout et Septembre.

- **Le vent :** les efforts engendrés par le vent sur la structure sont fixés par le règlement des charges (fascicule 61 titre II) de 2kn/m<sup>2</sup>

L'effet de vent est pris en considération à cause de la hauteur des piles

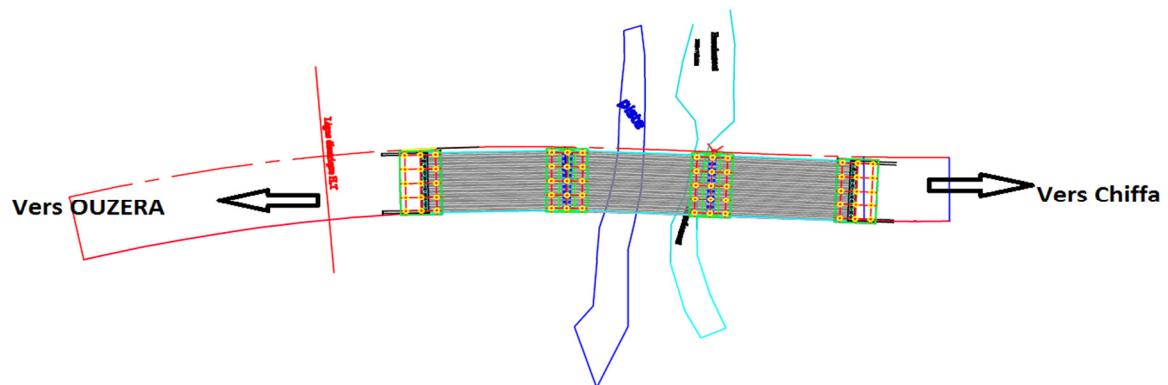
- **La température :** les efforts engendrés par la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des structure ( $\pm 12^\circ c$ )

**I.2.2. Données fonctionnelles :**

**I.2.2.1. Tracé en plan :**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe a un caractère conventionnel, il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

Notre pont est présente un alignement droit avec une longueur de **102 m**.

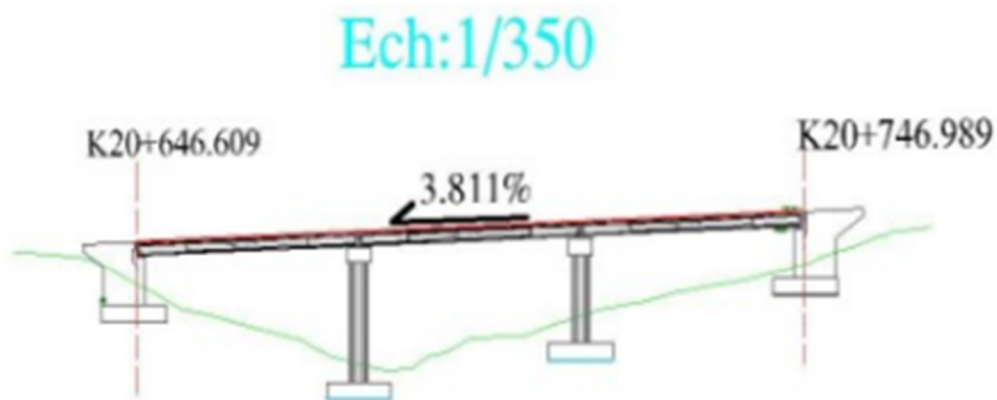


*Figure I.2 :Tracé en plan*

### I.2.2.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Notre pont présente une longueur de **102 m** avec une pente longitudinale de **3.811 %**.



*Figure I.3 :Profil en long*

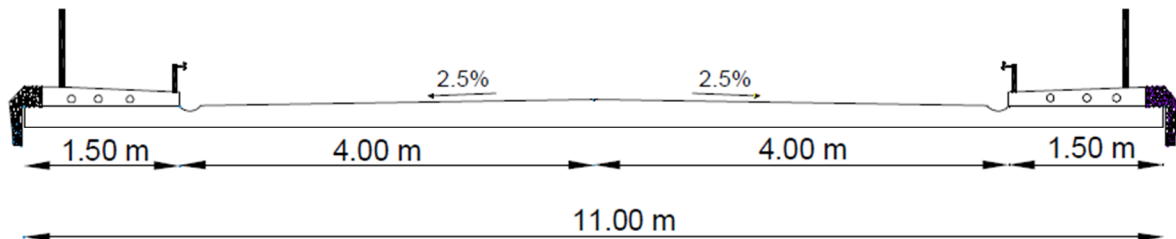
### I.2.2.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :



- largeur rouable :  $L_r = L_c = 8.00 \text{ m}$
- Nombre de voies est : **2 voies de 4m**
- 2 trottoirs de **1.5m**
- Divers en toit : **2.5%**.



*Figure I.4 : Profile en travers*

#### **I.2.2.4. Les Surcharges selon fascicule :**

##### **I.2.2.4.1. Les charges civiles :**

**AL** : charge légère uniformément répartie

**B** : charges lourds concentrés ( $b_c$ ,  $b_t$ ,  $b_r$ )

##### **I.2.2.4.2. charges militaires: MC120**

##### **I.2.2.4.3. charges exceptionnelles : D240**

##### **I.2.2.4.4. surcharges de trottoirs**

#### **I.2.3. Données relatives à l'obstacle franchi (gabarit) :**

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication (route, voie ferrée, rivière, canal ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie. Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

Notre ouvrage franchit *Oued Cheffa*

Parmi les contraintes liées à notre projet : *la Route et Oued Cheffa*

- **L'affouillement :**

La crue de l'*Oued Cheffa* est très agressive sur les appuis de pont. Pour cela doit être tenu compte à ce problème dans la conception et l'implantation des appuis de futur pont.

Pour délimitée ce probleme on propose de réaliser les fondation avec une protection par des palplanches . Une autre solution est d'utiliser les gabions en pierre ou en béton armé.

## CHAPITRE II : CONCEPTION DU PONT

### II.1. Introduction :

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

Les variantes sont présentées dans l'ordre des points de comparaison qui suivent :

- Présentation générale de la variante.
- L'esthète : Intégration dans le paysage et avec l'ancien pont.
- Construction : mode de construction.
- L'économie : Quantité des matériaux.

L'analyse des points de comparaison aboutissant au choix de la solution structurale retenue.

### II.2. La proposition des variantes :

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

- Les ponts en béton armé .
- Les ponts métalliques .
- Les ponts mixtes .
- Les ponts en béton précontraint.

Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa géométrie.

L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico-économique.

La portée dominante d'un ouvrage (c'est-à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage, on peut distinguer :

- Les ouvrages de porte modeste (de l'ordre de 30 m) : on retrouve dans cette catégorie les ponceaux voutés, les cadres et portiques, les ponts dalle et les ponts à béquilles.
- Les ouvrages en béton précontraint de portée au delà de 30-40m : on retrouve dans cette catégorie les dalles nervurées, les ponts à poutres précontraintes par post tension, les ponts caissons poussés, les ponts caissons construits en encorbellements successifs...
- Les grands ouvrages métalliques de portée au delà de 30-40m : on retrouve les ponts mixtes à couverture en béton armé.
- Domaine des très grandes portées au delà de 300 m : on retrouve les ponts arcs et les ponts à câbles.

Pour notre cas ,les ponts à haubants ,les ponts en arc sont a éliminée à cause de :

- 1- Les ponts en arc et à béquilles sont à éliminer car ils ne sont envisageables que s'ils peuvent s'appuyer contre un massif rocheux, or le site sur lequel notre ouvrage sera implanté est un sol argile sableuse (non rocheux).

2- Les ouvrages haubanés et suspendus sont des ouvrages exceptionnels, choisir ce type d'ouvrage pour un linéaire de 167m serait non justifié ; il ne sera donc pas économique d'avoir recours à cette technique dans notre cas, qui est relativement classique.

Donc les trois variantes de conception pour notre cas sont :

- 1<sup>ère</sup> Variante : **pont mixte**
- 2<sup>ème</sup> Variante: **pont caissons (voussoirs préfabriqués).**
- 3<sup>ème</sup> Variante: **pont a poutre précontraint par post-tension.**

### II.3. Présentation des trois variantes :

#### II.3-1. pont mixte :

##### II.3.1.a . Introduction :

Les tabliers en ossature mixte étaient plutôt de type multi poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquent car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage. Ainsi qu'elle est pour des raisons de simplicité de construction , Si le tablier est assez large (12 à 20m environ) une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées tous les 4m environ. Sinon (si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0.55 fois la largeur de la dalle, et relier par des entretoises.

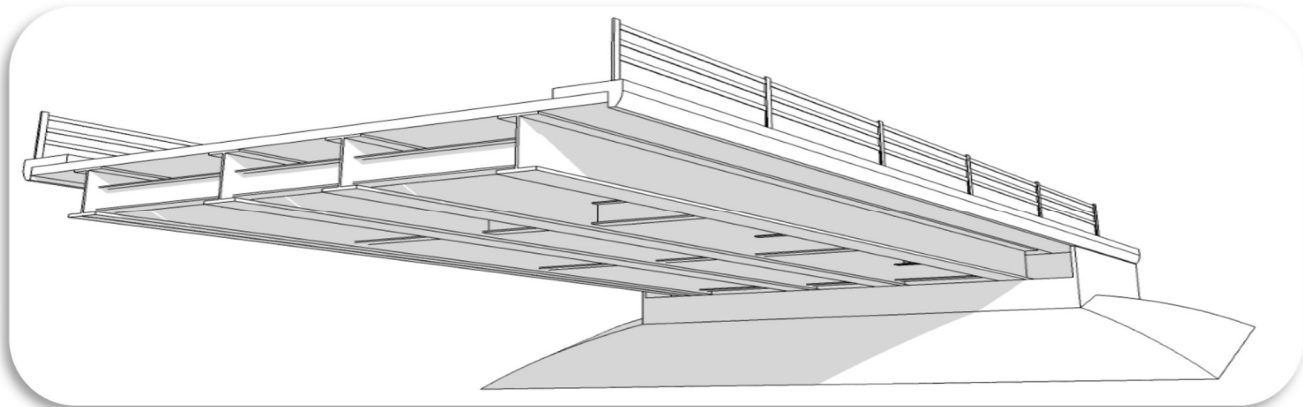


Figure II.1 : Coupe transversale d'un tablier mixte

Un pont mixte de tablier à poutres métalliques sous chaussée, la dalle de roulement peut être constituée par un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres avec Une épaisseur raisonnable de dalle (30cm au droit des poutres et 25cm à mi-portée) permet un entraxe de poutres jusqu'à 7m et ses encorbellement latéraux jusqu'à 3m. Soit une largeur maximale de tablier de l'ordre de 13m. (Selon **Calgaro** - conception des ponts-) .

Les portées économiques de ce mode de construction vont jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes.

**II.3.1.b. Etude du tablier (Pré-Dimensionnement) :****➤ Pré dimensionnement de la dalle :**

Dans notre cas, le tablier n'est pas très large donc on peut connecter la dalle (25 cm d'épaisseur en zone courante) seulement sur les deux poutres porteuses espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle et reliées par des entretoises : on obtient un pont mixte à entretoises. Une épaisseur raisonnable de dalle (30cm au droit des poutres et 25 cm à mi-portée) permet un entraxe de poutre jusqu'à 7m et des encorbellements latéraux jusqu'à 3m.

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.

-la largeur de tablier **L =11 m**

N : est le nombre des poutres.

On prend entre axe :  $d = 5 \text{ m}$

$$\text{On a : } N = \frac{La}{d} + 1$$

$$La = 11 - 1.5 = 9,5$$

$$N = 2.9$$

on prend **N = 3**

**➤ Pré dimensionnement des poutres :**

une poutre en I comporte une âme et deux semelles.

**• Elancement des poutres :**

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110m pour les travées continues. Notre projet à une embouchure de 186 m ce qui nous donne **deux (02) travées de 51 m**



*Figure II.2 : Profil en long pont mixte*

$$\text{On a : } \frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{22}$$

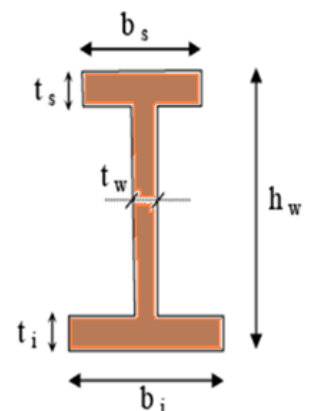
$$h = L / 25 = 51 / 25 = 2.04 \text{ m, on prend : } \mathbf{h = 2.1 \text{ m}}$$

**• Epaisseur de l'âme des poutres :**

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Résistance au phénomène de Fatigue.

En considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres :



- A mi travée  $8 \leq T_w \leq 14$  mm
- Sur appui  $T_w \leq 20$  mm

On prend :

- Une épaisseur de **12 mm à mi travée.**
- Une épaisseur de **15 mm sur appui.**

- **Epaisseur des semelles des poutres :**

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions : de résistance et d'instabilité.

- **1-Semelle supérieure en travée**

La largeur de la semelle  $200 \leq b_{s-t} \leq 500$  mm

L'épaisseur  $12 \leq T_{s-t} \leq 40$  mm

On prend

- Une largeur de **400 mm.**
- Une épaisseur de **30 mm.**

- **2-Semelle supérieure sur appui**

La largeur de la semelle  $400 \leq b_{s-a} \leq 900$  mm

L'épaisseur  $20 \leq T_{s-a} \leq 40$  mm

On prend :

- Une largeur de **700 mm.**
- Une épaisseur de **30 mm.**

- **3-Semelle inférieure en travée**

La largeur de la semelle  $300 \leq b_{i-t} \leq 600$  mm.

L'épaisseur  $20 \leq T_{i-t} \leq 40$  mm,

On prend donc :

- Une largeur de **500 mm.**
- Une épaisseur de **30 mm.**

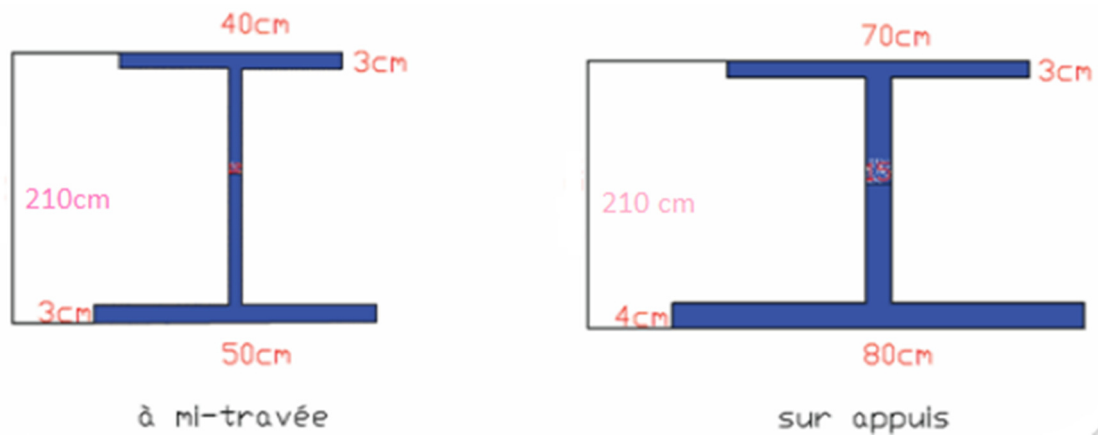
- **4-Semelle inférieure sur appui**

La largeur de la semelle  $600 \leq b_{i-a} \leq 1000$  mm

L'épaisseur  $30 \leq T_{i-a} \leq 60$  mm

On prend :

- Une largeur de **800 mm.**
- Une épaisseur de **40 mm.**



*Figure II.3 : Profilé de poutre à mi-travée et sur appui*

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.

➤ **Les avantages :**

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.

➤ **Les inconvénients:**

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.
- Le pont de forme relativement naturelle, s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage mais pour notre cas ne s'adapte pas avec l'ancien pont.

### II.3.2 .Pont à voussoirs (hauteur constante) :

#### II-3-2.1.Morphologie générale :

La plus importante famille des ponts construits par en courbement est constituée par les ponts dont le tablier est assimilable, du point de vue de son fonctionnement mécanique, à une poutre continue; ces ponts sont en générale construits à partir des pils en confectionnant des voussoires, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des couffrages portés par des équipages mobiles. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier



est comprise entre 1/20 à 1/50 de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,30 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.



*Figure II.4 : pont voussoir*

-La longueur totale de l'ouvrage :  $L_{\text{tot}} = 102 \text{ m}$

-Le coefficient  $\theta$  qui, pour un tablier de hauteur constante, varie entre 0.68-0.7 L

Pour  $\theta = 0.69$

$L = 51 \text{ m}$ .

On choisit **2 travées de 51 m**

Représentons par un schéma simplifié l'ouvrage par une poutre continue.



*Figure II.5 : Profil en long du pont voussoir*

### II.3.2.2. Pré dimensionnement du voussoir :

- Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre –caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. On choisit un voussoir de type mono cellulaire.
- Géométrie de voussoir :(document SETRA)

Etant donnée la hauteur constante du tablier ; le paramètre à déterminer est h

(h sur pile=h en clé) :

Le rapport entre cette hauteur et la portée dominante de l'ouvrage varie entre les ratios :

1/20 et 1/25

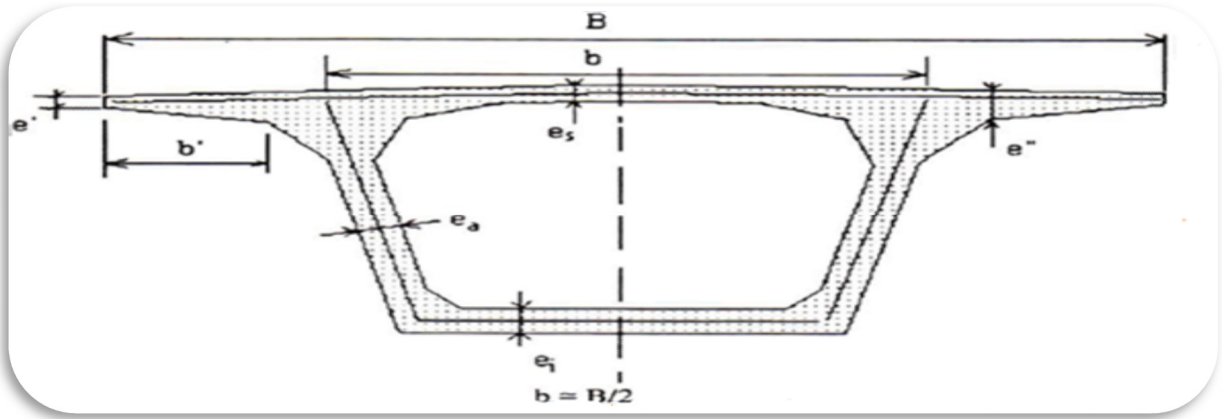
Tel que :  $1/25 \leq \frac{h}{l} \leq 1/20$ , on fait le dimensionnement sur la plus grande travée :  $L=51$  m

Donc  $h = 2.04$  m à  $2.55$  m on prend :  **$h=2.3$  m**

-Les distances  $b$  et  $b'$  dépendent de la largeur totale du tablier tel que :

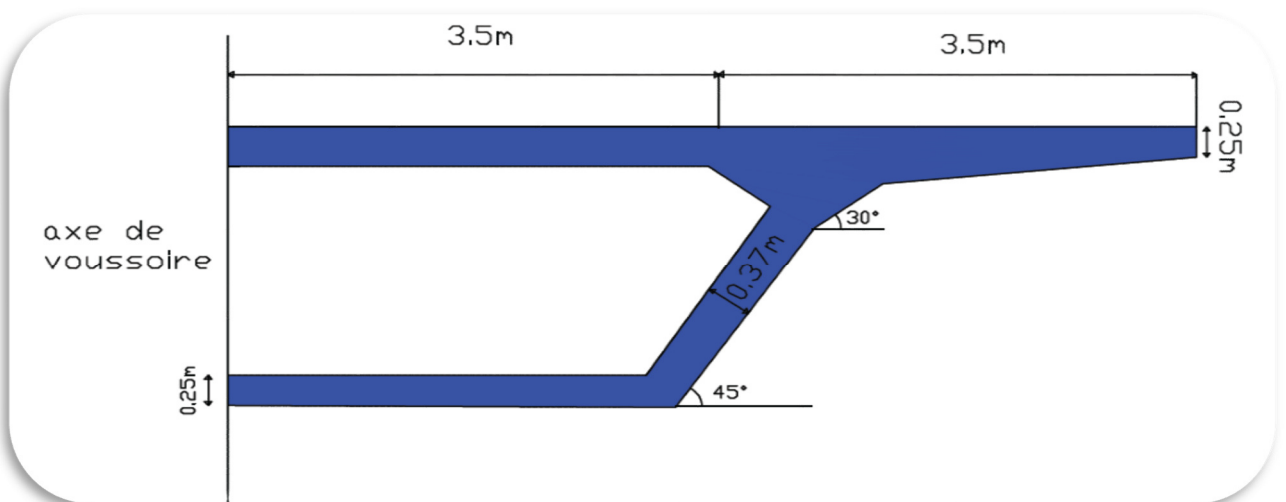
$b=B/2$                        $b'=b/2$

La largeur de tablier est  $B=12$  m     $b = 12/2=6$  m                       $b'=6/2 = 3$  m



**Figure II.6 :** Voussoir monocellulaire

- $e''= b'/7$  à  $b'/5$
  - **$b'=3$  m**  
 $e'=(20\text{cm}-25\text{cm})$  on prend  **$e'=25\text{cm}$**   
 $e''=(43\text{ cm} -60\text{ cm})$  on prend  **$e''=50\text{cm}$**   
 $e', e''$  : (épaisseur de l'hourdi supérieure aux sections considérées)
  - $e_s= b/25=24$  cm (l'épaisseur de l'hourdi supérieure)  
 $e_a= 26 + (L/5)= 37$  cm (l'épaisseur de l'âme)
  - $e_i \geq \text{Max} \{18\text{cm}; 3\varphi ; t_w /25\}$  ( $\varphi = 80$  mm)  
 **$e_i=25\text{cm}$**  (l'épaisseur de l'hourdi inférieure)
- L'angle entre l'inclinaison du gousset et l'horizontale est  $60^\circ$



**Figure II.7 :** Les dimension du voussoir

**II.3.2 .3. Les avantages et les inconvénients :**

Le tablier d'un pont à voussoirs coulé sur place à inertie constante, présente des avantages et des inconvénients .

**➤ Les avantages :**

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages,tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.

La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. Dans ce dernier cas, il est possible de faire des variations paraboliques, cubiques ou linéaires.

La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques.

- L'esthétique de ce type d'ouvrages.
- La suppression des cintres et échafaudages.
- Son coût concurrence avec succès la construction métallique.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages.

**➤ Les inconvénients :**

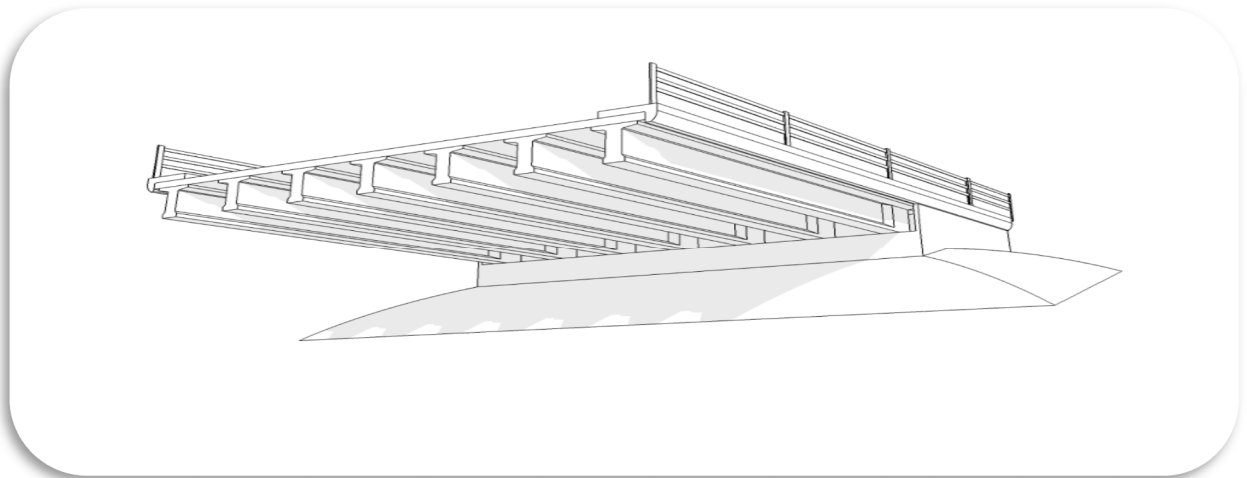
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution de sollicitation dans les structures rendues continues.
- Mais dans notre cas la hauteur n'est pas importante (8-9m).  
et pas des contraintes signalées de justifier l'application de ce mode.

-La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et de manière très compliquée ; elle demande une main d'œuvre qualifiée et de matériel spécifique ; la première étape est la construction des piles pour poser les voussoirs successivement et la mise en tension des câbles de précontraintes qui demande des techniques bien soignée.

**II.3.3 . Pont à poutres précontrainte par post- tension :****II.3.3.1 . Introduction:**

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes Précontraintes Préfabriquées par poste tension) font partie de famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Ce type des ouvrages est largement utilisé dans le cas des moyennes portées ; l'ouvrage comportant une succession de travées indépendantes, a constitué une première application dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité.

- Dans la morphologie de cet ouvrage, le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante qui son solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée comme représente la figure suivante



**Figure II.8 : Coupe transversale d'un tablier de pont à poutre précontrainte par post-tension**

- Le mot « précontrainte » crée par E. FREYSSNET. Signifie que le béton précontraint est soumis, préalablement à une charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile.

- Les portées économiques se situent entre 30 à 40m, exceptionnellement jusqu'au 50m.

• **Post-tension :**

Le principe de la précontrainte par post tension est de tendre les armatures en prenant l'appui sur la pièce à précontrainte. Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé, présente un léger raccourcissement ; pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager évidemment dans le béton tubulaire généralement formé par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage

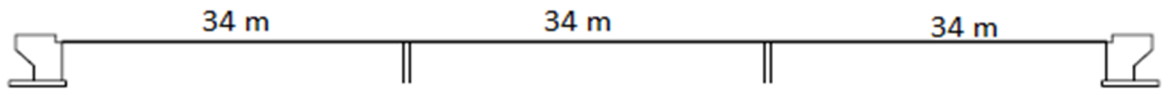
**II .3.3.2. Pré dimensionnement : selon SETRA (Tableau II.1)**

Type d'ouvrage	Portée												
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	
PSI-BA:passage supérieure ou inférieur à poutre en béton armé													
PRAD:pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent													
PSI-DA:passage supérieur ou inférieur en dalle armée													
PSI-DP:passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte													
PSI-D:passage supérieur ou inférieur en dalle élégié													
PSI-DN:passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée													
VIPP:viaduc à poutres précontraintespar post- tension													

domaine courant
  domaine exeptionnel

➤ **La portée (L):**

La portée des travées dans ce type d'ouvrage est compris entre 25 et 50m, et selon la possibilité de réalisation des fondations on prend : **3 (Trois) travées de 34 m.**



*Figure II.9 : Profil en long du pont à poutres en précontrainte par post-tension*

➤ **Le nombre des poutres :**  $N_p = l_a / \gamma + 1$

$l_a$  : entraxe des poutres de l'extrémité ; et  $\gamma$  : entraxe des poutres  $1.5 \leq \gamma \leq 2.5$  m

$l_a = 11 - 2 = 9$  m ,  $\gamma = 1.5$  m

Donc :  $N_p = 9 / 1.5 + 1 = 7$  donc on a **7 poutres**

➤ **Hauteur des poutres :** l'élancement des poutres  $h/L$  est compris entre  $1/20$  et  $1/17$

Donc  $1.70 < h < 2,00$  m, on prend ..... **$h = 1.8$  m (poutre+hourdis)**

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

La largeur de table de compression (b) est généralement comprise entre  $0.6h$  et  $0.7h$ , pour éviter tout risque de dévercement pendant les opérations de manutention ; pour notre cas ou

$h = 1.8$  m :  $1.08 \leq b \leq 1.26$  m , on prend  **$b = 1.2$  m**

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

$10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$  , on prend  **$e = 12$  cm**

➤ **Largeur du talon :  $L_t$**

Les talon constituent la fibre inférieure des poutres, sont dimensionner à la flexion, pour un cas usuelle :  $0.5 L_t \leq 0.8$  m , on prend  **$L_t = 0.6$  m**

➤ **Epaisseur du talon :  $e_t$**

$10 \leq e_t \leq 20$  cm on prend :  **$e_t = 15$  cm**

➤ **Epaisseur de l'âme à mi travée :  $b_0$**

$18 < b_0 < 25$  cm ..... **$b_0 = 20$  cm.**

➤ **Epaisseur de l'âme à l'about :**

Avant appui l'epaisseur de l'ame est généralement compris entres 25 et 35 cm

$$25 \leq b_0 \leq 35\text{cm on fixe : } b_0 = 30 \text{ cm}$$

➤ **Goussets:** c'est la jonction entre l'âme et la table de compression, l'âme et le talon, par un angle qui joue un triple rôle :

-Il facilite la mise en œuvre du béton.

-Il assure l'encastrement de table de compréssion et le talon avec l'ame.

-Il permet de loger les oncrages des cables .

- Gousset de la table de compression : On prend  $\alpha$  de gousset  $10^\circ$

- En travée:  $e_1 = 6 \text{ cm}$ .

- sur l'appui:  $e_1 = 6 \text{ cm}$

- Gousset du talon : On prend  $\alpha$  de gousset  $50^\circ$

-En travée :  $e_2 = 24\text{cm}$ .

-A l'appui:  $e_2 = 18 \text{ cm}$ .

➤ **Hourdis ( la dalle)  $h_0$  :**  $20 < h_0 < 30 \text{ cm}$  ..... on prend  **$h_0 = 20 \text{ cm}$**

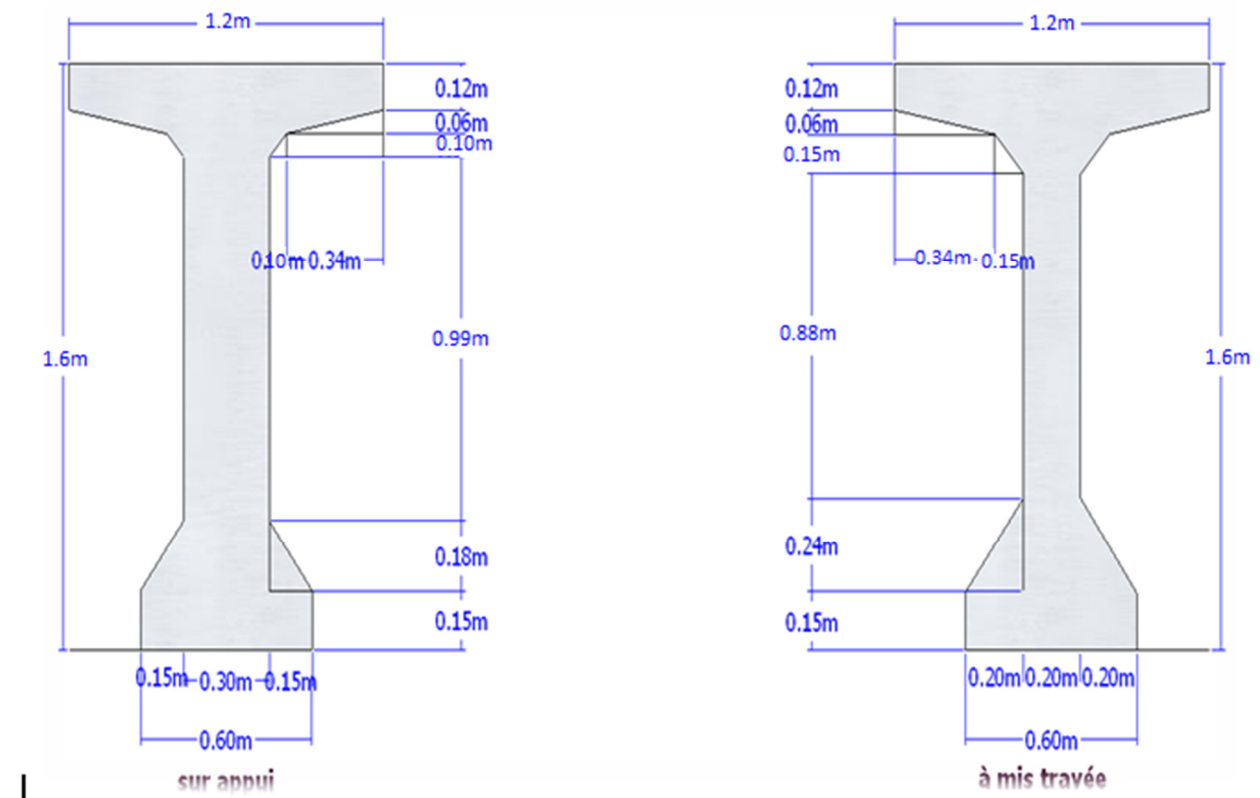


Figure II.9 : Présentation des sections retenues.



**II.3.3.3 .L'exécution des ponts VIPP:**

L'exécution des ponts à poutres précontraintes par poste-tension est comptée parmi les plus simples méthodes de réalisation à cause de la préfabrication des poutres dans un moule ,et la mise en place des poutres par un grue.

La mise en tension des câbles se fait par des vérins hydroliques.

**II.3.3.4 . L'esthétique :**

A cause de l'existence d'un premier pont de meme type,notre pont est relativement naturelle;il s'intègre dans le paysage

**II.3.3.5 .L'entretien:** les ouvrage de type VIPP ne demande aucun entretien ;sauf que ce qui concerne l'étanchéité et l'évacuation des eaux ;et comme l'ouvrage est implonté en proche de la mèr ,il est prévu de controlé les petites désordres pour éviter le risque de corosion .

**II.3.4 . Analyse multicritère :**

Nous basons sur les critères suivants : **Le coût , L'esthétique , L'entretien et l'exécution**

Le tableau suivant représente la comparaison entre les trois variantes

	<b>pont mixte</b>	<b>pont voussoir préfabriqué</b>	<b>Pont p.b.p.par post- tension</b>
<b>Economie</b>	-	-	+
<b>Entrtien</b>	-	-	+
<b>Estitique</b>	-	+	+
<b>Exécution</b>	+	+	+

*Tableau II.1 : La comparaison des variantes*

(-) : peu favorable

(+) : favorable

**Conclusion :**

Après comparaison des trois variantes on a constaté que le **pont à poutres précontraintes par post-tension** est plus adapté que les autres pour notre ouvrage vu les avantages cités précédemment.

**II.4.Conception d'une culée:****II.4.1. Introduction:**

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. Une culée assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

En tant qu'appui de tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que la pile, en tant que mur de soutènement elle subit la poussée de la terre et des surcharges de remblais.

**II.4.2. Les Types des culées :**

On distingue plusieurs types de culées :

- ✓ Les culées enterrées .
- ✓ Les culées remblayées .
- ✓ Les culées creuses.
- ✓ Les culées en terre armée.

**II.4.2.1. Les culées enterrées :**

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

**II.4.2.2. Les culées remblayées :**

Les culées remblayées jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Une telle culée est généralement fondée superficiellement, compte tenu des efforts horizontaux importants, ce qui limite son emploi au cas des très bons sols. Dans tous les cas, on ne peut envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres. Dans la pratique, son emploi reste limité aux cas où l'on souhaite limiter la longueur du tablier au strict nécessaire.

**II.4.2.3. Les culées creuses :**

Une culée creuse est une culée comportant un mur de front, des murs en retour et un platelage supérieur, formant une boîte renversée, dans laquelle le remblai est taluté de façon à ne pas pousser sur le mur de front.

**II.4.2.4. Les culées en terre armée :**

Le premier type correspond au cas où le tablier repose directement sur le remblai d'accès en terre armé par l'intermédiaire d'une tête de culée.

Le deuxième type correspond au cas d'ouvrages dont le tablier repose sur une pile culée indépendante du massif en terre armé, géométriquement reliée au remblai situé à l'arrière.

**II.4.3. Choix du type de culée :**

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage

Dans notre cas on est en présence de remblai sur les deux implantations des culées donc on opte pour des culées remblayées, qui jouent le double rôle de soutenir le remblai et reprendre les efforts du tablier.

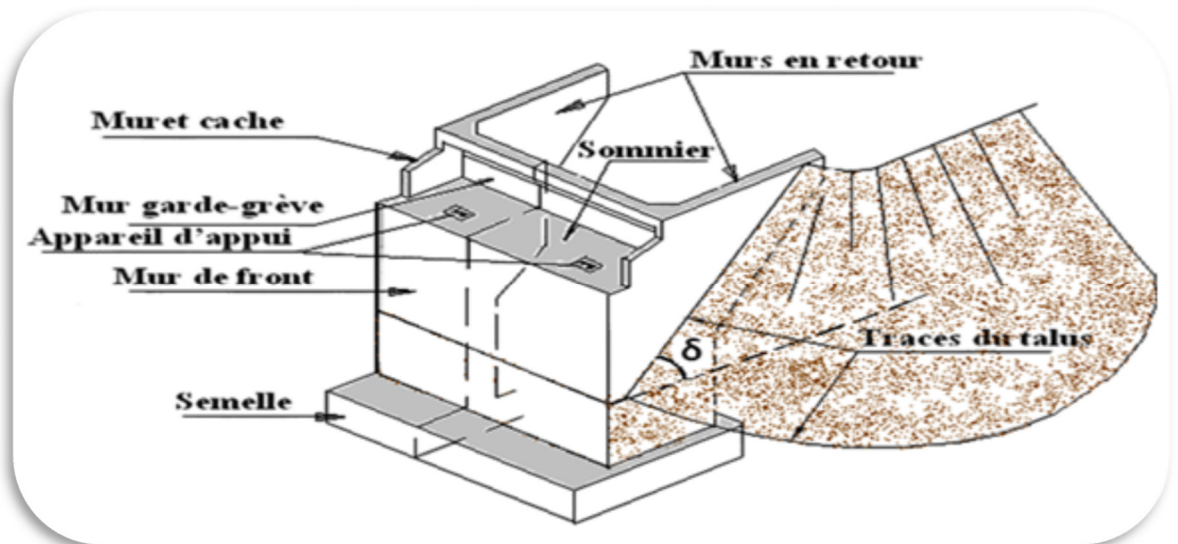


Figure II.9 : Schéma représentatif d'une culée remblayée

**II.4 .4. Implantation des culées :**

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

**H culée = côte projet – côte fondation.**

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1	Culée2
Côte projet (m)	705.62	701.84
Côte TN (m)	702.63	696.95
Côte de la fondation (m)	695.61	691.32
Hauteur de la culée (m)	10.01	10.52

Tableau.II.2: Implantation et hauteur des culées

**II.4 .5. Prédimensionnement de la culée :**

**II.4 .5.1.Mur de garde grève :**

- La hauteur du mur garde grève \*Hg\* Hg = hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur de dé d'appui. Donc : Hg = 1.8+ 0.05 + 0,3 donc : **Hg =2.15m.**

- L'épaisseurs du mur (couronnement) :

$E_{gg} = \sup (0.3m , H_g / 8)$  On prend  **$E_{gg} = 0.30 m$**

- La longueur \*L<sub>g</sub>\* = la largeur de tablier donc **L<sub>g</sub> = 11 m.**

**II.4 .5. 2.Mur de front :**

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0,80 à 1,20m selon la hauteur.

- La hauteur de mur frontal  $H_{mf}$  :  $H_{mf} = 8.37 \text{ m}$ .
- L'épaisseur  $E_{mf}$  : on prend l'épaisseur  $E_{mf} = 1.2 \text{ m}$
- La longueur  $L_{mf}$  = la largeur de tablier, donc  $L_{mf} = 11 \text{ m}$

#### II.4 .5. 3.La semelle :

- Epaisseur  $E_S$  :  $E_S \geq 1.2 \times \emptyset$        $\emptyset$  : diamètre de pieu      On prend  $E_S = 1.5 \text{ m}$
- Largeur  $L_S$  :  $L_S = (3n-1) \times \emptyset$        $n=3$       Donc  $L_S = 9.6 \text{ m}$
- Longueur L  $L = 12 \text{ m}$
- Béton de propreté  $E$  :  $E \geq 0.1 \text{ m}$       on prend  $E = 0.1 \text{ m}$

#### II.4 .5. 4.Mur en retour :

- L'épaisseur des murs en retours est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique, elle varie entre 30cm et 45cm ( 30cm valeur minimale pour un ferrailage et un Bétonnage corrects) on prend :  $E_m = 0.4 \text{ m}$
- La longueur du haut de mur en retour ne dépasse pas les 7 à 8m. On prend :  $L_m = 7 \text{ m}$

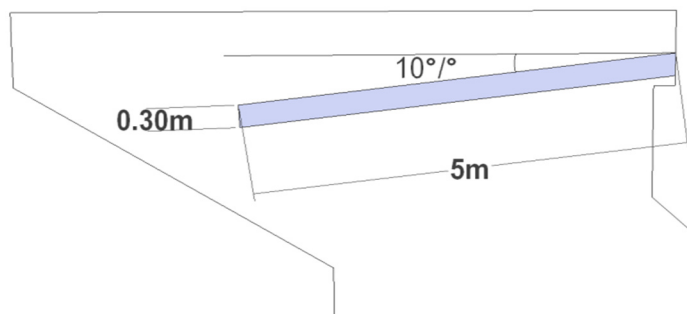
#### II.4 .5. 5.La dalle de transition :

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage). La largeur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilise pour le remblai, elle varie entre 3 et 6m. On prend

- la dalle a une épaisseur constante

$$L_{Dt} = 5 \text{ m}$$

$$E_{Dt} = 30 \text{ Cm.}$$



-La dalle de transition suit une pente de  $P = 10 \%$ .

- Une longueur inférieure à la distance séparant les deux murs en retour, on prend  $L = 10 \text{ m}$ .

## II.5.Conception des piles :

### II.5.1.Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction de plusieurs paramètres telle que le site (terrestre, aquatique), mode de réalisation du tablier, hauteur de l'obstacle à franchir, type de fondation, et type de liaison avec le tablier.

L'implantation des piles est conditionnée par la longueur des travées, et le type du terrain de fondation, elle est représentée dans le tableau suivant avec leur hauteur HP :

**Hp = côte projet – côte fondation – hauteur de ( la dalle + poutre + appareils et dés d'appuis)**

Désignation	pile 01	pile 02
Côte projet (m)	704.15	702.86
Côte TN (m)	694.11	689.41
Côte de la fondation (m)	688.41	683.68
Hauteur de la pile (m)	13.64	16.08

Tableau.2.3 : Implantation et hauteurs des piles

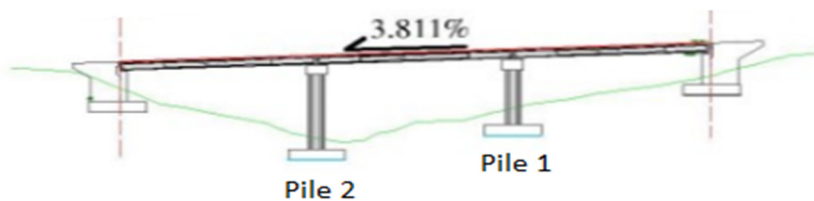
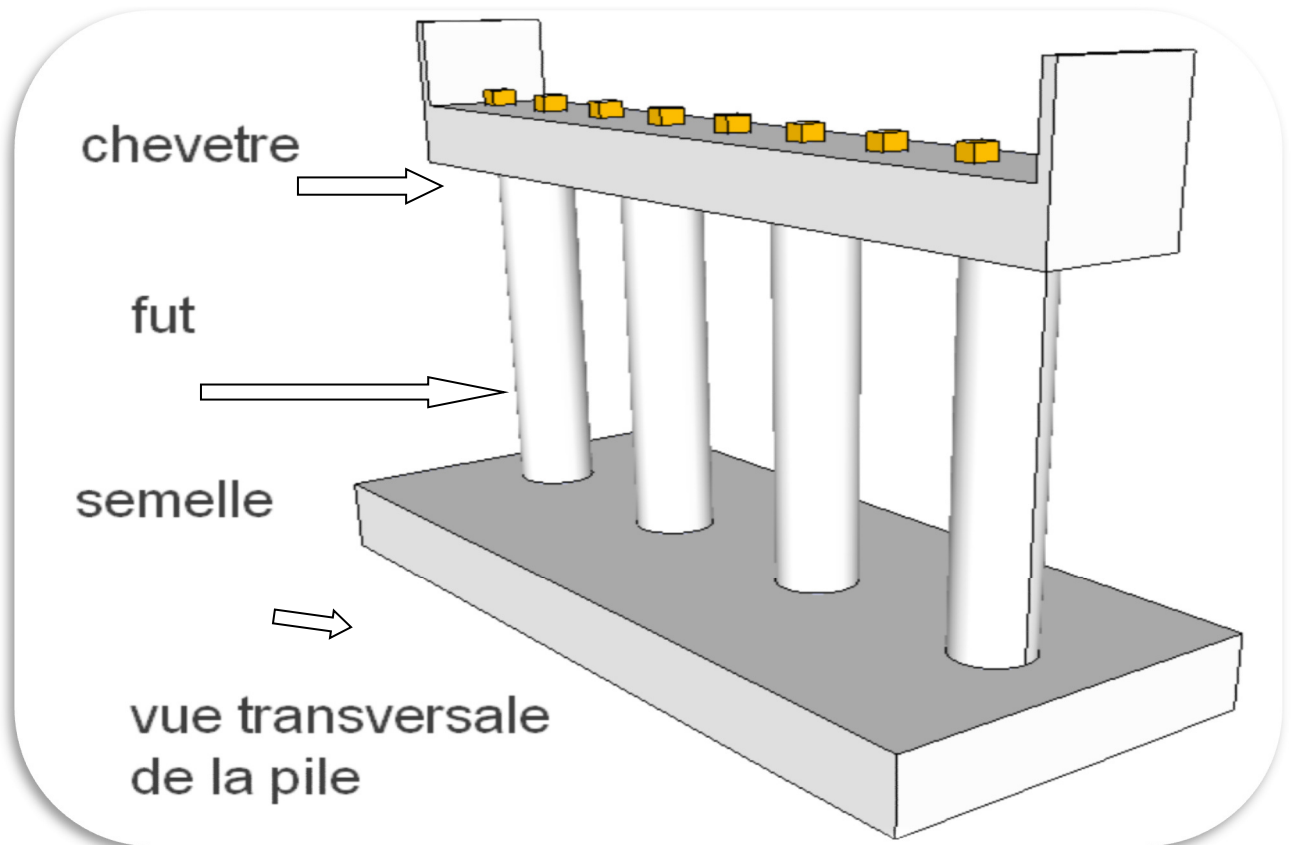


Figure. II.10 : Implantation des piles

### II.5.2.Choix du type de la pile :

dans le monde de construction des piles des ouvrages ,il existe plusieurs type de piles tel que les piles marteaux ,les piles voile ,les piles colonne à fûts .....etc , pour notre ouvrage on prévu une pile colonne à quats fûts



*Figure.II.11 : La pile*

### II.5.3. Prédimensionnement de la pile :

La pile colonne est constituée par trois éléments :

#### II.5.3.1. Chevêtre :

il a comme rôle la transmission des charges aux fûts, leur épaisseur est déterminé par la condition suivante :  $H_c \lesssim 1.25 H_t$ ,  $H_t$  la hauteur du tablier = **1.8 m**

$H_c \lesssim 2.25 \text{ m}$ , on prend  $H_c = 1.5 \text{ m}$  et une largeur **Lc = 2.2 m**

#### II.5.3.2. Les fûts :

sont des poteaux de forme en générale cylindrique et un diamètre constant

Le diamètre  $D_f \geq 1.2 \text{ m}$ , on prend un **Df = 1.2 m**, l'espacement entre deux axes trasversalement est de **3.6 m**

**II.5.3.3.La semelle :**

- Epaisseur  $E_s$  :  $E_s \geq 1.2 \times \emptyset$      $\emptyset$  : diamètre de pieu    On prend     **$E_s = 1.5\text{m}$**
- Largeur\*  $L_s$ \* :  $L_s = (3n-1) \times \emptyset$      $n=2$     donc     **$L_s = 6\text{ m}$**
- longueur **12 m**
- Béton de propreté \*  $E$  \* :  $E \geq 0.1\text{m}$     on prend     **$E=0.1\text{m}$**

**II.6.Conception des fondation :**

Les fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs ou voiles).

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux, par exemple), pour notre ouvrages Cette transmission sera assurée par des fondations profondes (**pieux forés de diamètres 1.20 m**).

**II.6.1.Entraxe des pieux :**

Il est communément admet qu'un entraxe de trois diamètres est une base de départ pour le dimensionnement de la fondation. L'effet du groupe est quasiment inexistant pour de faibles sollicitations horizontales et si un appui a été mal exécuté, on dispose d'une place suffisante pour en forer une autre. L'entraxe  $\geq 3\emptyset$  ; Donc en prend l'entraxe est égal à **3,60 m**.

**II.6.2.Le nombre de pieux :**

Le nombre de pieux est déterminé d'après le rapport du sol (la portance des pieux) et les décentes de la charges ramenées par l'ouvrage

**II.6.3.L'épaisseur de la semelle :**

On prend une épaisseur de **1.50 m**, et une largeur de **9.6 m**

Le support de la pile est protégé par des enrochements a raison de protégée la fondation aux affeuillement

## CHAPITRE III : CARACTERISIQUE DES MATERIAUX

### III.1.Introduction :

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques du béton, les aciers actifs et passifs de construction en relation direct avec le calcul à venir.

On distingue 03 matériaux de construction dans l'édification de l'ouvrage :

- Béton.
- Acier passif.
- Acier actif ou de précontrainte.

### III.2.Béton :

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

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

Le dosage du ciment utilisé est de l'ordre de **400 kg/m<sup>3</sup>** de ciment **CPA 325**.

Densité du béton :  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

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.

#### III.2.1.La résistance à la compression et à la traction :

La résistance à la compression varie avec l'âge  $j$  du béton, dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge, dite valeur caractéristique requise ; celle-ci est notée « **fc28** » elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour un béton âgé de  $j$  jours on a :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} fc28 \quad \text{si } j < 28j \quad \text{pour } fc28 \leq 40 \text{MPa}$$

- B20 :  $fc28 = 20 \text{ MPa}$  pour le béton de propreté.
- B30 :  $fc28 = 30 \text{ MPa}$  pour les culées et fondations de piles.
- B35 :  $fc28 = 35 \text{ MPa}$  pour le béton du tablier et élévation des piles.



La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours , notée  $f_{t28}$  conventionnellement définie par la relation

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Cette relation n'est pas valable pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 MPa

$$f_{tj} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{cj} & = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6 + 0,06 f_{cj} & = 0,6 + 0,06 (30) = 2,4 \text{ MPa (Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa).} \end{cases}$$

### III.2.2. Contraintes admissibles:

#### III.2.2.1. Contraintes ultimes de compression:

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

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

$\gamma_b$  : 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.

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 17,00 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa.} \\ 22,17 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa.} \end{cases}$$

- **Contrainte de service et construction :**

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

**III.2.2.2. Contrainte admissible à la traction :**

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de en situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :
- 0 dans la section d'enrobage.

**III.2.2.3. Contrainte admissible au cisaillement :**

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux mode de rupture de béton :

- 1<sup>ère</sup> par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau}_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

- 2<sup>ème</sup> par compression pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau}_1 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2 f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis a des fortes compressions longitudinales. (Si  $\sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj}$ )

Avec :  $\tau = \min(\overline{\tau}_1; \overline{\tau}_2)$

En cas de traction donc le béton, on applique la 1<sup>ère</sup> formule avec  $\sigma_x=0$ , et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale  $\sigma_t=0$  donc  $\tau^1=0,4 f_{tj}(f_{tj})$

**III.2.3. Déformation longitudinale du béton:**

Le module de déformation longitudinal pour le béton 'Eij' définit par les règles B.A.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :  $E_{ij} = 11000 x^3 \sqrt{f_{cj}}$

$$E_{ij} = \begin{cases} 36000 \text{ MPa} & \text{pour poutres et dalle} \\ 34180 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue durée) :  $E_{vj} = 3700 x^3 \sqrt{f_{cj}}$

$$E_{vj} = \begin{cases} 12103 \text{ MPa pour les poutres et la dalle} \\ 11497 \text{ MPa pour les appuis et les fondations} \end{cases}$$

### III.2.4 . Déformation transversale du béton:

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

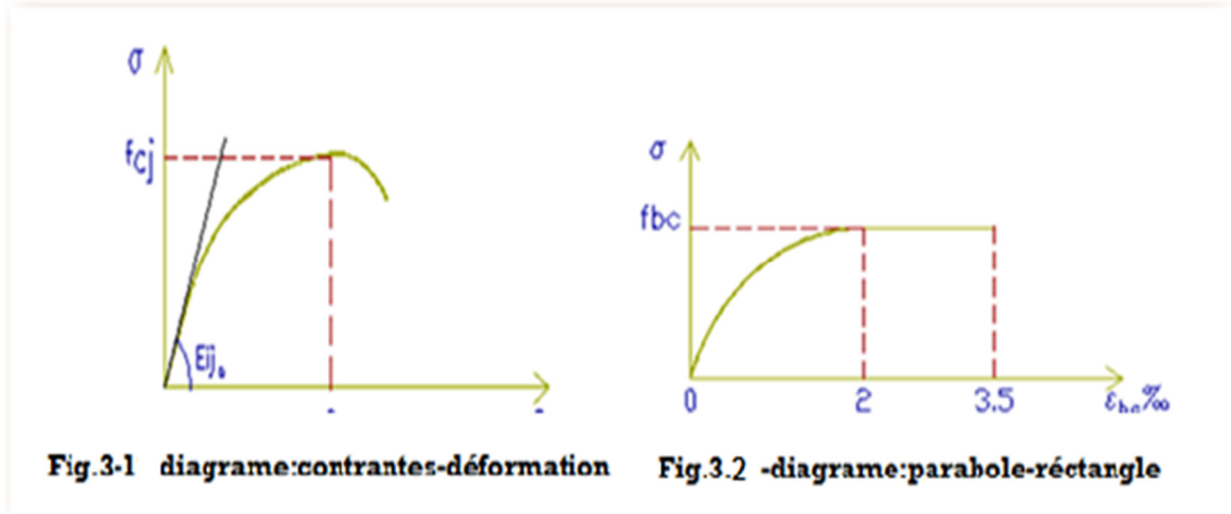


Figure III.1: Déformation transversale du béton

### III.2.5. Coefficient de poisson :

On appelle "coefficient de poisson" le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson "U" prend les valeurs suivantes :

$$U = \begin{cases} 0.2 & \text{Pour le calcul des déformations à l'ELS} \\ 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \end{cases}$$

### III.3. Aciers :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontrainte sont de deux natures différentes, aciers actifs et acier passifs

### III.3.1. 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 noté « Fe » de sa limite d'élasticité. Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité Correspondantes:

#### III.3.1.1. La limite élastique:

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE40 type 2**, sa limite élastique égale à **400 MPa**.

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

$\gamma_s = 1$  —————> Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$  —————> Situation durable ou transitoire.

#### III.3.1.2. Contraintes limites à la traction :

Fissurations peu nuisibles pas de limitation de contrainte  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Fissurations préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min ( (2/3) f_e ; \max (0.5 f_e ; 110\sqrt{n} ftj) )$

Fissurations très préjudiciable :  $\sigma_s = \max (0.4 f_e ; 88\sqrt{n} ftj) \text{ MPa}$

- **n= 1** treillis soudés et nœuds lisses

- **n= 1.6** aciers à haute adhérence

#### III.3.1.3. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPA}$

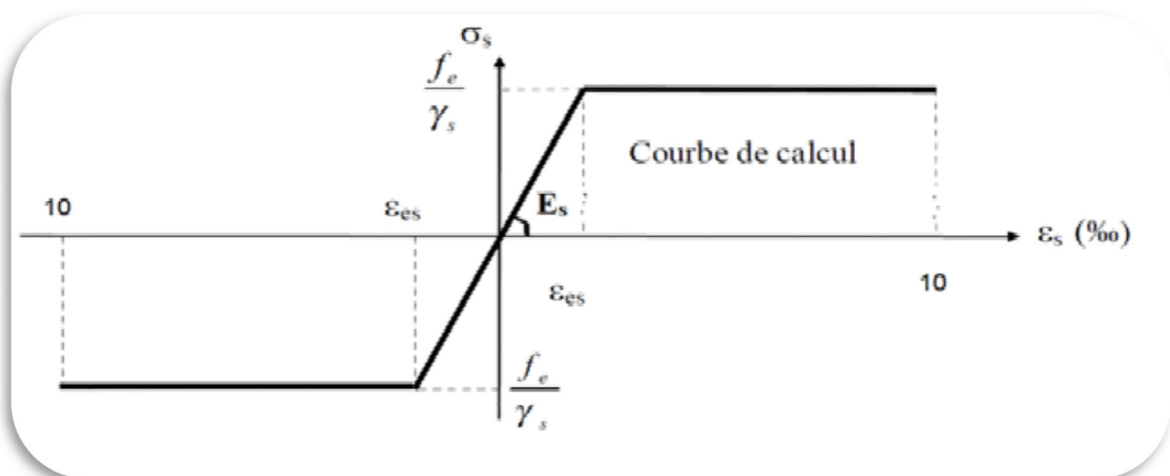


Figure III.2 : Diagrammes contraintes-déformations de l'acier passif

**III.3.2. Aciers actifs :**

Les armatures actives sont les aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Les armatures de précontraintes sont sous tension même sans aucunes sollicitations extérieures, ils sont classés par catégories : barre, fil torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8f_{prg} \text{ OU } 0,9 f_{peg})$$

$f_{prg}$  : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte

$f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte

**III.3.2.1. Fils :**

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à **12,2 mm**, Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension), Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de **5 mm, 7 mm ou 8 mm**.

**III.3.2.2. Barres :**

De diamètre supérieur ou égal à **12,5 mm**, 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**. sont employées qu'en post-tension.

**III.3.2.3. Torons :**

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres 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)**

**III.3.2.4. Les Caractéristiques mécaniques :****III.3.2.4.1. 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**.

**III.3.2.4.2. La limite élastique:**

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

$f_{prg}$  : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte

$f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

A : section nominale

$\emptyset$  : diamètre nominal

pour notre ouvrage on utilisera des câbles ont les caractéristiques suivants :

12T15 , $f_{prg} = 1770 \text{ MPA}$  ,  $f_{peg} = 1583 \text{ MPA}$   $\emptyset = 15.2 \text{ mm}$   $A = 139 \text{ mm}^2$

#### III.3.2.4.2. Relaxation de l'acier:

L'acier fortement tendus sous longueur constante voit sa tension décroître progressivement ce phénomène appelée **relaxation des aciers**

Les armatures rangées pratiquement deux catégories dites RN(relaxation normale) et

TBR (très basse relaxation)  $\mu_0$  prend les valeurs suivants :

$\mu_0 = 0,43$  pour les TBR                      et  $\mu_0 = 0,30$  pour les RN

Pour les fils et les torons, les sous-classes de relaxation sont définies par :

$\rho_{1000} = 8\%$                       en ce qui concerne la sous-classe RN

$\rho_{1000} = 2,5\%$                       en ce qui concerne la sous-classe TBR

#### III.3.2.4.3. 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**

## CHAPITRE IV : CONCEPTION DES ELEMENTS DU TABLIER

### IV.1.Introduction :

Nous nous consacrons dans ce chapitre aux éléments de conception générales du tablier

L'implantation des appuis et le choix du type d'ouvrage étant réalisé, il convient de déterminer le nombre, l'espacement et les dimensions des poutres.

Pour l'hourdis, le choix porte sur le type de fonctionnement transversal (béton armé ou béton précontraint), et sur le mode de construction selon qu'il est coulé par-dessus le table (hourdis général) ou entre la table de compression des poutres (hourdis intermédiaire). Précisons dès maintenant que l'hourdis intermédiaire correspond à une solution qui n'est plus que très peu utilisée.

Pour ce qui est des entrées, il convient principalement d'en fixer le nombre, et nous verrons que dans le contexte actuel on ne conserve en général que deux entrées d'abouts.

Le nombre et l'espacement des poutres dépendent évidemment des performances du béton, nous indiquons tout d'abord les éléments de conception des poutres dans ce cas d'emploi d'un béton traditionnel de classe B 35.

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

#### IV.2.1.Les poutres :

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

Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

#### ➤ L'élançement des poutres:

l'élançement des poutres  $h/L$  est compris entre  $1/20$  et  $1/17$

Donc  $1.7 < h < 2.00$  m, on prend .....  **$h = 1.8$  m (poutre+hourdis)**

#### ➤ L'espacement des poutres :

L'espacement des poutres est un paramètre fondamental dont la définition a une forte incidence sur les autres paramètres. On peut indiquer que lorsque l'espacement des poutres croît et que les autres paramètres restent inchangés.

L'entraxe des poutres varie de l'ordre 1,5m à 2,5 m.

On a choisi  $\gamma = 1.5$  m.

➤ **Le nombre des poutres :**

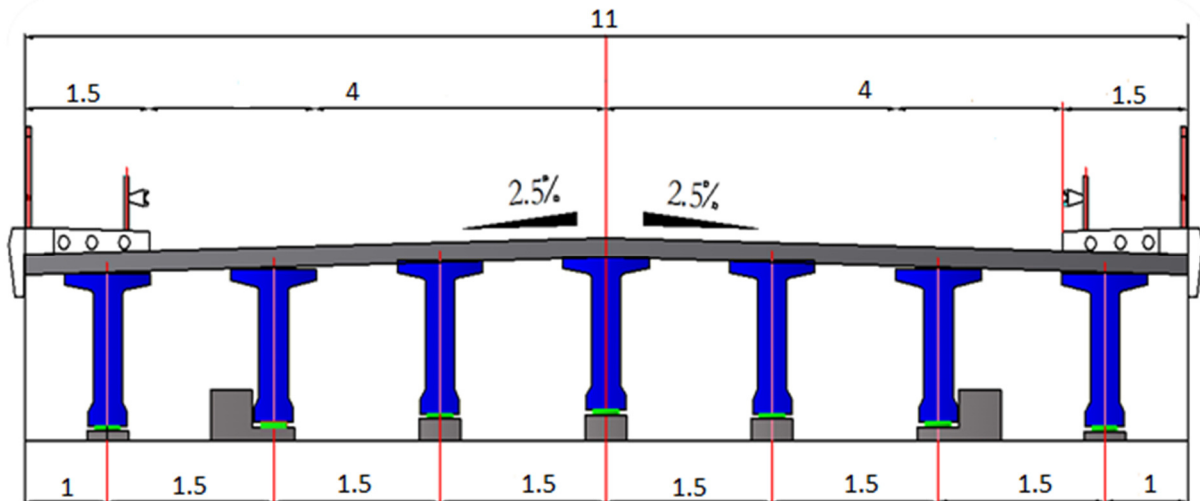
$$N_p = l_a / \gamma + 1$$

$\gamma$  : entraxe des poutres.

$L_a$  : entraxe entre les poutres de l'extrémité.

$$L_a = 11 - 2 = 9 \text{ m}$$

Donc :  $N_p = 9 / 1.5 + 1 = 7$  donc on a **n = 7 poutres**



*Figure IV.1 : Coupe sur un tablier à poutres.*

➤ **Table de compression :**

la table de compression est généralement de faible épaisseur, ce qui permet d'excentrer au maximum la matière vers la fibre supérieure. Elle est relativement large. Les problèmes de déversement latéral des poutres influent sur son dimensionnement de détail.

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

$$0,6 h \leq b \leq 0,7 h$$

$h = 1.8 \text{ m}$  :  $1.08 \leq b \leq 1.26 \text{ m}$  on prend : **b = 1.2 m**

➤ **Épaisseur de table de compression (e) :**

$10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$  on prend **e = 12 cm**

➤ **Talon:**

Le talon est contraire plus massif puisqu'il doit permettre de loger les câbles de précontraint dans de bonnes conditions d'enrobage. Son dimensionnement est essentiellement mécanique et doit satisfaire au respect des contraintes normales des compression, notamment aux phases de construction.

➤ **Largeur de talon ( $L_t$ ):**

La largeur du talon constituant la fibre inférieure de poutre, est dimensionnée à la flexion, pour un cas usuelle :  $0.5 \leq L_t \leq 0.8 \text{ m}$ , on prend  **$L_t = 0.6 \text{ m}$**



➤ **Epaisseur du talon  $e_t$  :**

$10 \leq e_t \leq 20$  cm on prend  **$e_t = 15$  cm**

➤ **L'âme :**

L'âme est élément vertical qui relie la table de compression et le talon de faible épaisseur, qui le plus souvent épaissie au voisinage des appuis en fonction de l'importance des cisaillements.

➤ **Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ ):**

$18 \leq b_0 < 25$  cm .....  **$b_0 = 20$  cm**

➤ **Epaisseur de l'âme à l'abont ( $b_1$ ) :**

$25 \leq b_1 \leq 35$ cm on fixe  **$b_1 = 30$  cm**

➤ **Goussets :** C'est l'angle disposé pour permettre de faciliter la mise en œuvre du béton et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

Cet angle est fixé entre :  $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

- Gousset de la table de compression : On prend un angle de gousset  **$\alpha = 10^\circ$**

-En travée:  **$e_1 = 6$  cm**

- A l'appui:  **$e_1 = 6$  cm**

- Gousset du talon : On prend un angle de gousset  **$\alpha' = 50^\circ$**

-En travée :  **$e_2 = 24$ cm**

-A l'appui:  **$e_2 = 18$  cm**

**IV.2.2. Hourdis (la dalle):**

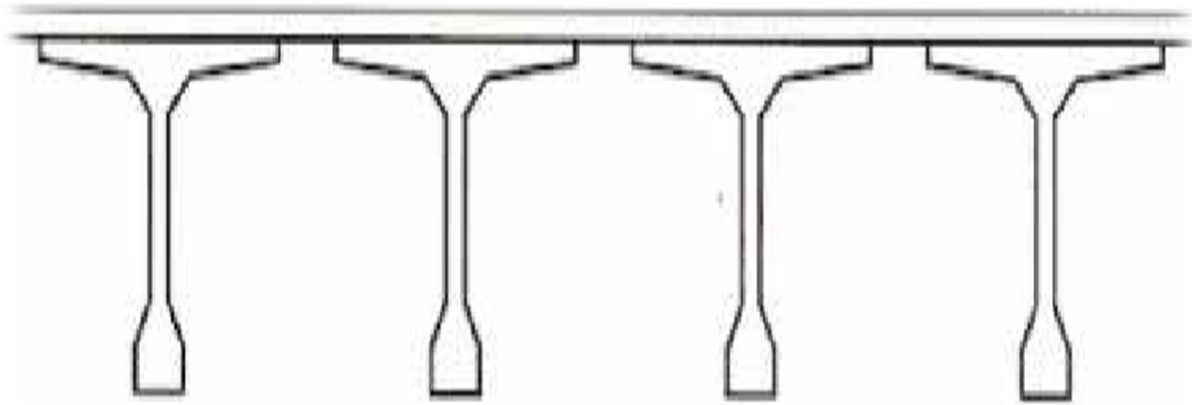
Le rôle de l'hourdis est multiple. en premier lieu, il assure la continuité de surface du tablier et donc permet de relier les éléments de la poutaison (poutres proprement dites et entrtoises) il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée.

La liaison par l'hourdis peut être réalisée de deux façons :

- par un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres,
- ou par un hourdis général coulé ou' dessus les poutres.

Pour notre ouvrage on a chisi un hourdis général

Son épaisseur en général  $20 \leq h_0 \leq 30$  cm ..... on prend  **$h_0 = 20$  cm**



*Figure IV.2 : Hourdis général.*

### IV.2.3. Les entretoises:

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de les encastrer à la torsion sur appuis. De plus, leur rôle est indispensable pour le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis, à moins de prévoir des dispositifs particuliers de vérinage

les ponts à poutres en béton armé ,comportaient des entretoises à l'about et des entretoises intermédiaires en travée. Ces entretoises intermédiaires étaient en général situées à mi-portée etaux quarts de portée

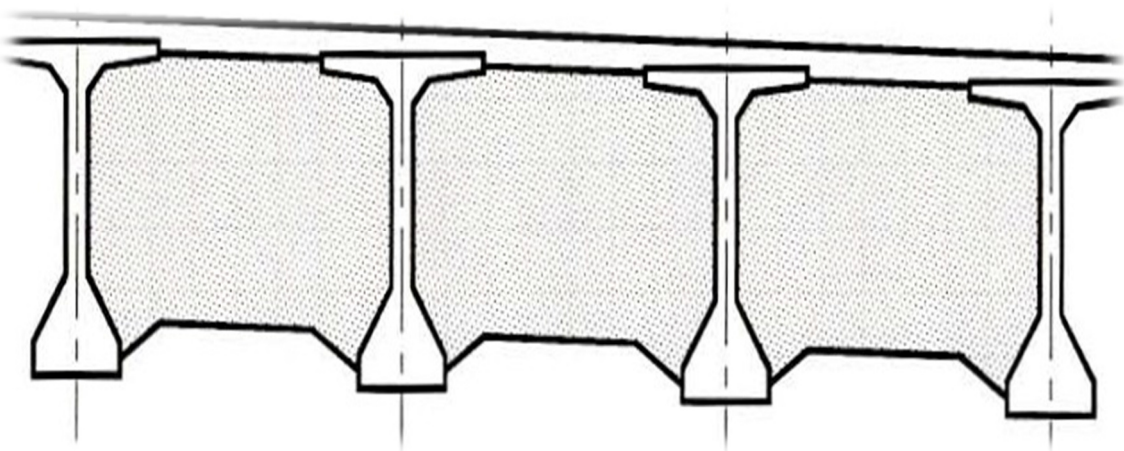
Actuellement, pratiquement tous les ouvrages sont réalisés sans entretoises intermédiaires, ce qui constitue une solution parfaitement adaptée.

Pour notre ouvrage on a pris des **entretoises d'about**

L'épaisseur des entretoises est de l'ordre de 25cm à 30cm ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance. donc **E=25 cm**

La hauteur des entretoises est inférieur ou égale à la hauteur des poutres

**On prend  $h=1.25m$**



*Figure IV.3 :Morphologie des entrtoises.*

### IV.2.4. Les équipements du tablier :

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

#### ➤ le revêtement :

comprenent en générale une couche d'étanchéité et une couche de roulement ; la chape d'étanchéité doit assurer une bonne imperméabilité, et la couche de roulement doit présenter un bon confort et la sécurité des usagers. Leur épaisseur varie entre 6 et 8 cm en béton bitumineux,

on prend :  $E=8\text{cm}$

#### ➤ Etanchéité :

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armatures passives et actives vis-à-vis d'une corrosion accélérée, et est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts. Cet équipement joue un rôle très important à cause de sa fonction son épaisseur est environ de **4.5mm**

#### ➤ Les trottoires :

Le rôle des trottoires est de protéger les piétons en les isolant, en générale par une simple surélévation de **16 à 20 cm**, de la circulation automobile, la largeur de notre trottoir et de **1.5m** comprennent une réservation pour des conduites avec épaisseur de **0.2 m**

#### ➤ Les garde-corps :

C'est un système de retenue des piétons, et ayant un rôle esthétique, sont des barrières à hauteur de poitrine, il existe plusieurs types de garde-corps, selon l'implantation de l'ouvrage (en rase campagne ou dans les villes),

La hauteur  $h$  du garde-corps pour piétons au-dessus des trottoires ou accotement adjacents doit être comprise entre les limites résultant de l'équation :

$0.95+0.005H \pm 0.05\text{m}$  avec maximum de 1.2m

$H$  : la hauteur maximum du trottoir au-dessus du sol de la brèche On prend :  $H=1.1\text{m}$

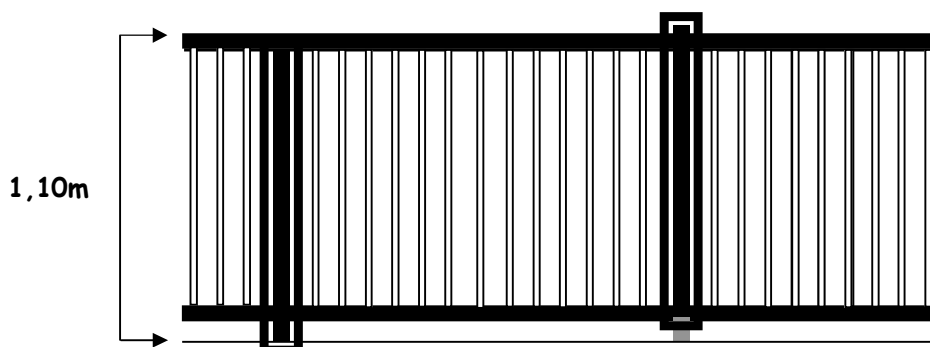


Figure VI.4 : garde corps.

### ➤ Les glissières de sécurité :

C'est destiné à diminuer les conséquences d'un accident de la route, elle est aussi sensée protéger les piétons il existe plusieurs types, les glissières souples et rigides ,pour notre ouvrage on choisi des glissières souples,elle comporte un élément de glissement,des dispositifs d'encastrement et des supports espacés de **4m** et fixées au tablier

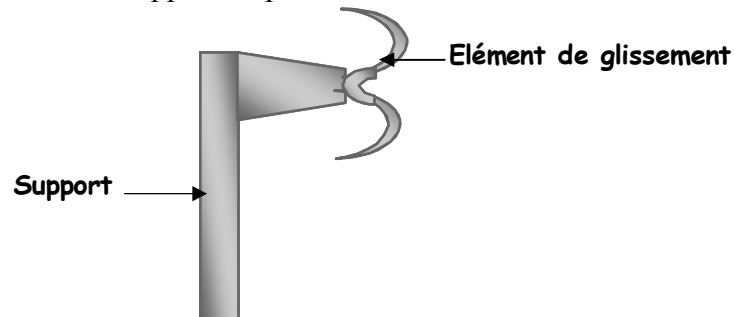


Figure IV.5 :glissière de sécurité.

### ➤ Les corniches :

Elles ont deux rôles principales :  
l'aspect esthétique  
de l'ouvrage et un des rôles  
tout aussi essentiel des corniches  
est la protection des extrémités latérales  
du tablier contre les intempéries.

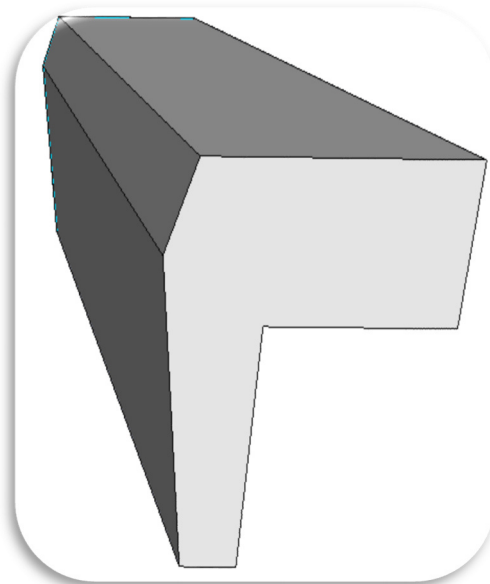


Figure IV.6 :corniche

### ➤ Assainissement :

Le drainage du tablier doit répondre à la fois à des critères d'efficacité et d'esthétique.  
En ce qui concerne l'efficacité , on peut noter à titre d'exemple,qu'un drainage efficace nécessite une gorgouille **Ø150mm** tous les **5m** pour une pente de **0,2%** et tous les **25m** pour une pente de **1%** d'un point de vue esthétique,les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lors que ces descentes doivent être évitées,il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

**IV.3.Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :**

➤ **Notations :**

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

$I/\Delta$ : Moment d'inertie par rapport à  $\Delta$

$S/\Delta$ : Moment statique

$V' = S/\Delta / B$  : distance du centre de gravité de la fibre inférieure

$v = h - v'$ : distance du centre de gravité de la fibre supérieur

$I_0$  : Moment d'inertie propre de la section considérée.

Pour une section triangulaire  $I_0 = bh^3/36$

Pour une section rectangulaire  $I_0 = bh^3/12$

$I_G$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

$A_i$  : aire de la section (i)

$Y_i$  : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe.

La position du centre de gravite (c.d.g.) de la poutre est donnée par

$B$  : c'est la section de la poutre.

$B(\text{nette}) = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute})$

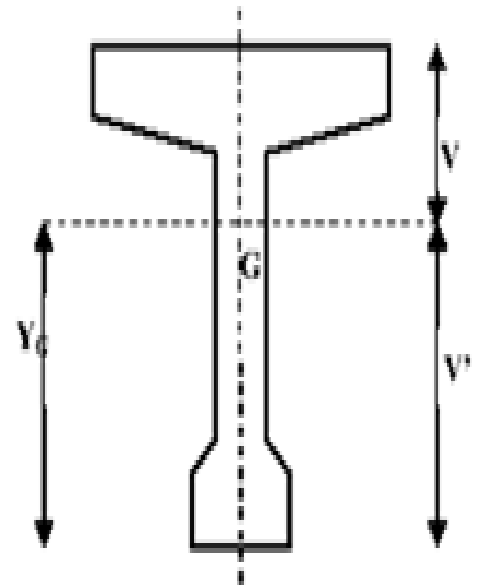
$S/\Delta(\text{nette}) = S/\Delta(\text{brute}) - 5\% S/\Delta(\text{brute})$

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

$I_G = I/\Delta - (S/\Delta \times V')$

$Y_g = \sum A_i Y_i / \sum A_i$

Rendement géométrique :  $\rho = I_G / (V_x V' \times B)$



**IV.3.1.Section d'about sans hourdis :**

désignation	x	y	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	s/Δ(cm <sup>4</sup> )	I/Δ(cm <sup>3</sup> )
1*1	30	160	4800	80	10240000	384000	40960000
2*2	45	12	1080	154	12960	166320	25626240
Triangl 3*2	34	6	204	146	408	29784	4348872
tringle 4*2	10	10	100	138.67	555.56	13867	1923492.45
tringle 5*2	15	18	270	21	4860	5670	123930
6*2	10	6	120	145	360	17400	2523360
7*2	15	15	450	7.5	8437.5	3375	33750
<b>Bbrut</b>			<b>7024</b>				
<b>Bnette</b>			<b>6672.8</b>				
<b>S/Δ brut</b>						<b>620416</b>	
<b>S/Δ nette</b>						<b>589395.2</b>	
<b>I/Δ brut</b>							<b>75539644.45</b>
<b>I/Δ nette</b>							<b>67985680.01</b>

Tableau IV.1 : Caracteristiques de la section d'about sans hourdis.

- $V' = 88.32801822 \text{ cm}$
- $V = 71.67198178 \text{ cm}$
- $I_{/G} \text{ nette} = 15925570.05 \text{ cm}^4$

- $P=I_G/(V_x V'_xB) = 0.376956728$        $\rho = 37.70 \%$

**IV.3.2. Section à mis travee sans hourdis :**

désignation	x	y	B(cm2)	Z(cm)	I0(cm4)	I/Δ(cm <sup>4</sup> )	s/Δ(cm3)
1*1	20	160	3200	80	6826666.67	27306666.67	256000
2*2	50	12	1200	154	14400	28473600	184800
tria 3*2	34	6	204	146	408	4348872	29784
tria 4*2	15	15	225	137	2812.5	4225837.5	30825
tria 5*2	20	24	480	23	15360	269280	11040
6*2	15	6	180	145	540	3785040	26100
7*2	20	15	600	7.5	11250	45000	4500
<b>Bbrut</b>			<b>6089</b>				
<b>Bnette</b>			<b>5784.55</b>				
<b>S/axe brut</b>							<b>543049</b>
<b>S/axe net</b>							<b>515896.55</b>
<b>I/axe brut</b>						<b>68454296.17</b>	
<b>I/axe nette</b>						<b>61608866.55</b>	

*Tableau IV.2 : Caracteristiques de la section à mis travee sans hourdis.*

- $V'=89.18525209$  cm
- $V=70.81474791$  cm
- $I_G$  nette=15598502.69 cm<sup>4</sup>
- $\rho=I_G/(V_x V'_xB) = 0.426969226$        $\rho = 42.70\%$

**IV.3.3. Section d'about avec hourdis :**

désignation	x	y	B(cm2)	Z(cm)	I0(cm4)	s/Δ(cm <sup>4</sup> )	I/Δ(cm <sup>3</sup> )
1*1	30	160	4800	80	10240000	384000	40960000
2*2	45	12	1080	154	12960	166320	25626240
Triangl 3*2	34	6	204	146	408	29784	4348872
tringle 4*2	10	10	100	138.67	555.56	13867	1923492.45
tringle 5*2	15	18	270	21	4860	5670	123930
6*2	10	6	120	145	360	17400	2523360
7*2	15	15	450	7.5	8437.5	3375	33750
<b>Hordis</b>	<b>150</b>	<b>20</b>	<b>3000</b>	<b>170</b>	<b>100000</b>	<b>510000</b>	<b>86800000</b>
<b>Bbrut</b>			<b>10024</b>				
<b>Bnette</b>			<b>9522.8</b>				
<b>S/Δ brut</b>						<b>1130416</b>	
<b>S/Δ nette</b>						<b>1073895.2</b>	
<b>I/Δ brut</b>							<b>162339644.5</b>
<b>I/Δ nette</b>							<b>146105680</b>

*Tableau IV.3 : Caracteristiques de la section d'about avec hourdis.*

- $V' = 112.7709497 \text{ cm}$
- $V = 67.22905028 \text{ cm}$
- $IG = 25001498.42 \text{ cm}^4$
- $\rho = IG / (V_x V'_x B) = 0.346295749$                        $\rho = 34.63 \%$

**IV.3.4. Section a mis travée avec hourdis :**

désignation	x	y	B(cm2)	Z(cm)	I0(cm4)	I/Δ(cm <sup>4</sup> )	S/Δ(cm3)
1*1	20	160	3200	80	6826666.67	27306666.67	256000
2*2	50	12	1200	154	14400	28473600	184800
tria 3*2	34	6	204	146	408	4348872	29784
tria 4*2	15	15	225	137	2812.5	4225837.5	30825
tria 5*2	20	24	480	23	15360	269280	11040
6*2	15	6	180	145	540	3785040	26100
7*2	20	15	600	7.5	11250	45000	4500
Hordis	150	20	3000	170	100000	86800000	510000
<b>Bbrut</b>			<b>9089</b>				
<b>Bnette</b>			<b>8634.55</b>				
<b>S/axe brut</b>							<b>1053049</b>
<b>S/axe net</b>							<b>1000396.55</b>
<b>I/axe brut</b>						<b>155254296.17</b>	
<b>I/axe nette</b>						<b>139728866.55</b>	

*Tableau IV.4 : Caracteristiques de la section à mis travée avec hourdis.*

- $V' = 115.8597205 \text{ cm}$
- $V = 64.14027946 \text{ cm}$
- $IG = 23823201.83 \text{ cm}^4$
- $\rho = IG / (V_x V'_x B) = 0.371276188$                        $\rho = 37.13 \%$

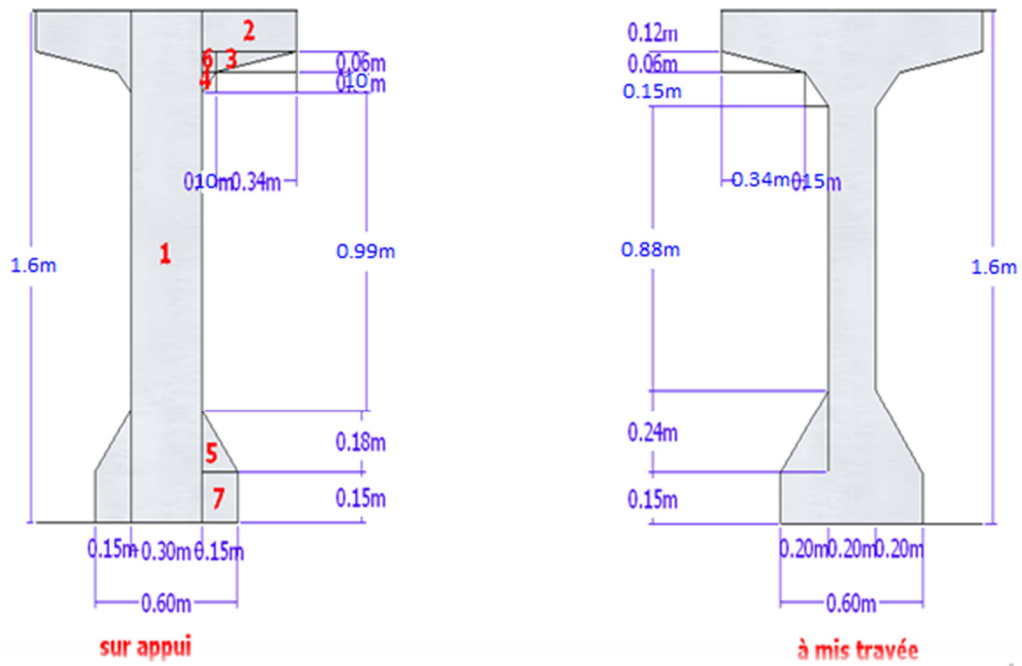


Figure IV-7 : Les Sections retenues sans hourdis.

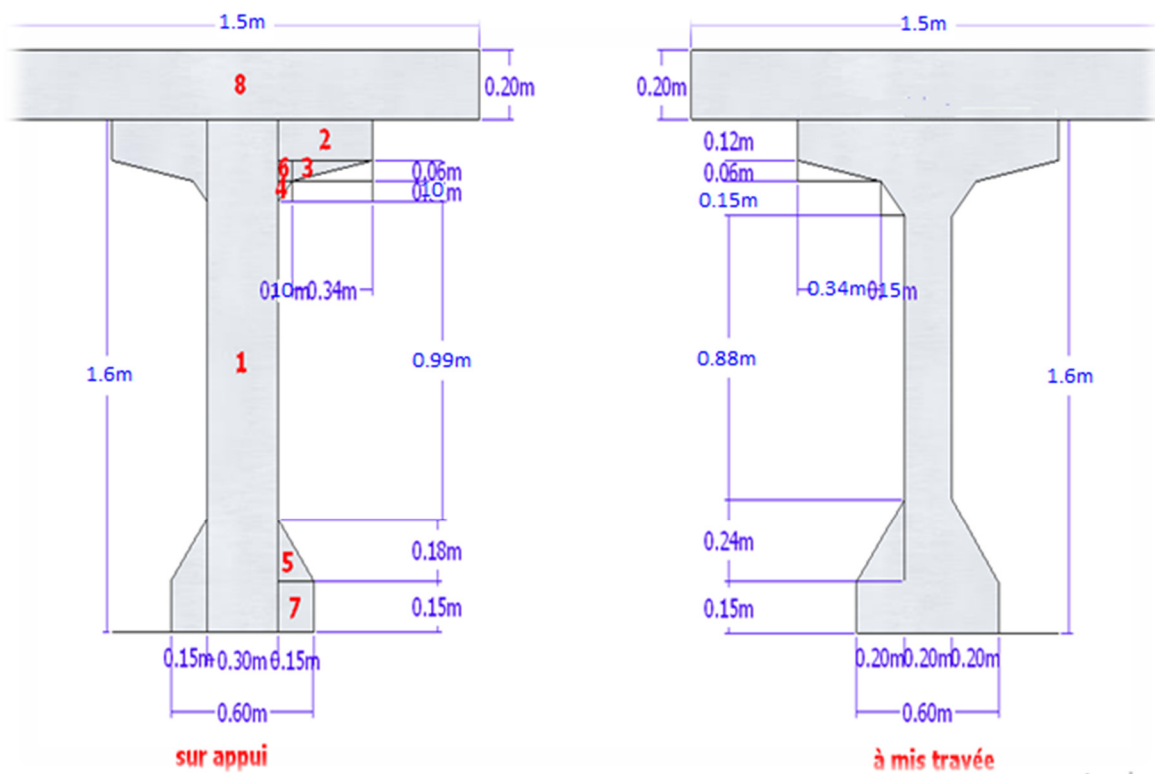


Figure IV-8 : Les sections retenues avec hourdis.



**CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES****V.1.Introduction :**

Le rôle principal d'un ouvrage est de permettre la circulation du trafic pour lui est construit, pour cela il doit tenir en phase de service sous l'effet de toutes les actions qui sont les charges permanentes (poids propres des éléments), et les charges d'exploitation qui sont définies dans (le fascicule 61, titre II) ; et d'autres types de charge comme le séisme, le gradient thermique... etc.

**❖ Les charges permanentes :**

Sont les charges appartenant à l'ouvrage lui-même et comprennent :

-le poids des éléments porteurs (poutres et dalle)

-le poids des éléments non porteurs (trottoirs, corniche, garde-corps, glissière de sécurité, revêtement, entretoises)

**❖ Les charges variables :** comprennent :

- les charges d'exploitation de l'ouvrage qui sont définies dans (le fascicule 61 titre II).

-les charges climatiques présentées par le vent, et la température.

-les actions accidentelles, comme le choc des bateaux, ou des véhicules sur une pile.

-les charges sismiques sont définies par règlement parasismique algérien (RPOA 2008)

**❖ Caractéristique de l'ouvrage :**

-Largeur droite 11 m.

-Largeur rouable  $L_r = 8$  m.

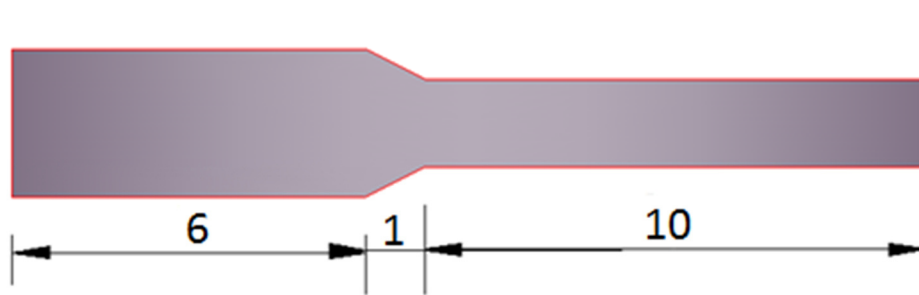
-Largeur chargeable  $L_c = 8$  m.

- $L_r = 8 \geq 7$  donc est un pont de première classe.

-Le nombre de voies  $n = 8/3 = 2$  de largeur de 3.5 m pour chaque voie

**V.2.Calcul des charges permanentes :****V.2.1.Eléments porteurs :** noté CP

❖ **Le poids des poutres :** les poutres en une section variable, comme indiqué sur le schéma suivant :



*Figure.V.1 : Sections de la poutre.*

$$P_p = p_1 + p_2 + p_3 = 2 \times 2.5 (l_1 \times S_1 + l_2 \times S_2 + l_3 \times S_3)$$

$$= 2 \times 2.5 (6 \times 0.66728 + (0.66728 + 0.578455) / 2 \times 1 + 10 \times 0.578455)$$

$$P_p = 52.055 \text{ t (poids total d'une poutre)}$$

La charge répartie  $q_p = P_p / L$  ;  $q_p = 52.055 / 34 = 1.531 \text{ t/ml}$  pour une poutre

Pour les sept poutres  $q_p = 7 \times 1.531 = 10.717 \text{ t/ml}$

❖ **Le poids de la dalle** :  $P_d = 11 \times 0.2 \times 2.5 = 5.5 \text{ t/ml}$ .

❖ **Entretoises** : on a deux entretoises pour chaque travée donc :

$$P = ((0.25 \times 1.2 \times 1.25) - 0.1125) \times 2.5 \times 6 = 3.9375 \text{ t}$$

Pour les deux cotés  $p = 3.9375 \times 2 = 7.875 \text{ t}$

Donc **CP =  $q_p + q_d = 16.217 \text{ t/ml}$**

**V.2.2.Éléments non porteurs** : notées CCP

❖ **Le revêtement** :

Le poids volumique du revêtement est estimé  $2.2 \text{ t/m}^3$

Donc  $P = 8 \times 0.08 \times 2.2 = 1.408 \text{ t/ml}$

❖ **Gardes corps** :

Le poids d'un garde corps est estimé à  $0,1 \text{ t/ml}$   
donc :  $P_g = 2 \times 0.1 \text{ t/ml} = 0.2 \text{ t/ml}$

❖ **Glissières de sécurité de pont** :

Les glissières dites souples standards sont les plus utilisées elles sont composées d'éléments glissants ; leurs poids est pris égal :  $P_{gl} = 0,06 \text{ t/ml}$ .

Donc pour les deux cotés :  $P(2g_{li}) = 0,12 \text{ t/ml}$

❖ **Trottoirs :**

Le poids de trottoir pour un coté =  $V_t \times \gamma_{\text{béton}}$

$p = 1.5 \times 0.20 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$  ; alors que pour les deux cotés :  **$p=1.5\text{t/ml}$** .

❖ **Les corniches :**

Le poids d'une corniche pour un coté =  $V_c \times \gamma_{\text{béton}} =$

$0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/ml}$

donc le poids des corniches pour les deux cotés = **1 t/ml**.

❖ **Étanchéité :** le poids de la couche d'étanchéité

**$P_{ET}=0.01 \times 11=0.11\text{t/ml}$**

CCP = Revêtement + gardes corps + glissière de sécurité + trottoirs + corniches + étanchéité

$CCP = 1.408 + 0.2 + 0.12 + 1.5 + 1 + 0.11 = 4.338 \text{ t/ml}$

$CP + CCP = 16.217 + 4.338 = 20.555 \text{ t/ml}$

$P_E = 7.875 \text{ t}$

La charge permanente total de l'ouvrage  $G = CP + CCP + P_E$  donc :  **$G = 706.745 \text{ t}$**

La charge répartie de tablier :  **$q_t = 20.555 \text{ t/ml}$**

La charge des entrées n'est pas intégrée dans  $q_t$ .

**V.3. Calcul des surcharges :**

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

- La surcharge de type A (L).
- Système B
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

**V.3.1. Système de charge A (L) :**

D'après le fascicule 61 titre II

A (L) : est une charge donnée en fonction de la longueur chargée L. Elle est donnée par la formule suivante:

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

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

A (L) pour une travée chargée

L : Longueur de portée.

Pour travée L = 34m

$$\Rightarrow A(L) = 230 + [36000 / (34 + 12)] = 1.013 \text{ t/m}^2$$

A(L) sera multiplié par les coefficients  $a_1$  et  $a_2$  tel que :

$a_1$  : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

N de voies chargée		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 <sup>ème</sup>	1	0.9	/	/	/
	3 <sup>ème</sup>	0.9	0.8	/	/	/

*Tableau. V.1 : Tableau des valeurs de coefficient  $a_1$ .*

D'après le tableau ( $a_1 = 1$ )

$a_2$  : est déterminé en fonction de la classe du pont, et de la largeur d'une voie.

**- La valeur de coefficient  $a_2$  :**

$a_2 = V_0 / V$  tel que :

$V_0 = 3.5$  (pour les ponts de première classe, d'après le fascicule).

Le nombre de voies = (La largeur chargeable / 3) =  $8/3 = 2$  voies

$V$  : La largeur d'une voie = (la largeur chargeable / le nombre de voies) =  $8/3 = 2.66$  m

Largeur de deux voies = 7m

**NB** : la largeur d'une voie pour un pont de première classe est 3.5m (d'après le fascicule)

Donc :  $V = 2.66 \Rightarrow a_2 = V_0 / V = 3.5/2.66 = 1.32$

Donc :

$A(L)[t/ml] = A(L)[t/m^2] \times a_1 \times a_2 \times$  la largeur chargée

• **Une voie chargée :**

$a_1 = 1$   $a_2 = 1.32$

$AL(1 \text{ voie}) = AL \times a_1 \times a_2 \times 3.5$

$AL(1 \text{ voie}) = 1.013 \times 1 \times 1.32 \times 3.5 = 4.68 \text{ t/ml}$

• **Deux voies chargées :**

$a_1 = 1$   $a_2 = 1.32$

$AL(2 \text{ voies}) = AL \times a_1 \times a_2 \times 7$

$AL(2 \text{ voies}) = 1.013 \times 1 \times 1.32 \times 7 = 9.36 \text{ t/ml}$

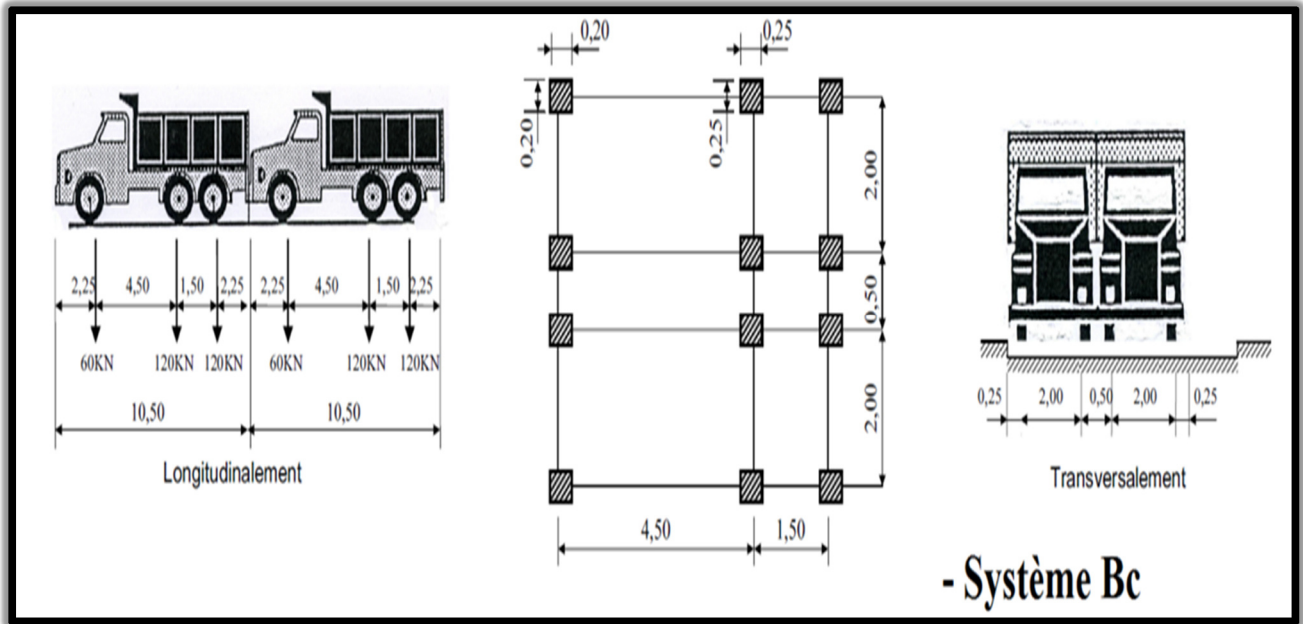
### V.3.2. Système Bc :

Un camion type du système B<sub>c</sub> comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale.....30t.
- Masse portée par chacun des essieux arrière .....12 t.
- Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- Longueur d'encombrement ..... 10,5 m.
- Largeur d'encombrement .....2,5 m.
- Distance des essieux arrière.....1.5m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière .....4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu .....2 m.
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25 x 0.25 m de coté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0.20m de coté.

Ce système est disposé sur le pont de la manière suivante :

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



**Figure.V.2 : Disposition de système Bc sur le pont**

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

➤ **Disposition des files :**

- le nombre des camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

- dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.5m de largeur.les diverses bandes peuvent être contigües ou séparées.

En fonctions de la classe du pont et des nombres des files considérées,les valeurs des charges du système bc prises on compte multipliées par les coefficients bc de tableaux ci-après :

Nombre de fils considéré		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1 <sup>ère</sup>	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2 <sup>ème</sup>	1	1	/	/	/
	3 <sup>ème</sup>	1	0.8	/	/	/

*Tableau.V.2 : Les valeurs de bc*

➤ **Calcul des coefficients de majoration dynamique :**

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

- L : Longueur de la travée.
- G : La charge permanente de l'ouvrage.
- S : La charge B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient  $b_c$  en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant le fascicule 61 titre II .

$$b_c = \begin{cases} 1,2 & \text{.....pour 1 file.} \\ 1.1 & \text{..... pour 2 files.} \end{cases}$$

\* **une file chargée :** ( $b_c = 1,20$ )

$$S = 2 \times 30 \times 1,20 = 72t$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(34))) + 0,6 / (1 + 4(706,745 / 72))$$

$$\text{Donc : } \delta = \mathbf{1.0662}$$

\* **deux files chargées :** ( $b_c = 1,10$ )

$$S = 4 \times 30 \times 1,10 = 132t$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2(34))) + 0,6 / (1 + 4(706,745 / 132))$$

$$\text{Donc : } \delta = \mathbf{1.0781}$$

S : La charge ( $S = n \times 30 \times b_c$ ) n : nombre de camion, 30t : un camion

Désination	S	$b_c$	$\delta$	Essieu avant	Essieu arrière
<b>1 file</b>	<b>60</b>	<b>1.2</b>	<b>1.0662</b>	<b><math>6 \times 1.2 \times 1.0662 = 7.6766</math></b>	<b><math>12 \times 1.2 \times 1.0662 = 15.3533</math></b>
<b>2 files</b>	<b>120</b>	<b>1.1</b>	<b>1.0781</b>	<b><math>12 \times 1.1 \times 1.0781 = 14.2309</math></b>	<b><math>24 \times 1.1 \times 1.0781 = 28.4618</math></b>

*Tableau .V.3 : Charge par essieu d'un camion Bc*

### V.3.3. Système Bt:

Un tandem du système bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

-Charge portée par chaque essieu .....160kn

-Distance des deux essieux .....1.35m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu .....2m

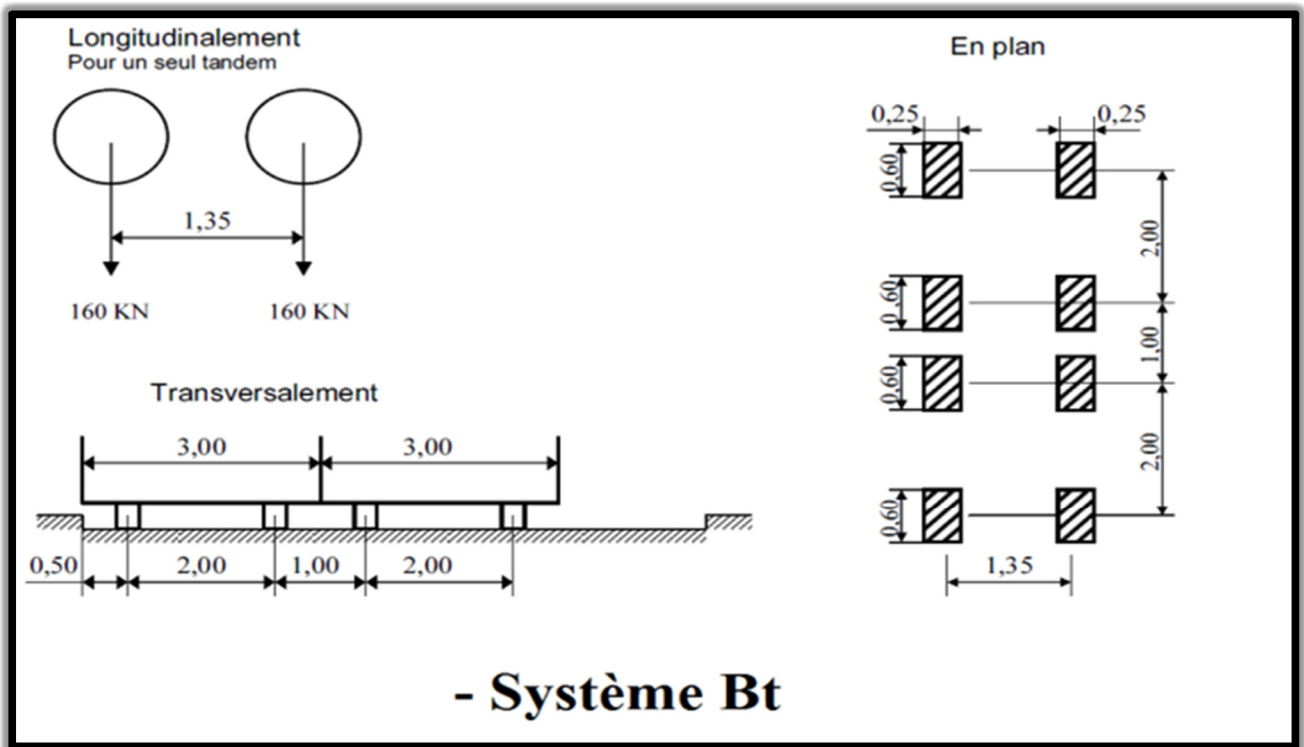


Figure.V.3 : Disposition de système Bt sur le pont

**Disposition des tandems :**

Pour les pont à une voie un seul tandem est disposé sur la chaussée ,pour les ponts supportant au moins deux voies ,deux tandames au plus sont disposés de front sur la chaussée ,les deux bandes longitudinales qu'il occupent pouvant être contigües ou séparées de façons à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

En fonction de la classe du pont,les valeurs descharges du système bt prise on compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Classe de pont	bt
Première classe	1.2
deuxièmeclasse	1

Tableau .V.4 :Les valeurs de bt

➤ **Calcul des coefficients de majoration dynamique :**

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

$S=32 \times 1.2=38.4t$  et  $G=706.745 t$

$$\delta=1+\alpha+\beta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2 \times 34}+\frac{0.6}{1+4 \times \frac{706.745}{38.4}}$$

Donc :  $\delta_1=1,0593$

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

S=64 x1.2= 76.8 t et G=706.745 t

$$\delta=1+\alpha+\beta=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2 \times 34}+\frac{0.6}{1+4 \times \frac{706.745}{76.8}}$$

Donc :  $\delta_2=1,0676$

Désignation	S	b <sub>t</sub>	δ	essieu
1 tandem	38.4	1	1.0593	16×1×1.0593=16.9488
2 tandems	76.8	1	1.0676	32×1×1.0676=34.1632

Tableau .V.5 :Charge par essieu d'un camion Bt

V.3.4.Le système Br :

La roue isolée ,qui constitue le système Br porte une charge de 100kn.sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.6m et le côté longitudinal 0.3m

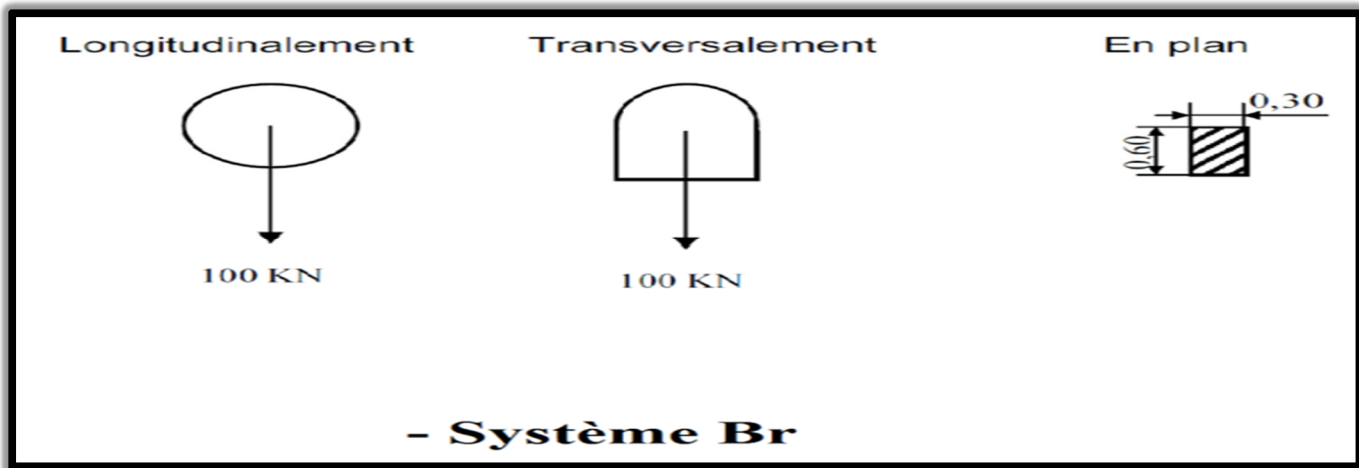


Figure.V.4: Système br

Le rectangle d'impact de la roue Br ,disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut etre placé n'importe où sur la largeur roulable.

➤ Calcul des coefficients de majoration dynamique :

S=10 t et G= 706.745 t



$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 34} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{706,745}{10}}$$

Donc :  $\delta = 1,0534$

Désignation	S	$\delta$	roue
Br	10	1.0534	$10 \times 1.0534 = 10.534$

Tableau .V.6 : charge par essieu d'un camion Br

**V.3.5.Surcharges militaires MC120 :**

Véhicule type du système MC120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale.....1100kn.

Longueur d'une chenille.....6.1m

Largeur d'une chenille.....1m

Distance d'axe en axe des deux chenilles .....3.3m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

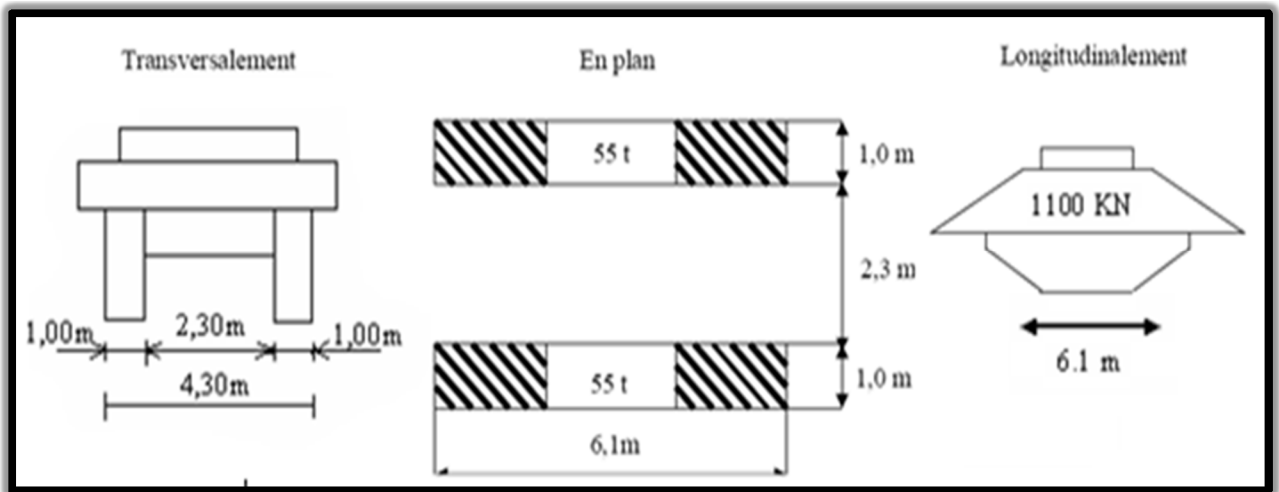


Figure.V.5.c :Caractéristique du système MC120

les véhicules des systèmes MC peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée doit être au moins égale à 30.50m

Les surcharges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 34} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{706,745}{110}}$$

donc :  $\delta = 1,0738$

$$P_{Mc120} = 110 \times 1,0738 = 118,118 \text{ t}$$

Soit par mètre linéaire de chenille

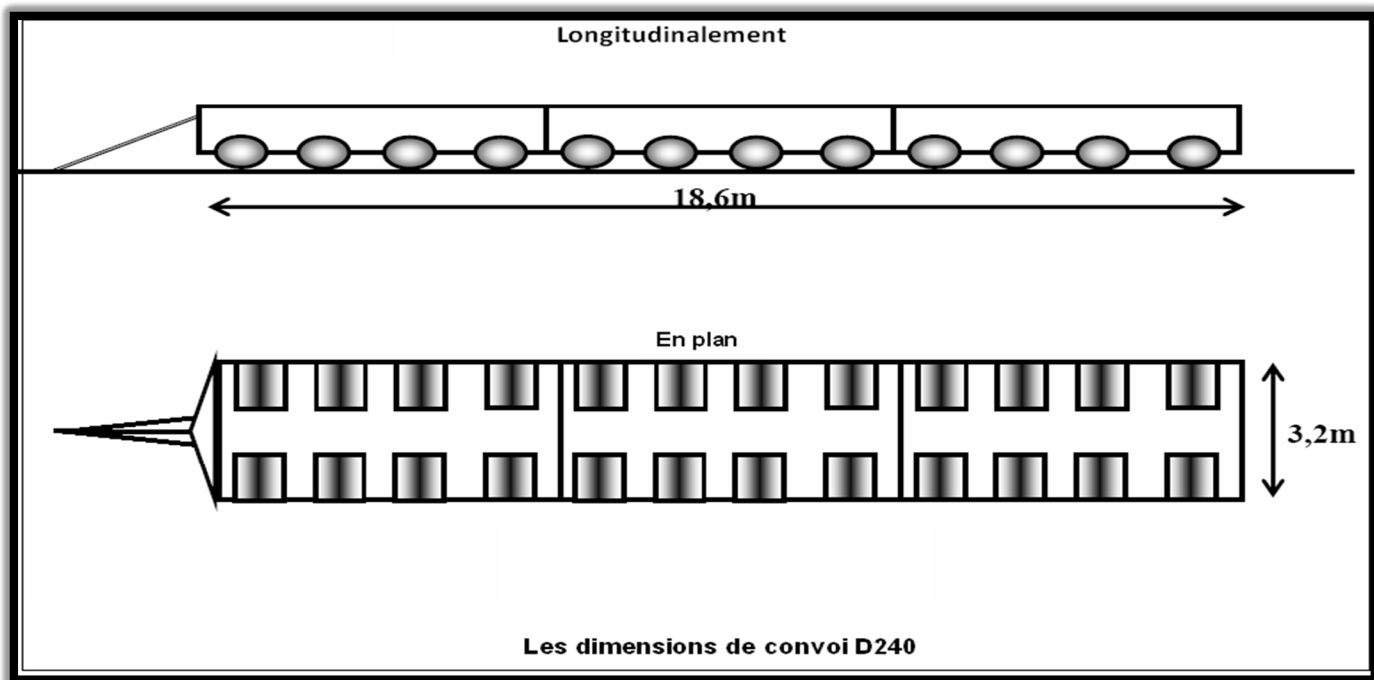
$$q_{Mc120} = 118,118 / 6,10 = 19,36 \text{ t/ml}$$

### V.3.6. Convoi D 240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 kilonewtons de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long avec une charge répartie  $q = 12,903 \text{ t/ml}$ .

**NB :** Cette surcharge n'est pas frappée d'un coefficient de majoration dynamique.



*Figure.V.6 : convoi type D240.*

### V.3.7- Charge sur trottoirs :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, donc on va les assimiler à une charge répartie de l'ordre de 150 Kg/m<sup>2</sup> (fascicule 61 titre 2) par trottoir et sur toute la longueur.

$$1 \text{ trottoir charge : } P1 = 0,15 \times 1,5 = 0,225 \text{ t/ml}$$

$$2 \text{ trottoirs charges : } P2 = 2 \times 0,15 \times 1,50 = 0,45 \text{ t/ml}$$

## V.4-Calcul des efforts longitudinaux :

### V.4.1-la Charge permanente « G » :

$$T(x) = (ql/2) - qx + T_E \quad E : \text{entrtoise}$$

$$M(x) = (qlx/2) - qx^2/2 + M_E$$

On a :  $q=20.555 \text{ t/ml}$  ,  $l=33\text{m}$   $P_E=7.875 \text{ t}$

Résultats obtenus récapitilient dans le tableaux suivant :

Section	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)
0L	0	347.03
0.25L	2098.54	169.58
0.5L	2798.04	0

Tableau .V.7 :efforts dus à la charge permanente.

## Moments flechissant dus aux surcharges :

### V.4.1.1 Utilisation des lignes d'influences :

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité ce déplacé sur la poutre.

Dans le cas de la force concentrée, le moment est calculé en multipliant cette force par l'ordonnée de la ligne d'influence, alors que pour la charge répartie uniformément, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.

### V.4.1.2 Théorème de barrée :

Cette méthode utilisé dans le cas ou il y a les charges mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi sont symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

### V.4.1.3 Calcul des moments :

a. Pour  $x = L / 4$  :

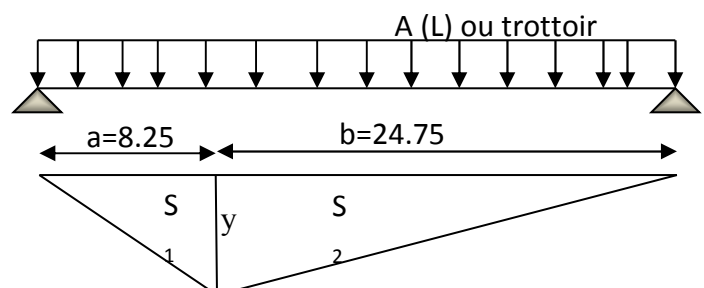
➤ *Surcharge A(l) et surcharge sur trottoir :*

$$y = \frac{a \times b}{L} = \frac{8.25 \times 24.75}{33} = 6.1875\text{m}.$$

$$S = S_1 + S_2 = \frac{a+b}{2} \times y.$$

$$S = \frac{8.25 + 24.75}{2} \times 6.1875.$$

$$S = 102.0938\text{m}^2.$$



➤ **Le système Bc :**

Pour obtenir le moment maximal en une section donnée  $c$ , il faut à chaque fois placer une des forces sur cette section puis vérifier les inégalités suivantes :

$$W_{L1} > \frac{W \times a}{L}$$

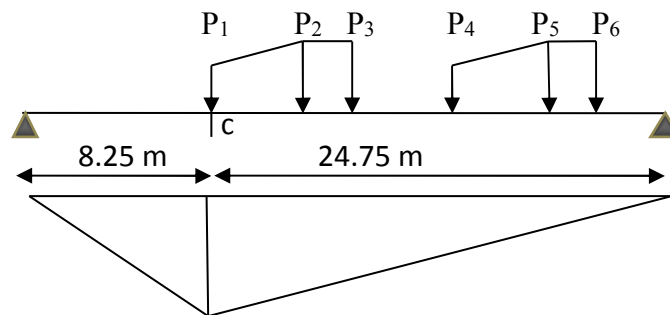
$$W_{L2} < \frac{W \times a}{L}$$

$W$  : résultante des forces se trouvant sur la poutre.

$W_{L1}$  : résultante des forces appliquées à gauche de  $c$  y compris celle sur  $c$ .

$W_{L2}$  : résultante des forces appliquées à gauche de  $c$  en négligeant celle sur  $c$ .

$a$  : distance de  $c$  à l'appui de gauche.



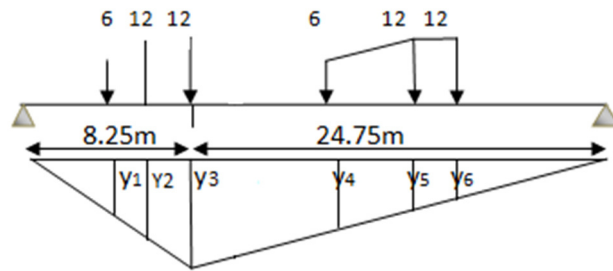
On obtient le tableau suivant :

Force en $c$	$W$	$(W.a)/L$	$W_{L1}$	$W_{L1} > (W.a)/L$	$W_{L2}$	$W_{L2} < (W.a)/L$
$P1=6t$	60	15	6	Non	0	Non
$P2=12t$	60	15	18	Ok	6	Non
$P3=12t$	60	15	30	Ok	18	Ok
$P4=6t$	54	13,5	30	Ok	24	Ok
$P5=12t$	30	7,5	18	Ok	6	Non
$P6=12t$	30	7,5	30	Ok	18	Ok

Selon le tableau, on distingue trois cas qui vérifient les inégalités précédentes :

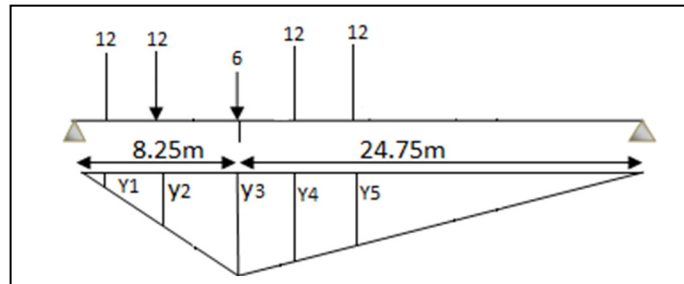
1<sup>er</sup> cas : P3 sur c :

y <sub>1</sub>	1.6875
y <sub>2</sub>	5.0625
y <sub>3</sub>	6.1875
y <sub>4</sub>	5.0625
y <sub>5</sub>	3.9375
y <sub>6</sub>	3.5625



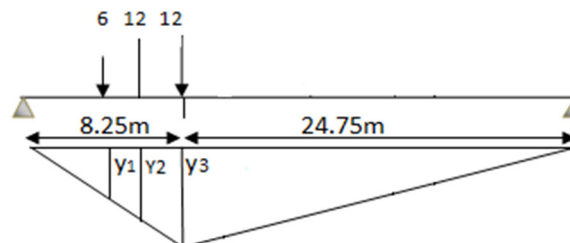
2<sup>ème</sup> cas : P3 sur c :

y <sub>1</sub>	1.6875
y <sub>2</sub>	2.8125
y <sub>3</sub>	6.1875
y <sub>4</sub>	5.0625
y <sub>5</sub>	4.6875



3<sup>ème</sup> cas : P6 sur c

y <sub>1</sub>	1.6875
y <sub>2</sub>	5.0625
y <sub>3</sub>	6.1875



❖ **Les moments :**

$$M = \sum P_i \times y_i$$

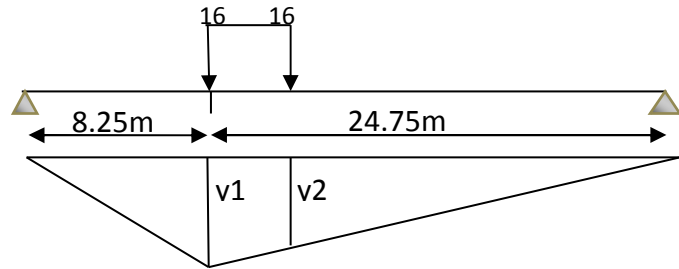
Le cas	Moment (t.m)
1	265.50
2	208.125
3	145.125

Donc on déduit que le 1<sup>er</sup> cas est le cas le plus défavorable.

➤ **Le système Bt :**

$$y_1 = 6.1875.$$

$$y_2 = 5.85$$



➤ **Convoi  $M_{C120}$  :**

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8.25}{33} = 0,25.$$

$$\alpha \times d = 0,25 \times 6,1 = 1,525m.$$

$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 6,1 = 4,575m.$$

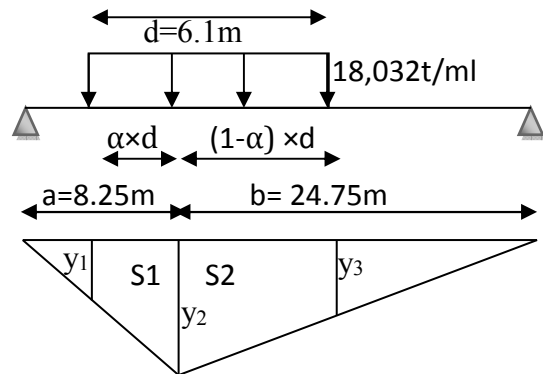
$$y_1 = y_3 = 5.0438m.$$

$$y_2 = 6.1875$$

$$S = S1 + S2.$$

$$S = \frac{(5.0438 + 6.1875) \times (1,525 + 4,575)}{2}.$$

$$S = 34.26m^2.$$



➤ **Charge exceptional  $D_{240}$  :**

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8.25}{33} = 0,25.$$

$$\alpha \times d = 0,25 \times 18,6 = 4,65m.$$

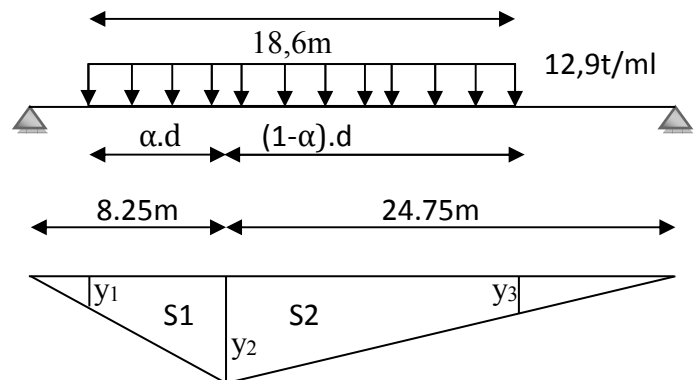
$$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 18,6.$$

$$(1 - \alpha) \times d = 13,95m.$$

$$y_1 = y_3 = 2.7m.$$

$$y_2 = 6.1875$$

$$S = S1 + S2 \Rightarrow S = 82.65m^2.$$



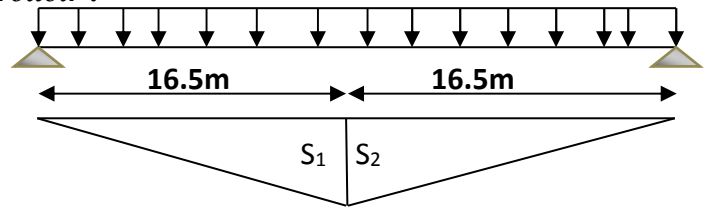
❖ Tableau récapitulatif des moments fléchissant à  $x=0.25L$  :

disposition		Surcharge (t)	Surcharge pondérée (t)	$\sum yi$	M (t.m)	M0=M/7 ( t.m)
A(L)	1 voie	1,337	4.68	102.0938	477.799	68.257
	2 voies	1,337	9.36		955.598	136.514
Bc	1 voie	E.AV	7.6766	6.75	339.691	48.527
		E.AR	15.3533	18.75		
	2 voies	E.AV	14.2309	6.75	629.717	89.960
		E.AR	28.4618	18.75		
Bt	1 tandem	16	16.9488	12.0375	204.021	29.146
	2 tandems	32	34.1632		411.240	58.749
Mc120		18,032	19,36	34.26	663.274	94.753
D240		12,9032	12,9032	82.65	1066.449	152.350
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,225	102.0938	22.971	3.281
	2trottoir		0,45		45.942	6.563

b. Pour  $x = L / 2$  :

➤ Surcharge A (L) et surcharge sur trottoir :

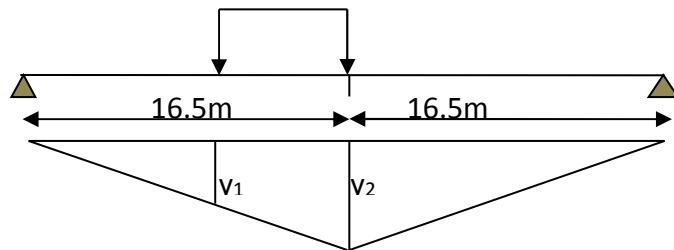
$S = S_1 + S_2 = 136.125m^2$ .



➤ Le système Bt :

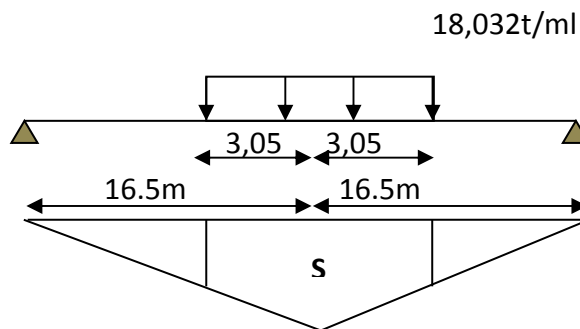
$y_1 = 7.575$ .

$y_2 = 8.25$ .



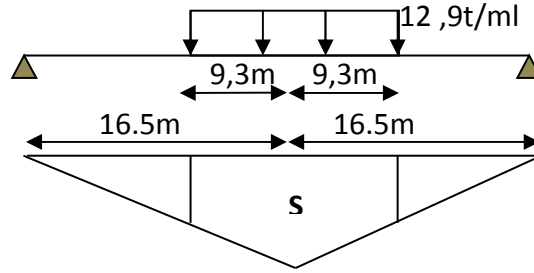
➤ Convoi Mc120 :

$S = 45.6738 m^2$ .



➤ **Charge exceptionnelle D<sub>240</sub> :**

$S = 110.205m^2$ .



❖ **Tableau récapitulatif des moments fléchissant à  $x=0.5L$  :**

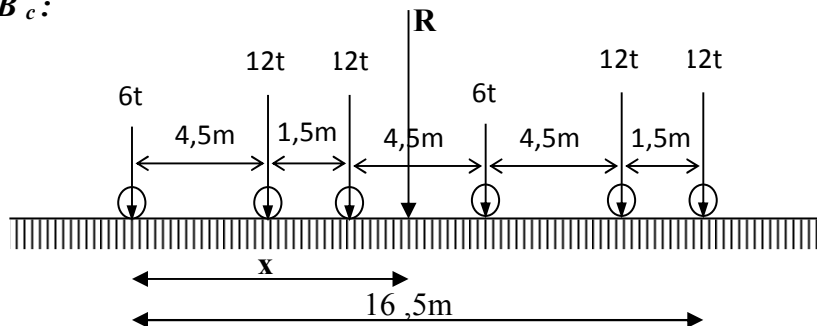
disposition		Surcharge ( t )	Surcharge pondérée ( t )	$\Sigma yi$	M ( t.m )	M0=M/7 ( t.m )
A(L)	1 voie	1,337	4.68	136.125	637.065	91.009
	2 voies	1,337	9.36		1274.13	182.014
Bt	1 tandem	16	16.9488	15.825	268.215	38.316
	2 tandems	32	34.1632		540.633	77.233
Mc120		18,032	19,36	45.76	885.914	126.559
D240		12,9032	12,9032	110.205	1421.997	203.142
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,225	136.125	30.628	4.375
	2trottoir		0,45		61.256	8.751

**c. Détermination des sections dangereuses :**

Pour les surcharges uniformément réparties {A(L), Mc120 et D240}, la section dangereuse se trouve au milieu de la poutre.

Pour les charges concentrées, on applique le théorème de BARRE.

➤ **surcharge B<sub>c</sub> :**



On va chercher la position de la résultante R qui donne le moment maximal avec  $R=60t$ .



- 1<sup>er</sup> cas : La résultante R se trouve à droite de l'axe de la poutre :

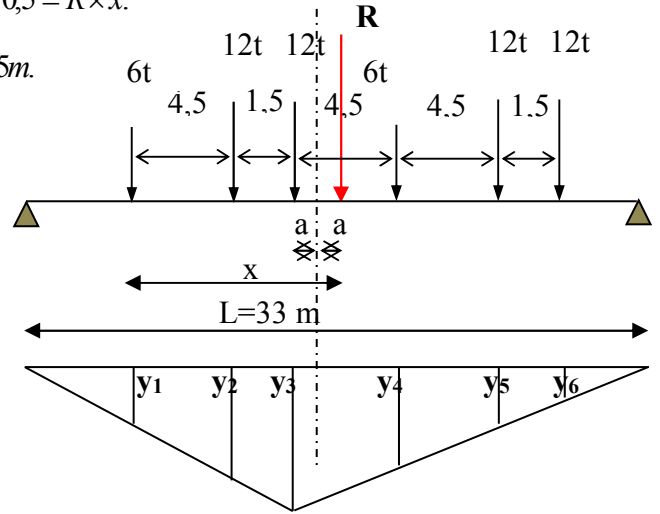
y <sub>1</sub>	4.8462
y <sub>2</sub>	7.3314
y <sub>3</sub>	8.1598
y <sub>4</sub>	6.145
y <sub>5</sub>	4.1303
y <sub>6</sub>	3.4587

$$\sum M_{I/O} = R \times x.$$

$$12 \times (4,5 + 6 + 15 + 16,5) + 6 \times 10,5 = R \times x.$$

$$567 = 60 \times x \Rightarrow x = \frac{567}{60} = 9,45m.$$

$$x = 2 \times a + 6 \Rightarrow a = 1,725m.$$

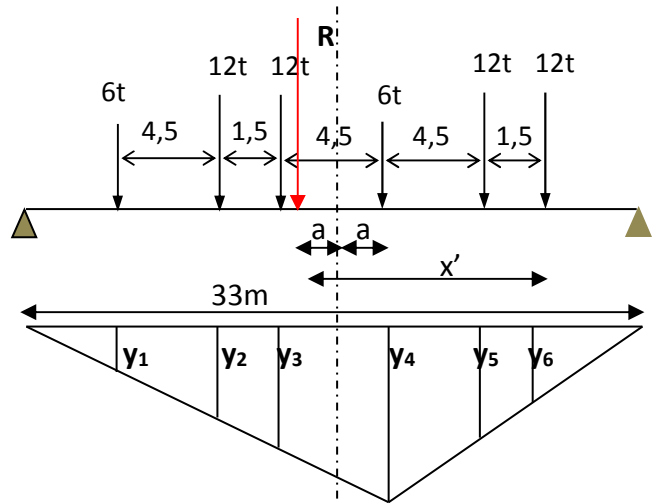


- 2<sup>e</sup> cas : La résultante R se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

$$x' = 16,5 - x = 16,5 - 9,45 = 7,05m.$$

$$x' = 2 \times a + 6 \Rightarrow a = 0,525m.$$

y <sub>1</sub>	3.1273
y <sub>2</sub>	5.2841
y <sub>3</sub>	6.003
y <sub>4</sub>	8.1598
y <sub>5</sub>	5.8613
y <sub>6</sub>	5.0951



❖ Calcul des moments :

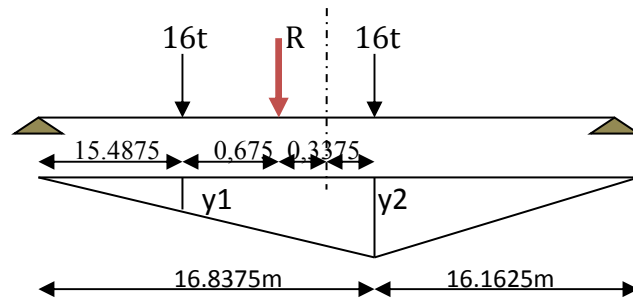
$$M = \sum P_i \times Y_i.$$

Le cas	Le moment en (t.m)
01	342.9096
02	334.6446

Donc le cas le plus défavorable est le 1<sup>ère</sup> cas, par conséquent la section dangereuse est située à 1,725m de l'axe de symétrie de la poutre. (Le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté gauche par rapport à l'axe de la poutre)

➤ **Surcharge B<sub>t</sub> :**

y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>
7.5853	8.2465



❖ **Tableau récapitulatif des moments fléchissant maximaux :**

disposition		Surcharge ( t )	Surcharge pondérée ( t )	$\sum y_i$	M (t.m)	M <sub>0</sub> =M/7 ( t.m )
A(L)	1 voie	1,337	4.68	136.125	637.065	91.009
	2 voies	1,337	9.36		1274.13	182.019
Bc	1 file	E.AV	7.6766	10.9912	438.732	62.676
		E.AR	15.3533	23.0802		
	2 files	E .AV	14.2309	10.9912	813.319	116.188
		E.AR	28.4618	23.0802		
Bt	1 tandem	16	16.9488	15.825	268.215	38.316
	2 tandems	32	34.1632		540.633	77.233
Mc120		18,032	19,36	45.76	885.914	126.559
D240		12,9032	12,9032	110.205	1421.997	203.142
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,225	136.125	30.628	4.375
	2trottoir		0,45		61.256	8.751

**Tableau-10- : - moments fléchissant maximums-**

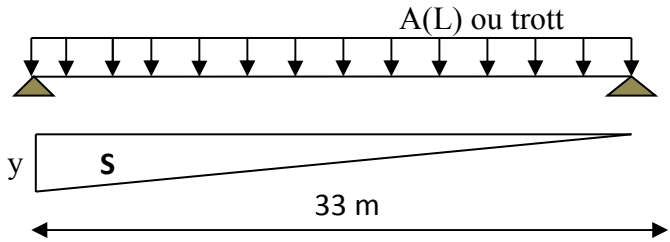
V.4.1.4 Calcul des efforts tranchants :

a. Pour X=0 :

➤ *Surcharges A (L) ou trottoir:*

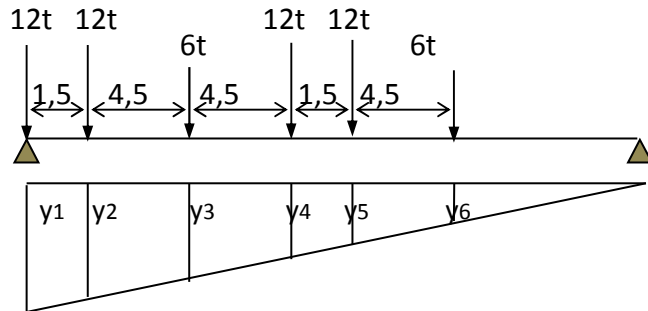
$$y = \frac{b}{L} = \frac{L}{L} = 1.$$

$$S = \frac{y \times L}{2} = \frac{33}{2} = 16,5m^2.$$



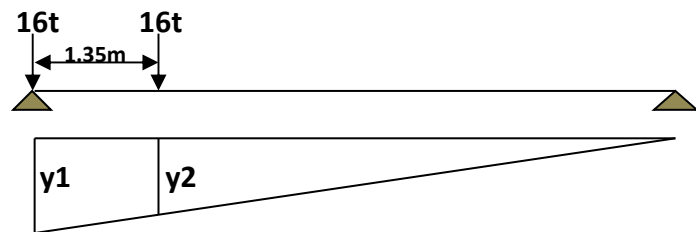
➤ *Surcharges Bc:*

y <sub>1</sub>	1
y <sub>2</sub>	0,9545
y <sub>3</sub>	0,8181
y <sub>4</sub>	0,6818
y <sub>5</sub>	0,6363
y <sub>6</sub>	0,50



➤ *surcharges Bt:*

Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>
1	0,9591

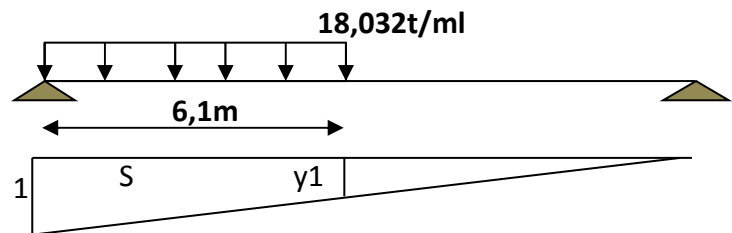


➤ *surcharges M C 120 :*

$$y_1 = 0,815.$$

$$S = (1+y) \times \frac{6,1}{2}.$$

$$S = 5,3575m.$$

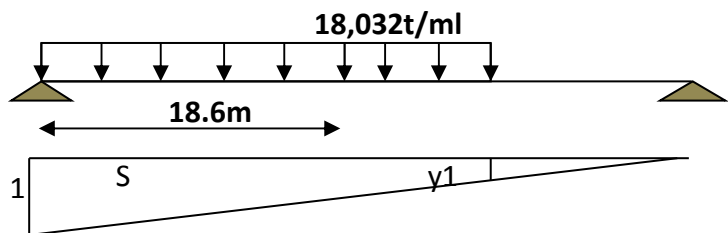


➤ *surcharges D 240 :*

$$y_1 = 0,4364.$$

$$S = (1+y) \times \frac{18,6}{2}.$$

$$S = 13,3585m.$$



❖ **Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à  $x=0,00L$  :**

disposition		Surcharge ( t )	Surcharge pondérée ( t )	$\sum y_i$	T (t.m)	$T_0=T/7$ ( t )
<b>A(L)</b>	<b>1 voie</b>	1,337	4.68	16.5	77.22	11.031
	<b>2 voies</b>	1,337	9.36		154.44	22.063
<b>Bc</b>	<b>1 file</b>	E.AV	7,6766	1.3181	60.3637	8.623
		E.AR	15.3533	3.2726		
	<b>2 files</b>	E.AV	14,2309	1.3181	111.9018	15.986
		E.AR	28,4618	3.2726		
<b>Bt</b>	<b>1 tandem</b>	16	16.9488	1.9591	33.2044	4.743
	<b>2 tandems</b>	32	34.1632		66.9291	9.5613
<b>Mc120</b>		18,032	19,36	5.3575	103.7212	14.817
<b>D240</b>		12,9032	12,9032	13.3585	172.3674	24.624
<b>Trottoir</b>	<b>1 trottoir</b>	0,15	0,225	16.5	3.7125	0.530
	<b>2 trottoir</b>		0,45		7.425	1,061

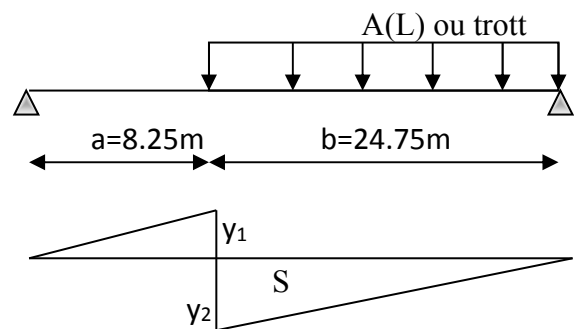
**Tableau-11-** : - efforts tranchants à  $x=0,00L$  -**b. Pour  $X=L/4$  :**➤ **surcharges A (L) ou sur trottoir :**

$$y_1 = \frac{a}{L} = \frac{8.25}{33} = 0,25.$$

$$y_2 = \frac{b}{L} = \frac{24.75}{33} = 0,75.$$

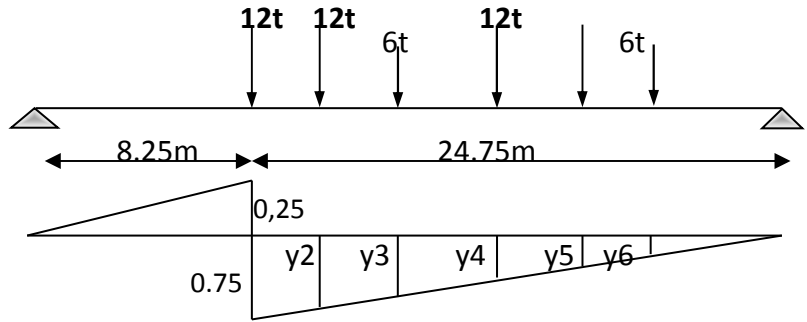
$$S = \frac{y_2 \times b}{2} = \frac{0,75 \times 24.75}{2}.$$

$$S = 9.2813m.$$



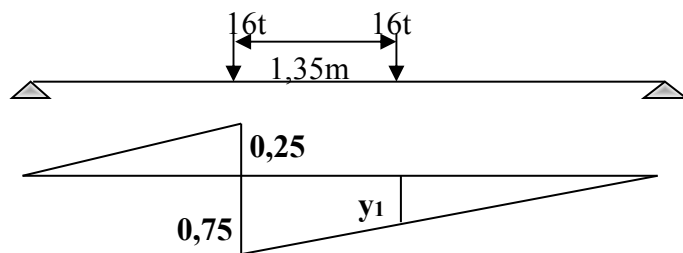
➤ **Surcharges  $B_c$  :**

y1	0.75
y2	0,7045
y3	0.5682
y4	0.4318
y5	0.3863
y6	0.25



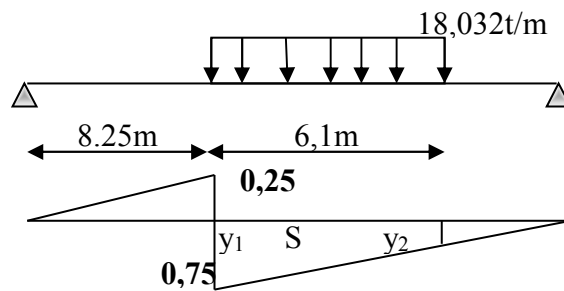
➤ **Surcharges  $B_t$  :**

y1	y2
0,75	0,7091



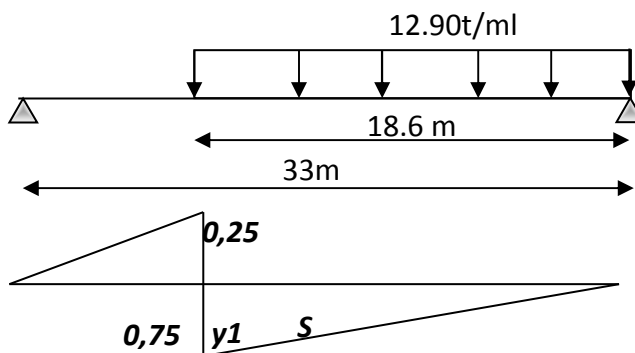
➤ **surcharges  $M_{C120}$  :**

$y_1 = 0,75$  .  
 $y_2 = 0,565$  .  
 $S = 4.0108m$  .



➤ **Surcharges  $D_{240}$  :**

$y_1 = 0,75$  .  
 $y_2 = 0,1864$  .  
 $S = 8.7085m$  .



❖ Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à  $x=0,25L$  :

disposition		Surcharge ( t )	Surcharge pondérée ( t )	$\sum y_i$	T (t.m)	$T_0=T/7$ ( t )
A(L)	1 voie	1,337	4.68	9.2813	43.4365	6.205
	2 voies	1,337	9.36		86.873	12.410
Bc	1 file	E.AV	7,6766	0.8281	41.2489	5.893
		E.AR	15.3533	2.2726		
	2 files	E.AV	14,2309	0.8281	76.4669	10.924
		E.AR	28,4618	2.2726		
Bt	1 tandem	16	16.9488	1.4591	24.73	3.533
	2 tandems	32	34.1632		49.8475	7.121
Mc120		18,032	19,36	4.0108	77.6491	11.093
D240		12,9032	12,9032	8.7085	112.3675	16.053
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,225	9.2813	2.0883	0.298
	2 trottoir		0,45		4.1766	0.597

❖ Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à  $x=0,5L$  :

disposition		Surcharge ( t )	Surcharge pondérée ( t )	$\sum y_i$	T (t.m)	$T_0=T/7$ ( t )
A(L)	1 voie	1,337	4.68	4.125	19.305	2.758
	2 voies	1,337	9.36		38.61	5.516
Bc	1 file	E.AV	7,6766	0.318	21.981	3.140
		E.AR	15.3533	1.2727		
	2 files	E.AV	14,2309	0.318	40.749	5.821
		E.AR	28,4618	1.2727		
Bt	1 tandem	16	16.9488	0.9591	16.256	2.322
	2 tandems	32	34.1632		32.766	4.681
Mc120		18,032	19,36	2.4864	48.137	6.877
D240		12,9032	12,9032	4.125	53.226	7.604
Trottoir	1 trottoir	0,15	0,225	4.125	0.928	0.133
	2 trottoir		0,45		1.856	0.265

**Tableau-13-** : - efforts tranchants à  $x=0,5L$  -

## CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### VI.1. Introduction :

Les méthodes de la flexion longitudinale permettent d'obtenir les efforts sollicitant chaque section sous l'effet d'un système de charge extérieur.

Pour pouvoir répartir ces sollicitations transversalement, il faut utiliser des méthodes de répartition.

- Longitudinalement : pour pouvoir déterminer la section dangereuse on a utilisé le théorème de « **Barrée** ».
- Transversalement : il y a deux méthodes qui sont :
  - La méthode de **J. COURBON**.
  - La méthode de **GUYON-MASSONET**.

### VI.2. Choix de la méthode :

$$r = \frac{n.a}{2.L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

Avec :

n : le nombre des poutres.

L : portée des poutres.

a : L'entre axe des poutres.

IP : Moment d'inertie de la poutre.

IE : Moment d'inertie de l'entretoise.

Suivant la rigidité (souplesse) de l'entretoise

- Si  $r < 0.3$ , la rigidité de l'entretoise est infinie, dans ce cas la méthode de (**COURBON**) est applicable.
- Si  $r \geq 0.3$ , la rigidité de l'entretoise est finie, dans ce cas on utilise la méthode de (**GMASSONET**).

#### Calcul de $I_p$ :

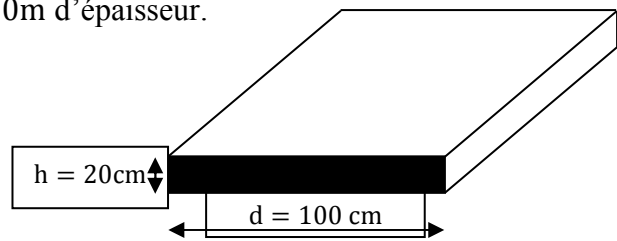
Les poutres de notre projet sont à inertie constante.

Donc :  $I_p = 140690127.18 \text{ cm}^4$ .

**Calcul de I<sub>E</sub> :**

On prend une bande de 1.0m de largeur et 0.20m d'épaisseur.

$$I_E = \frac{d \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.67 \text{ cm}^4$$



$$\left. \begin{array}{l} n = 7 \text{ poutres} \\ a = 1.50 \text{ m} \\ L = 33 \text{ m} \end{array} \right\} \implies r = 1.078$$

$r = 0.838 > 0.3$  Donc on utilise la méthode de **GUYON – MASSONNET**.

**6.3. Principes fondamentaux de la méthode de GuyonMassnnet:**

Cette méthode est basée sur deux principes fondamentaux :

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.
- Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme :

$$P(x) = p \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Avec :

P est constante et L la portée de la travée. Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier en fonction de l'abscisse longitudinale.

**VI.3.1. Paramètre de calcul**

**n=7** (nombre des poutres).

**a= 1.5 m** (entre axe des poutres).

**b** : demi-largeur active du pont.

Avec :  $2b = n \times a = 7 \times 1.5 = 10.5$

donc : **b = 5.25 m**



- **Rigidité flexionnelle par unité de longueur**

- **Poutre**

$\rho_p$ : Rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{140690127.18 \text{ E}}{150} = 937934.18 \text{ E}$$

- **Dalle**

$\rho_D$  : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur.

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{100} = \frac{66666.67E}{100} = 666.67E$$

- **Rigidité torsionnelle  $\gamma_p$ .  $\gamma_D$**

- **Poutre :**

$\gamma_p$  : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de longueur.

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

$h$ : la hauteur de la dalle.

$b_i$ : la plus grand portée.

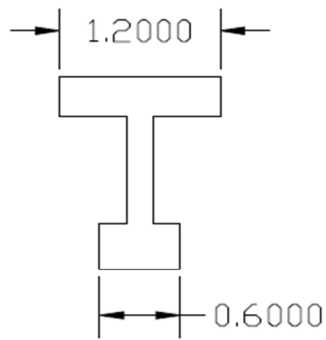
$h_i$ : la plus petite coté.

$G$ : module de déformation transversale du béton.

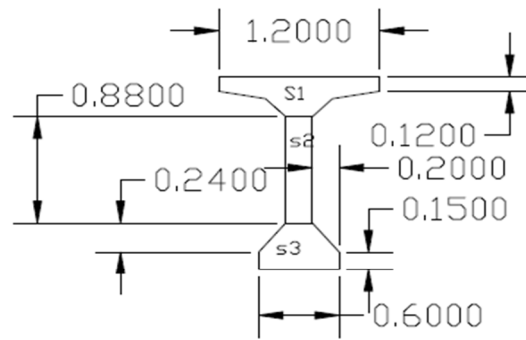
$\nu = 0.2$  coefficient de poisson.

- **Section homogénéisée**

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre ' $C_p$ ' il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.



SECTION MEDIANE EQUIVALENTE



SECTION MEDIANE COURANTE

$$S_1 = 1875 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 1760 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 1380.5 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = \frac{s_1}{120} = \frac{1875}{120} = 15.625 \text{ cm}$$

$$h_3 = \frac{s_3}{60} = \frac{1380.5}{60} = 23.008 \text{ cm}$$

$$h_2 = 160 - (h_1 + h_3) = 121.367 \text{ cm}$$

Donc :

$$C_p = \left( 15.625^3 \times 120 + 20^3 \times 121.367 + 23.008^3 \times 60 + \frac{20^3 \times 150}{2} \right) \left( \frac{E}{2.4 \times 3} \right)$$

$$C_p = 383253.569 E$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{383253.569 E}{150} = 2555.02 E$$

➤ Dalle

$$\gamma_D = \frac{C_D}{d} = \frac{55555.56E}{100} = 555.56E$$

avec: 
$$C_D = \frac{G \times b \times h^3}{2} = \frac{E \times 100 \times 20^3}{6 \times 2.4} = 66666.67E$$

**VI.3.2. Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont)**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}} = 0.197$$

$$\alpha = 0.197$$

**VI.3.3. Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement)**

$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \quad \text{Avec : } b = 5.25 \text{ m} \cdot L = 33 \text{ m} \Rightarrow \theta = 0.974$$

**VI.4. Détermination des coefficients de répartition transversale**

**VI.4.1. Coefficient de répartition transversale k :**

Il dépend :

- ❖ Du paramètre de l'entretoisement.
- ❖ Du paramètre de torsion  $\alpha$
- ❖ De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment Les valeurs de K 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 K dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après **Sattler**.

$$\text{❖ Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$$

$$\text{❖ Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$$

$$\text{❖ Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\text{Où } \beta = 1 - e^{\left[\frac{(0,065 - \theta)}{0,663}\right]}$$

$K_0$  : Valeur de K correspondant à  $\alpha = 0$

$K_1$ : Valeur de K correspondant à  $\alpha = 1$

Dans le cas ou  $\theta$  calculé n'apparaît pas dans les tableaux on fait l'interpolation. Et si la poutre se trouve entre deux sections on faire aussi une interpolation.

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Notre cas donne :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$$

Après le traçage des lignes d'influences. on dispose les surcharges de façon pour avoir le cas le plus défavorable.

➤ **Surcharges concentrées**

$$k_{\alpha\text{moy}} = \frac{\sum_i p_i \times k_i}{\sum_i p_i} = \frac{\sum_i k_i}{n}$$

➤ **Surcharges réparties**

$$k_{\alpha\text{moy}} = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée/largeur surchargée})$$

➤ **Moment fléchissant longitudinal réel**

$$k_{\text{reel}} = k_{\alpha\text{moy}} \times M_0. \text{ avec } M_0 = \frac{M_T}{7}$$

➤ **Tableau.6.1 : Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=0.95$**

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

➤ **Tableau.6.2 : Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=1$**

		Alfa=0=> K0							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,6044	0,1715	1,008	1,8775	2,3663	1,8775	1,008	0,1715	-0,6044
b/4	-0,5391	-0,1183	0,3824	1,0658	1,8775	2,3492	1,8265	0,8567	-0,1726
b/2	-0,3161	-0,1774	0,0184	0,3824	1,008	1,8265	2,3729	2,0116	1,294
3b/4	-0,0796	-0,1402	-0,1774	-0,1183	0,1715	0,8567	2,0116	3,3546	4,3335
b	0,146	-0,0796	-0,3161	-0,5391	-0,6044	-0,1726	1,294	4,3335	8,8915

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

à Partir des deux tableaux de  $k_0$  correspondant à  $\theta=0,95$  et  $\theta=1$  par interpolation par la formule suivante :

$$0.95 \longrightarrow K_0(\theta = 0.95)$$

$$0.974 \longrightarrow K_0(\theta = 0.974)$$

$$1.00 \longrightarrow K_0(\theta = 1.00)$$

$$K_0(\theta = 0.974) = 0.48K_0(\theta = 1.00) + 0.52K_0(\theta = 0.95)$$

➤ **Tableau.6.3: Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta = 0,974$  par interpolation**

		Alfa=0							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,5749	0,1970	1,0186	1,8532	2,3135	1,8532	1,0186	0,1970	-0,5749
b/4	-0,5458	-0,1058	0,4062	1,0790	1,8532	2,2931	1,8017	0,8819	-0,1012
b/2	-0,3399	-0,1799	0,0343	0,4062	1,0186	1,8017	2,3257	2,0135	1,3712
3b/4	-0,1058	-0,1554	-0,1799	-0,1058	0,1970	0,8819	2,0135	3,3283	4,3180
b	0,1230	-0,1058	-0,3399	-0,5458	-0,5749	-0,1012	1,3712	4,3180	8,6608

### Évaluation des valeurs de $k_1$

➤ **Tableau.6.4 : Les valeurs de  $k_1$  pour  $\theta=0.95$**

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

➤ **Tableau.6.5 : Les valeurs de  $k_1$  pour  $\theta=1$**

		Alfa=1=> K1							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,4688	0,6482	0,941	1,3499	1,632	1,3499	0,941	0,6482	0,4688
b/4	0,2506	0,3656	0,5652	0,8985	1,3499	1,6781	1,4523	1,1105	0,8667
b/2	0,1363	0,207	0,3342	0,5652	0,941	1,4523	1,8696	1,7679	1,5557
3b/4	0,0789	0,1239	0,207	0,3656	0,6482	1,1105	1,7679	2,4213	2,6605
b	0,0484	0,0789	0,1363	0,2506	0,4688	0,8667	1,5557	2,6605	4,1892

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

à Partir des deux tableaux de  $k_1$  correspondant à  $\theta=0,95$  et  $\theta=1$  On tire le tableau de  $k_1$  Pour

$\theta=0.642$  par interpolation par la formule suivante :

$$0.95 \longrightarrow K_1(\theta = 0.95)$$

$$0.974 \longrightarrow K_1(\theta = 0.974)$$

$$1.00 \longrightarrow K_1(\theta = 1.00)$$

$$K_1(\theta = 0.974) = 0.48K_1(\theta = 1.00) + 0.52K_1(\theta = 0.95)$$

➤ **Tableau.6.6 : Les valeurs de  $k_1$  pour  $\theta=0.974$  par interpolation**

Alfa=1									
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,4884	0,6648	0,9470	1,3345	1,5978	1,3345	0,9470	0,6648	0,4884
b/4	0,2667	0,3827	0,5800	0,9034	1,3345	1,6452	1,4389	1,1183	0,8851
b/2	0,1484	0,2216	0,3504	0,5800	0,9470	1,4389	1,8382	1,7535	1,5601
3b/4	0,0878	0,1355	0,2216	2072,3755	0,6648	1,1183	1,7535	2,3814	2,6249
b	0,0548	0,0878	0,1484	0,2407	0,4884	0,8851	1,5601	2,6249	4,0804

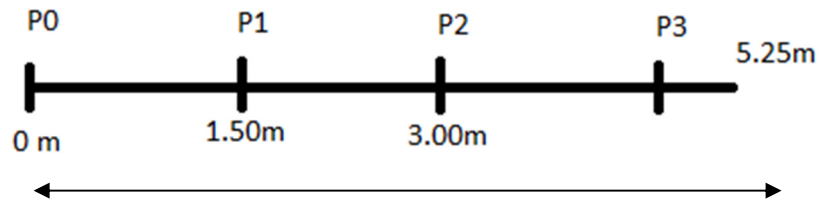
**Détermination des  $K_\alpha$  pour  $\theta = 0.974$  et  $\alpha = 0.197$**

$$0,1 \leq \theta \leq 1 : K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta ; \quad \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-\theta}{0.663}\right)} = 0.746$$

➤ **Tableau.6.7 : Les valeurs de  $K_\alpha$  pour  $\theta = 0.974$**

Alfa=0.197									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y									
0	-0,2584	0,3362	0,9973	1,6988	2,1005	1,6988	0,9973	0,3362	-0,2584
b/4	-0,3040	0,0396	0,4579	1,0267	1,6988	2,1003	1,6937	0,9522	0,1924
b/2	-0,1946	-0,0604	0,1284	0,4579	0,9973	1,6937	2,1806	1,9361	1,4274
3b/4	-0,0481	-0,0688	-0,0604	616,7199	0,3362	0,9522	1,9361	3,0465	3,8140
b	0,1027	-0,0481	-0,1946	-0,3117	-0,2584	0,1924	1,4274	3,8140	7,2975

VI.4.2 Les positions des poutres :



Demi-largeur active

➤ Tableau.6.8 : Les valeurs  $k\alpha$  Pour la poutre 0 :

		Alfa=0.197								
e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	P0	-0,2584	0,3362	0,9973	1,6988	2,1005	1,6988	0,9973	0,3362	-0,2584

➤ Tableau.6.8 : Les valeurs  $k\alpha$  Pour la poutre 1 :

$y = 1.50$

1.3125 →  $K_\alpha(1.3125)$

1.50 →  $K_\alpha(1.50)$

2.625 →  $K_\alpha(2.625)$

$$K_\alpha(1.50) = 0,857 K_\alpha(1.3125) + 0,143 * K_\alpha(2.625)$$

		Alfa=0.197								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	P1	-0,2883	0,0253	0,4108	0,9454	1,5985	2,0421	1,7633	1,0929	0,3690

$k\alpha$  Pour la poutre 2 :

$y = 3.00$

2.625 →  $K_\alpha(2.625)$

3.00 →  $K_\alpha(3.00)$

3.9375 →  $K_\alpha(3.9375)$

$$K_\alpha(3.00) = 0,286 K_\alpha(3.9375) + 0,714 * K_\alpha(2.625)$$

➤ **Tableau.6.9 : Les valeurs  $k\alpha$  Pour la poutre 2 :**

Alfa=0.197									
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P2	-0,1527	-0,0628	0,0744	176,7088	0,8082	1,4817	2,1107	2,2537	2,1100

**$k\alpha$  Pour la poutre 3 :**

**y = 4.50**

3.9375 →  $K_\alpha(3.9375)$

4.50 →  $K_\alpha(4.50)$

5.25 →  $K_\alpha(5.25)$

$K_\alpha(4.50) = 0,571 K_\alpha(3.9375) + 0,429 * K_\alpha(5.25)$

➤ **Tableau.6.10 : Les valeurs  $k\alpha$  Pour la poutre 3 :**

Alfa=0.197									
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P3	0,0166	-0,0599	-0,1180	352,0133	0,0811	0,6263	1,7179	3,3758	5,3085

**Tableau récapitulatif des  $K_\alpha$**

Alfa=0.197									
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P0	-0,2584	0,3362	0,9973	1,6988	2,1005	1,6988	0,9973	0,3362	-0,2584
P1	-0,2883	0,0253	0,4108	0,9454	1,5985	2,0421	1,7633	1,0929	0,3690
P2	-0,1527	-0,0628	0,0744	176,7088	0,8082	1,4817	2,1107	2,2537	2,1100
P3	0,0166	-0,0599	-0,1180	352,0133	0,0811	0,6263	1,7179	3,3758	5,3085

**VI.4.3 Calcul des efforts tranchants :**

✓ **Détermination du coefficient de répartition transversale  $\epsilon_\alpha$**

On applique les mêmes étapes que pour la détermination du coefficient  $K_\alpha$ . sauf que  $\epsilon_\alpha$  est obtenu par les formules suivantes :

Si :  $|Y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$

Si :  $|Y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

**Efforts tranchant réels**



## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

$$T_{\text{reel}} = \varepsilon_{\alpha\text{moy}} T_0 \quad \text{Avec : } T_0 = (T_{\text{total}}/7)$$

Après le calcul nous avons les tableaux suivants :

➤ **Tableau.6.11 : Les valeurs de  $\varepsilon_0$  pour  $\theta=0.90$**

		$\varepsilon_0$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-622,31	-435,63	-169,83	346,79	1317,88	346,79	-169,83	-435,63	-622,31
b/4	-269,93	-272,56	-241,08	-70,41	393,92	1311,73	230,84	503,78	1113,99
b/2	-73,57	-123,9	-160,52	-140,44	16,72	420,82	1167,25	262,75	1547,25
3b/4	-6,89	-30,64	-51,9	-60,9	-34,93	61,7	270,98	614,65	1453,58
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

➤ **Tableau.6.12 : Les valeurs de  $\varepsilon_0$  pour  $\theta=1.00$**

		$\varepsilon_0$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-392,86	-329,52	-184,79	230,59	1159,64	230,59	-184,79	-329,52	-392,86
b/4	-115,59	-186,55	-225,03	-133,25	261,98	1173,23	176	-408,5	-846,34
b/2	-2,94	-74,59	-138,77	-160,16	-53,35	319,93	1101,38	-207,09	-1326,87
3b/4	11,13	-15,63	-42,26	-62,61	-54,31	26,67	240,52	628,86	-1361,41
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

➤ **Les valeurs de  $\varepsilon_0$  pour  $\theta=0.974$**

$$0.90 \longrightarrow \varepsilon_0(\theta = 0.90)$$

$$0.974 \longrightarrow \varepsilon_0(\theta=0.974)$$

$$1.00 \longrightarrow \varepsilon_0(\theta = 1.00)$$

$$\varepsilon_0(\theta = 0.974) = 0.74 * \varepsilon_0(\theta = 1.00) + 0.26 * \varepsilon_0(\theta = 0.90)$$

➤ **Tableau.6.13 : Les valeurs de  $\varepsilon_0$  pour  $\theta=0.974$**

		$\varepsilon_0$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-452,5170	-357,1086	-180,9004	260,8020	1200,7824	260,8020	-180,9004	-357,1086	-452,5170
b/4	-155,7184	-208,9126	-229,2030	-116,9116	296,2844	1209,2400	190,2584	-171,3072	-336,6542
b/2	-21,3038	-87,4106	-144,4250	-155,0328	-35,1318	346,1614	1118,5062	-84,9316	-579,5988
3b/4	6,4448	-19,5326	-44,7664	-62,1654	-49,2712	35,7778	248,4396	625,1654	-629,5126
b	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

➤ **Tableau.6.14 : Les valeurs de  $\epsilon_1$  pour  $\theta=0.90$**

		$\epsilon_1$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-199,16	-188,1	-134,4	95,74	856,34	95,74	-134,4	-188,1	-199,16
b/4	-123,81	-139,05	-150,39	-114,83	100,28	845,74	65,38	-195,66	301,29
b/2	-73,06	-90,79	-115,15	-136,64	-111,53	89,53	809,38	25,24	406,28
3b/4	-36,76	-48,71	-67,09	-92,61	-115,24	-96,79	74,96	698,13	411,46
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

➤ **Tableau.6.15 : les valeurs de  $\epsilon_1$  pour  $\theta=1.00$**

		$\epsilon_1$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-144,91	-149,27	-123,77	58,35	779,35	58,35	-123,77	-149,27	-144,91
b/4	-83,21	-101,07	-121,37	-109,67	61,08	770,61	34,28	-127,14	-237,51
b/2	-45,69	-61,19	-85,23	-113,13	-109,33	50,51	739,94	-40,37	-346,79
3b/4	-21,89	-31,23	-47,06	-71,89	-100,07	-100,02	38,69	648,68	-380,11
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

➤ **Les valeurs de  $\epsilon_1$  pour  $\theta=0.974$**

$$0.90 \longrightarrow \epsilon_1(\theta = 0.90)$$

$$0.642 \longrightarrow \epsilon_1(\theta = 0.974)$$

$$1.00 \longrightarrow \epsilon_1(\theta = 1.00)$$

$$\epsilon_1(\theta = 0.642) = 0.74 * \epsilon_1(\theta = 0.70) + 0.26 * \epsilon_1(\theta = 0.90)$$

➤ **Tableau.6.16 : Les valeurs de  $\epsilon_1$  pour  $\theta=0.974$**

		Alfa=1							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-159,0150	-159,3658	-126,5338	68,0714	799,3674	68,0714	-126,5338	-159,3658	-159,0150
b/4	-93,7660	-110,9448	-128,9152	-111,0116	71,2720	790,1438	42,3660	-144,9552	-97,4220
b/2	-52,8062	-68,8860	-93,0092	-119,2426	-109,9020	60,6552	757,9944	-23,3114	-150,9918
3b/4	-25,7562	-35,7748	-52,2678	-77,2772	-104,0142	-99,1802	48,1202	661,5370	-174,3018
b	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

➤ **Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$**

$$\text{si } |y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \quad \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$$

$$\text{si } |y| + |e| > \frac{3b}{4} \quad \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

➤ **Tableau.6.17 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  pour  $\theta=0.974$**

		$\epsilon_\alpha$ Alfa=0.197							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-394,6971	-269,3411	-156,7700	175,2591	1022,6156	175,2591	-156,7700	-269,3411	-394,6971
b/4	-143,5138	-189,6129	-184,6906	-114,2929	196,4134	1023,2255	124,6168	-166,1159	-289,5255
b/2	-27,5098	-83,7613	-134,2961	-139,1474	-68,3183	219,4404	1047,4854	-72,7924	-495,1632
3b/4	0,1012	-22,7323	-46,2442	-65,1424	-73,5687	9,1911	208,9767	632,3306	-539,8361
b	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

➤ **Tableau.6.18 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  Pour la poutre 0 :**

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P0	-394,6971	-269,3411	-156,7700	175,2591	1022,6156	175,2591	-156,7700	-269,3411	-394,6971

**Poutre 1 :**

$$y = 1.50$$

$$1.3125 \longrightarrow \epsilon_\alpha(1.3125)$$

$$1.50 \longrightarrow \epsilon_\alpha(1.50)$$

$$2.625 \longrightarrow \epsilon_\alpha(2.625)$$

$$\epsilon_\alpha(1.50) = 0,857\epsilon_\alpha(1.3125) + 0,143 * \epsilon_\alpha(2.625)$$

➤ **Tableau.6.19 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  Pour la poutre 1 :**

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-126,9252	-174,4762	-177,4842	-117,8471	158,5567	908,2842	256,5870	-152,7706	-318,9317

**Poutre 2 :**

$$y = 3.00$$

$$2.625 \longrightarrow \epsilon_\alpha(2.625)$$

$$3.00 \longrightarrow \epsilon_\alpha(3.00)$$

$$3.9375 \longrightarrow \epsilon_\alpha(3.9375)$$

$$\epsilon_\alpha(3.00) = 0,286\epsilon_\alpha(3.9375) + 0,714 * \epsilon_\alpha(2.625)$$

**Tableau.6.20 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  Pour la poutre 2 :**

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P2	-19,6130	-66,3070	-109,1132	-117,9820	-69,8199	159,3091	807,6719	128,8728	-507,9397

**poutre 3 :**

**y = 4.50**

3.9375  $\longrightarrow$   $\epsilon_\alpha(3.9375)$

4.50  $\longrightarrow$   $\epsilon_\alpha(4.50)$

5.25  $\longrightarrow$   $\epsilon_\alpha(5.25)$

$\epsilon_\alpha(4.50) = 0,571\epsilon_\alpha(3.9375) + 0,429 * \epsilon_\alpha(5.25)$

**Tableau.6.20 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  Pour la poutre 3 :**

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P3	0,0578	-12,9802	-26,4054	-37,1963	-42,0077	5,2481	119,3257	361,0608	-308,2464

➤ **Tableau récapitulatif des  $\epsilon_\alpha$**

Alfa=0.197									
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P0	-394,6971	-269,3411	-156,7700	175,2591	1022,6156	175,2591	-156,7700	-269,3411	-394,6971
P1	-126,9252	-174,4762	-177,4842	-117,8471	158,5567	908,2842	256,5870	-152,7706	-318,9317
P2	-19,6130	-66,3070	-109,1132	-117,9820	-69,8199	159,3091	807,6719	128,8728	-507,9397
P3	0,0578	-12,9802	-26,4054	-37,1963	-42,0077	5,2481	119,3257	361,0608	-308,2464

**Détermination du Coefficient de répartition transversale  $\overline{\epsilon_\alpha}$**

On applique les mêmes étapes que pour la détermination du coefficient  $\epsilon_\alpha$ . Mais par les formules suivantes :

Si :  $|y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \overline{\epsilon_\alpha} = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon_1} - \epsilon_0) \cdot \alpha$

Si :  $|y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \overline{\epsilon_\alpha} = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon_1} - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

Après le calcul nous avons les tableaux suivants :

➤ **Tableau.6.21 : Les valeurs de  $\overline{\epsilon}_1$  pour  $\theta=0.90$**

		Alfa=1							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-160,81	-125,59	-45,08	216,89	997,69	216,89	-45,08	-125,59	-160,81
b/4	-90,61	-99,47	-91,91	-28,84	220,55	989	190,61	-102,57	-243,64
b/2	-58,32	-66,72	-78,88	-80,83	-26,61	210,16	953,24	97,37	-328,74
3b/4	-28,92	-36,01	-47,74	-62,08	-66,76	-22,62	178,43	814,41	-333
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

➤ **Tableau.6.22 : Les valeurs de  $\overline{\epsilon}_1$  pour  $\theta=1.00$**

		Alfa=1							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-117,13	-101,79	-52,18	161,48	904	161,48	-52,18	101,79	-117,13
b/4	-67,08	-73,36	-77,87	-40,95	163,68	897,32	141,85	-95,57	-192,17
b/2	-36,57	-45,52	-60,04	-71,22	-40,51	155,06	869,61	68,45	-280,68
3b/4	-17,27	-23,32	-34,17	-49,8	-62,02	-37,22	132,44	758,56	-307,68
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

➤ **Les valeurs de  $\overline{\epsilon}_1$  pour  $\theta=0.974$**

0,90 →  $\overline{\epsilon}_1(\theta = 0.90)$

0,642 →  $\overline{\epsilon}_1(\theta = 0,974)$

1.00 →  $\overline{\epsilon}_1(\theta = 1.00)$

$\overline{\epsilon}_1(\theta = 642) = 0.74 * \overline{\epsilon}_1(\theta = 1.00) + 0.26 * \overline{\epsilon}_1(\theta = 0,90)$

➤ **Tableau.6.23 : Les valeurs de  $\overline{\epsilon}_1$  pour  $\theta=0.974$**

		Alfa=1							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-128,4868	-107,9780	-50,3340	175,8866	928,3594	175,8866	-50,3340	42,6712	-128,4868
b/4	-73,1978	-80,1486	-81,5204	-37,8014	178,4662	921,1568	154,5276	-97,3900	-205,5522
b/2	-42,2250	-51,0320	-64,9384	-73,7186	-36,8960	169,3860	891,3538	75,9692	-293,1756
3b/4	-20,2990	-26,6194	-37,6982	-52,9928	-63,2524	-33,4240	144,3974	773,0810	-314,2632
b	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Les valeurs de  $\overline{\epsilon}_\alpha$  pour  $\theta=0.642$

Si :  $|y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \overline{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon}_1 - \epsilon_0) . \alpha$

Si :  $|y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \overline{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon}_1 - \epsilon_0) . \sqrt{\alpha}$

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

➤ **Tableau.6.24 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon}_\alpha$  pour  $\theta=0.974$**

		Alfa=0.197								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	-388,6831	-246,5328	-122,9489	223,1126	1079,8683	223,1126	-122,9489	-179,6676	-388,6831	
b/4	-139,4618	-183,5461	-163,6545	-81,7988	243,9912	1081,3752	174,3994	-156,7455	-310,8271	
b/2	-25,4253	-80,2440	-128,7661	-118,9418	-35,9148	267,7002	1073,7572	-53,2341	-523,1734	
3b/4	1,1763	-20,9287	-43,3740	-60,3584	-55,4767	22,1450	227,9433	654,3048	-567,4085	
b	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	

➤ **Tableau.6.25 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon}_\alpha$  Pour la poutre 0 :**

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P0	-388,6831	-246,5328	-122,9489	223,1126	1079,8683	223,1126	-122,9489	-179,6676	-388,6831

**Poutre 1 :**

$$y = 1.50$$

$$1.3125 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha(1.3125)$$

$$1.50 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha(1.50)$$

$$2.625 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha(2.625)$$

$$\overline{\varepsilon}_\alpha(1.50) = 0,857 * \overline{\varepsilon}_\alpha(1.3125) + 0,143 * \overline{\varepsilon}_\alpha(2.625)$$

➤ **Tableau.6.26 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon}_\alpha$  Pour la poutre 1 :**

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-123,1546	-168,7739	-158,6655	-87,1102	203,9646	965,0197	303,0076	-141,9434	-341,1926

**Poutre 2 :**

$$y = 3.00$$

$$2.625 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha(2.625)$$

$$3.00 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha(3.00)$$

$$3.9375 \longrightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha(3.9375)$$

$$\overline{\varepsilon}_\alpha(3.00) = 0,286 \overline{\varepsilon}_\alpha(3.9375) + 0,714 * \overline{\varepsilon}_\alpha(2.625)$$

**Tableau.6.27 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon_\alpha}$  Pour la poutre 2 :**

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>P2</b>	-17,8172	-63,2798	-104,3440	-102,1869	-41,5095	197,4714	831,8544	149,1220	-535,8247

**poutre 3 :**

**y = 4.50**

3.9375  $\longrightarrow$   $\overline{\varepsilon_\alpha}(3.9375)$

4.50  $\longrightarrow$   $\overline{\varepsilon_\alpha}(4.50)$

5.25  $\longrightarrow$   $\overline{\varepsilon_\alpha}(5.25)$

$\overline{\varepsilon_\alpha}(4.50) = 0,571 \overline{\varepsilon_\alpha}(3.9375) + 0,429 * \overline{\varepsilon_\alpha}(5.25)$

**Tableau.6.28 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon_\alpha}$  Pour la poutre 3 :**

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>P3</b>	0,6717	-11,9503	-24,7665	-34,4646	-31,6772	12,6448	130,1556	373,6080	-323,9902

**Tableau récapitulatif des  $\overline{\varepsilon_\alpha}$**

		Alfa=0.197								
e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	<b>P0</b>	-388,6831	-246,5328	-122,9489	223,1126	1079,8683	223,1126	-122,9489	-179,6676	-388,6831
	<b>P1</b>	-123,1546	-168,7739	-158,6655	-87,1102	203,9646	965,0197	303,0076	-141,9434	-341,1926
	<b>P2</b>	-17,8172	-63,2798	-104,3440	-102,1869	-41,5095	197,4714	831,8544	149,1220	-535,8247
	<b>P3</b>	0,6717	-11,9503	-24,7665	-34,4646	-31,6772	12,6448	130,1556	373,6080	-323,9902

**VI.5. Calcul des moments et des efforts réels dans chaque poutre :**

**VI.5.1. Les combinaisons d'action :**

Combinaison	ELU	ELS
<b>I</b>	<b>1.35G+1.6 (Max (A. B) +tr)</b>	<b>G+1.2 (Max (A. B) +tr)</b>
<b>II</b>	<b>1.35G+1.35 (Max (M C 120. D 240))</b>	<b>G+Max (M C 120. D 240)</b>

Les valeurs des efforts internes (moment fléchissant réel M(x). effort tranchant réel T(x)). Ainsi que pour leur combinaison pour chaque poutre sont données dans les tableaux ci-après.

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### VI.5.2. Les moments :

- **Tableau .6.29 : Les valeurs des moments dans les différentes poutres pour les chargements maximaux :**

Système		$M_0$ = $M/7$	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
			$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$
A(I)	1Voie	91.009	1.7667	160.786	1.7070	155.352	1.711	155.716	1.3695	124.637
	2Voies	182.019	1.2895	234.714	1.2093	220.116	0.9864	179.544	0.6586	119.878
Bc	1File	62.676	1.7952	112.516	1.6587	103.961	1.9615	122.939	2.0651	129.432
	2Files	116.188	1.6124	187.342	1.5958	185.413	1.4778	171.703	1.1752	136.544
Bt	1Tand	38.316	1.7952	68.785	1.6587	63.555	1.8881	72.344	1.8039	69.118
	2 Tand	77.233	1.5077	116.444	1.4887	114.977	1.2854	99.275	0.9460	73.062
Mc120		125.559	1.5191	190.737	1.7158	215.434	1.3808	173.372	0.7631	95.814
D 240		203.142	1.8497	375.752	1.5287	310.543	0.8718	177.099	0.8371	170.050
Tro t	1Trott	4.375	0.012	0.0525	0.7849	3.434	2.1784	9.5305	4.3904	19.208
	2Trott	8.751	0,012	0.105	0.5992	5.244	2.0684	18.101	4.3696	38.238

- **Tableau.6.29 : Les valeurs des moments dans les différentes poutres pour  $x=0.25 L$  :**

Système		$M_0$ = $M/7$	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
			$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$
A(I)	1Voie	68.257	1.7667	120.590	1.7070	116.515	1.711	116.788	1.3695	93.478
	2Voies	136.514	1.2895	176.035	1.2093	165.086	0.9864	134.657	0.6586	89.081
Bc	1File	48.527	1.7952	87.116	1.6587	80.492	1.9615	95.186	2.0651	100.213
	2Files	89.960	1.6124	145.052	1.5958	143.558	1.4778	132.943	1.1752	105.721
Bt	1Tand	29.146	1.7952	52.323	1.6587	48.344	1.8881	55.030	1.8039	52.576
	2 Tand	58.749	1.5077	88.575	1.4887	87.460	1.2854	75.516	0.9460	55.577
Mc120		94.753	1.5191	143.939	1.7158	162.577	1.3808	130.835	0.7631	72.306
D 240		152.350	1.8497	281.802	1.5287	232.897	0.8718	132.819	0.8371	127.777
Tro t	1Trott	3.281	0.012	0.039	0.7849	2.575	2.1784	7.147	4.3904	14.405
	2Trott	6.563	0,012	0.078	0.5992	3.933	2.0684	13.637	4.3696	28.678



➤ **Tableau.6.30 : La poutre la plus sollicitée**

		Type de combinaison	Moment ( T.m)	
			MAX	0.25 L
Poutre 0	E.L.U	I	915.332	636.925
		II	1046.887	785.149
	E.L.S	I	681.503	316.746
		II	775.472	581.592
Poutre 1	E.L.U	I	900.198	675.147
		II	958.855	719.127
	E.L.S	I	670.152	502.613
		II	710.263	532.687
Poutre 2	E.L.U	I	855.854	582.669
		II	778.706	584.222
	E.L.S	I	636.894	477.743
		II	576.819	432.609
Poutre 3	E.L.U	I	819.273	619.755
		II	769.190	577.215
	E.L.S	I	609.458	461.107
		II	569.77	427.567

**VI.5.3. Les effort tranchant**

**Tableau.6.33 : Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à X=0.0L**

Système		T <sub>0</sub> = T/7	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
			$\overline{\varepsilon_{\alpha_{\text{moy}}}}$	T <sub>réel</sub>	$\overline{\varepsilon_{\alpha_{\text{moy}}}}$	T <sub>réel</sub>	$\overline{\varepsilon_{\alpha_{\text{moy}}}}$	T <sub>réel</sub>	$\overline{\varepsilon_{\alpha_{\text{moy}}}}$	T <sub>réel</sub>
A(l)	1Voie	11,031	0,473	5,218	0,424	4,677	0,358	3,949	0,109	1,202
	2Voies	22,063	0,172	3,795	0,173	3,817	0,136	3,001	0,041	0,905
Bc	1File	8,623	0,427	3,682	0,439	3,785	0,326	2,811	0,2	1,725
	2Files	15,986	0,447	7,146	0,408	6,522	0,19	3,037	0,09	1,439
Bt	1Tand	4,743	0,427	2,025	0,439	2,082	0,331	1,570	0,161	0,764
	2 Tand	9,5613	0,333	3,184	0,318	3,040	0,152	1,453	0,069	0,660
Mc120		14,817	0,33	4,890	0,336	4,979	0,316	4,682	0,035	0,519
D 240		24,624	0,559	13,765	0,333	8,200	0,018	0,443	-0,018	-0,443
Trot	1Trott	0,53	-0,29	-0,154	-0,24	-0,127	-0,206	-0,109	0,01	0,005
	2Trott	1,061	-0,305	-0,324	-0,195	-0,207	-0,124	-0,132	0,002	0,002

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

**Tableau.6.34 : Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à X=0.25L :**

Système		T <sub>0</sub> = T/7	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
			ε <sub>α<sub>moy</sub></sub>	T <sub>réel</sub>	ε <sub>α<sub>moy</sub></sub>	T <sub>réel</sub>	ε <sub>α<sub>moy</sub></sub>	T <sub>réel</sub>	ε <sub>α<sub>moy</sub></sub>	T <sub>réel</sub>
A(l)	1Voie	6,205	0,424	2,631	0,381	2,364	0,329	2,041	0,099	0,614
	2Voies	12,41	0,125	1,551	0,139	1,724	0,116	1,440	0,034	0,421
Bc	1File	5,893	0,377	2,222	0,4	2,357	0,185	1,090	0,29	1,709
	2Files	10,924	0,401	4,381	0,368	4,020	0,162	1,770	0,084	0,918
Bt	1Tand	3,533	0,377	1,332	0,4	1,413	0,302	1,067	0,151	0,533
	2 Tand	7,121	0,289	2,058	0,279	1,987	0,126	0,897	0,061	0,434
Mc120		11,093	0,281	3,117	0,289	3,206	0,288	3,195	0,025	0,277
D 240		16,053	0,508	8,155	0,29	4,655	-0,01	-0,161	-0,025	-0,401
Trot	1Trott	0,298	-0,335	-0,100	-0,24	-0,072	-0,206	-0,061	0,01	0,003
	2Trott	0,597	-0,266	-0,159	-0,195	-0,116	-0,124	-0,074	0,002	0,001

**Tableau.6.34 : Les valeurs des efforts tranchants dans les différentes poutres à X=0.50 L :**

Système		T <sub>0</sub> = T/7	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
			ε <sub>α<sub>moy</sub></sub>	T <sub>réel</sub>	ε <sub>α<sub>moy</sub></sub>	T <sub>réel</sub>	ε <sub>α<sub>moy</sub></sub>	T <sub>réel</sub>	ε <sub>α<sub>moy</sub></sub>	T <sub>réel</sub>
A(l)	1Voie	2,758	0,424	1,1694	0,381	1,051	0,329	0,907	0,099	0,273
	2Voies	5,516	0,125	0,6895	0,139	0,767	0,116	0,640	0,034	0,188
Bc	1File	3,14	0,377	1,1838	0,4	1,256	0,185	0,581	0,29	0,911
	2Files	5,821	0,401	2,3342	0,368	2,142	0,162	0,943	0,084	0,489
Bt	1Tand	2,322	0,377	0,8754	0,4	0,929	0,302	0,701	0,151	0,351
	2 Tand	4,681	0,289	1,3528	0,279	1,306	0,126	0,590	0,061	0,286
Mc120		6,877	0,281	1,9324	0,289	1,987	0,288	1,981	0,025	0,172
D 240		7,604	0,508	3,8628	0,29	2,205	-0,01	-0,076	-0,025	-0,190
Trot	1Trott	0,133	-0,335	-0,0446	-0,24	-0,032	-0,206	-0,027	0,01	0,001
	2Trott	0,265	-0,266	-0,0705	-0,195	-0,052	-0,124	-0,033	0,002	0,001

## CHAPITRE.VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

- **Tableaux des efforts tranchants réels engendrés dans les différentes poutres après la combinaison :**

		Type de combinaison	Effort Tranchant ( T )		
			0.00 L	0.25 L	0.50 L
Poutre 0	E.L.U	I	78.120	39.560	3.66
		II	85.516	43.720	5.215
	E.L.S	I	57.970	29.367	2.75
		II	63.345	32.385	3.863
Poutre 1	E.L.U	I	77.165	39.027	3.376
		II	78.003	38.995	2.977
	E.L.S	I	57.245	28.968	2.532
		II	57.78	28.885	2.206
Poutre 2	E.L.U	I	73.077	35.879	1.466
		II	73.254	37.024	2.674
	E.L.S	I	54.188	26.606	1.099
		II	54.262	27.425	1.981
Poutre 3	E.L.U	I	69.701	39.148	1.459
		II	67.634	33.084	0.232
	E.L.S	I	51.656	26.284	1.094
		II	50.099	24.507	0.172

## CHAPIYTRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VII.1.Introduction :

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction.

Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer.

Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge.

- Précontrainte du béton :

Elle est coramment réalisée sous deux formes :

- La pré-tension
- La post-tension
- précontrainte par pré-tension :

C'est le mode de précontrainte qui fait l'objet de fabrication des pièces en béton armé .il consiste à tender préalablement les armatures en acier à très haute limite d'élasticité entre deux points fixes (culées), à bétonner les formes requises en béton autour d ces armatures tendues, puis à relacher la tension au droit des culées après durcissement du béton.la mobilisation de l'adhérence de l'armature sur le béton empêche celle-ci de ce détendre et provoque la mise en compréssion de la pièce en béton.

- précontrainte par post-tension :

Contarainement au mode de réalisation précéde,cette précontrainte s'applique sur des structures dont le béton à déjà durci. Les forces de précontrainte sont alors génarement créées par des cables circulant librement dans la structure mise en tension à partir de leur extrémité par des vérins prenant appui sur la structure elle –même.

### VII.2.Le principe de La post-tension:

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

\*Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- intérieure au béton,
- extérieure au béton.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

### VII.2.1.Mise en place des conduits :

La bonne mise en place des conduits de précontrainte et des ancrages est essentielle. Elle permet d'assurer un positionnement correct des armatures, garantissant en particulier un enrobage et des conditions de bétonnage satisfaisants. De plus, un bon maintien des conduits permet d'éviter le festonnage ou l'affaissement des conduits qui pourraient se produire au moment du bétonnage et qui se traduiraient par des poussées au vide parasites et par l'augmentation des frottements. Il convient donc de ne pas trop espacer les supports de câbles, qui, selon la souplesse des conduits sont habituellement distants de 0,50 m à 1 m. Il est rappelé que les arrêtés d'agrément des systèmes de précontrainte consacrent une rubrique à l'espacement des supports de câbles et définissent les espacements maximum en fonction du type de conduit.

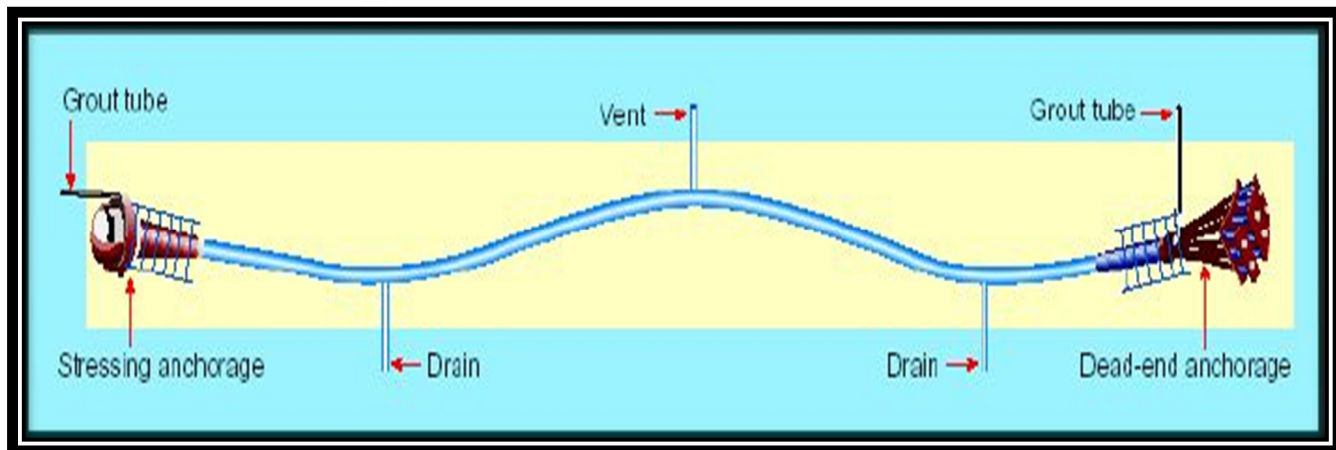


Figure VII.1 : La gaine de précontrainte

### VII.2.2.Mise en tension des câbles :

La mise en tension des câbles de précontrainte se fait sur deux familles de câbles :

-La première famille de câbles, qui sont généralement tous ancrés à l'about ( la mise en tension de cette première famille de précontrainte est en général fractionnée. Une première partie est mise en tension le plus tôt possible (1 ou 2 jours après bétonnage) pour permettre de manutentionner les poutres et ainsi de libérer les coffrages. La deuxième partie est appliquée un peu plus tard, lorsque le béton des poutres a acquis une résistance suffisante pour supporter la totalité de la précontrainte de première famille, ce qui correspond en pratique à une résistance voisine de la résistance à 28 jours.

-La deuxième famille de câbles est constituée de câbles relevés en travée, mis en tension sur la section complète poutre+hourdis. Pour éviter de trop fortes discontinuités d'effort tranchant dans les sections d'arrêt de câbles, qui entraîneraient des variations de cisaillements non admissibles ou nécessiteraient une augmentation de l'épaisseur des âmes.



**Figure VII.2 : Mise en tension des câbles**

### VII.2.3. Protection des armatures :

La protection provisoire des armatures doit être maintenue avant mise en œuvre de la protection définitive par le coulis d'injection.

La protection définitive des armatures est classiquement assurée par un coulis de ciment et par le cachetage des ancrages.

### VII.3. Dimensionnement de la précontrainte:

On a pour les matériaux les caractéristiques suivantes :

- **le béton** :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$      $f_{t28} = - 2.7 \text{ MPa}$
- **L'acier de précontrainte** :

On utilise des câbles qui contiennent des torons T15 de TBR( très basse relaxation) avec :

-  $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$      $f_{peg} = 1583 \text{ MPa}$      $A(1T15) = 139 \text{ mm}^2$

- un câble contient 12T15 donc  $A(12T15) = 1668 \text{ mm}^2$

- la gaine est de type rigide cintrable à la main avec :  $\Phi_g = 92 \text{ mm}$

#### VII.3.1. Les sollicitations :

Les calculs des pièces précontraintes seront dimensionnés à l' « ELS » puis vérifiés à l' « ELU », on prend l'élément le plus sollicité.

Les valeurs de calcul à prendre en compte seront résumées dans le tableau suivant :

section	EFFORT	ELS	ELU
X=0	Vmax (t)	63.345	85.516
	Vmin (t)	50.099	67.634
X=L/2	Mmax (t.m)	775.472	1046.887
	Mmin (t.m)	581.592	785.149

*Tableau VII.1 : Les efforts maximums*

Les caractéristiques des poutres à prendre on compte sont les caractéristiques de la poutre avec hourdis à mis travée :

- $B_{nette} = 0.8635 \text{ m}^2$
- $V' = 1.1586 \text{ m}$
- $V = 0.6414 \text{ m}$
- $I_G = 0.2382 \text{ m}^4$
- $\rho = 37.13 \%$
- $h = 1.8 \text{ m}$
- $d' = 1.5 \times \Phi_g = 0.138 \text{ m}$
- $C' = \rho \times V' = 0.3713 \times 1.158597205 = 0.43 \text{ m}$
- $C = \rho \times V = 0.3713 \times 0.6414027946 = 0.238 \text{ m}$
- $e_0 = -(V' - d') = -(1.158597205 - 0.138) = -1.0206 \text{ m}$
- $\sigma_m = -2.7 \text{ MPA}$
- $\sigma_M = 1.5 \times (-2.7) = -4.05 \text{ MPA}$

La valeur de précontrainte minimale  $P_{min} = \max(p_1, p_2)$  avec :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + B_n \times \sigma_m, \quad P_2 = \frac{\sigma_m \times \left(\frac{I_G}{V'}\right) + M_{max}}{C + V' - d'}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 7,75472 - 5,81592$$

$$\Delta M = 1.9388 \text{ MN}$$

$$P_1 = \frac{1,9388}{0.3713 \times 1.8} + 0.863455 \times (-2.7)$$

$$P_1 = 0.5663 \text{ MN}$$

$$P_2 = \frac{-2.7 \times \left(\frac{0.2382}{1.1586}\right) + 7.75472}{0.238 + 1.1586 - 0.138}$$

$$P_2 = 5.720 \text{ MN}$$

-  $P_2 > P_1$  alors notre section est sur critique donc la force de précontrainte est proportionnelle au momoent maximal et le fuseau de passage du cable de précontrainte à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre

$$P_{min} = \max(0.5663, 5.720)$$

donc

$$p = 5.72 \text{ MN}$$

**VII.3.2. Calcul du nombre de câbles:**

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$$P_0 = \min(0.8 \times f_{prg} \times A_p, 0.9 \times f_{peg} \times A_p) \quad P_0 = \min(2.362, 2.3764) \quad \mathbf{P_0 = 2.362 MN}$$

On considère que les pertes égales à 19 % de  $P_0$

$$P_{min} \leq 0.75 \times n \times P_0 \quad n \geq P_{min} / (0.75 \times P_0)$$

$$n \geq 5.72 / (0.81 \times 2.362) \quad n \geq 2.98 \quad \text{on prend} \quad \mathbf{n=3}$$

**Le nombre de câbles égale 3 câbles de 12T15 avec  $P = 3 \times 2.362 = 7.086 MN$**

**VII.3.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte :**

$$P_{min} = P_0 - \Delta P = 0.81 P_0$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \sigma_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{MPa} \quad (\text{en phase de construction})$$

$$P_{min} \times n \leq \sigma_{bc} \times B_n - \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} \quad 0.81 \times 2.362 \times 3 \leq 21 \times 0.863455 - \frac{1.9388}{0.3713 \times 1.8}$$

$$5.74 \leq 15.232 \quad \text{C'est vérifié.}$$

**VII.3.4. Détermination de nombre de câbles à l'about :**

Les câbles d'about doivent être tirés à 100 % avant le coulage de la dalle

Les caractéristiques des poutres à prendre sont les caractéristiques de la poutre à mis travée sans hourdis :

- $B_{nette} = 0.5785 \text{ m}^2$
- $V' = 0.8919 \text{ m}$
- $V = 0.7082 \text{ m}$
- $I_G = 0.1560 \text{ m}^4$
- $\rho = 0.4270$
- $h = 1.6 \text{ m}$
- $d' = 1.5 \times \Phi_g = 0.138 \text{ m}$
- $C' = \rho \times V' = 0.427 \times 0.8919 = 0.3808 \text{ m}$
- $C = \rho \times V = 0.427 \times 0.7082 = 0.3024 \text{ m}$
- $e_0 = -(V' - d') = -(0.8919 - 0.138) = -0.7539 \text{ m}$

$$M_p = q_p l^2 / 8 = (1.531 \times 33^2) / 8 \quad M_p = 2.084 \text{ MN.m} \quad (M_p: \text{moment de la poutre seul})$$

pour la détermination de nombre de câbles à l'about on utilise les équations de vérification des contraintes dans la fibre inférieure et supérieure :

$$\text{-fibre supérieure : } \sigma_{sup} = (M_p V / I_G) + P (1/B_n + e_0 V / I_G) \geq \sigma_{bt} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{MPa}$$

$$\text{-fibre inférieure : } \sigma_{inf} = (M_p V' / I_G) + P (1/B_n - e_0 V' / I_G) \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 9.61 - 1.693 P \geq -4.05 \text{MPa} \quad \sigma_{inf} = -11.91 + 6.038 P \leq 21 \text{MPa}$$

$$P \leq 8.07 \text{MPa} \quad \text{et} \quad p \leq 5.458 \text{MPa} \quad \text{donc :} \quad p \leq 5.458 \text{MPa}$$



$$P = n P_0 \quad n P_0 \leq 5.458 \quad n \leq 5.458 / 2.362 \quad n \leq 2.31 \quad \text{on prend} \quad \mathbf{n=2}$$

**Le nombre de câbles à l'about égale 2 câbles de 12T15 avec  $P = 2 \times 2.362 = 4.724 \text{ MN}$**

#### VII.4. Détermination des contraintes admissibles :

➤ **En service selon (BPEL91):**

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{tj} < \sigma_c < 0.5 f_{cj} = \bar{\sigma}_{cs} \quad \text{dans la fibre supérieure}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{tj} < \sigma'_c < 0.5f_{cj} = \bar{\sigma}_{ci} \quad \text{dans la fibre inférieure}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -4.05 < \sigma_c < 17.5 = \bar{\sigma}_{cs}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -2.7 < \sigma'_c < 17.5 = \bar{\sigma}_{ci}$$

➤ **En construction :**

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{tj} < \sigma_c < 0.6f_{cj} = \bar{\sigma}_{cs} \quad \text{dans la fibre supérieure}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{tj} < \sigma'_c < 0.6f_{cj} = \bar{\sigma}_{ci} \quad \text{dans la fibre inférieure}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -4.05 < \sigma_c < 21 = \bar{\sigma}_{cs}$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = -2.7 < \sigma'_c < 21 = \bar{\sigma}_{ci}$$

• **Vérification des contraintes totales :**

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

✓ **Première étape :**

- Après le septième (7) jour, la mise en tension est à **50 %**.
- Les pertes considérées sont de **10 %**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28$$

$$f_{c7} = 23,17 \text{ MPa.}$$

- $\sigma_{\text{cmax.}} = 13.9 \text{ MPa.}$  ( $\sigma_{\text{cmax.}} = 0,6 f_{cj}$ ) en construction.

✓ **Deuxième étape :**

- La mise en tension des câbles est de **100 %** à 28 jours.
- pertes considérées sont de **15 %**.
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\text{cmax}} = 21 \text{ MPa.}$

✓ **Troisième étape :**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont:

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

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

✓ **Quatrième étape :**

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- La mise en tension du 2<sup>ème</sup> famille du câble est fait à **100 %**
- Les pertes considérées sont de **19 %**.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 17.5 \text{ MPa}$  ( $\sigma_{\text{cmax}} = 0,5 f_{cj}$ ) en exploitation la combinaison quasi permanente.

✓ **Cinquième étape :**

- L'ouvrage est en service.
- Mise en tension est déjà faite à **100 %**.

Les pertes considérées sont de **19 %**.

- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa}$ . ( $\sigma_{\text{cmax}} = 0,6 f_{cj}$ ) en exploitation la combinaison est fréquente.

**N.B :** les caractéristiques des poutres à prendre sont :

1. pour les étapes 1 à 3 on prend les caractéristiques géométriques de la poutre sans hourdis
2. pour les étapes 4 et 5 on prend les caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis

• **Première étape :**

La vérification de la précontrainte avec le poids propre de la poutre sans hourdis :

Moment dû au poids propre de la poutre :  $M_p = 2.084 \text{ MN}$

$M$  : Moment de précontrainte

$P = 2,362 \times 0.5 \times 0.9 \times 2 = 2.1258 \text{ MN}$ .

$M = P \times e_0 = 2.1258 \times (-0.7539) = -1.603 \text{ MN.m}$

$\sigma_{\text{sup}} = (M \times V / I_G) + (P / B) + (M_p \times V / I_G) \geq \sigma_{\text{ts}}$   $\sigma_{\text{ts}} = -1,5 \times f_{t7}$

$\sigma_{\text{inf}} = (M \times V' / I_G) + (P / B) + (M_p \times V' / I_G) \leq \sigma_{\text{ci}}$   $\sigma_{\text{ci}} = 0,6 \times f_{c7}$

$\sigma_{\text{sup}} = (-1.603 \times 0.7082 / 0.156) + (2.1258 / 0.5785) + (2.084 \times 0.7082 / 0.156)$

$\sigma_{\text{sup}} = 5.8583 > -2.9853 \text{ MPa}$  **vérifiée**

$\sigma_{\text{inf}} = (-1.603 \times (-0.8919) / 0.156) + (2.1258 / 0.5785) + (2.084 \times (-0.8919) / 0.156)$

$\sigma_{\text{inf}} = 0.9247 < 13.9 \text{ MPa}$ . **vérifiée**

• **Deuxième étape :**

$M_p$  : moment du au poids propre de la poutre seule :  $M_p = 2.084 \text{ MN.m}$

$M$  : moment de précontrainte

$P = 2,362 \times 1 \times 0.85 \times 2 = 4.0154 \text{ MN}$ .

$M = P \times e_0 = 4.0154 \times (-0.7539) = -3.0272 \text{ MN.m}$

$\sigma_{\text{sup}} = (M \times V / I_G) + (P / B) + (M_p \times V / I_G) \geq \sigma_{\text{ts}}$   $\sigma_{\text{ts}} = -1.5 \times f_{t28}$

$\sigma_{\text{inf}} = (M \times V' / I_G) + (P / B) + (M_p \times V' / I_G) \leq \sigma_{\text{ci}}$   $\sigma_{\text{ci}} = 0.6 \times f_{c28}$

$\sigma_{\text{sup}} = (-3.0272 \times 0.7082 / 0.156) + (4.0154 / 0.5785) + (2.084 \times 0.7082 / 0.156)$

$\sigma_{\text{sup}} = 6.8369 > -4.05 \text{ MPa}$  **vérifier**

$\sigma_{\text{inf}} = (-3.0272 \times (-0.8919) / 0.156) + (4.0154 / 0.5785) + (2.084 \times (-0.8919) / 0.156)$

$\sigma_{\text{inf}} = 7.0723 < 21 \text{ MPa}$ . **Vérifiée**

- **Troisième étape :**

$M_g$ : moment du au poids propre de la poutre+hourdis  $M_g=2.084$  MN.m

$M$  : moment de précontrainte

$$P = 2,362 \times 1 \times 0.81 \times 2 = 3.826 \text{ MN.}$$

$$M = P \times e_0 = 3.826 \times (-0.7539) = -2.8844 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (M \times V / I_G) + (P / B) + (M_g \times V / I_G) \geq \sigma_{\text{ts}} \quad \sigma_{\text{ts}} = -1.5 \times f_{t28}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (M \times V' / I_G) + (P / B) + (M_g \times V' / I_G) \leq \sigma_{\text{ci}} \quad \sigma_{\text{ci}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (-2.8844 \times 0.7082 / 0.156) + (3.826 / 0.5785) + (2.084 \times 0.7082 / 0.156)$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 2.98 > -4.05 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (-2.8844 \times (-0.8919) / 0.156) + (3.826 / 0.5785) + (2.084 \times (-0.8919) / 0.156)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 11.1897 < 21 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$$

- **quatrième étape :**

la mise en tension de la deuxième famille du câbles, on considère que la force précontrainte est constante sur toute la longueur du câble.

$M_g$ : moment du au poids propre de la poutre +superstructure  $M_g= 4.243$  MN.m

$M$  : moment de précontrainte

$$P = 2,362 \times 1 \times 0.8A \times 3 = 5.740 \text{ MN.}$$

$$M = P \times e_0 = 5.740 \times (-1.0206) = -5.8582 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (M \times V / I_G) + (P / B) + (M_g \times V / I_G) \geq \sigma_{\text{ts}} \quad \sigma_{\text{ts}} = -1.5 \times f_{t28}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (M \times V' / I_G) + (P / B) + (M_g \times V' / I_G) \leq \sigma_{\text{ci}} \quad \sigma_{\text{ci}} = 0.5 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (-5.8582 \times 0.6414 / 0.2382) + (5.74 / 0.8636) + (4.243 \times 0.6414 / 0.2382)$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 2,2974 > -4.05 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (-5.8582 \times (-1.1586) / 0.2382) + (5.74 / 0.8636) + (4.243 \times (-1.1586) / 0.2382)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 14.5029 < 17.5 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$$

- **cinquième étape :**

$M_t$  : moment max sous combinaison la plus défavorable  $M_t= 7.75472$  MN.m

$M$  : moment de précontrainte

$$P = 2,362 \times 1 \times 0.81 \times 3 = 5.740 \text{ MN.}$$

$$M = P \times e_0 = 5.740 \times (-1.0206) = -5.8582 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (M \times V / I_G) + (P / B) + (M_g \times V / I_G) \geq \sigma_{\text{ts}} \quad \sigma_{\text{ts}} = -1.5 \times f_{t28}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (M \times V' / I_G) + (P / B) + (M_g \times V' / I_G) \leq \sigma_{\text{ci}} \quad \sigma_{\text{ci}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = (-5.8582 \times 0.6414 / 0.2382) + (5.740 / 0.8636) + (7.75472 \times 0.6414 / 0.2382)$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 11.7533 > -4.05 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (-5.8582 \times (-1.1586) / 0.2382) + (5.740 / 0.8636) + (7.75472 \times (-1.1586) / 0.2382)$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -2.578 < 21 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$$

### VII.5.Disposition des câbles :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

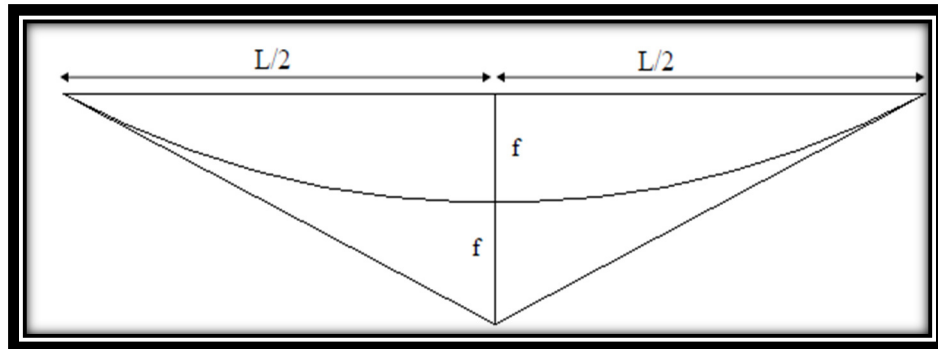
- La précontrainte  $P(x)$  est admise constante sur le tronçon considéré  $P(x)=P_0=$  constante.
- L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.
- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = A X^2$$

$$Y' = 2 A X.$$

$$Y'' = 2 A f$$

$$A = 4 f / l^2$$



FFIGURE VII.3.

#### VII.5.1.Disposition constructive des câbles :

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. L'angle d'inclinaison moyenne de 10 à 12 degrés, apportant une bonne réduction d'effort tranchant. Le câble inférieur est ancré au plus bas de manière, et selon l'expression consacrée, à arroser l'appareil d'appui.

Les câbles de deuxième famille sont généralement tous relevés en travée. Pour faciliter l'exécution, on cherchera à adopter un espacement constant entre points de sortie et à conserver un même angle de sortie pour tous les câbles. L'angle de sortie des câbles relevés est voisin de 20 degrés, ce qui permet d'une part de limiter la longueur des encoches et d'autre part d'apporter une bonne réduction d'effort tranchant.

- **Section d'about :**

On prendra un espacement de 50 cm entre câbles :

Les conditions par document SETRA sont :

$$A \geq 16.5\text{cm} \quad B \geq 28\text{cm} \quad C \geq 16.5\text{cm}$$

On prend l'entraxe à l'about des câbles de l'about B=50cm

$$\sum M /_{\text{fibre inferieur}} = 0 \Rightarrow (P_1 + P_2) V' = P_1 \cdot (B + C) + P_2 \cdot C$$

on a  $P_1 = P_2 = P \quad V' = 88.3280 \text{ cm}$

$$2P (88.3280) = P(50 + C) + P \cdot C$$

$$C = 63.328 \text{ cm} \quad A + B + C = 160 \Rightarrow A = 46.672 \text{ cm}$$

• **Section médiane:**

En respectant la distance de  $\Phi_g$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisi la disposition suivante :

$$d_1 = 1.5\Phi_g = 1.5 (9.2) = 13.8 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_1 + \Phi_g = 13.8 + 9.2 = 23 \text{ cm}$$

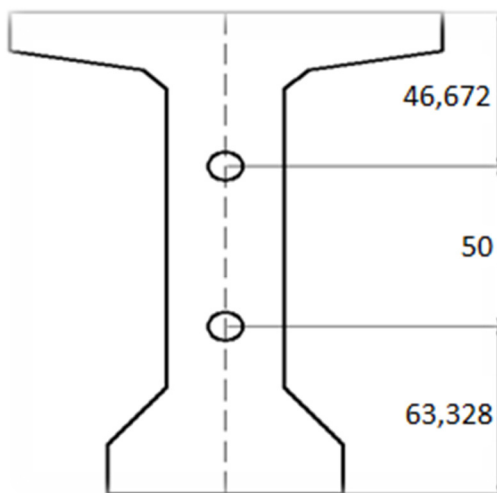


Fig VII.4: Disposition des câbles à l'about.

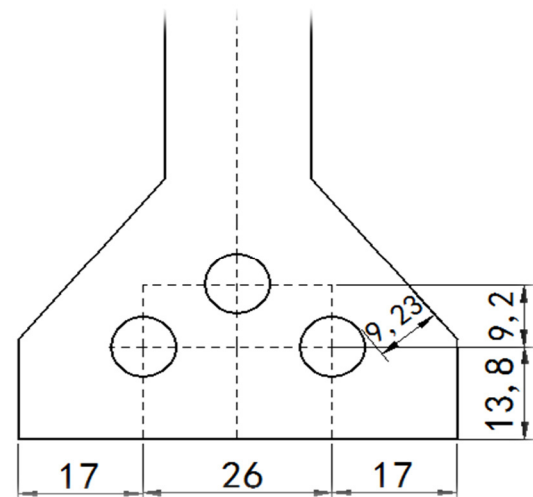


Fig VII.5 : Disposition des câbles à mi travée.

**VII.5.2. Tracé des câbles :**

- **L'angle de relevage :** Elle est donnée par la relation suivante:

$$\text{Arcsin}((V_{\text{max}} - V) / P) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}((V_{\text{min}} + V) / P)$$

Avec :

$$V_{\text{min}} = 0.50099 \text{ MN}$$

$$V_{\text{max}} = 0.67345 \text{ MN}$$

V : l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$$V = \tau \cdot x_{b_n} \cdot (0.8h) \quad ; \quad (h = 1.8 \text{ m: hauteur totale de la section poutre+dalle})$$

$$\tau = ((0.4f_{ij} (f_{ij} + 2/3 \cdot \sigma_x))^{(1/2)}) \quad f_{i28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\sigma_x$  : contraintes normales au niveau de la fibre neutre.

$\sigma_x = P/B_n$  ou  $B_n$  section nette d'about (poutre +dalle)

P :effort de précontrainte.

$P = n(1-\Delta P)P_0$       n :nombre des câbles dans la section d'about n=2.

$P = 2 \times (1 - 0.18) \times 2.362 = 3.874 \text{ MN}$ .

$B_n = B_{(p+d)} - 3\pi\Phi_g^2/4 = 1.0024 - 3\pi(0.092)^2/4 = 0.9825 \text{ m}^2$        $\Phi_g = 92\text{mm}$

$\sigma_x = 3.874/0.9825 = 3.943 \text{ MPa}$

$\tau = 2.68 \text{ MPa}$

$b_n$ : largeur nette de la section d'about  $b_n = b_0 - n.k.\Phi_g$       (k=0.5 pour post tension avec injection de coulis de ciment ; et n=1 : nombres des gaines par lit).

$b_0$ = largeur de talon.

$b_n = 0.6 - 1 \times 0.5 \times 0.092 = 0.554 \text{ m}$

$V = \tau . b_n (0.8h) = 2.68 \times 0.554 \times 0.8 \times 1.8 = 2.138 \text{ MN}$

**$-22.7^\circ \leq \alpha \leq 42.93^\circ$**

Mais l'optimum de l'angle de relevage est déterminé par la relation suivante :

$\alpha_{opt} = \text{Arcsin}((V_m + V_M)/2P) = 8.42^\circ = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$ .

$\alpha_1 = 8^\circ$        $\alpha_2 = 8.84^\circ$

-pour le câbles de l'extrados : en admettant  $\alpha_3 = 20^\circ$

-Pour chaque câble on prend un tracé parabolique avec une partie rectiligne Avec :

$X_k$ : Longueur de la partie courbe du câble

$X_d$ : Longueur de la partie rectiligne du câble

- Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre, l'équation de la parabole de chaque Câble est donnée par :

$$Y = ax^2 \quad \Rightarrow dy/dx = 2ax = \text{tg } \alpha$$

$$Y_k = Y_i - d_i$$

$$X_k = \frac{2y_k}{\text{tg } \alpha}$$

$$X_d = \frac{L}{2} - X_k$$

$$a = \frac{y_k}{X_k^2}$$

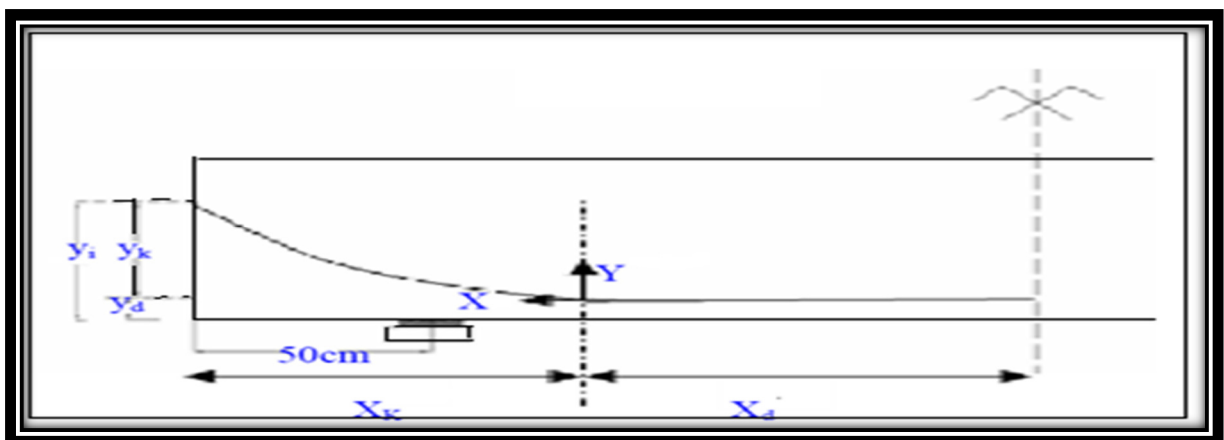


Figure VII.6 : Les coordonnées du câble

N° Câble	$\alpha_i$	$Y_K$ (m)	$X_K$ (m)	$X_d$ (m)	$a_i$ (m <sup>-1</sup> )
1	8°	0.49528	7.07	9.95	0.0099
2	8.64°	0.99528	13.1	3.9	0.0058
3	20°	1.57	8.63	4.12	0.0210

Tableau VII.2 : Les valeurs de  $X_k$  et  $X_d$ 

Les équations paraboliques des câbles seront donner comme suit :

- $Y_1 = 0.0099 x_1^2$
- $Y_2 = 0.0058 x_2^2$
- $Y_3 = 0.021 x_3^2$

La Position et les angles de relevage des câbles aux différentes sections sont résumés dans tableau suivant :  $Y_i = a_i (x_{ki} - x_i)^2 + d_i$   $\text{tg } \alpha_i = 2a_i (x_{ki} - x_i)$

$X_i$	$Y_{i1}$	$\alpha_i$	$\alpha_{i1}(\text{rad})$	$Y_{i2}$	$\alpha_{i2}$	$\alpha_{i2}(\text{rad})$	$Y_{i3}$	$\alpha_{i3}$	$\alpha_{i3}(\text{rad})$
0	0.633	8	0.1396	1.133	8.64	0.1508	/	/	/
1	0.503	6.85	0.1196	0.987	7.99	0.1395	/	/	/
2	0.392	5.73	0.1000	0.853	7.34	0.1281	/	/	/
3	0.302	4.61	0.0805	0.730	6.68	0.1166	/	/	/
4.25	0.217	3.20	0.0559	0.592	5.86	0.1023	1.80	20	0.3491
5	0.180	2.35	0.0410	0.519	5.36	0.0935	1.534	18.31	0.3196
6	0.149	1.21	0.0211	0.430	4.71	0.0822	1.224	16.12	0.2813
7.07	0.138	0	0	0.349	4.00	0.0698	0.939	13.71	0.2393
8	0.138	0	0	0.289	3.39	0.0592	0.730	11.58	0.2021
9	0.138	0	0	0.235	2.72	0.0475	0.546	9.26	0.1616
10	0.138	0	0	0.194	2.06	0.0360	0.404	6.90	0.1204
11	0.138	0	0	0.164	1.39	0.0243	0.304	4.51	0.0787
12.88	0.138	0	0	0.139	0.15	0.0026	0.230	0	0
13.1	0.138	0	0	0.138	0	0	0.230	0	0
17	0.138	0	0	0.138	0	0	0.230	0	0

Tableau VII.3 : Les valeurs des coordonnées des câbles

**VII.6.Détermination des caractéristiques géométriques nettes et homogène des sections :**

**VII.6.1-Caractéristiques géométriques nettes :**

$$B_n = B_{br} - nB(\Phi) \qquad B(\Phi) = \frac{\pi\Phi^2}{4} \quad n : \text{nombre des gaines}$$

$$V'_{nette} = \frac{S_{brut} - \sum Y_i B(\Phi)}{B_{nette}} \qquad V_{nette} = h - V'_{nette}$$

$$I_{nette} = I_{brut} + B_{br} (V'_{nette} - V'_{brut})^2 - [B(\Phi) \sum (Y_i - V'_{nette})^2] \qquad \rho_{nette} = \frac{I_{nette}}{V_n V'_{n} B_n}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

section caractéristiques	0 L	L/4	L/2
<b>B<sub>nete</sub> (m)</b>	<b>0,689105</b>	<b>0,588957</b>	<b>0,588957</b>
<b>V'<sub>nette</sub>(m)</b>	<b>-0,88327971</b>	<b>-0,910403758</b>	<b>-0,917898385</b>
<b>V<sub>nette</sub>(m)</b>	<b>0,71672029</b>	<b>0,689596241</b>	<b>0,682101615</b>
<b>I<sub>nette</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>0,207395689</b>	<b>0,19403483</b>	<b>0,187748286</b>
<b>ρ<sub>nette</sub></b>	<b>0,4754078775</b>	<b>0,524767801</b>	<b>0,509153471</b>

**Tableau VII.4 : Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sans hourdis**

section caractéristiques	0 L	L/4	L/2
<b>B<sub>nete</sub> (m)</b>	<b>0.989105</b>	<b>0,888957</b>	<b>0.888957</b>
<b>V'<sub>nette</sub>(m)</b>	<b>-1,130994652</b>	<b>-1,176872072</b>	<b>-1,181837456</b>
<b>V<sub>nette</sub>(m)</b>	<b>0,669005348</b>	<b>0,623127928</b>	<b>0,618162544</b>
<b>I<sub>nette</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>0,347811152</b>	<b>0.318952782</b>	<b>0.310325014</b>
<b>ρ<sub>nette</sub></b>	<b>0.464740975</b>	<b>0,489259388</b>	<b>0.477832399</b>

**Tableau VII.5 : Caractéristiques géométriques nettes de la poutre avec hourdis**

**VII.6.2-Caractéristiques géométriques homogènes :**

$$B_h = B_n + K . n . A_p \qquad K = \frac{Ep}{Ei} (\text{coefficient d'équivalence instantané})$$

A<sub>p</sub> : section des câbles                      n : nombre des gaines

$$V'_{homo} = \frac{B_n V'_n + 5 A_p . \sum Y_i}{B_n} \qquad V_{homo} = h - V'_{homo}$$

$$I_{homo} = I_n + B_n (V'_h - V'_n)^2 + 5 \sum (V'_h - y_i)^2 . A_p \qquad \rho_{nette} = \frac{I_{nette}}{V_n V'_{n} B_n}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :



section caractéristiques	0 L	L/4	L/2
$B_{\text{homo}}$ (m)	1,005785	0.913977	0.913977
$V'_{\text{homo}}$ (m)	-1,126886537	-1,159076325	-1,154138539
$V_{\text{homo}}$ (m)	0,673113463	0,640923675	0,645861461
$I_{\text{homo}}$ (m <sup>4</sup> )	0,348817705	0,325254127	0,335239635
$\rho_{\text{homo}}$	0,457219662	0,479027792	0,492065344

Tableau VII.6 : Caractéristiques géométriques homogènes de la poutre avec hourdis

## VII.7.Calcul des pertes:

### • Introduction :

Les contraintes (forces) de précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps ces variations qui sont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées **pertes de précontrainte** on les classe en deux familles les pertes instantanées et les pertes différées :

#### VII.7.1.les pertes instantanées:

Qui se produisent dans un temps relativement court , au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte elles sont appelées aussi pertes les pertes à la mise on ouvre .

Elles sont dues à :

- Frottement du câble dans sa gaine
- Tassement des organes d'ancrages (ou recul d'ancrage)
- Non simultanité des mises en tension des différents câbles

##### a) Pertes dues au frottement du câble sur la gaine:

Elle se produit par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y a contact entre les éléments c-a-d dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités ces pertes seront calculées par la formule suivante :  $\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - \exp(-f\alpha - \varphi l))$  .  $\alpha$ :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  $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$

$\varphi$  : Perte relative de tension par mètre  $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$

$\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'encrage

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 \times 1770, 0.9 \times 1583) \quad \sigma_{p0} = 1416 \text{ MPA}$$

$l$  : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD.

$L$  : la longueur de la poutre

Section	N° câble	l (m)	$\alpha$ (rad)	$f\alpha + \phi l$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_{f\text{moy}}$ (MPa)
0L	1	0	0.1396	0,02792	38.98791604	40.52844354
	2	0	0.1508	0,03016	42.06897103	
	3	0	0.35	0,0698	95,46627068	95,46627068
0,25L	1	8.5229	0	0.01705	23.93814739	23.97294806
	2	8.5480	0	0.01710	24.00774873	
	3	4.4105	0,1819	0,04520	62.57827712	62.57827712
0,5L	1	17.0229	0	0.03405	47.40318097	47.43739504
	2	17.0501	0	0.03410	47.4716091	
	3	12.9506	0	0.02590	36.20354035	36.20354035

Tableau VII.7 : Les valeurs des pertes dues au frottement

### b) Pertes dues au blocage d'ancrage ( pertes par rentrée d'ancrage)

Après mise en tension on vient bloquer les ancrages, le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant blocage définitif.

Ce léger glissement est la déformation propre des pièces d'ancrage , l'orsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré entraînent un raccourcissement du câble donc une perte d tension dans ce déplacement le câble vient frotter à nouveau sur la gaine.

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p_0} \left( f \times \frac{\alpha}{L} + \phi \right)}}$$

Si  $\lambda < L/2$  il faut tirer le câble par les extrémités a fin d'obtenir de tension plus élevées.

Si  $\lambda > L/2$  il faut tirer le câble par une seule extrémité.

**g** : déplacement donné par le constructeur est égal à **6mm**

**E<sub>a</sub>** : module d'élasticité de l'acier des torons = **190000MPa**

**l** : la longueur du câble.

N° Câble	l (m)	$\alpha$ (rad)	$f(\alpha / l) + \phi$	$\lambda$ (m)
1	34.0458	0.1396	0,002820072	16.89626455
2	34.1002	0.1508	0,002884452	16.70664102
3	25.9012	0.35	0,004702577	13.08437074

Tableau VII.8 : Les valeurs de  $\lambda$

**NB :**  $\lambda_1 < l_1/2$  ,  $\lambda_2 < l_2/2$  donc il faut tendre les câbles par deux extrémités car on obtient des tensions ne sont pas importants.

Mais  $\lambda_3 > l_3/2$  il est préférable de ne pas tendre l'armature que par une seul extrémité car on obtient ainsi des tensions plus élevées . mais en pratique on alterne l'ancrage actif d'un côté à l'autre d'où une tension moyen constante.

Le calcul des pertes se fait à laide de la formule suivante : $\lambda$

$$\Delta \sigma_{recul} = 2 \sigma_{p0} \left( f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \lambda$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta \sigma_{i_{recul}} = \Delta \sigma_{recul} \left( 1 - \frac{X_i}{\lambda} \right).$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivante :

N° Câble	f(α/l)+φ	λ (m)	α (rad)	Δσrecul (MPA)	Δσrecul à0L (MPA)	Δσreculà0.25L (MPA)	Δσreculà0.50L (MPA)
1	0,0028	16.896	0.1396	133,9864512	133,9864512	66.580862	0
2	0,0029	16.707	0.1508	137.2112496	137.2112496	67.4024496	0
3	0,0047	13.084	0.35	174.1532736	174.1532736	61.01487360	0
Câble moyen de 1et 2	0.00285	16.8015	0.1452	135.5988504	135.5988504	66.9916558	0

**Tableau VII.9 : Les Pertes dûes au blocage d'ancrage**

**C) Pertes dûes au raccourcissement instantané du béton :**

Lorsque dans un élément plusieurs armatures sont tendues successivement le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des diffirentes armatures ,et la mise en tension de la i<sup>eme</sup> armature provoque un raccourcissement du béton au droit des (i-1) armatures tendues par conséquent une diminution de leur force de traction :

$$\Delta \sigma_{rac} = \frac{1}{4} \times \frac{Ea}{Ebij} \times \sigma'_{bcj}$$

$\sigma'_{bcj}$ : contrainte de compression du béton sous l'action de la charge à la mise en tension au niveau du cable moyen.

$Ebij$  : module de déformation longitudinale instantanée du béton

Xim(m)	0L	0.125L	0.25L	0.5L
Yi(m)	0.883	0.4045	0.1995	0.138
αim(rad)	0.1452	0.0791	0.0267	0

**Tableau VII.10 : Les valeurs de (x , y , α) moyens pour les câbles d'about**

<b>Xim(m)</b>	<b>0L</b>	<b>0.125L</b>	<b>0.25L</b>	<b>0.5L</b>
<b>Yim</b>	/	<b>1.8</b>	<b>0.633</b>	<b>0.23</b>
<b>αim(rad)</b>	/	<b>0.349</b>	<b>0.1819</b>	<b>0</b>

Tableau VII.11 : Les valeurs de (x , y , α) moyens pour le cable de l'extrdos

**C.1.Pertes dues à la mise en tension de la première famille (2 câbles de l'about) :**

- A 7 jours :  $\sigma_{b7} = 23,17 \text{ MPa}$ .  
 $Ei7 = 3,136 \cdot 10^4 \text{ MPa} \longrightarrow \Delta\sigma = 1.515 \sigma'_{bcj}$ .  
 $E_a = 190000$
- A 28 jours :  $\sigma_{b28} = 35 \text{ MPa}$ .  
 $Ei_{28} = 3,6 \cdot 10^4 \text{ MPa} \longrightarrow \Delta\sigma = 1.32 \sigma'_{bcj}$ .  
 $E_a = 190000 \text{ MPa}$ .

$$\sigma'_{bj} = \frac{P1}{B} + \frac{P1(e1.e1)}{In} + \frac{MPe1}{In} \qquad P1 = N A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott1} - \Delta\sigma_{ancr1})$$

$$e1 = -v' + y1$$

- les caractéristiques à prendre en compte sont de la poutre corrigée seule

les résultats de calcul sont dans le tableau suivant:

<b>Section désignation</b>	<b>0L</b>	<b>0,25L</b>	<b>0,5L</b>
<b>P(MN)</b>	<b>3.548654695</b>	<b>4.116860163</b>	<b>4.4072737</b>
<b>In(m<sup>4</sup>)</b>	<b>0,207395689</b>	<b>0,19403483</b>	<b>0,187748286</b>
<b>Bn(m<sup>2</sup>)</b>	<b>0,689105</b>	<b>0,588957</b>	<b>0,588957</b>
<b>e (m)</b>	<b>0.00000029</b>	<b>-0,7109003758</b>	<b>-0.779898385</b>
<b>Mp(MN.M)</b>	<b>0</b>	<b>1.5630</b>	<b>2.0840</b>
<b>σ'bj (MPa)</b>	<b>5.149657447</b>	<b>11.98614657</b>	<b>13.10442586</b>
<b>Δσr1 à 7j (MPa)</b>	<b>7.801731032</b>	<b>18.15901206</b>	<b>19.85320517</b>
<b>Δσr1 à 28j (MPa)</b>	<b>6.79754783</b>	<b>15.82171347</b>	<b>17.29784213</b>

Tableau VII.12 : Les Pertes dues à la mise en tension de la première famille

**C.2.Pertes dues à l'effet de la dalle sur la première famille :**

$$(\Delta\sigma_d)_{rac} = \frac{Md}{In} \times \acute{e} \times 1.32 \qquad \acute{e} = V'(ps) - y_i$$

<b>Section désignation</b>	<b>0L</b>	<b>0,25L</b>	<b>0,5L</b>
<b>Md (MN.M)</b>	<b>0</b>	<b>0.8346</b>	<b>1.1344</b>
<b>In (m<sup>4</sup>)</b>	<b>0,207395689</b>	<b>0,19403483</b>	<b>0,19403483</b>
<b>é (m)</b>	<b>0</b>	<b>-0,7109003758</b>	<b>-0.779898385</b>
<b>(Δσd)<sub>rac</sub>(MPa)</b>	<b>0</b>	<b>-4.037</b>	<b>-6.019</b>

Tableau VII.13 : Les Pertes dues à l'effet de la dalle sur la première famille

**C.3.Pertes dues à l'effet de la 2 ème famille sur elle même :**

$$(\Delta\sigma)_{rac2} = 1.32 \sigma'_{bcj}$$

$$\sigma'_{bcj} = \frac{P2}{B} + \frac{P2 (e2.e2)}{In} + \frac{(Mp+d)e2}{In}$$

$$P2 = N A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott2} - \Delta\sigma_{ancr2}).$$

$$e2 = -v' + y2$$

- les caractéristiques à prendre en compte sont de la poutre + dalle

les résultats de calcul sont dans le tableau suivant:

Section désignation	0L	0,25L	0,5L
P(MN)	1,9121626	2.155734625	2.301500495
In(m <sup>4</sup> )	0,347811152	0.318952782	0.310325014
Bn(m <sup>2</sup> )	0.989105	0,888957	0,888957
e2(m)	0.669005348	-0.543872072	-0.951837456
M <sub>p+d</sub> (MN.M)	0	2.3976	3.2184
$\sigma'_{bj}$ (MPa)	4.393822119	0.335903242	0.563340094
$\Delta\sigma_2$ (MPa)	5.799845197	0.44339228	0.743608924

Tableau VII.14 : Les pertes dues à l'effet de la 2 ème famille sur elle même

**C.4.Pertes dues à l'effet de la 2 ème famille sur 1 ère famille :**

$$\sigma'_{bcj} = \frac{P3}{B} + \frac{P3 ((e'1-e2).(e'1-e2))}{In}$$

$$P3 = N A_P (\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frott2} + \Delta\sigma_{reccu2} + \Delta\sigma_{raccu2/2})).$$

$$(\Delta\sigma)_{2/1} = 1.32 \sigma'_{bcj}$$

$$e3 = e'1 - e2$$

$e'1, e2$  : sont l'excentricité des cables moyens par rapport au centre de gravité de la section de la poutre avec hourdis

- les caractéristiques à prendre en compte sont de la poutre + dalle

les résultats de calcul sont dans le tableau suivant:

Section désignation	0L	0,25L	0,5L
P(MN)	1.966797236	2.154995046	2,300260155
In(m <sup>4</sup> )	0,347811152	0.318952782	0.310325014
Bn(m <sup>2</sup> )	0.989105	0,888957	0,888957
e' <sub>1</sub>	-0.247994565	-1.038872072	-1.043837456
e <sub>2</sub>	0.669005348	-0.543872072	-0.951837456
e' <sub>1</sub> -e <sub>2</sub> (m)	-0.916999913	-0.495	-0.092
σ' <sub>bj</sub> (MPa)	6.743502077	4.079687845	2.650333145
Δσ <sub>r2/1</sub> (MPa)	8.901422742	5.385187955	3.498439751

Tableau VII.15 : Les Pertes dues à l'effet de la 2 ème famille sur 1 ère famille

Désignation	Section	frottement	recul	raccourcissement	Totale(MPa)
Câbles de l'about	0.00L	81.05688708	271.1977008	23.67863207	375.9332037
	0.25L	47.94589612	133.9833116	35.12891349	218.0581202
	0.50L	94.87439008	0	34.63048705	129.5048771
Câble de l'extrados	0.00L	95.46627068	174.1532736	5.799845197	275.4193895
	0.25L	62.57827712	61.01487360	0.44339228	124.036543
	0.50L	36.20354035	0	0.743608924	36.94714927

Tableaut VII.16 : Les pertes instantanées

### VII.7.2.Pertes différées :

Qui se produit pendant un temps plus ou moins long après que la structure it été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes elles sont dues aux :

- retrait du béton
- fluage du béton
- relaxation des aciers

#### a) Pertes dues au retrait du béton :

Sont les pertes dues au raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte ces pertes peuvent se mettre sous la fourmule suivante :

$$\Delta\sigma = E_a \varepsilon_r (1 - r(t)) \quad \varepsilon_r = 0,0002$$

t : l'age du béton au moment de sa mise en précontrainte.

r(t) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(t) = t / (t + 9 R(\text{cm})). \text{ Avec } R(\text{cm}) = B_n / p.$$

B<sub>n</sub> : la section nette.

p : le périmètre de la section.

Section désignation	0L	0.25L	0.5L
Bn (cm <sup>2</sup> )	6891.05	5889.57	5889.57
P (cm)	575.1564	582.9190	582.9190
R (cm)	11.9811759	10.10358214	10.10358214
r(t)	0,0609594	0,07147799	0,07147799
Δσret(7jours)	35,6835428	35.28383638	35.28383638
Δσret1(28jours)	30,16671447	29.05431294	29.05431294

Tableau VII.17 : Les pertes dûes au retrait du béton pour la 1<sup>ère</sup> famille

Section désignation	0L	0.25L	0.5L
Bn (cm <sup>2</sup> )	9891.05	8889.57	8889.57
P (cm)	795.1564	802.9190	802.9190
R (cm)	12.43912518	11.07156513	11.07156513
r(t)	0,200068413	0,219359962	0,219359962
Δσret2	30.39740031	29.66432144	29.66432144

Tableau VII.18 : Les pertes dûes au retrait du béton pour la 2<sup>ème</sup> famille

**b) Pertes dûes à la relaxation des aciers :**

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{prelac}} = (6/100) \times \rho_{1000} \times [\mu - \mu_0] \sigma_{\text{pi}}(x)$$

$$\mu = \sigma_{\text{pi}}(x) / f_{\text{prg}}$$

$\mu_0$  étant un coefficient pris égale à :

- 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
- 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
- 0,35 pour les autres armatures.

$\rho_{1000}$  étant un coefficient pris égale à :

- 8 à 10 % pour les armatures à RN
- 4 à 5 % pour les armatures BR
- 2 à 5% pour les autres armatures TBR

On prend :  $\mu_0 = 0,43$  ,  $\rho_{1000} = 2.5 \%$

$$\sigma_{\text{pi}}(x) = \sigma_{\text{p0}} - \Delta\sigma_{\text{instantané}}$$

	Section désignation	0L	0.25L	0.5L
1 <sup>ère</sup> famille	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	2456.066796	2613.948798	2702.495123
	$\mu$	0.693804179	0.73843615	0.763416701
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	97.1881027	120.9354455	135.1585513
2 <sup>ème</sup> famille	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1140.580611	1291.963457	1379.052851
	$\mu$	0.644395825	0,729922857	0,779125904
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	36.68035816	58.12340567	72,21946099

Tableau VII.19 : Les pertes dûes au relaxation des aciers

## c) Pertes dûes au fluage :

la contrainte du béton à niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps même si l'on fait l'abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage cette contrainte varie à cause de :

- Les différentes phases de construction qui se traduisent par des nouvelles charges permanentes
- Des pertes différées qui entraînent une évolution progressive de la tension dans les câbles

$$\Delta \sigma_{fl} = (\sigma^{Mb} + \sigma^{fb}) E_p / E_{LJ}.$$

$\sigma^{Mb}$  : la contrainte maximal dans le béton après les pertes instantanées

$\sigma^{fb}$  : la contrainte maximal dans le béton après les pertes différées

## C.1. Pertes de première famille:

$$\sigma^{Mb1} = \frac{P1}{Bn1} + \frac{P1(e1.e1)}{In1} + \frac{(Mp)e1}{In1} \quad (\text{les caractéristiques de la poutre seul})$$

$$P1 = (2P0 - \Delta\sigma_{instanta1}) * Ap$$

$$\sigma^{fb} = \frac{p'}{Bn} + \frac{P'(e'.e')}{In} + \frac{(Mtmax)e'}{In} \quad (\text{les caractéristiques de la poutre avec hourdis})$$

$e'$  : excentricité de câble moyen des trois câbles

$Mtmax$  : moment totale sous combinant max

$P'$  : la force de précontrainte totale restant dans les trois câbles après les pertes instantanées et différées



Section désignation	0L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{instanta1}$ (MPa)	375.9332037	218.0581202	129.5048771
P1(MN)	4.096719416	6.0360055056	4.507761865
e1	-0.11327971	-0.772403758	-0.77989385
$M_p$ (MN.M)	0	1.5630	2.0840
$\sigma^{Mb1}$ (MPa)	6.198464046	22.8590215	13.60047487
$\Delta\sigma_{inst+} \Delta\sigma_{diffi}$ (mpa)	881.4687116	615.1559795	467.8325094
P' (MN)	5.915374189	6.069583826	6.305319374
e' (m)	-0.247714653	0.708872072	0.982504122
$M_{tmax}$ (MN.M)	0	5.81592	7.75472
$\sigma^{fb}$ (MPa)	7.024151413	3.464314917	2.154798454
$\Delta\sigma_n1$ (MPa)	69.68318347	138.7239829	83.03029042

Tableau VII.20 : Les Pertes dûes au fluage du béton de la première famille

## C.2.Pertes de deuxième famille :

$$\sigma^{Mb2} = \frac{P2}{Bn2} + \frac{P2(e2.e2)}{In2} + \frac{(Mgmin)e2}{In2} \text{ (les caractéristiques de la poutre avec hourdis)}$$

$$P2 = (P_0 - \Delta\sigma_{instanta2}) \times A_p$$

$$\sigma^{fb} = \frac{p'}{Bn} + \frac{P'(e'.e')}{In} + \frac{(Mt)e'}{In} \text{ (les caractéristiques de la poutre avec hourdis)}$$

$Mgmin$  : Moment de la poutre seule.

Section désignation	0L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{instanta2}$ (MPa)	275.4193895	124.036543	36.94714927
P2(MN)	1.902488511	2.154995046	2,300260155
e2 (m)	+0,669005348	-0.543872072	-0.951837456
$Mgmin$ (MN.M)	0.8377440625	1.52908625	2.08216
$\sigma^{Mb2}$ (MPa)	5.982970776	1.815358126	2.916750172
$\sigma^{fb}$ (MPa)	7.024151413	3.464314917	2.154798454
$\Delta\sigma_n2$ (MPa)	68.54753394	27.82387694	11.51241538

Tableau VII.21 : Les pertes dûes au fluage du béton de la deuxième famille

$$\Delta\sigma_{diffirées} = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} + (5/6)\Delta\sigma_{relaxation}$$

Désignation	Section	retrait	relaxation	fluage	Totale(MPa)
Câbles de l'about	0.00L	65.85025727	97.1881027	69.68318347	216.5235263
	0.25L	64.33814932	120.9354455	138.7239829	303.8416701
	0.50L	64.33814932	135.1585513	83.03029042	257.0005658
Câble de l'extrados	0.00L	30.39740031	36.68035816	68.54753394	129.5118994
	0.25L	29.66432144	58.12340567	27.82387694	105.9243698
	0.50L	29.66432144	72,21946099	11.51241538	101.359621

Tableau VII.22 : Les pertes diffirées

## VII.7.3.Calcul des pertes totales :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant avec :

Pertes totales = pertes instantanées totales + pertes diffirées totales

Pertes ( %) = [ pertes totales × 100 (%) ] / ( n × 1416 )

Section désignation	0L	0.25L	0.5L
Pertes instantanées(MPA)	375.9332037	218.0581202	129.5048771
Pertes diffirées (MPA)	216.5235263	303.8416701	257.0005658
Pertes totales	592.45673	521.8997903	386.5054429
Pertes (%)	20.920008227	18.42866491	13,647791

Tableau VII.23 : Les pertes totales pour les câbles d'about

Section désignation	0L	0.25L	0.5L
Pertes instantanées(MPA)	275.4193895	124.036543	36.94714927
Pertes diffirées (MPA)	129.5118994	105.9243698	101.359621
Pertes totales	404.9312889	229.9609128	138.3067702
Pertes (%)	28.5968424	16,2401774	9,7674272

Tableau VII.24 : Les pertes totales pour le câble de l'extrados

Conclusion :

- ❖ Le pourcentage des pertes totales estimées précédemment est égal à 18%
- ❖ Pour les câbles de 1 ère famille les pertes totales sont vérifiées avec une moyenne égale 17.666 %
- ❖ Pour les câbles de 2ème famille les pertes totales à (0L) égale à 28.597% mais la moyenne des pertes totales égale à 18.21 % donc sont vérifiées
- ✓ Donc le nombre des câbles est suffisant

**VII.8.Vérification des contraintes normales :**

Après estimation des pertes on doit vérifier les contraintes du béton en compression et en traction les calcul dans le domaine des « ELS » sont caractérisés par le fait que le comportement mécanique des matériaux sont essentiellement élastique (loi de hook) se qui permet d'utiliser les lois de La R.D.M

- **En costruction :**

$$\text{➤ fibre inférieure : } \frac{p}{B} + \frac{p.e0.v'}{I} + \frac{Mmin.v'}{I} \leq \sigma_{ci}$$

$$\text{➤ fibre supérieure : } \frac{p}{B} + \frac{p.e0.v}{I} + \frac{Mmin.v}{I} \geq \sigma_{ts}$$

- **En service :**

$$\text{➤ fibre inférieure : } \frac{p}{B} + \frac{p.e0.v'}{I} + \frac{Mmax.v'}{I} \geq \sigma_{ti}$$

$$\text{➤ fibre supérieure : } \frac{p}{B} + \frac{p.e0.v}{I} + \frac{Mmax.v}{I} \leq \sigma_{cs}$$

**VII.8.1. Vérification des contraintes normales a la Phase 1:**

- au septième jour On tire les 2 câbles d'about à 50% de leur tension totale.
- Les efforts sont le poids propre de la poutre et la force de précontrainte
- les caractéristiques à prendre en compte sont de la poutre seul
- les pertes à la phase 1 sont (50% des pertes instantanées + pertes dues au retrait à 7 jours)

- **Pour X=0.5L :**

$$\begin{aligned} V' &= -0,91789385 \text{ m} & V &= 0,682101615 \text{ m} & B &= 0,588957 \text{ m}^2 \\ I &= 0,187748286 \text{ m}^4 & e0 &= -0,77998385 \text{ m} & \Delta \sigma &= 101 \text{ MPa} \\ P(0.5L) &= 0.001668 \times (0.5 \times 2 \times 1416 - 101) = 2.19342 \text{ MN} & M_p &= 2.08216 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

$$\text{➤ fibre inférieure : } \frac{p}{B} + \frac{p.e0.v'}{I} + \frac{Mp.v'}{I} \leq \sigma_{ci} \quad \sigma_{ci} = 0.6x f_{c7} = 13.9 \text{ MPa}$$

$$\frac{2.19342}{0,588957} + \frac{2.19342 \times (-0,77998385) \times (-0,91789385)}{0,187748286} + \frac{2.08216 \times (-0,91789385)}{0,187748286}$$

$$= 1.908827144 \text{ MPA} \leq 13.9 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{➤ fibre supérieure : } \frac{p}{B} + \frac{p.e0.v}{I} + \frac{Mp.v}{I} \geq \sigma_{ts} \quad \sigma_{ts} = -1.5x f_{t7} = -2.9853 \text{ MPa}$$

$$\frac{2.19342}{0,588957} + \frac{2.19342 \times (-0,77998385) \times (0,682101615)}{0,187748286} + \frac{2.08216 \times (0,682101615)}{0,187748286}$$

$$= 5.073302623 \text{ MPA} \geq -2.9853 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

pour  $x=0L$  et  $x=0.25L$  les résultats sont résumés dans les tableau suivants :

$$P(0L) = 0.001668 \times (2 \times 0.5 \times 1416 - 224) = 1,988256 \text{ MN}$$

$$P(0.25L) = 0.001668 \times (2 \times 0.5 \times 1416 - 144.5) = 2,120862 \text{ MN}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section désignation	0L	0.25L
P (MN)	1,988256	2,120862
B(m <sup>2</sup> )	0,689105	0,588957
V(m)	0,71672029	0,689596241
V'(m)	-0,88327971	-0,910403758
e0(m)	-0,0057029	-0,772403758
Mp(mn.m)	0	0.9679
In(m <sup>4</sup> )	0,207395689	0,19403483
$\sigma_{\text{fibre super}}$ (mpa)	$2,84609 \geq -2.9853 = \sigma_{\text{tbs}}$ vérifiée	$1.2189 \geq -2.9853 = \sigma_{\text{tbs}}$ vérifiée
$\sigma_{\text{fibre infer}}$ (mpa)	$2,9336 \leq 13.9 = \sigma_{\text{cbi}}$ vérifiée	$6.7459 \leq 13.9 = \sigma_{\text{cbi}}$ vérifiée

Tableau VII.25 : Les contraintes dans le béton en sections ( 0L , 0.25L) à la phase 1

#### VII.8.2. Vérification des contraintes normales à la Phase 2:

- au 28<sup>ème</sup> jour On tire les 2 câbles d'about à 100% de leur tension totale.
- Les efforts sont le poids propre de la poutre et la force de précontrainte
- les caractéristiques à prendre en compte sont de la poutre seul
- les pertes à la phase 2 sont 100% des pertes instantanées + pertes dûes au retrait à 28 jours

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section désignation	0L	0.25L	0.5L
P (MN)	4.046401336	4,311592462	4,459299271
B(m <sup>2</sup> )	0,689105	0,588957	0,588957
V(m)	0,71672029	0,689596241	0,682101615
V'(m)	-0,88327971	-0,910403758	-0,91789385
e0(m)	-0,0057029	-0,772403758	- 0,77998385
Mp(mn.m)	0	1.65922	2.08216
In(m <sup>4</sup> )	0,207395689	0,19403483	0,187748286
$\sigma_{\text{fibre super}}$ (mpa)	$5,792 \geq - 4.05 = \sigma_{\text{tbs}}$ vérifiée	$1,382 \geq - 4.05 = \sigma_{\text{tbs}}$ vérifiée	$2.5013 \geq - 4.05 = \sigma_{\text{tbs}}$ vérifiée
$\sigma_{\text{fibre infer}}$ (mpa)	$5,970 \leq 21 = \sigma_{\text{cbi}}$ vérifiée	$15.1610 \leq 21 = \sigma_{\text{cbi}}$ vérifiée	$14.39445 \leq 21 = \sigma_{\text{cbi}}$ vérifiée

Tableau VII.26 : Les contraintes dans le béton en sections ( 0L , 0.25L ,0.5L) à la phase 2

**VII.8.3. Vérification des contraintes normales à la Phase 3:**

- on pose les poutres sur leurs appuis et on coule la dalle.
- Les efforts sont le poids propre de la poutre ,dalle et la force de précontrainte
- les caractéristiques à prendre en compte sont de la poutre seul
- les pertes à la phase 3 sont 100% des pertes instantanées + pertes dûes au retrait à 28 jours

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section désignation	0L	0.25L	0.5L
P (MN)	4.046401336	4,311592462	4,459299271
B(m <sup>2</sup> )	0,689105	0,588957	0,588957
V(m)	0,71672029	0,689596241	0,682101615
V'(m)	-0,88327971	-0,910403758	-0,91789385
e0(m)	-0,0057029	-0,772403758	- 0,77998385
Mp(mn.m)	0	2.51072	3.34763
In(m <sup>4</sup> )	0,207395689	0,19403483	0,187748286
$\sigma_{\text{fibre super}}$ (mpa)	5,792 $\geq$ - 4.05 = $\sigma_{\text{tbs}}$ vérifiée	4.3076 $\geq$ - 4.05 = $\sigma_{\text{tbs}}$ vérifiée	7.0972 $\geq$ - 4.05 = $\sigma_{\text{tbs}}$ vérifiée
$\sigma_{\text{fibre infer}}$ (mpa)	5,970 $\leq$ 21 = $\sigma_{\text{cbi}}$ vérifiée	11.166 $\leq$ 21 = $\sigma_{\text{cbi}}$ vérifiée	8.2066 $\leq$ 21 = $\sigma_{\text{cbi}}$ vérifiée

Tableau VII.27 : Les contraintes dans le béton en sections ( 0L , 0.25L ,0.5L) à la phase 3

**VII.8.4. Vérification des contraintes normales à la Phase 4:**

- au 56<sup>ème</sup> jour La mise en tension du 2 ème famille du câble (cable 3 de l'extrados) est fait à 100 %.
  - Les efforts sont le poids propre de la poutre ,dalle, la force de précontrainte et la super structureet
  - les caractéristiques à prendre en compte sont de la poutre avec hourdis
  - les pertes à la phase 4 sont 100% des pertes instantanées +  $r(t) \times$  pertes diffiérées
- $t = 56 - 28 = 28$  jours                      donc  $r(t) (0.25 L) = 0,219359962 = r(t) (0.5 L)$

$$\Delta \sigma_{\text{diffère}} (0.25L) \times r(t) = 409.8 \times 0,219359962 = 89.8937 \text{ MPA}$$

$$\Delta \sigma_{\text{diffère}} (0.5L) \times r(t) = 358.4 \times 0,219359962 = 78.6186 \text{ MPA}$$

Xim(m)	0L	0.125L	0.25L	0.5L
Yi(m)	0.88328	0.8696667	0.303	0.1686666
e0 (m)	-0,247714652	-0,261327982	-0,873872072	-1.013170856

Tableau VII.28 : Les valeurs de ( xi , yi , e0 ) de Cable moyen des trois câbles

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section désignation	0.25L	0.5L
P (MN)	6,36510741	6,676886195
B(m <sup>2</sup> )	0.888957	0.888957
V(m)	0.623127928	0,618162544
V'(m)	-1,176872072	-1,181837456
e0(m)	-0,873872072	-1.013170856
Mg(mn.m)	3.1823	4.2430
In(m <sup>4</sup> )	0,318952782	0,310325014
σ <sub>fibre super</sub> (mpa)	2.5105 ≥ - 4.05 = σ <sub>tbs</sub> vérifiée	2.4748 ≥ - 4.05 = σ <sub>tbs</sub> vérifiée
σ <sub>fibre infer</sub> (mpa)	15.94 ≤ 17.5 = σ <sub>cbi</sub> vérifiée	17.1172 ≤ 17.5 = σ <sub>cbi</sub> vérifiée

Tableau VII.29 : Les contraintes dans le béton en sections ( 0.25L ,0.5L) à la phase 4

#### VII.8.5. Vérification des contraintes normales à la Phase 5:

- L'ouvrage est en service
- Les efforts sont : la force de précontrainte et l'effort de combinant plus défavorable
- les caractéristiques à prendre en compte sont de la poutre avec hourdis
- les pertes à la phase 5 sont 100% des pertes totales

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section désignation	0.25L	0.5L
P (MN)	5.831560347	6,210277229
B(m <sup>2</sup> )	0.888957	0.888957
V(m)	0.623127928	0,618162544
V'(m)	-1,176872072	-1,181837456
e0(m)	-0,873872072	-1.013170856
Mg(mn.m)	5.81592	7.75472
In(m <sup>4</sup> )	0,318952782	0,310325014
σ <sub>fibre super</sub> (mpa)	7.9663 ≥ - 4.05 = σ <sub>tbs</sub> vérifiée	9.8996 ≥ - 4.05 = σ <sub>tbs</sub> vérifiée
σ <sub>fibre infer</sub> (mpa)	3.9038 ≤ 17.5 = σ <sub>cbi</sub> vérifiée	1.4157 ≤ 17.5 = σ <sub>cbi</sub> vérifiée

TableauVII.30 : les contraintes normales dans le béton en sections(0.25,0.5L) à la phase 5

#### Conclusion :

les contraintes normales dans le béton sont vérifiées soit en construction ou en service

### VII.9.Vérification des contraintes tangentielles à ELS:

Les justifications sont conduites pour une section donnée de la poutre à partir de contrainte  $\sigma_t$  et  $\tau$  Calculées pour l'élément considéré au niveau de la vérification, dans l'hypothèse de déformation élastique et linéaire des matériaux et en supposant le béton non fissuré ces contraintes sont calculées à partir de la valeur de calcul  $P_d$  de la précontrainte .  
Les vérifications seront faites étape par étape .

la contrainte de cisaillement au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} \cdot S}{b_n \cdot I_n}$$

$V_{red}$ : Effort tranchant réduit.

$S$ : 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 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis).

$b_n$ : Épaisseur nette de l'âme (m)

$$b_n = 30 - \Phi_g = 30 - 9.2 = 20.8 \text{ cm}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section considérée (m<sup>4</sup>)

Pour la vérification il faut que :  $\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2\sigma_t}{3} \right)$

$f_{tj}$ : la résistance de la traction du béton à l'âge j .

$\sigma_t$ : la contrainte de la précontrainte appliquée.

$V_{red}$  : effort tranchant réduit avec  $V_{red} = T_G + T_P$

$T_G$  = effort tranchant dû au poids propre .

$T_P$  = % de la mise en tension x  $A_p$  x  $\sigma_i$  ( $\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 + \sin\alpha_3$ )

$$\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta\sigma$$

$\sigma_t$  : contrainte normale longitudinale avec :

$$\sigma_t = \frac{p}{B} = \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i}{B}$$

$B$  : section

$\Delta\sigma$  : pertes pour chaque étape :

- **A l'about** : les résultats de calcul et les vérifications sont dans le tableau suivant :

Section désignation	Etape 01 :on tire les 2cables d'about à 50 %De leurs résistances	Etape 02 :on tire les cables d'about à 100 % De leurs résistances
T <sub>G</sub> (MN)	0,26027	0,26027
σ <sub>po</sub> ( MPA)	1416	2832
Δσ (MPA)	224	441.79
σ <sub>i</sub> (MPA)	1192	2390.21
T <sub>p</sub> (MN)	-0,2912	-0.5838
V <sub>red</sub> ( MN)	-0,03093	-0,32353
S (m <sup>3</sup> )	0,266571601	0,266571601
I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	0,207395689	0,207395689
B (m <sup>2</sup> )	0,689105	0,689105
F <sub>tj</sub> (MPA)	1,9902	2,7
σ <sub>t</sub> ( MPA)	2,855387172	5,725650144
τ <sub>red</sub> (MPA)	-0,191130827	1.999242053
τ <sub>red</sub> <sup>2</sup> (MPA) <sup>2</sup>	0,0365 ≤ 0,4 f <sub>tj</sub> ( f <sub>tj</sub> + $\frac{2\sigma_t}{3}$ ) = 3.0998 Vérifiée	3.9967 ≤ 0,4 f <sub>tj</sub> ( f <sub>tj</sub> + $\frac{2\sigma_t}{3}$ ) = 7.0385 Vérifiée
Etape 03 :on coule la dalle	Etape04 : on tire le cable de l'extrados à 100 %	Etape05 :L'ouvrage est en services
0,3938	0.50099	0.63345
2832	2832	2832
441.79	419.26	592.46
2390.21	2412.74	2239.54
-0.5838	-0.5897	-0.5473
-0,32353	-0,08691	0,08615
0,266571601	0.340565292	0.340565292
0,207395689	0,347811152	0,347811152
0,689105	0.989105	0.989105
2,7	2,7	2,7
5,725650144	4.026635117	3,73758068
-1.999242053	-0,409131857	0,405554131
3.9967 ≤ 0,4f <sub>tj</sub> (f <sub>tj</sub> + 2σ <sub>t</sub> /3 )=7.0385 Vérifiée	0,1674 ≤ 0,4 f <sub>tj</sub> ( f <sub>tj</sub> + 2σ <sub>t</sub> /3 ) = 5.8152 Vérifiée	0,1645 ≤ 0,4 f <sub>tj</sub> (f <sub>tj</sub> +2σ <sub>t</sub> /3)= 5.6071 Vérifiée

Tableau VII.31 : Les contraintes tangentièlles dans le béton à l'about

**Conclusion :**

les contraintes tangentièlles dans le béton à l'about sont vérifiées soit en construction ou en service



**VII.10.Vérifiction à la rupture :****VII.10.1.Sécurité à la rupture en flexion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.6 MQ \leq M_{RA} \\ 1.35 G + 1.6 MQ \leq M_{Rb} \end{array} \right.$$

$M_{RA}$  et  $M_{Rb}$  sont les moment résistants à la rupture des armatures de précontrainte et de béton.

- **Calcul  $M_{RA}$  :**

$$M_{RA} = 0,9 \times h \times F \quad h = 180 - 13,8 = 166,2 \text{ cm}$$

$$F = w \cdot f_{prg} = 3 \times 0,001668 \times 1770 = 8,85708 \text{ MN}$$

$$M_{RA} = 0,9 \times 1,662 \times 8,85708 = 13,2484 \text{ MN.m}$$

- **Calcul  $M_{Rb}$  :**

- **Pour l'âme :**

$$M_{Rb\text{âme}} = 0,35 \times b_0 \times h^2 \times f_{c28} \quad \text{l'épaisseur } b_0 = 20 \text{ cm}$$

$$M_{Rb\text{âme}} = 0,35 \times 0,20 \times (1,662)^2 \times 35 = 6,7674978 \text{ MN.m}$$

- **Pour l'hourdis :**

On ajoute de rupture de l'âme , le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur  $h_0$

(  $h_0 = 12+20 = 32 \text{ cm}$  ) constituent la table de compression. Le moment de rupture de rupture de

l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{Rbhordis} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 ( b - b_0 ) (( h - h_0 ) / 2) h_0 f_{c28} \\ 0,35 ( b - b_0 ) h^2 f_{c28} \end{array} \right.$$

$$M_{Rbhordis} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 ( 1,5 - 0,20 ) ( ( 1,662 - 0,32 ) / 2 ) 0,32 \times 35 = 7,815808 \text{ MN.M} \\ 0,35 ( 1,5 - 0,20 ) ( 1,662 )^2 35 = 43,99 \text{ MN.M} \end{array} \right.$$

Donc :  $M_{Rbhordis} = 7,815808 \text{ MN.M}$

$$M_{Rb} = M_{Rb\text{âme}} + M_{Rbhordis} = 6,7674978 + 7,815808 = 14,6033058 \text{ MN.M}$$

**VII.10.1.1.Moment de fissuration :**

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inferieure une contrainte résultante égale à  $2\sigma_x$

La contrainte de compression est dûe à celle provoquée par la précontrainte 19MPA

$$M_f = (\sigma_p + 2\sigma_{t28}) I / V^2$$

$$M_f = (19 + 2 \times 28) 0,311 / 1,182^2 = 6.42 \text{ MN.M} \quad M_{Ra} = 13,2484 \text{ MN.m}$$

La condition  $M_f < M_{Ra}$  est **Vérifiée**

**VII.10.1.2.Sécurité:**

- **par rapport au béton :**

$$1.35 G + 1.6 MQ = 11.35 \text{ MN.M}$$

$$\longrightarrow 1.35 G + 1.6 MQ \leq M_{Rb} \text{ Vérifiée}$$

$$M_{Rb} = 14.6033058 \text{ MN.m}$$

- **par rapport à l'acier :**

$$1.35 G + 1.6 MQ = 11,35 \text{ MN.M}$$

$$\longrightarrow 1.35 G + 1.5 MQ \leq M_{Rb} \text{ Vérifiée}$$

$$M_{RA} = 13,2484 \text{ MN.m}$$

**Donc La sécurité par rapport au flexion est bien assurée .**

**VII.10.2.Sécurité à la rupture par rapport à l'effort tranchant :**

$\tau_{red}$  : contrainte de cisaillement

$\sigma$  : contrainte de compression

$$V_{red,u} = 1,35G + 1,35D240 - \sum P_i \sin \alpha_i = 0.8551 - 05473 = 0,3978 \text{ MN}$$

$$\tau_{red} = \frac{V_{red,u} \times S}{b n \times I_n} = \frac{0,3078 \times 0,34057}{0,208 \times 0,34782} = 1,4490 \text{ MPA}$$

-l'effort de cisaillement produit par les fissurations suivant une direction perpendiculaire à la direction de contrainte de la principale de compression d'après (la croix-Fuentes)

$$\text{tg}(2\gamma) = \frac{2\tau_{red}}{\sigma/b} = \frac{2 \times 1,449}{3,78} = 0,767 \quad \text{donc } \gamma = 18,75^\circ \quad \text{limité à } 30^\circ$$

- **résistance du béton :**

$$\sigma_b = \frac{2\tau_{red}}{\sin 2\gamma} = \frac{2 \times 1,449}{\sin 2(18.75)} = 4,760 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b < ((2/3) \times 0,85 \times f_{c28}) / \gamma_b = ((2/3) \times 0,85 \times 35) / 1,5 = 13,22 \text{ MPA vérifiée}$$

- **résistances des armatures transversales :**

pour l'angle  $\alpha$  (qui fait l'étrier à l'axe neutre), on prend  $\alpha = \Pi / 2$ .

On choisit les armatures transversales : 2HA8 pour  $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$ .

$$\frac{A_s \times f_e}{S_t \times b_n \times \gamma_s} \geq \left( \tau_{ru} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \text{tg} \gamma$$

$S_t = 30 \text{ cm}$     $\gamma_s = 1,15$     $b_n = 20,8 \text{ cm}$     $\tau_{red} = 1,449 \text{ MPA}$     $f_{t28} = 2,7 \text{ MPA}$     $\gamma = 18,75^\circ$

$$\frac{1,01 \times 400}{30 \times 20,2 \times 1,15} = 0,58 \text{ MPA} \quad \left( 1,449 - \frac{2,7}{3} \right) \times \text{tg} 18,75 = 0,19 \text{ MPA}$$

Donc 
$$\frac{A_s \times f_e}{S_t \times b_n \times \gamma_s} \geq \left( \tau_{ru} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \text{tg} \gamma \quad \text{vérifiée}$$

**Donc La sécurité par rapport à l'effort tranchant est bien assurée .**

## VII.11.Ferraillage passif :

### 1.Armatures longitudinales :

Dans toutes les phases soit de construction ou de service les deux fibres inférieurs et supérieurs sont comprimées .

Donc on n'a pas besoin à des armatures de traction

On prend **4 HA 12** avec  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  comme des armatures de construction

### 2.Armatures de peau :(Article 6.1.31 BPEL 91).

#### 2.1.Longitudinale :

Leur but est de limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise précontrainte sous l'effet sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques.

$$A_{min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 \text{ de la longueur mesurée sur la section droite de l'ouvrage} \\ 0,1 \% \text{ de la section de la poutre} \end{array} \right.$$

$$B = 5889,57 \text{ cm}^2 \quad 0,1\% \times 5889,57 = 5,88957 \text{ cm}^2$$

On prend **6 HA12** avec  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$  réparties sur le périmètre de L'âme.

#### 2.2.Transversales:

2  $\text{cm}^2/\text{ml}$  de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le périmètre de l'âme. On choisit des cadres, façonnés avec **4 cadres de HA8 /ml**

- **Minimum d'armatures transversales :**

L'écartement maximal entre les armatures transversales:

$$S_t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot h \\ 3 \cdot b \\ 1,00 \text{ m} \end{array} \right\} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 1,6 = 1,28 \\ 3 \times 0,2 = 0,6 \\ 1,00 \end{array} \right\} \leq 0,6 \text{ m}$$

Le minimum des armatures transversales est données par la relation suivante :

$$\frac{At \cdot fe}{St \cdot bn \cdot \gamma_s} \geq \left( \tau_{ru} - \frac{ftj}{3} \right) \times \text{tg } B_U$$

On prend  $B_U = 45^\circ$

$$\frac{At}{St} \geq bn \cdot \gamma_s \cdot fe \cdot \left( \tau_{ru} - \frac{ftj}{3} \right) \times \text{tg } B_U$$

$$\frac{At}{St} \geq 0,208 \times 1,15 \times 400 \times \left( 0,8551 - \frac{2,7}{3} \right) \times 1 = -4,296 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par la formule suivante :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0,6 \times bn \times \gamma_s}{fe} \text{ donc } \frac{At}{St} \geq \frac{0,6 \times 0,208 \times 1,15}{400} = 3,588 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un cadre **HA8** ( $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$ ) avec un écartement de **10cm** à l'about et **30cm** à mi travée .

- **Justification des bielles de béton :**

Il suffit de vérifier que :  $\tau_{ru} \leq \frac{fcj}{4 \cdot \gamma_s}$

$$0,8551 \leq \frac{35}{4 \times 1,5} = 5,8333 \text{ MPA} \quad \text{v é r i f i é e}$$

### 3. Les cadres du talon :

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre.

$$\sigma_{en} = 35 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$C = 5 \text{ cm}$ : l'enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre

$$\frac{\overline{W}_t}{t} = c \frac{\overline{\sigma}_{28}}{\overline{\sigma}_{cn}} \times 100 = 0,05 \times \frac{21}{35} \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : **4 cadres HA10 / ml**. On fixe l'espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$  à l'about et à  $30 \text{ cm}$  en travée.

**4. Armatures supérieures de la table de compression :**

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

- son poids propre :

$$q_1 = \frac{A \times (1m)}{b/2} \times \gamma_B = \frac{0,1224 \times (1m)}{1,2/2} \times 2,5 = 0,204 \text{ t/ml}$$

- Le béton frais hourdis :  $q_2 = 0,2 \times 1 \times 1 \times 2,5 = 0,5 \text{ t/ml}$

- Une surcharge de  $450 \text{ kg/m}^2$  (fascicule 61 titre2) provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

$$q_3 = 0,45 \times 0,60 = 0,27 \text{ t/ml}$$

$$q_1 + q_2 + q_3 = 0,974 \text{ t/ml}$$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

$$\text{Le moment est : } M = \frac{ql^2}{2} = \frac{0,974 \times 0,60^2}{2} = 0,17532 \text{ t.m/ml.}$$

Calcul  $M'$  :

$$M' = (1/2) * b * x * \sigma_{bc} * Z$$

$$Z = d - (x/3) \quad d = 0,9 * h \quad (h = 12 \text{ cm})$$

$$X = (15 * \sigma_{bc} * d) / (15 * \sigma_{bc} + \sigma_{st}) \quad x = 0,0626 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \min((2/3) * f_e ; 110 * \sqrt{n * f_{tj}})$$

$$b = 0,60 \text{ m} \quad \sigma_{st} = 228,63 \text{ mpa} \quad \sigma_{bc} = 0,6 * 35 = 21 \text{ mpa}$$

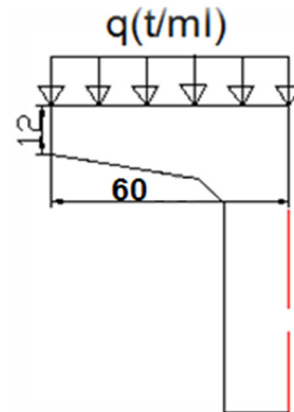
$$M_{ser} < M' \quad \text{donc S.S.A.C}$$

$$Z = 0,0871 \text{ m} \quad M_{ser} = 0,17532 \text{ t.m/ml}$$

$$A_s = M_{ser} / (z * \sigma_{st})$$

$$A_s = 0,88 \text{ cm}^2$$

On prend un **HA10 tous les 1 m**



**figure VII.8 : charges sur T.C**

**VII.12. Etude de la zone d'about :**

L'about de la poutre est soumis à des efforts très importants dû à l'application des force de précontraintes dans les zones d'ancrages et à la transmission des réactions a l'appui.

**VII.12.1. Etude de la première zone de régularisation :**

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation.

- Une zone de surface tendue.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement tendue

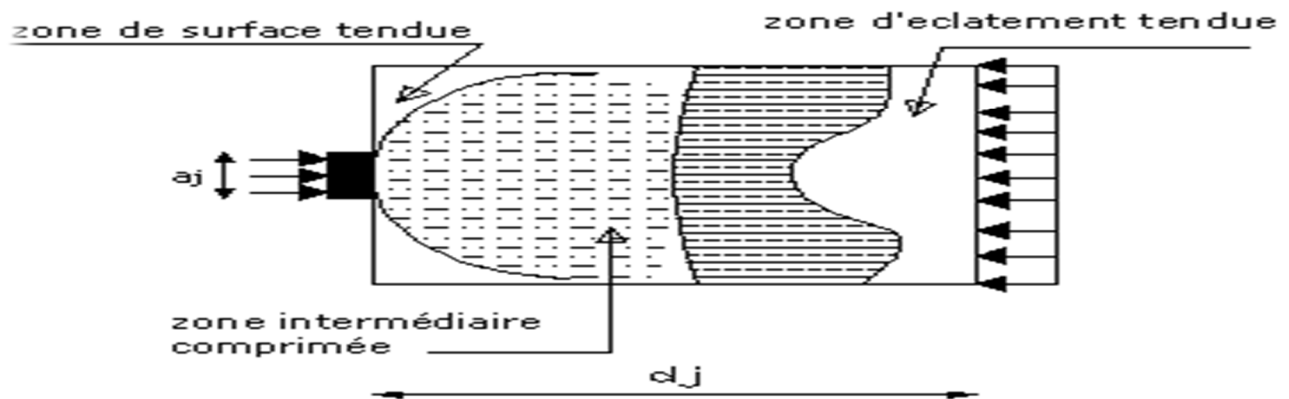


Figure VII.9 : La zone de régularisation

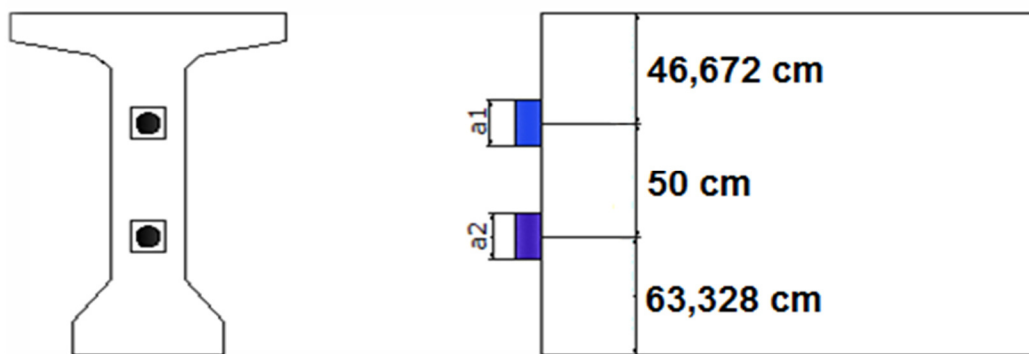


Figure VII.8 : La position des câbles d'about.

$d_j$  : 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  $j$ .

$b$  : la largeur de la poutre = 30 cm

$a = 0,25$  cm.

$d_1 = 2 \inf (c_1, c_2) = 2 \inf ( 46.672 ; 50 ) = 93.344$  cm.

$d_2 = 2 \inf ( c_2, c_3 ) = 2 \inf ( 50 ; 63.328 ) = 100$  cm.

- **Zone de surface tendue :**

Au voisinage immédiat de  $S_a$ , il y a lieu de disposer une section d'acier :

$$A_s = 0,04 \times \frac{\max (F_{j0})}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

$F_{j0}$  : représente la force à l'origine ancrée au niveau  $j$  du panneau étudié.

$\sigma_{s \text{ lim}} = (2/3) f_e = 266.7 \text{ MPa}$ .

$F_{j0} = 2,362 \text{ MN}$

➤ **Plan vertical :**  $A_s = 0,04 \times \frac{2,362}{266,7} = 3,54 \text{ cm}^2$  On prend : **2 cadres HA12**

➤ **Plan horizontal :**  $A_s = 0,04 \times \frac{2 \times 2,362}{266,7} = 7,085 \text{ cm}^2$  On prend : **4 épingles de HA12**

• **Zone intermédiaire comprimée :**

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{Pj0}{b.dj} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

**1- Au 7<sup>ème</sup> jour :**  $f_{c7} = 23,17 \text{ MPA}$

$$\sigma_{mj1} = \frac{0,5 \times 2,362}{0,3 \times 0,93344} = 4,22 \text{ MPA} \leq 15,446 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{mj2} = \frac{0,5 \times 2,362}{0,3 \times 1} = 3,94 \text{ MPA} \leq 15,446 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

**2- Au 28<sup>ème</sup> jour :**  $f_{c28} = 35 \text{ MPA}$

$$\sigma_{mj1} = \frac{2,362}{0,3 \times 0,93344} = 8,44 \text{ MPA} \leq 23,33 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{mj2} = \frac{2,362}{0,3 \times 1} = 7,873 \text{ MPA} \leq 23,33 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

• **Zone d'éclatement :**

**-Vérification des contraintes du béton :**

A l'intérieure de prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage j la contrainte maximale d'éclatement sur la ligne d'action de la force de précontrainte  $f_j$  vaut :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{Fj0}{b.dj} \leq 1,25 f_{tj}$$

➤ **plan vertical :**

**1- Au 7<sup>ème</sup> jour :**  $f_{t7} = 1,9902 \text{ MPA}$

$$\sigma_{tej1} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,25}{0,93344}\right) \times \frac{0,5 \times 2,362}{0,3 \times 0,93344} = 1,544 \text{ MPA} \leq 2,487 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{tej2} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,25}{1}\right) \times \frac{0,5 \times 2,362}{0,3 \times 1} = 1,476 \text{ MPA} \leq 2,487 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

**2- Au 28<sup>ème</sup> jour :**  $f_{t28} = 2,7 \text{ MPA}$

$$\sigma_{tej} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,25}{0,93344}\right) \times \frac{2,362}{0,3 \times 0,93344} = 3,088 \text{ MPA} \leq 3,375 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{tej2} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,25}{1}\right) \times \frac{2,362}{0,3 \times 1} = 2,9525 \text{ MPA} \leq 3,375 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **plan horizontal :**

1- **Au 7<sup>ème</sup> jour :**  $f_{t7} = 1,9902 \text{ MPA}$

$$\sigma_{tej1} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,25}{0,3}\right) \times \frac{0,5 \times 2,362}{0,3 \times 0,93344} = 0,351 \text{ MPA} \leq 2,487 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{tej2} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,25}{0,3}\right) \times \frac{0,5 \times 2,362}{0,3 \times 1} = 0,33 \text{ MPA} \leq 2,487 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

2- **Au 28<sup>ème</sup> jour :**  $f_{t28} = 2,7 \text{ MPA}$

$$\sigma_{tej} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,25}{0,3}\right) \times \frac{2,362}{0,3 \times 0,93344} = 0,703 \text{ MPA} \leq 3,375 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{tej2} = 0,5 \times \left(1 - \frac{0,25}{0,3}\right) \times \frac{2,362}{0,3 \times 1} = 0,656 \text{ MPA} \leq 3,375 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

❖ **Ferraillage d'éclatement :**

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_j = 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) F_{j0}$$

Pour chaque niveau d'ancrage j, on calcule une section d'aciers d'éclatement :

$$A_{cj} = \frac{R_j}{k_j \sigma_{s \text{ lim}}}$$

Le coefficient  $K_j$  prend les valeurs :  $\begin{cases} K_j = 1 & \text{si } j \text{ est un niveau extrême.} \\ K_j = 1,5 & \text{si } j \text{ est un niveau intermédiaire.} \end{cases}$

➤ **plan vertical :**

$$R_1 = 0,25 \left(1 - \left(\frac{0,25}{0,93344}\right)\right) 2,362 = 0,433 \text{ MN}$$

$$R_2 = 0,25 \left(1 - \left(\frac{0,25}{1}\right)\right) 2,362 = 0,443 \text{ MN}$$

$$A_{c1} = \frac{0,433}{1 \times (2/3) 400} = 16,24 \text{ cm}^2 \quad A_{c2} = \frac{0,443}{1 \times (2/3) 400} = 16,613 \text{ cm}^2$$

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} \text{Max } A_{c_j} \quad \text{Max} (16,24 ; 16,613) = 16,613 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} = 0,15 \times \frac{2,362}{266,666} = 13,3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc :  $A_e = 16,613 \text{ cm}^2$  on prend **8 cadres HA12**



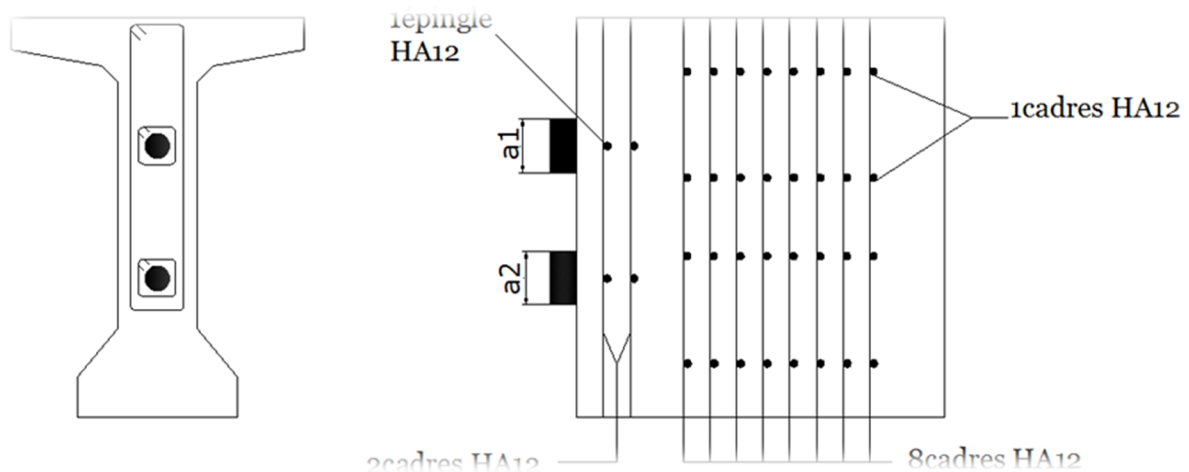
➤ **plan horizontal :**

$$R = 0,25 ( 1 - ( 0,25 / 0,3 ) ) 2,362 = 0,0984MN$$

$$A_c = \frac{0,0984}{1 \times (2/3)400} = 3,7 \text{ cm}^2$$

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} 3,7 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{\max Fj0}{\sigma_{slim}} = 0,15 \times \frac{2,362}{266,666} = 13,3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc :  $A_e = 13,3 \text{ cm}^2$  on prend **6 cadres HA12**



**Figure VII.9: Ferrailage de la première zone de régularisation**

**VII.12.2. Etude de la deuxième zone de régularisation :**

Les justifications correspondantes doivent être menées dans la phase de construction ou de service la plus défavorable vis-à-vis de l'effet considéré, compte tenu de la valeur de calcul des forces de précontrainte pendant cette phase

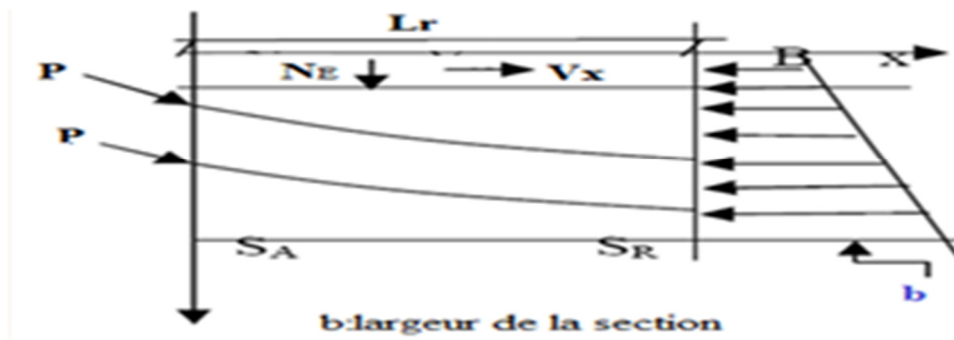
**VII.12.2.1. Justification des contraintes tangentielles :**

La contrainte de cisaillement de diffusion pure est donnée par la formule suivante:

$$\tau_{\max} = \max | \tau_d + \tau | \leq 1,5 f_{tj}$$

$V_x$  : effort tranchant dans la position x

$$L_r \approx e \quad \frac{a}{e} \approx 0,6 \quad \text{avec} \quad a = 25 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad e = 41,67 \text{ cm}$$



Figure

VII.9 : L'équilibre générale de diffusion

$$\tau_d = \frac{2 \cdot V_x}{b \cdot l_r} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{b n \cdot I_n}$$

b : La largeur de la section

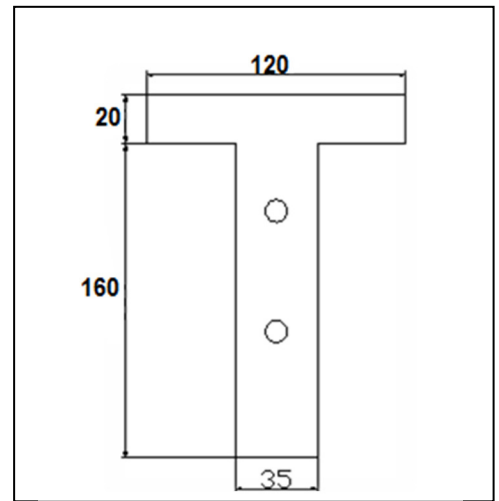
$$V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - b \int \sigma(p_j) dt$$

$$P_i = (P_0 - \Delta \sigma_{instant}) A_p = (1416 - 187.967) \times 0,001688 = 2,0484 \text{ MN /câble}$$

- Section d'about équivalent :

$$\begin{cases} X+Y = 1,60 \text{ m} \\ X \times b + Y \times b_0 = 0,689105 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X = 15 \text{ cm} \\ Y = 145 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} B_n &= 0,6875 \text{ m}^2 & I_n &= 0,17429 \text{ m}^4 \\ V_n &= 0,6655 \text{ m} & e_i &= V_n' - c \end{aligned}$$



N° de câble	Pi (MN)	αi °	Pi cos αi (MN)	Pi sin αi (MN)	ei (m)	Pi cos αi . ei (MN.M)
1	2.0484	8	2.0285	0,2851	0,30122	0,6110
2	2.0484	8.84	2.0241	0,3148	-0,19878	-0,4024
Σ	/	/	4.0526	0,5999	/	0,2086

Tableau : caractéristiques géométriques de câble moyen

- Calcul des efforts

$$\sigma(p_j) = \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i}{B_n} + \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i \cdot e_{i0}}{I_n} \cdot y$$

$$\sigma(p_j) = \frac{4.0526}{0,6875} + \frac{0,2086}{0,17492} \cdot y \quad \text{donc} \quad \sigma(p_j) = 5,89 + 1.19 y$$

$$y = t - v'_n \quad \text{donc} \quad \sigma(p_j) = 4.78 + 1.19 t$$

$$t = ( 0,63328 - \varepsilon ) \quad V_x = - 0,35 ( 4.78 t + 0.595 t^2 ) = -1,14 \text{ MN}$$

$$t = ( 0,63328 + \varepsilon ) \quad V_x = 2,0285 - 0,35 ( 4.78 t + 0.595 t^2 ) = 0.89 \text{ MN}$$

$$t = ( 1,13328 - \varepsilon ) \quad V_x = 2,0285 - 0,35 ( 4.78 t + 0.595 t^2 ) = -0,13 \text{ MN}$$

$$t = ( 1,13328 + \varepsilon ) \quad V_x = 2,0241 - 0,35 ( 4.78 t + 0.595 t^2 ) = -0,14 \text{ MN}$$

$$t = ( 1,45 ) \quad V_x = 4,0526 - 0,35 ( 4.78 t + 0.595 t^2 ) = 1,19 \text{ MN}$$

$$V_{red} = V_G - \sum P_i \sin\alpha_i = 0,26027 - 0,5999 = - 0,33963 \text{ MN}$$

$$S(t) = b_0 \times t ( V_n^2 - \frac{t}{2} )$$

Designation	Position(m)	Vx (mn)	τ <sub>d</sub> (mpa)	S(t)	τ(mpa)	τ <sub>d</sub> + τ
Table de com	1,45	1.19	4.76	0,36	-1.02	3.74
Câble 02	1.13328	-0.14	-1.92	0,1459	-0.41	2.33
Câble 01	0,63328	0.89	3.60	0,1370	-1.28	2.32

Tableau VII.32 : Les valeurs de | τ<sub>d</sub>+ τ |

$$\text{Max } | \tau_d + \tau | = 3,74 \text{ mpa} < 4,05 \text{ mpa} \quad \text{vérifiée}$$

### VII.12.2.2.Armatures d'équilibre général :

Les armatures transversales régnant dans la zone de régularisation des contraintes, entre S<sub>A</sub> et S<sub>R</sub> doivent satisfaire globalement à la règle des coutures la section total des armatures est donnée par la formules suivante :

$$A_s = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{\sigma_s \lim}$$

$$V_{xe} = V_x ( 1 - (\frac{ft_j}{3 \cdot \tau_d})^2 ) \quad \text{donc} \quad |V_{xe}|_{\max} = 1,19 \text{ MN}$$

$$N_{tc} = N_t = \sum P_i \sin\alpha_i - b \int \tau(p_j) dt \quad \tau ( p_j ) = \frac{\sum P_i \cdot \sin\alpha_i \cdot S(t)}{b n \cdot I_n}$$

$$\text{Donc } N_{tc} = \sum P_i \sin\alpha_i - b \frac{\sum P_i \cdot \sin\alpha_i}{b n \cdot I_n} \int s(t) dt$$

$$N_{tc} = 0,5999 - 0,35 \times \frac{0,5999}{0,119} \times \int_0^{1,13328} 0,35 \times t ( 0,9345 - \frac{t}{2} ) dt = 0,38 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{1,19 - 0,38}{266,667} = 30,37 \text{ cm}^2$$

### VII.13. Etude de la zone d'appui :

Il y'a deux vérifications particulières à faire :

- Equilibre de la bielle d'about.
- Equilibre du coin inferieur du béton.

#### VII.13.1. Equilibre de la bielle d'about :

L'appui transmet au béton une effort verticale  $R_u$  et un effort horizontal  $H_u$ . Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont  $\sum P_i \sin \alpha_i$  et  $\sum P_i \cos \alpha_i$

La résultante  $R$  conduit à une rupture lorsque son inclinaison ( $\Theta$ ) dépasse l'angle d'apparition des fissures par la bielle  $B_u$  bornée inférieurement par la formule :

$$\text{Tg} 2B_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{x,u} - \sigma_{y,u}}$$

La condition doit vérifier que :  $\text{Tg} \Theta \leq \text{Tg} B_u$

#### • Hypothèse de calcul

- Il est retenu un fonctionnement en treillis, ce qui nécessite un calcul à l'ELU.

- la bielle a une inclinaison  $B_u$  bornée inférieurement à  $30^\circ$ .

- la contrainte limite dans les armatures équilibrant l'effort horizontal

à couplant la bielle est limitée à :

➤ Armatures de précontrainte :  $\text{Min} (1,2\sigma_{pm} ; f_{prg}/1,15)$

➤ Armatures passives :  $f_e / \gamma_s$  ( $\gamma_s = 1,15$ )

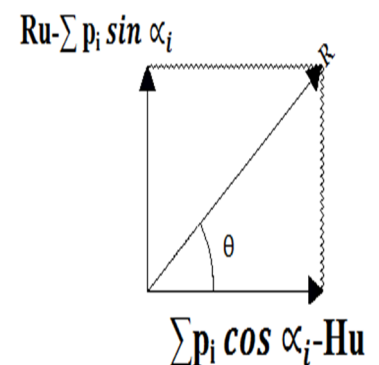
Le calcul consiste à chercher le niveau «  $r$  » tel que :

$$\sum_1^r \overline{p_i} \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum_1^r \overline{p_i} \sin \alpha_i) \cotg B_u .$$

$\overline{P_i}$  : effort correspondant à la contrainte limite .

$d_p$  : la distance à l'extrados de la résultante des contraintes de compression .

$d_r$  : la hauteur du flux des contraintes de compression au niveau  $r$ .



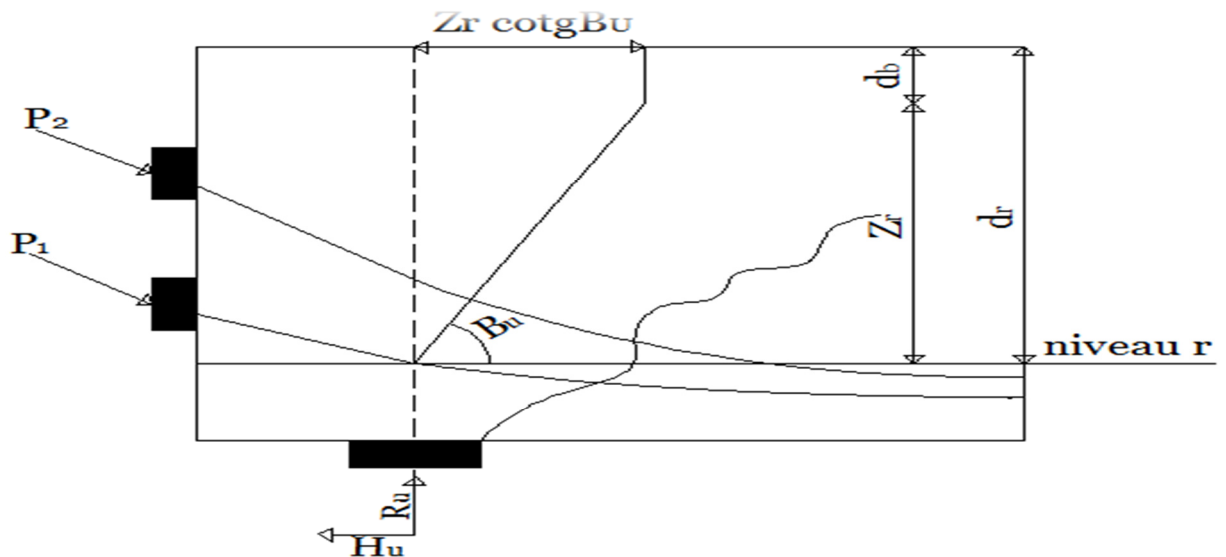


Figure VII.10 : Schéma représentatif de la bielle d'about.

$$R_u = 1,35 ( G + D240) = 0,86 \text{ MN}$$

$$H_u = 0,10 V_G = 0,10 \times 0,4958 = 0,04958 \text{ MN}$$

$$\overline{P_i} = \min \begin{cases} 1,2 \times P_m = 1,2 (1416 - 296.228) \times 0,001668 = 2,24 \text{ MPA} \\ (1770 / 1,15) \times 0,001668 = 2,567 \text{ MPA} \end{cases}$$

Donc :  $\overline{P_i} = 2,24 \text{ MPA}$

$$V_{ured} = R_u - \overline{P_i} \sum \sin \alpha_i = 0,85 - 2,24 ( \sin 8 + \sin 8,84 ) = 0,194 \text{ MN}$$

$I_h \text{ (m}^4\text{)}$	$B_h \text{ (m}^4\text{)}$	$V' \text{ (m)}$	$V \text{ (m)}$	$S(t) \text{ (m}^3\text{)}$
0,349	1,0058	-1,13	0,67	0,497

Tableau VII.33 : Les caractéristiques géométriques homogènes ( poutre + dalle )

$$\tau_{ured} = \frac{V_{ured} \cdot S(t)}{b_n \cdot I_n} = \frac{0,194 \times 0,497}{0,208 \times 0,349} = 1,33 \text{ MPA}$$

$$\sigma_X = \frac{\sum_1^r P_1 \cdot \cos \alpha_i}{B_h} = \frac{4,43}{1,0058} = 4,41 \text{ MPA}$$

$$Tg 2B_u = \frac{2 \times 1,33}{4,41} = 0,60 \quad \implies \quad B_u = 15,48^\circ$$

• **Recherché de niveau r :**

$$\sum P_i \cos \bar{\alpha}_i - H_u = 2,24 \times (\cos 8 + \cos 8,84) - 0,04958 = 4,3804 \text{ MPA.}$$

$$(R_u - \sum_1^r p_i \sin \bar{\alpha}_i) \cotg B_u = (0,86 - 0,66) \times 3,61 = 0,722 \text{ MN} < 4,3804$$

Donc le niveau « r » correspond au niveau du câble moyen d'about les fissures de la bielle s'arrête à ce niveau :

$$Z = (2/3) h = 1,2\text{m} \quad Z_r = d_r - d_b \quad d_b = 0,1h = 0,18\text{m}$$

$$d_r = h - y_1 = 1,8 - 0,546 = 1,254 \text{ m} \quad Z_r = 1,254 - 0,18 = 1,074 \text{ cm}$$

$Z_r < Z$  : donc il faut majorer la section d'acier par le coefficient  $(Z / Z_r) = 1,12$

La quantité des armatures transversales sera donc :  $A_{t'} = \frac{Z_r}{z} \times A_t = 1,12 \times 1,01 = 1,1312 \text{ cm}^2$

On prend de cadre de **HA10** avec un espacement de **10cm** à l'about et **30cm** à mis travée.

**VII.13.2. Equilibre du coin inferieur :**

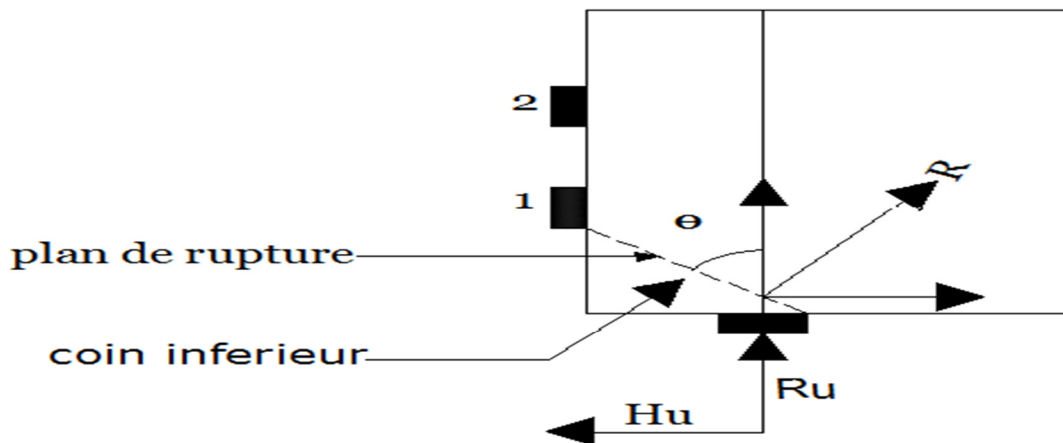
Sous l'effet de réaction verticale et des forces de précontrainte il y a un risque de rupture de coin inferieur de la poutre à l'about .

Pour cela on doit vérifier la condition suivante :  **$\text{tg} \alpha \geq \text{tg} \phi$**

$\alpha$  : Angle de résultante avec la normale et  $p_i$

$\phi$  : Angle de frottement interne du béton est donné :  **$\phi = \text{arctg} \frac{2}{3}$**

il faut vérifier que :  **$\sum p_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum_1^r p_i \sin \alpha_i) \lambda$**        **$\lambda = \frac{1,5 - \text{Tg} \theta}{1 + 1,5 \text{Tg} \theta}$**



**Figure VII.11 : Plan de rupture de coin inferieur**

**VII.13.2.1. Au niveau du câble 01 :**

$$\text{Tg } \theta = \frac{0,65}{0,63328} = 1,03$$

$$\lambda = \frac{1,5 - 1,03}{1 + (1,5 \times 1,03)} = 0,185$$

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u = 4,3804 \text{ MN}$$

$$(R_u - \sum_1^r p_i \sin \alpha_i) 0,185 = 0,0359 \text{ MN}$$

Donc **4,3804 > 0,0359** vérifiée

**VII.13.2.2. Calcul de la section minimale d'acier :**

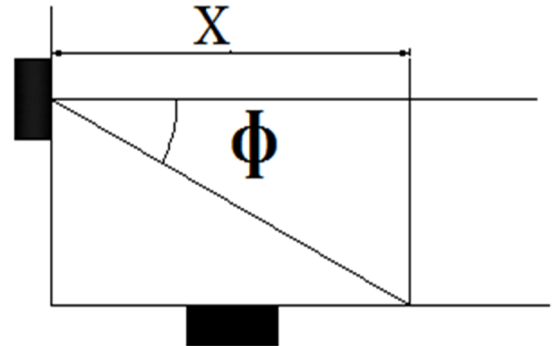
$$\text{tg } \phi = 2/3 = \frac{0,63328}{x} \text{ donc } x = 0,95 \text{ m} > 0,5 \text{ m}$$

Donc l'appareil d'appui n'est pas attient par le flux de précontrainte d'où **k = 0**

La section d'acier est donnée par la formule suivante :

$$A_{Lmin} = \frac{0,04 \times R_u}{f_e / \gamma_s} \times (5 - 4k)$$

$$A_{Lmin} = \frac{0,04 \times 0,85}{400/1,15} \times 5 = 4,89 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{8HA12} \quad (9,05 \text{ cm}^2)$$



➤ **Vérification de la contrainte normale dans la plaque :**

Section de la plaque :  $25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$ .

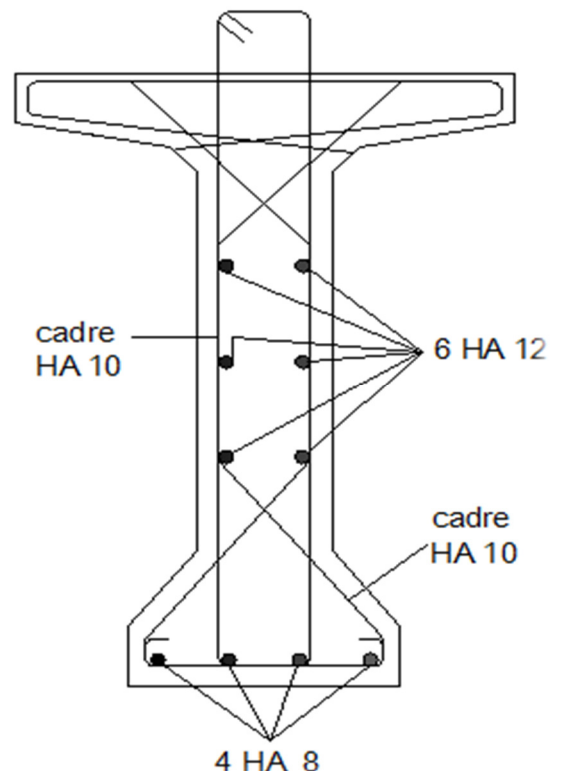
Section de la gaine :  $66,44 \text{ cm}^2$ .

Section nette  $558,576 \text{ cm}^2$ .

$\sigma = P/S = 2,362/0,05586 = 42,28 \text{ MPa}$ .

$\sigma = 42,28 \text{ MPa} < \sigma_{slim} = 2/3 \times 400 = 266,7 \text{ MPa}$  **Vérifiée**

**Figure VII.12 : Ferrailage de la poutre**



## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'HOURLDIS

### VIII.1.Introduction :

Le rôle du hourdis est multiple. En premier lieu, il assure la continuité de surface du tablier et permet donc de relier les éléments de la poutraison (poutres proprement dites et entretoises).il fait par ailleurs office de table de compression de poutres et reçoit l'étanchéité ainsi que le que le revêtement de la chaussée.

La dalle travaille dans les deux sens X et Y si pour cela on va étudier la flexion longitudinale suivant le plan xx et la flexion transversale suivant yy

### VIII.2.Etude de la flexion longitudinale et transversale :

La dalle est supposée comme un élément rectangulaire qui travaille à la flexion simple le calcul des moments se fait à l'aide de l'logiciel **\*\* Robot structural analysé Professional \*\*** les moments maximums trouvés sont :

#### VIII.2. Flexion longitudinale :

- **A mis travée :**

Le moment maximum est donné Sous combinaison **G+1.2 (BT<sub>2voies</sub> + ST )**:

Avec :  $M_{xx} = + 2,035t.m / ml$

I

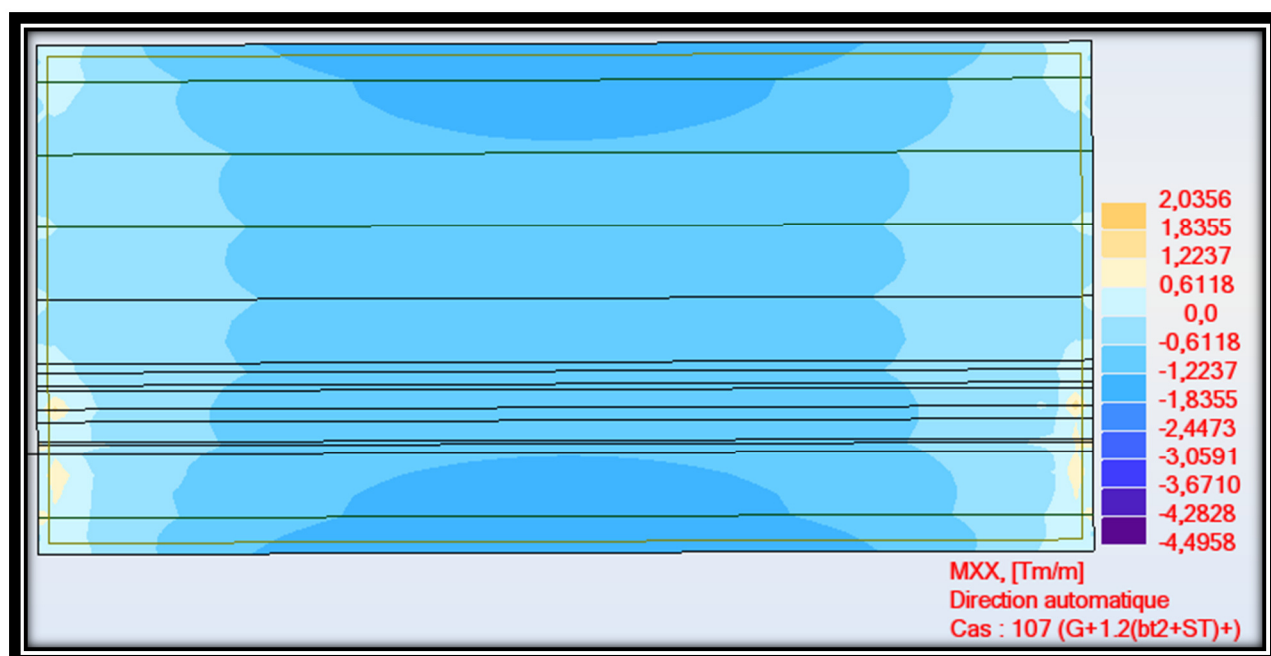


Figure VIII.1 :Le moment Mxx maximum à mis travée.



- **Sur appui :**

Le moment maximum est donné Sous combinaison **G+1.2 (BC<sub>2voies</sub> + ST)** :

Avec :  $M_{xx} = -4,828 \text{ t.m / ml}$

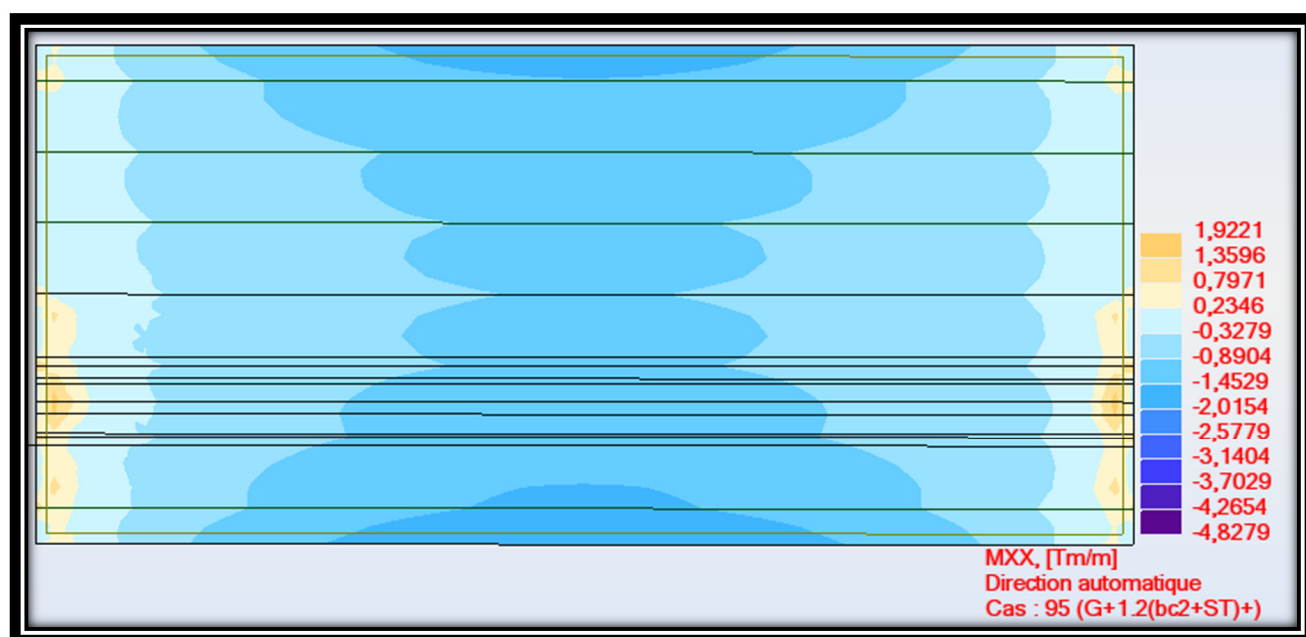


Figure VIII.2 :Le moment  $M_{xx}$  maximum sur appui.

### VIII.2.2. Flexion transversal :

- **A mis travée :**

Le moment maximum est donné Sous combinaison **G+1.2 (BC<sub>2voies</sub> + ST)** :

Avec :  $M_{yy} = +7,859 \text{ t.m / ml}$

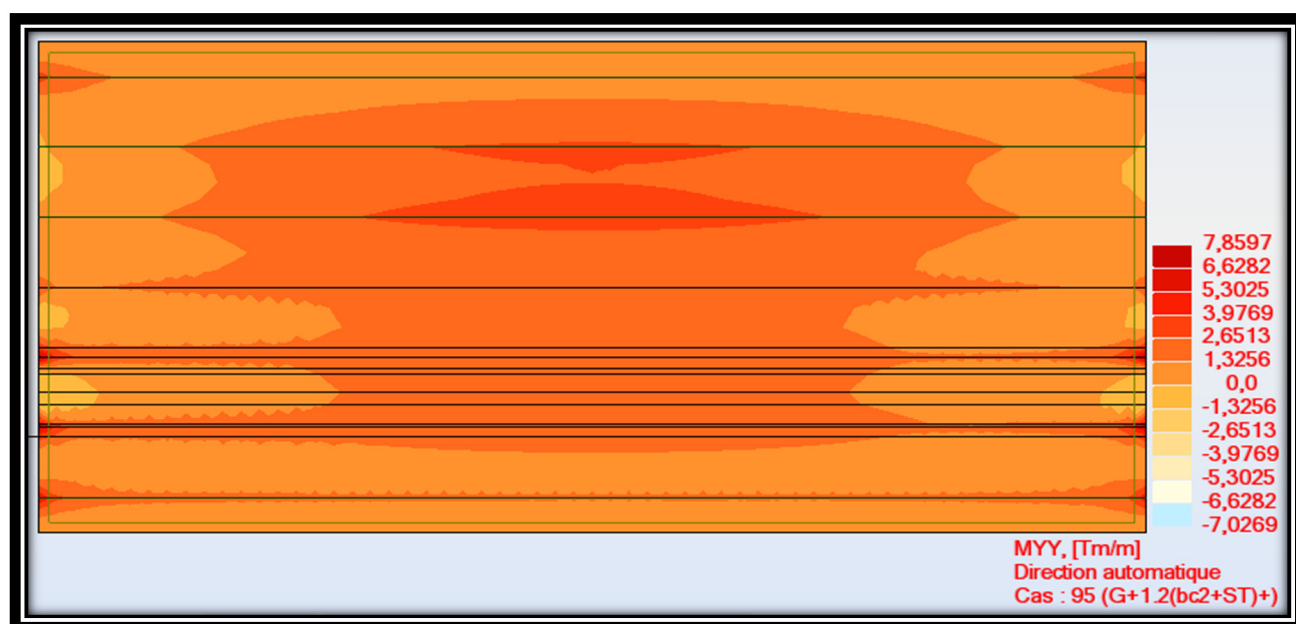


Figure VIII.3 : Le moment  $M_{yy}$  maximum à mis travée.

- **Sur appui :**

Le moment maximum est donné Sous combinaison **G+1.2 (BT<sub>2voies</sub> + ST)** :

Avec :  $M_{xx} = -8t.m / ml$

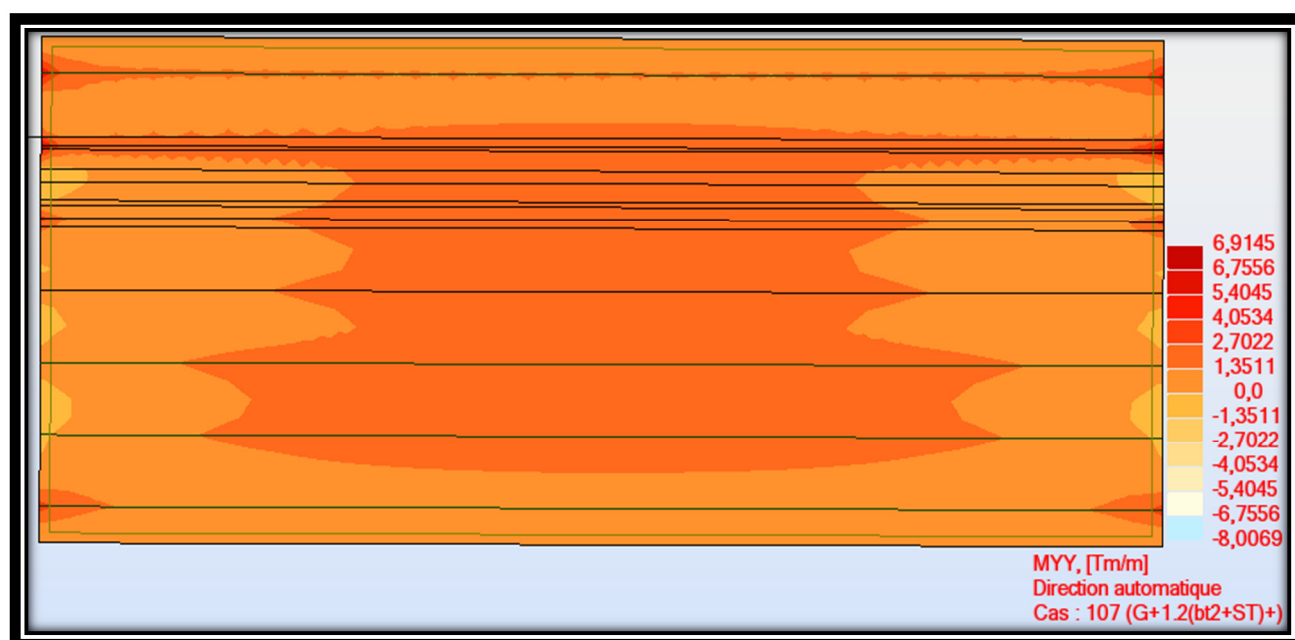


Figure VIII.4 : Le moment Myy maximum sur appui.

### VIII.3. Ferrailage de l'hourdis :

L'hourdis est ferrailé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinale et transversale. Sauf exception, l'hourdis est réalisé sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur et est faiblement sollicité en cisaillement il ne comporte donc pas d'étriers.

#### VIII.3.1. Ferrailage longitudinal :

- **Nappe inférieure (à mis travée) :**

- **Calcul Aser**

$$M_{xx} = + 2,035 \text{ t.m} / \text{ml} \quad b = 1\text{m} \quad h = 0,2\text{m}$$

-Calcul  $\overline{M}_1$  :

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma_b} \times \overline{z}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPA} \quad \overline{z} = d - \frac{x}{3} \quad d = 0,9h = 0,18\text{m}$$

$$x = \frac{15 \times \sigma_b}{15\sigma_b + \sigma_{st}} \times d \quad \bar{Z} = d - \frac{x}{3} = 0,10422m \quad \bar{Z} = 0,14526m$$

$\bar{M} = 1,525 \text{ mn.m/ml} > M_{ser} = +0,02035 \text{ mn.m/ml}$  donc section sans aciers comprimés

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,02035}{0,14526 \times 228,6207} = 6,127 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA14** avec un espacement **st = 25cm**

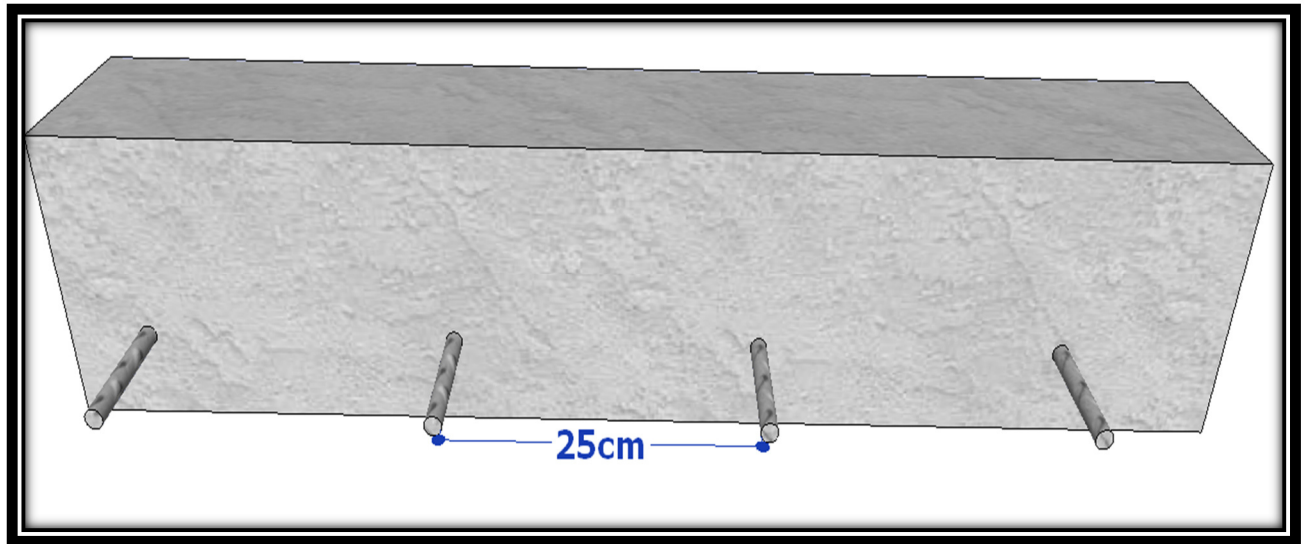


Figure VIII.5 : Ferrailage longitudinal inférieur

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 1 \times 0,18 = 2,8 \text{ cm}^2 < A_{ser} \quad \text{vérifiée}$$

• Nappe supérieure (sur appui) :

$$M_{xx} = - 4,828 \text{ t.m/ml} \quad b = 1m \quad h = 0,2m$$

$\bar{M} = 1,525 \text{ mn.m/ml} > M_{ser} = - 0,04828 \text{ mn.m/ml}$  donc section sans aciers comprimés

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,04828}{0,14526 \times 228,6207} = 14,54 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA20** avec un espacement **st = 19cm**

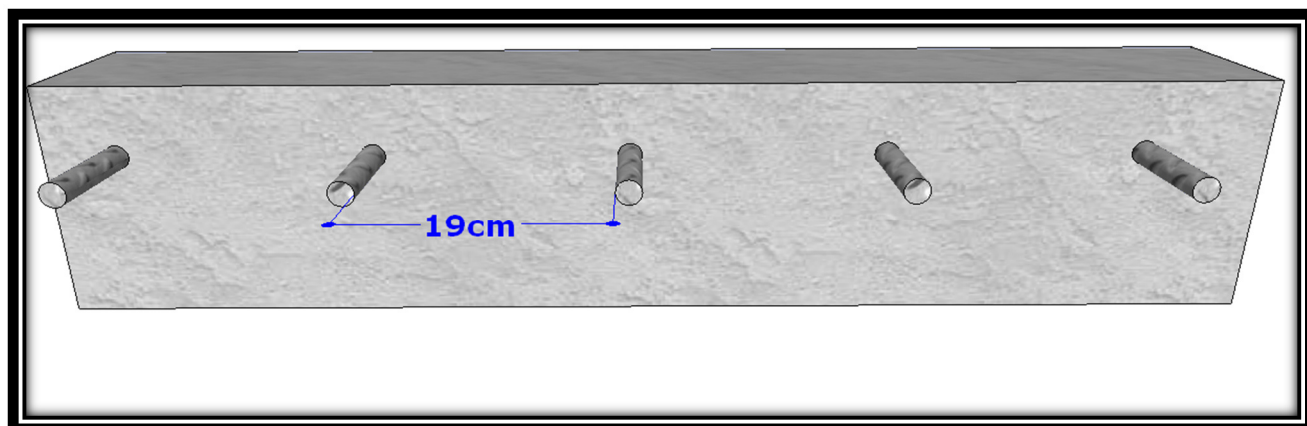


Figure VIII.6 : Ferrailage longitudinal supérieur

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 1 \times 0,18 = 2,8 \text{ cm}^2 < A_{ser} \quad \text{vérifiée}$$

VIII.3.2. Ferrailage transversal :

• Nappe inférieure (à mis travée) :

➤ Calcul  $A_{ser}$

$$M_{yy} = + 7,859 \text{ t.m / ml} \quad b = 1 \text{ m} \quad h = 0,2 \text{ m}$$

$\bar{M} = 1,525 \text{ mn.m/ml} > M_{ser} = - 0,07859 \text{ mn.m/ml}$  donc section sans aciers comprimés

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,07859}{0,14526 \times 228,6207} = 23,674 \text{ cm}^2$$

On prend **8HA20** avec un espacement **sl = 10,5cm**

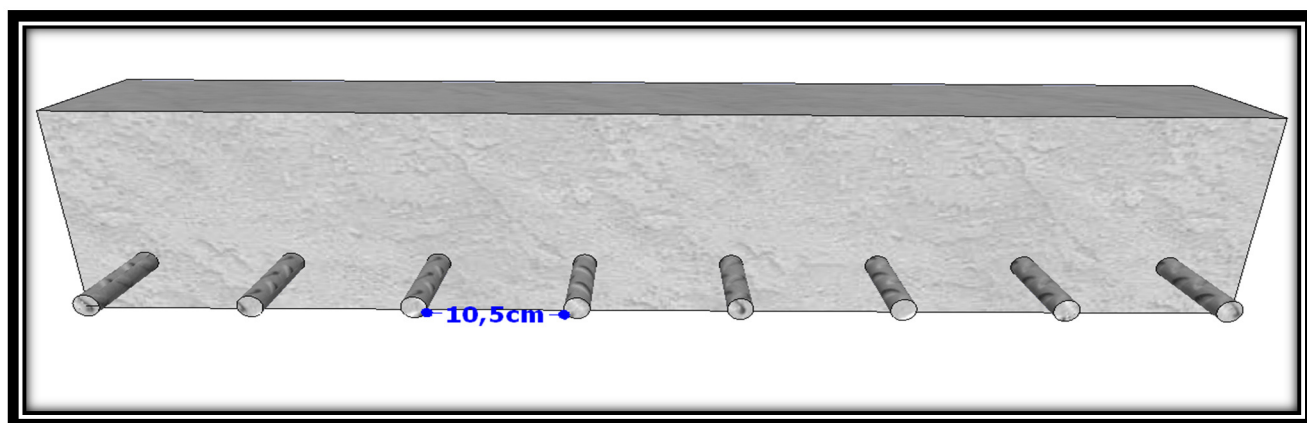


Figure VIII.7 : Ferrailage transversal inférieur

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 1 \times 0,18 = 2,8 \text{ cm}^2 < A_{ser}$$

vérifiée

• Nappe supérieure (sur appui) :

➤ Calcul  $A_{ser}$

$$M_{yy} = -8 \text{ t.m / ml} \quad b = 1 \text{ m} \quad h = 0,2 \text{ m}$$

$$\bar{M} = 1,525 \text{ mn.m/ml} > M_{ser} = -0,08 \text{ mn.m/ml} \text{ donc section sans aciers comprimés}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,08}{0,14526 \times 228,6207} = 24,098 \text{ cm}^2$$

On prend **8HA20** avec un espacement **sl = 10,5cm**

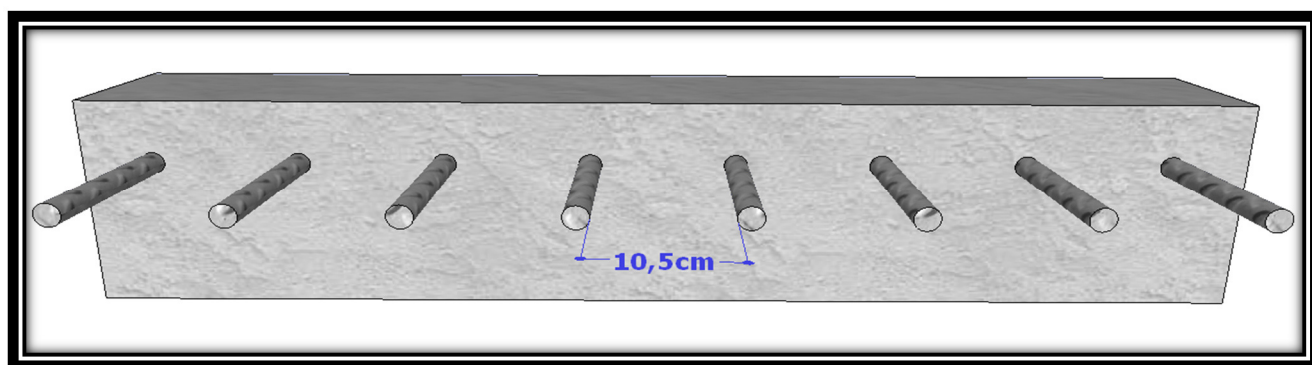


Figure VIII.8 : Ferrailage transversal supérieur

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$0,23 \times \frac{2,7}{400} \times 1 \times 0,18 = 2,8 \text{ cm}^2 < A_{ser}$$

vérifiée

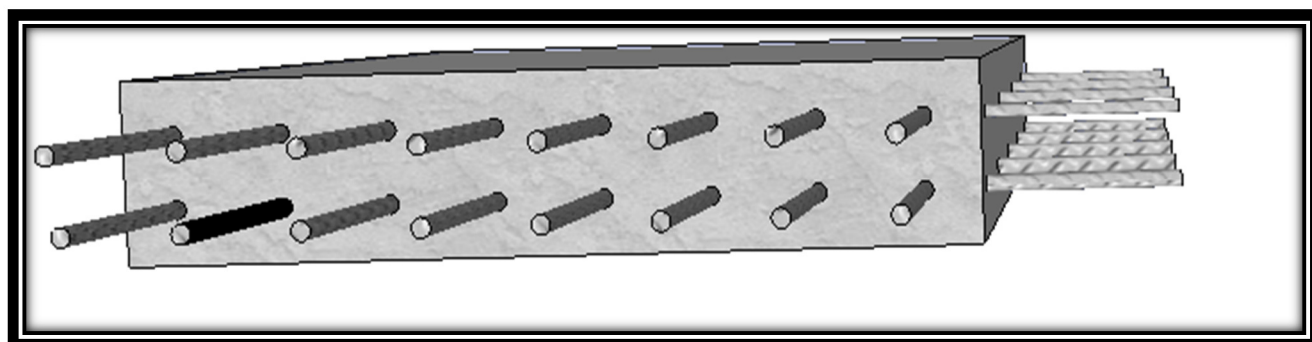


Figure VIII.9 : Ferrailage de la dalle.

**VIII.4. Etude de l'effort tranchant :****VIII.4.1. Charge(P) uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :****a) Poids propre**

Le poids propre est une charge répartie de P pour le calcul de l'effort tranchant. On a deux formules qui expriment les valeurs de cet effort par unité de longueur ces formules sont données par :

$$\text{Au milieu du petit côté : } T_a = \frac{P}{3b}$$

$$\text{Au milieu du grand coté : } T_b = \frac{P}{2b+a}$$

$$\text{on a : } P = 33 \times 2 \times (2,5 \times 0,2 + 2,2 \times 0,08) = 44,616 \text{ t}$$

Effort tranchant par unité de longueur :

$$T_a = \frac{44,616}{3 \times 33} = 0,4506 \text{ t/ml} \quad ; \quad T_b = \frac{44,616}{66+2} = 0,656 \text{ t/ml}$$

**b) surcharge A(L) :**

$$A(L) = 1,013 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1,013 \times 33 \times 2 = 66,858 \text{ t}$$

$$T_a = \frac{66,858}{3 \times 33} = 0,675 \text{ t/ml} \quad ; \quad T_b = \frac{66,858}{66+2} = 0,983 \text{ t/ml}$$

**VIII.4.2. Charge(P) uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle :**

Le rectangle de dimensions u et v :

$$\begin{array}{l} \text{Si } U > V \left\{ \begin{array}{l} \text{au milieu de u : } T_u = \frac{P}{2u+v} \\ \text{au milieu de v: } T_v = \frac{P}{3u} \end{array} \right. \\ \text{Si } U < V \left\{ \begin{array}{l} \text{au milieu de u: } T_u = \frac{P}{3v} \\ \text{au milieu de v: } T_v = \frac{P}{2v+u} \end{array} \right. \end{array}$$

$$U = u+2E$$

$$U = v+2E$$

$$E = \left( \frac{1}{2} \text{ épaisseur de la dalle} + \frac{3}{4} \text{ épaisseur de la chaussée} \right)$$

$$E = \frac{1}{2} \times 0,2 + \frac{3}{4} \times 0,08 = 0,16\text{m}$$

**a) système Br :**

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

$$u \times v = 0,3 \times 0,6$$

$$\text{Impact diffusé} \left\{ \begin{array}{l} U = u + 2E = 0,3 + 2 \times 0,16 = 0,62 \text{ m} \\ V = v + 2E = 0,6 + 2 \times 0,16 = 0,92 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$U < V$$

$$T_u = \frac{10}{3 \times 0,6} = 5,555 \text{ t/ml}$$

$$T_v = \frac{10}{2 \times 0,6 + 0,3} = 6,666 \text{ t/ml}$$

Le Coefficient de pondération est:  $\delta = 1,0534$

$$T_u \times \delta = 5,555 \times 1,0534 = 5,852 \text{ t/ml}$$

$$T_v \times \delta = 6,666 \times 1,0534 = 7,022 \text{ t/ml}$$

**b) système Bc :**

$$P = 6 \text{ t} \quad u \times v = 0,2 \times 0,2$$

$$\text{Impact diffusé } V = v + 2E = U = u + 2E = 0,2 + 2 \times 0,16 = 0,52 \text{ m}$$

$$T_u = T_v = \frac{6}{3 \times 0,2} = 10 \text{ t/ml}$$

Le Coefficient de pondération est:  $\delta = 1,0662$

$$T_u \times \delta = 10 \times 1,0662 = 10,662 \text{ t/ml}$$

**c) Système Bt :**

$$P = 8 \text{ t}$$

$$u \times v = 0,25 \times 0,6$$

$$\text{Impact diffusé} \left\{ \begin{array}{l} U = u + 2E = 0,25 + 2 \times 0,16 = 0,57 \text{ m} \\ V = v + 2E = 0,6 + 2 \times 0,16 = 0,92 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$U < V$$

$$T_u = \frac{8}{3 \times 0,6} = 4,444 \text{ t/ml}$$

$$T_v = \frac{8}{2 \times 0,6 + 0,25} = 5,517 \text{ t/ml}$$

Le Coefficient de pondération est:  $\delta = 1,0593$

$$T_u \times \delta = 4,444 \times 1,0593 = 4,708 \text{ t/ml}$$

$$T_v \times \delta = 5,517 \times 1,0593 = 5,844 \text{ t/ml}$$

**d) système MC120 :**

$$P = 55 \text{ t}$$

$$u \times v = 1 \times 6,1$$

$$\text{Impact diffusé} \left\{ \begin{array}{l} U = u + 2E = 1 + 2 \times 0,16 = 1,32 \text{ m} \\ V = v + 2E = 6,1 + 2 \times 0,16 = 6,42 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$U < V$$

$$T_u = \frac{55}{3 \times 6,1} = 3 \text{ t/ml}$$

$$T_v = \frac{55}{2 \times 6,1 + 1} = 4,166 \text{ t/ml}$$

Le Coefficient de pondération est :  $\delta = 1,0738$

$$T_u \times \delta = 3 \times 1,0738 = 3,221 \text{ t/ml}$$

$$T_v \times \delta = 4,166 \times 1,0738 = 4,474 \text{ t/ml}$$

**e) système D240 :**

$$P = 4,03 \times 2 \times 18,6 = 150 \text{ t} \quad u \times v = 2 \times 18,6$$

$$\text{Impact diffusé} \left\{ \begin{array}{l} U = u + 2E = 2 + 2 \times 0,16 = 2,32 \text{ m} \\ V = v + 2E = 18,6 + 2 \times 0,16 = 18,92 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$U < V$$

$$T_u = \frac{150}{3 \times 18,6} = 2,688 \text{ t/ml}$$

$$T_v = \frac{150}{2 \times 18,6 + 2} = 3,826 \text{ t/ml}$$

**➤ Effort tranchant total :**

L'effort tranchant total est dû aux poids propre et surcharges

- $T_a \text{ total} = T_a + T_u = 0,4506 + 10,662 = 11,1126 \text{ t/ml}$

- $T_b \text{ total} = T_b + T_v = 0,656 + 10,662 = 11,318 \text{ t/ml}$

**❖ Vérification de contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$



$$\gamma b = 1,5 \quad f_{cj} = 35 \text{MPA}$$

$$V_u = 1,35 T_G + 1,6 T_s \quad b = 1 \text{m} \quad d = 0,18 \text{m}$$

- **Longitudinalement :**

$$V_u = 1,35 T_b + 1,6 T_v = 1,35 \times 0,656 + 1,6 \times 10,662 = 19,0652 \text{ t/ml}$$

$$\tau_{u1} = \frac{0,190652}{1 \times 0,18} = \mathbf{1,0592 \text{ MPA}}$$

- **Transversalement :**

$$V_u = 1,35 T_a + 1,6 T_u = 1,35 \times 0,4506 + 1,6 \times 10,662 = 17,6675 \text{ t/ml}$$

$$\tau_{u2} = \frac{0,176675}{1 \times 0,18} = \mathbf{0,98153 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \times \frac{35}{1,5} ; 4 \text{MPA}\right) = \mathbf{3,5 \text{ MPA}}$$

❖ **conclusion : Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans les deux sens**

## CHAPITRE IX : CALCUL DES DEFORMATIONS

### IX.1.Introduction

Le calcul des déformations peut répondre différents objectifs ordre :

- **Constructif :**

le problème étant alors double, puisqu'il y a lieu d'assurer d'une part, la continuité des déformations entre différentes parties d'ouvrages, lorsque la structure est réalisée en plusieurs phases, de façon à obtenir un profil régulier en fin de construction, d'atteindre, à terme, une fois faites les déformations différées du béton, la géométrie escomptée au projet.

Dans ces conditions, il s'agit essentiellement d'évaluer les déformations probables, compte tenu des différentes phases de construction, dans l'ouvrage sous l'effet des actions permanentes ou de la combinaison quasi-permanente, pour les compenser par des contreflèches appropriées

- **Fonctionnel :**

Lorsque les déformations conditionnent l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage. Compte tenu des incertitudes affectant le calcul, il y a lieu d'évaluer pour les déformations ou pour leurs variations sous certaines combinaisons d'actions, des valeurs possibles définies ci-après, que l'on compare aux valeurs fixées définissant l'état-limite de déformation.

### IX.2.Flèches et contre flèches :

#### a) Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre Flèche).

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de « q/ml ».

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5ql^4}{384.Ev.I}$$

$$L = 33 \text{ m}$$

$$q = q_p + q_d + q_s = 5.6968 \text{ t/ml}$$

I : inertie de la poutre + hourdis à mis travée

$$I = 0.310325014 \text{ m}^4$$

$E_v$  : module d'élasticité différé du béton

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{\sigma_{28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.945 \text{ MPa}$$

$$f_G = \frac{5 \times 5.6968 \times 10^{-2} \times (33)^4}{384 \times 12102.945 \times 0.310325014} = 0,23203 \text{ m}$$

Donc :  $F_G = 23.203 \text{ cm}$

**b) Flèche due à l'effet de la précontrainte : ( contre flèche)**

l'effet de précontrainte sur le béton créer une flèche vers le haut nomée « contre flèche »

• **Câbles d'about :**

On a :  $\mu = 8 f P_0 / L^2$  donc  $M_p = \frac{\mu L^2}{8}$

$M_p = (2 P_0 - (\Delta\sigma_{\text{tabout}} \times 0,001668)) \cdot e \cdot \cos\alpha$  avec :  $P_0 = 2,362 \text{ MN}$   $e = - 1,043837456 \text{ m}$

$\cos\alpha = 0.989$  donc  $M_p = 4,079308921 \times -1,043837456 \times 0,989 = - 4,21 \text{ MN.m}$

On a :  $M_p = \frac{\mu L^2}{8}$  donc  $\mu = 8 \times M_p / L^2 = (8 \times -4.21) / 33^2 = - 0,0309274 \text{ MN/ml}$

Donc la flèche de précontrainte est donnée par la fourmule suivante

$f_{pa} = \frac{5 \times 3,09274 \times 10^{-2} \times (33)^4}{384 \times 12102,945 \times 0,310325014} = -0,127154m$

$$F_p = \frac{5\mu l^4}{384.Ev.I}$$

• **Câble de l'extrados :**

$M_p = P \cdot e \cdot \cos\alpha$  avec :  $P = P_0 - (\Delta\sigma_{\text{extrados}} \times 0,001668)$   $e = -0,9518$

$\cos\alpha = 0,94$   $M_p = 2,131304307 \times - 0,9518 \times 0,94 = -1,8978 \text{ MN.M}$

On a :  $M_p = \frac{\mu L^2}{8}$  donc  $\mu = 8 \times M_p \times L^2 = (8 \times - 1,8978) / 33^2 = -0,01394 \text{ MN/ml}$

$f_{pe} = \frac{-5 \times 1,394 \times 10^{-2} \times (33)^4}{384 \times 12102,945 \times 0,310325014} = -0,0573m$

Donc :  $F_p = F_{pa} + F_{pe} = -12,7154 - 5.73$   **$F_p = -18,4454 \text{ cm}$**

**c) Flèche de construction :**

On adopte pour le fond du coffrage, une flèche dite flèche de construction qui est Vers le bas pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte.

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4( f_p - f_G )$$

$f_c = 3/4 (f_p - f_G) = 3/4(18,4454 - 23,203)$

**$f_c = -3, 57 \text{ cm}$**

**d) La flèche totale :**

- En service à vide :  $f_t = f_G + f_c + f_p = 9,525 - 3,57 - 18,4454 = -12,4904 \text{ cm}$
- En service en charge :  $f_t = f_G + f_c + f_p + f_s = -12,4904 + 13,678 = 1,1876 \text{ cm}$

La flèche admissible des ponts a une valeur égale  $L / 300$

$$f_{adm} = 33 / 300 = 11 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad f_{adm} > f_t \quad \text{vérifiée}$$

**IX.3. Calcul des rotations :**

**a) Rotation sous le poids propre :**

$$\Theta_G = \frac{q \cdot l^2}{24 \cdot E_v \cdot I}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$E_v = 12102,945 \text{ MPA} \quad I = 0,347811152 \text{ m}^4 \quad L = 34 \text{ m} \quad q = 5.6968 \text{ t/ml}$$

$$\text{donc :} \quad \Theta_G = \frac{5,6968 \cdot 10^{-2} \cdot 34^2}{24 \cdot 12102,945 \cdot 0,347811152} = 0,6518 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

**b) rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :**

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

$\int_0^L M dx$  Représente alors simplement, l'aire du diagramme du moment de précontrainte :

M : moment du au précontrainte

$$M = \sum N_i E_{pi} \quad N_i = P_i \cdot \cos \alpha_i \quad N_i = N_0 - \Delta \sigma_t$$

Les valeurs de moment sont résumées dans le tableau suivant :

désignation	Ni		Epi		M
	N1	N2	Ep1	Ep2	
<b>0L</b>	3.7357	//	-0,247715	//	-0.9253889
<b>0.25L</b>	3,8535	1,9784	-0,977372	-0,543872	-4,8422955
<b>0.5L</b>	4,0793	2,1313	-1,043837	-0,9518	-6,2866956

**Tableau IX.1 : Les valeurs de moment**

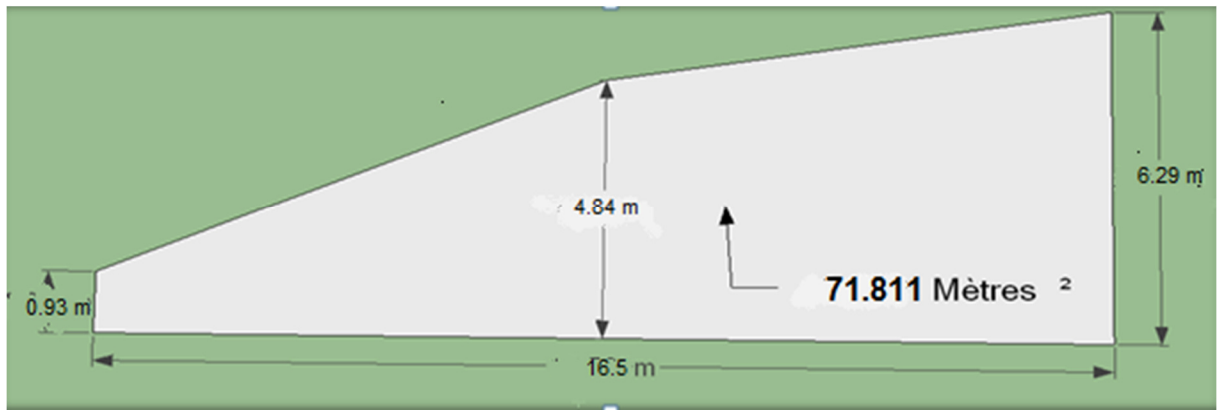


Figure IX.1 : Surface de diagramme de moment

$$\int_0^L M dx = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 2 \times -71,811 = -143,622 m^2$$

$$D'où : B_p = \frac{-143,622}{2 \times 12102,94 \times 0,347811152} = -17,0591 \times 10^{-3} rd$$

c) Rotation totale :

- En service à vide :  $\Theta_t = \Theta_G + \Theta_P = (0,2676 - 17,0591) \times 10^{-3} = -0,0168 rd$
- En service en charge :  $\Theta_t = \Theta_G + \Theta_P + \Theta_S = -0,0168 + 0,0003842 = -0,0164 rd$

#### IX.4.Calcul des déplacements (horizontalement):

a) Déplacement du à une rotation d'appui :

$$\Delta B = \frac{Bh}{2} = -0,0164 \times \frac{1,6}{2} = -1,312 cm$$

b) Retrait :

$$\Delta hr = \xi \frac{L}{2} = 2 \times 10^{-4} \times \frac{34}{2} = 0,34 cm$$

c) Fluage :

$$\Delta hf = \frac{l}{2} \times \frac{\Delta \sigma_{fluage}}{E_p}$$

$\Delta \sigma_n$ : pertes totales moyennes dues au fluage = 133,11 MPA

$$\Delta \sigma_{fluage} = \frac{34}{2} \times \frac{133,11}{190000} = 1,19098 cm$$

d) Déplacement du a la variation de température :

$$\Delta t = \Delta L \times \frac{L}{2}$$

$\Delta L = \pm 2 \times 10^{-4}$  pour variation de température de  $\pm 20^\circ c$  pour chaque appui.

$$\Delta t = \pm 2 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = \pm 2 \times 10^{-4} \times \frac{34}{2} \quad \Delta t = \pm 0,34 \text{ cm}$$

**e) Déplacement total :**

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3} (\Delta B + \Delta hr + \Delta hfl) + \Delta t = \frac{2}{3} (-1,312 + 0,34 + 1,19098) + 0,34 = \mathbf{0.49 \text{ cm}}$$

## CHAPITRE X : LES EQUIPEMENTS DU PONT

### X.1. Les appareils d'appuis :

#### X.1.1. Introduction :

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements et les rotations.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont : Les appareils d'appuis en béton ; spéciaux ; en acier ; en élastomère fretté.

Pour notre projet on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté

#### X.1.2. dimensionnement des appareils d'appuis :

##### X.1.2.1. Aire de l'appareil d'appui :

Réactions max :  $R_{\max} = 85.516 \text{ t}$

a: Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.

b: Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de  $150 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_{\max} = (R_{\max} / a b) < 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc} \quad a \times b > 0.85516/15 = 570.11 \text{ cm}^2$$

##### X.1.2.2. Détermination de la hauteur :

D'après le document **SETRA BT N04/1974** (recommandation vis-à-vis la distorsion)

$$\tau_H \leq G \text{ tg } \gamma l = G \times U_1 / T \leq 0.5 \times G$$

$\tau_H$  : contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal ;  $G$  : module d'élasticité transversale

$$\tau_H = G \times \text{tg } \gamma = G \cdot \frac{U_1}{T}$$

$U_1$  : déformation lente (retrait, fluage, température) =  $\Delta r + \Delta T + \Delta f = 0.34 + 0.34 + 1.19098 = 1.871 \text{ cm}$

Donc :  $T \geq 18.71 / 0,5 = 37.42 \text{ mm}$  on prend  $T = 40 \text{ mm}$ .

##### X.1.2.3. Dimension en plan de l'appareil :

La condition de non flambement :  $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Leftrightarrow 5T \leq a \leq 10T$

$$5T \leq a \leq 10T \quad 200 \text{ mm} \leq a \leq 400 \text{ mm} \quad \text{donc} \quad (a \times b) = (300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm})$$

**IX.1.2.4. Dimensionnement des frettes :**

On doit vérifier les conditions suivantes (  $t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{t_i \times \sigma_e}$  et  $t_s \geq 2 \text{ mm.}$  )

$\sigma_e$  : limite d'élasticité en traction de l'acier des frettes = 220Mp (Acier E24-1:  $e < 3\text{mm}$ ).

$t_i = 10 \text{ mm}$  épaisseur d'acier      On prend :       $t_s = 3 \text{ mm.}$       donc

3 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur       $t = 10 \text{ mm}$

2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur       $t/2 = 5 \text{ mm}$

4 frettes intermédiaires d'épaisseur       $t_s = 3\text{mm}$

L'appui sera désigné par l'appellation :  $n = t + t_s$       Donc :  $H_{\text{Total}} = 13 \times 4 = \mathbf{52 \text{ mm.}}$

L'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : **300x 400 x 4 (13) mm**

**X1.2.5. Efforts horizontaux :**

- **Système A(l) : L'effort de freinage**  $F=1/(20+0.0035 \times S)$

**A) Une travée chargée :**  $A=1.013 \text{ t/m}^2$  donc  $F=0.05$  →  $H_{A(L)}= 0.053 \text{ t}$  par poutre

**B) Deux travées chargées :**  $A=1.013 \text{ t/m}^2$  donc  $F=0.048$  →  $H_{A(L)}=0.051 \text{ t}$  par poutre

- **Système Bc : L'effort de freinage**  $30t$  →  $H_{bc}=2.14 \text{ t}$  par poutre

- **Effort due au vent :**  $H_v = P \times L \times h = 250 \times 33 \times 1.8$  →  $H_v=1.5 \text{ t}$  par poutre

- **Effort due au séisme :**

$$\varepsilon_h = 0.3 \times 706.745 = 212.02 \text{ t}$$

$$\varepsilon_v = \pm 0.09 \times 706.745 = \pm 63.61 \text{ t}$$

$$\varepsilon_{h/\text{appui}} = 212.02 / 2 \times 7 = 15.14 \text{ t}$$

$$\varepsilon_{v/\text{appui}} = \pm 63.61 / 2 \times 7 = \pm 4.54 \text{ t}$$

**X.1.2.6. Effort dû à la déformation (déplacements) :**

$$\Delta_{\text{max}} = 0.49 \text{ cm} = \varepsilon$$

On a le moment d'élasticité transversale  $G = E/2(1 + \nu) = 8 \text{ kg/cm}^2$

la hauteur nette de l'élastomère  $T = 4 \text{ cm}$

Effort de longue durée :  $F_e = (G \times a \times b \times \varepsilon) / T = 80 \times 0.3 \times 0.4 \times 0.49 / 4 = 1.176 \text{ t}$

**X.1.2.7. Vérification des contraintes :**

Sollicitation sous charges verticales :

- **Contraintes de compression :**

$$R_{\text{max}} = 85.516 \text{ t} \quad \sigma_m = R_{\text{max}} / a \times b = 85.516 / 0.3 \times 0.4 = 7.13 \text{ MPa} < \sigma_1 = 15 \text{ MPa}$$



- **Contrainte de cisaillement au niveau du frettage crée par cet effort :**

$$\tau_N = 1.5 \times \sigma' m / B$$

B : coefficient de forme et c'est égale à :

$$B = \frac{a \times b}{2 \times 1 \times (a + b)} = (30 \times 40) / (2 \times 1 \times (30 + 40)) \quad B=8.57$$

$$\tau_N = 1.5 \times 7.13 / 8.57 = 1.25 \text{ MPa} \quad \bar{\tau} = 3 \times G = 3 \times 80 = 2.4 \text{ MPa} \quad \tau_N < \bar{\tau} \quad \text{vérifiée}$$

- **Sollicitation due à un effort horizontal (déplacement) :**

- **Déformation linéaire :**

$$\tau_H = G \times \Delta_{\max} / T = 80 \times 0.49 / 4 = 0.098 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.5 \times G = 0.4 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{tg } \gamma_1 = \Delta_{\max} / T < 0.7 \quad 0.49 / 4 = 0.12 < 0.7 \quad \text{vérifiée}$$

- **Sous un effort dynamique (freinage) :**  $F_{Bc} = 2.25t$ :

$$\tau_{H2} = F / a \times b = 2.25 / 0.3 \times 0.4 = 0.19 \text{ MPa}$$

$$U_2 = (F \times T) / (2 \times G \times a \times b) = (2.25 \times 0.04) / (2 \times 80 \times 0.3 \times 0.4) = 0.0046 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \gamma_2 = U_2 / T = 0.0046 / 4 = 0.0011 \quad \text{donc :} \quad \gamma_2 = 0.0011 \text{ rad}$$

- **Déformation (lente + rapide) :**

$$\text{tg } \gamma = \text{tg } \gamma_1 + \text{tg } \gamma_2 = 0.47 + 0.0011 = 0.4711 \quad \text{tg } \gamma = 0.4711 < 0.7 \quad \text{vérifiée}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 0.098 + 0.19 = 0.288 \text{ MPa} < \bar{\tau}_H = 0.7 \times G = 0.56 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- **Sollicitation due à une rotation  $\alpha T$  :**  $\alpha T = \alpha + \alpha_0$

$\alpha$  : Rotation calculée précédemment.

$\alpha_0$  : rotation supplémentaire pour tenir en compte des imperfections de pose.

$$\alpha_0 = 0.01 \text{ rd}$$

$$\tau_\alpha = [ (G \times a^2 / 2 \times n \times t^2) \times (\alpha + \alpha_0) ] =$$

$$\tau_\alpha = [ (80 \times 0.3^2 / 2 \times 7 \times 0.01^2) \times (0.0168 + 0.01) ] = 1.38 \text{ MPa.}$$

$$\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_\alpha \leq 5.41 \text{ G} = 2.918 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- **Condition de non flambement :**

$$T \leq (a / 5) = 30 / 5 = 6 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

**X.2.Dés d'appuis :****X.2.1.Les dimensions de dé d'appui:**

$$a \times b = (30 \times 40) \text{ cm}^2 \quad H \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a+b)} = 17.14 \text{ cm} \quad \text{donc } h = 30 \text{ cm} ; a_1 \times b_1 = (40 \times 50) \text{ cm}^2$$

**X.2.2.Ferraillage de dé d'appui :****X.2.2.1.Armatures de chaînage:**

La section de frettage doit reprendre un effort égal à  $0.04.R_{\max}$

$$R_{\max} = 85.516 \text{ t} \quad A = 0.04.R_{\max} \quad \sigma_s = 228.63$$

$$A = 0.04 \times R_{\max} / 228.63 = 1.49 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{3HA8} \quad (A_s = 1.51 \text{ cm}^2)$$

**X.2.2.2 Armatures de profondeur :**

Le calculée doit reprendre un effort de  $R = 0,125R_{\max} = 10.69 \text{ t} = 0.1069 \text{ MN}$

$$A_p = \frac{0,125R_{\max}}{\sigma_s} = 4.68 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{6HA 10} \text{ pour } A = 4.71 \text{ cm}^2$$

**X.2.2.3.Armatures de diffusion :**

**A) frettes supérieures :** Ce sont des armatures capables de reprendre 4%  $R_{\max}$

$$A_{fs} = \frac{0,04R_{\max}}{\sigma_s} = 1.49 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{3 HA8} \quad (A_s = .511 \text{ cm}^2)$$

**B) Ferraillage frettes inférieures :** Elles peuvent reprendre 10% de  $R_{\max}$

$$A_{fi} = \frac{0,1R_{\max}}{\sigma_s} = 3.7 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{7 HA8} \quad (A_s = 3.52 \text{ cm}^2)$$

**X.3.Joint de chaussée :**

**Figure .X.2 : Joint de chaussée**

**X.3.1.Calcul du joint de chaussée :**

Le choix du joint de chaussée est fonction du déplacement maximum selon la condition suivante le déplacement du aux variations linéaires (retrait, fluage, et température) et au freinage doit être  $< w$

**a) Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal,  $\Delta l = h \times t g \alpha$ .

On accepte une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **3.6 cm**

**b) Déplacement dû aux variations linéaires**

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :  $\Delta_t = \Delta_f + \Delta_r + \Delta_T = 1.35 \text{ cm}$ .

**c) Déplacement dû au freinage :**

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :  $\epsilon_f = \frac{T.H}{G.S}$

$G = 1,6 \text{ MPa}$  pour des variations instantanées

$$\epsilon_f = \frac{4 \times 2.14}{160 \times 0,4 \times 0,3} = 0,44 \text{ cm}$$

**d) Déplacement dû au séisme :  $\epsilon_s = \frac{T.H}{G.S}$  avec  $H_s = 9.6 \text{ t}$  →  $\epsilon_s = \frac{4 \times 9.6}{160 \times 0,4 \times 0,3} = 2 \text{ cm}$**

- **Combinaison :  $\Delta_t + \epsilon_f = 1.35 + 0.44 = 1.79 \text{ cm}$ ..  $\Delta_t + \epsilon_s = 1.35 + 2 = 3.35 \text{ cm}$ ..**

D'après les combinaisons qu'on a eues on opte au joint **Wd60**

**X.4.Plot parasismique :**

Les plots parasismiques sont en béton armé, ils sont encastrés au chevrete au niveau des piles et sur mur frontal au niveau des culées, destinés à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversal.

Une hauteur de 50cm ; une section de 50x50cm et espacé de 5cm par rapport à la poutre

**X.4.1.Efforts agissant sur le plot :**

Le plot est soumis à un effort sismique horizontal égal au dixième de poids de tablier.

$$F_s = 0.1 \times G \times l/2 = 35.29 \text{ t} = 0.1 \times 706.745 \times l/2 = 35.34 \text{ t}$$

$h$  : la hauteur de plot.  $e = 0,36 \text{ m}$ .

$F_s = l$ 'effort qui transmet à chaque plot.  $M = Q.e = 12.72 \text{ t.m}$

**X.4.1.Ferraillage de plot :**

Le ferraillage se fait en flexion simple :  $A_s = 15.43 \text{ cm}^2$  on prend **11HA 14** =  $16.94 \text{ cm}^2$

- Pour l'armature transversale, On prend des cadres **HA10** espacés de **10 cm**.
- Pour la fibre comprimée on prend **11HA12** de  $12.43 \text{ cm}^2$

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA CULEE

### XI.1.Introduction :

La définition des culées d'un ouvrage est une des étapes fondamentales dans l'étude d'un projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblayées).
- Culée enterrée.

### XI.2.Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évaluer par la formule suivante:  $H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$ .

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1	Culée2
Côte projet (m)	705.62	701.84
Côte TN (m)	702.63	696.95
Côte de la fondation (m)	695.61	691.32
Hauteur de la culée (m)	10.01	10.52

Tableau .XI.1 :Implantation des culées

### XI.3.Pre dimensionnement des culées :

On s'intéresse au dimensionnement de la culée gauche au PK20+746 :

#### XI.3.1. Mur garde grève :

- Hauteur :  $h = 2.15 \text{ m}$  ; Épaisseur :  $e = 30 \text{ cm}$  ; Longueur = 11 m.

#### XI.3.2. Mur de front :

- Hauteur :  $H = 8.37 \text{ m}$  ; Épaisseur :  $E_f = 1.2 \text{ m}$  . Longueur : 11 m.

**XI.3.3. La semelle :**

- Epaisseur  $E_s = 1.5 \text{ m}$       Largeur :  $L_s = 9.6 \text{ m}$       Longueur :  $12 \text{ m}$

**XI.3.4. Mur en retour :**

- Hauteur :  $H = 10.52 \text{ m}$       Epaisseur :  $E = 0.4 \text{ m}$       la largeur :  $L_r = 7 \text{ m}$

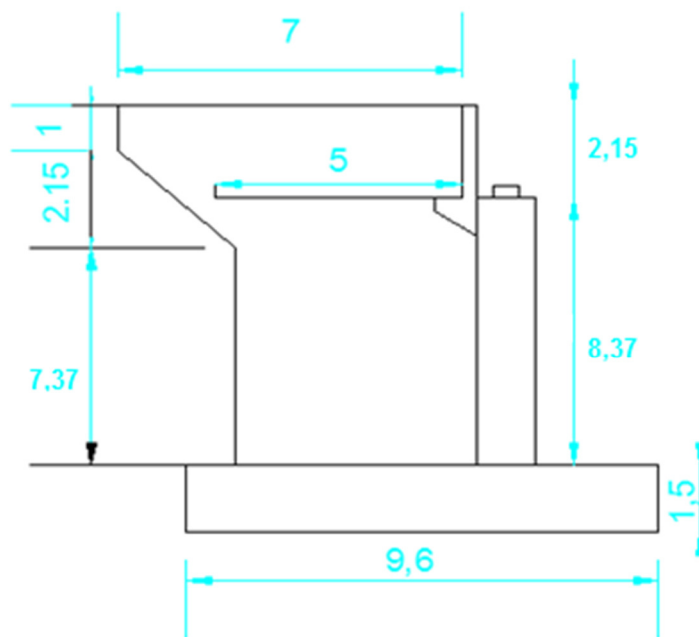
**XI.3.5. La dalle de transition :**

La Largeure  $L_{Dt} = 5 \text{ m}$       Epaisseur :  $E_{Dt} = 30 \text{ Cm.}$

La longueur  $L = 10 \text{ m.}$       La Pente :  $P = 10 \%$ .

**X.3.6- Le corbeau :**

- Hauteur :  $H = 0,50 \text{ m.}$       Epaisseur :  $E_f = 0,50 \text{ m.}$        $E_d = 0.40 \text{ m}$       Longueur :  $L = 10 \text{ m}$



**Figure XI.1 : Shéma de la culée**

**XI.4.Evaluation des efforts sollicitant la culée :**

**XI.4.1.Détermination du coefficient de poussée  $K_{ah}$ :**

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cos(\beta)}} \right)^2}$$

$\varphi = 35^\circ$  : angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$  : fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$  : angle de frottement remblai-culée.

$\text{tg}\theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_v} \rightarrow \theta = \text{arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_v}\right) \rightarrow$  (Selon RPOA2008)

Tel que :  $\varepsilon_v = 0.7 \varepsilon_H \quad \varepsilon_H = A = 0.1$

A : coefficient d'accélération de zone.

CN	H+V+	H	H
Cas normal	Séisme horizontale et verticale	Séisme horizontal	Séisme horizontale et verticale

Tableau .XI.2.

Action du séisme	Notation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_v$	$\theta^\circ$	$K_{ad}$
Condition normale	Cas N:1	0	0	0	0,271
H + V+	Cas N:2	0,1	0,07	5.34	0.347
H	Cas N:3	0,1	0	5.71	0.329
H+V-	Cas N:4	0,1	-0,07	6.14	0.31

Tableau XI.3 : les Coefficients de poussée

**XI.4.2.Calcul des sollicitations :**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

## a) Efforts dû au poids propre :

Désignation	Cas	P(t)	$\varepsilon h \times P$	$(1 \pm \varepsilon v) \times P$	H	V	Mr	Ms
poids propre du tablier	CN	353.37	0	353.37	2.6	10.17	/	918.76
	H + V+		35.34	378.11	2.6	10.17	359.41	983.09
Mur garde greve	CN	17.74	0	17.74	3.35	10.95	/	59.43
	H + V+		1.77	18.98	3.35	10.95	19.38	63.58
Corbeau	CN	1.25	0	1.25	3.45	9.65	/	4.31
	H + V+		0.125	1.34	3.45	9.65	1.21	4.62
Mur frontal	CN:	276.21	0	276.21	2.6	5.69	/	718.15
	H + V+		27.62	295.54	2.6	5.69	157.15	768.40
Mur en retour 1	CN:	14	0	14	6.7	11.52	/	93.8
	H + V+		1.4	14.98	6.7	11.52	16.13	100.37
Mur en retour 2	CN:	28.38	0	28.38	6.5	9.95	/	184.47
	H + V+		2.84	30.37	6.5	9.95	28.27	197.41
Mur en retour 3	CN:	91.39	0	91.39	6.3	5.19	/	575.76
	H + V+		9.14	97.79	6.3	5.19	47.44	616.08
Semelle	CN:	432	0	432	4.8	0.75	/	2073.60
	H + V+		43.2	462.24	4.8	0.75	32.4	2218.75
Dalle de transition	CN:	37.5	0	37.5	5.7	10.02	0	213.75
	H + V+		3.75	40.13	5.7	10.02	37.58	228.74
Dés d'appui	CN:	0.525	0	0.53	2.6	10.17	/	1.37
	H + V+		0.053	0.56	2.6	10.17	0.54	1.46
Poids des remblais sur la DT	CN:	193.5	0	193.5	6.7	10.95	/	1296.79
	H + V+		19.35	207.05	6.7	10.95	211.88	1387.24
Poids des remblais sur la semelle	CN:	1060.64	0	1060.64	6.4	5.69	/	6788.10
	H + V+		106.06	1134.88	6.4	5.69	603.48	7263.23
Freinage	CN:	15	0	15	2.6	10.17	/	39
	H + V+		1.5	16.05	2.6	10.17	15.26	41.73

Tableau .XI.1 : Effort dûs aux poids propres et freinage sur la culée

b) Calcul des efforts dues aux poussées des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

Désignation	cas	P(t)	(1±Ev)	V	MR
Mur GG	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 2.15^2 \times 11$	1	10.59	131.33
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 2.15^2 \times 11$	1,07	10.59	179.94
Mur frontal	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 8.37^2 \times 11$	1	4.29	806.33
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 8.37^2 \times 11$	1.07	4.29	1104.73
Semelle	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 12$	1	0.5	3.29
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 12$	1,07	0.5	4.51

Tableau .XI.2 : Les poussées des terres

c) Calcul des efforts dues aux poussées des surcharges sur remblai :

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos\beta} (1 \pm k_v) K_{ad}$$

Désignation	cas	P(t)	(1±Ev)	V	MR
Mur GG	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 2.15 \times 11$	1	10.59	81.45
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 2.15 \times 11$	1,07	10.59	111.58
Mur frontal	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 8.37 \times 11$	1	4.29	128.45
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 8.37 \times 11$	1.07	4.29	175.98
Semelle	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 1,5 \times 12$	1	0.5	2.93
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 1,5 \times 12$	1,07	0.5	4.01

Tableau XI.3 :Les poussées des surcharges sur remblai

Désignation	Condition	P	$\epsilon h \times P$	$(1 \pm \epsilon v) \times P$	V	H	Mr	Ms
D 240	CN	172.80	0	172.80	2.6	10.17	/	449.28
	H + V+		17.28	184.90	2.6	10.17	175.74	480.74

Tableau .XI.6 : Les moments du au surcharge D240.

Désignation	Condition	$\epsilon h \times P$	$(1 \pm \epsilon v) \times P$	MR	MS
total	CN	250.43	2771.94	1153.78	13812.78
	H + V+	756.45	3210.19	6444.91	15056.53

Tableau .XI.7 : Les moments et les efforts globaux



**XI.5.Vérification de la culée :**

**XI.5.1. Vérification de non renversement :**

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique}$$

**M<sub>s</sub>**: moment stabilisant du à F<sub>v</sub> .

**M<sub>r</sub>**: moment renversant du à F<sub>h</sub> .

**XI.5.2. Vérification de non glissement :**

$$\eta = \left( \frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale}$$

$$\eta = \left( \frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique}$$

**μ**: coefficient de frottement terres – béton

$$\mu = \tan \left( \frac{3}{2} \right) \varphi \approx 0,4 \text{ avec } \varphi = 35^0$$

**XI.5.3 Étapes d'exécution de la culée:**

**1<sup>ère</sup> étape:** culée à vide.

**2<sup>ème</sup> étape:** culée à vide + Tablier.

**3<sup>ème</sup> étape:** culée à vide + Tablier + Remblais.

**4<sup>ème</sup> étape:** culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**1ere Etape: culée à vide :**

désignation	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	M <sub>r</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)	η	λ
CN	0	899.00	0,000	3924.64	∞	∞
V+ H+ ↓	89.90	961.93	340.1	4199.41	10.7	12.35

2eme Etape: culée à vide+ Tablier :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$	$\eta$	$\lambda$
CN	0	1252.37	0,000	4843.4	$\infty$	$\infty$
V+ H+ ↓	125.24	1340.04	699.1	5182.5	10.70	7.41

3eme Etape: culée à vide+ Tablier+ Remblais :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$	$\eta$	$\lambda$
CN	206.94	2506.51	940.95	12928.29	12.11	13.74
V+ H+ ↓	534.17	2681.97	2804.05	13832.97	5.02	4.93

4eme Etape: culée à vide+ Tablier+ Remblais+surcharges :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$	$\eta$	$\lambda$
CN	249.58	2694.31	1153.78	13416.57	10.80	11.63
V + H + ↓	612.53	2882.92	3286.62	14355.44	4.71	4.37

Conclusion : La stabilité de la culée vis-à-vis au glissement et renversement est assurée.

## XI.6.Etude et ferrailage de la culée :

### XI.6.1.Mur garde grève :

a) Evaluation des efforts :

- **Forces verticales :**
  - Dû poids propre.
  - De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
  - De la réaction de la dalle de transition.
- **Forces horizontales :**
  - Poussée des terres.
  - Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
  - Forces de freinage d'un essieu lourd du camion  $B_c$ .
- **Poussée des terres :**

L'effort de poussée est  $P_t = \frac{1}{2} K_a \gamma_r h^2$  avec  $h = 2.15$  m,  $K_a = 0,27$ ..... $P_t = 1.123$  t.

Le moment dû à l'effort de poussée  $M_t = \frac{1}{3} P_t \cdot h = \frac{1}{6} K_a \gamma_r h^3 = 0,805$  t.m

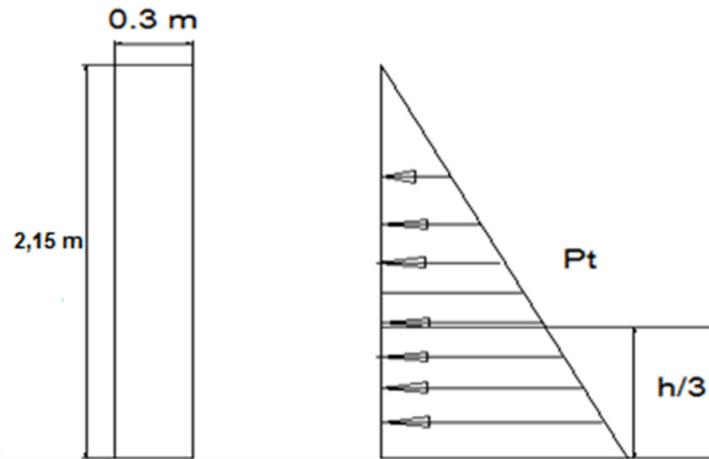


Figure XI.2.Poussée des terres sur le MGG

- Poussé d'une charge locale située en arrière du mur :

$$M_p = \frac{12.K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad \text{avec} \quad K = K_a \gamma_r b_c \delta$$

$\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

$\gamma =$  coefficient de pondération.  $\gamma = 1,2$  à l'E.L.S,  $\gamma = 1,6$  à l'E.L.U

$b_c = 1.1$  pour deux voies chargées.  $K_a = 0,27$

$$K = 0,27 \times 1.1 \times 1 \times \gamma = 0,297 \gamma$$

Pour  $h = 2.15$ m, M sera donné par le tableau établi par le S.E.T.R.A

$$M = 1.86 \text{ t.m à l'E.L.U}$$

$$M = 1.39 \text{ t.m à l'E.L.S}$$

$$\frac{M_p}{K} = 4.52 \text{ tm/ml} \Rightarrow M_p = 1.34 \gamma \quad \text{Moment du à la force de freinage}$$

On considère que l'effet d'une seul roue et l'on a admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à  $45^\circ$  à partir du bord du rectangle d'impact.

$$l_f = 0,25 + 2h = 4.55 \text{ m}$$

$$M_f = \frac{6 \cdot h}{0,25 + 2h} \gamma = 2.84 \gamma \quad \gamma : \text{Coefficient de pondération}$$

ELU :  $\gamma=1.6$   $M_f = 4.54 \text{ t.m/ml}$

ELS :  $\gamma=1.2$   $M_f = 3.41 \text{ t.m/ml}$ .

Le moment total à l'encastrement :

$$M_{ELU} = 1,35M_t + (M_p + M_f) = 7.77 \text{ t.m/ml} \quad M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 5.82 \text{ t.m/ml}.$$

**b) Ferrailage :**

• **Verticalement :**

$$M_{ELU} = 7.77 \text{ t.m /ml} \quad M_{ELS} = 5.82 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 1 \text{ m} ; h = 30 \text{ cm}$$

$$x = 15 \cdot \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0,15 \text{ m} \quad z = d - \frac{x}{3} = 0.22 \text{ m}$$

$$\overline{M}_I = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 34.65 \text{ t.m} > M_{ser} = 5.82 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{st}} = 11.57 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend **6HA16** ( $A_s = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 16 cm.

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ . Soit: } \mathbf{4HA12} \text{ pour } A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ espacées } \mathbf{25 \text{ cm}}.$$

• **Horizontalement :**

D'après les documents (SETRA PP73 appuis de tabliers -ferrailage type -),

on disposera **HA10** tous les **15 cm**

– **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} \text{ Avec}$$

( $A_s$  : section d'armature tendus).

$$12.06 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,4}{400} = 3.726 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

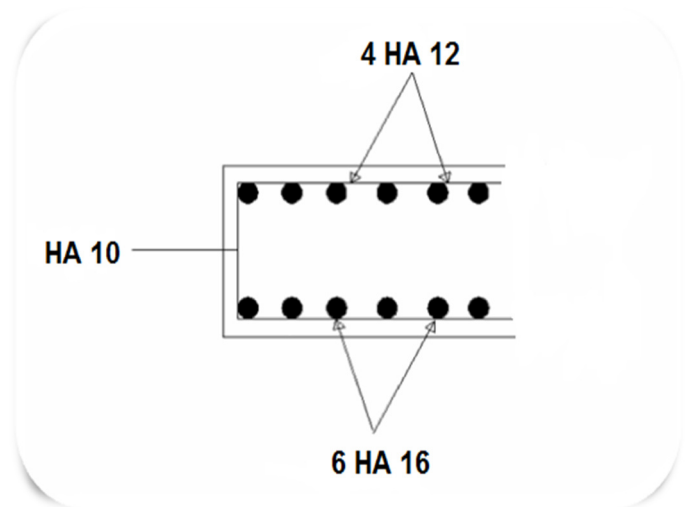
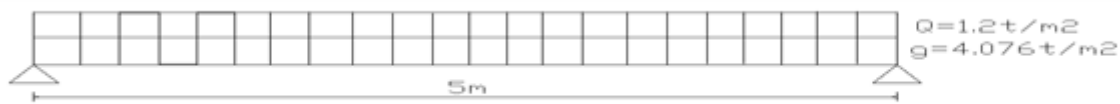


Figure XI.3 : ferrailage du MGG

**XI.6.2.La dalle de transition :**

**a ) Evaluation des efforts :**

- Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$ .
- Poids du remblai :  $g_2 = 1,8 \times 2.15 \times 1 = 3.87 \text{ t/m}^2$ .
- Poids propre du revêtement :  $g_3 = 2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}^2$ .
- Poids total:  $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 4.796 \text{ t/m}^2$ .
- Surcharges :  $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$ .prevu par le CPS.



**Figure.XI.4 : schéma statique de la dalle de transition**

	Charge (t/m)	M ( t.m/ml)	T (t/ml)
<b>Charges permanentes G</b>	<b>4.796</b>	<b>14.99</b>	<b>11.99</b>
<b>Surcharge Q</b>	<b>1,2</b>	<b>3.75</b>	<b>3</b>

**Tableau .XI.7 : LesEléments de réduction au D.D.T**

**– Combinaison des efforts :**

$$M_{ELU} = 1,35 MG + 1,6 Mq = 26.24 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELU} = 1,35 TG + 1,6 Tq = 20.87 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = MG + 1,2 Mq = 19.49 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELS} = TG + 1,2 Tq = 15.59 \text{ t/ml.}$$

**b) Ferrailage :**

$$M_{ELS} = 19.49 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 1\text{m}; h = 30\text{cm}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 34.65 \text{ t.m} > M_{ser} = 19.49 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \sigma_{st}} = 38.75 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } 8\text{HA}25 (A_s = 39.27 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ espacées } 10 \text{ cm.}$$

Pour les armatures de constriction On prend :

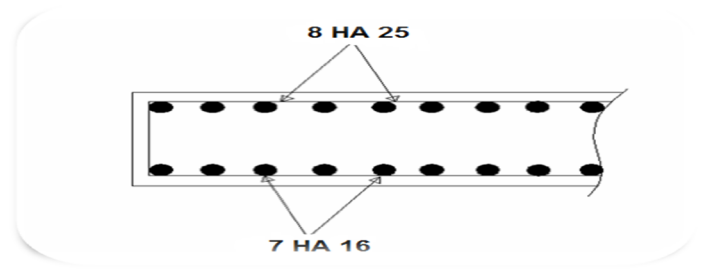
$$A_s' = A_s/3 = 13.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on prend : } 7\text{HA } 16 (A_s = 14.07 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement de } 12 \text{ cm}$$

c) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s = 39.27 \geq 0,23$$

$$\frac{1 \times 0,27 \times 2.4}{400} = 3,726 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$



Figur XI.5:Ferrailage de la D.T

XI.6.3.Corbeau :

a) Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition:  $R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 \times 1 / 2 = 1.875 \text{ t/ml}$ .
- Réaction des poids des terres :  $R_2 = qL / 2 = 2.15 \times 5 \times 1,8 / 2 = 9.675 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due au revêtement :  $R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,44 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R_4 = 1.375 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due au poids propre du mgg :  $R_5 = qL / 2 = 1 \times 2.15 \times 0,3 \times 2,5 \times 0,5 = 0,806 \text{ t/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_6 = qL / 2 = 5 \times 1,2 / 2 = 3 \text{ t/ml}$ .

➤ Combinaison des efforts :

- Réactions :  $R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_5 + R_4) + 1,6 R_6 = 23.93 \text{ t/ml}$ .

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5) + 1,2 R_6 = 17.77 \text{ t/ml}$$

- Moments:  $M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5) + 1,6 R_6] \times 0,25 = 5.98 \text{ t.m/ml}$ .

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5) + 1,2 R_6] \times 0,25 = 4.44 \text{ t.m/ml}$$

b) Ferrailage :

$$M_{ELS} = 4.44 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 1 \text{ m ; } h = 55 \text{ cm}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 120.24 \text{ t.m} > M_{ser} = 4.44 \text{ t.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \sigma_{st}} = 4.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit : } 2\text{HA}14 + 1\text{HA}16 \text{ (} A_s = 5.09 \text{ cm}^2/\text{ml) } \text{éspacées } 30.5 \text{ cm}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A_s' = A_s / 3 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc en prend : } 2\text{HA } 12 \text{ (} A_s = 2.26 \text{ cm}^2)$$

c) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec (As : section d'armatures tendus)}$$

$$5,09 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,495 \times 2,4}{400} = 6,831 \text{ cm}^2. \quad \rightarrow \text{non vérifiée.}$$

$$A_s = A_{s \text{ min}} = 6,831 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA14** ( $A_s = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec **St = 16,5cm**

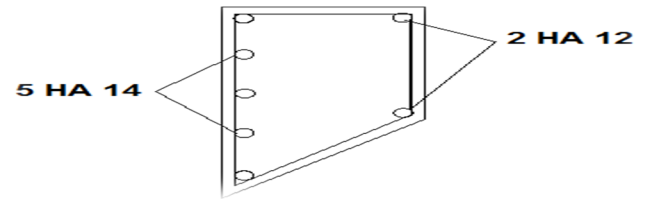


Figure XI.6. Ferrailage du corbeau

#### XI.6.4. Mur en retour :

##### XI.6.4.1. Armatures horizontale :

###### a) Evaluation des efforts :

- **Partie 1 :**

- Poussée de remblai :  $P_{1\text{moy}} = \frac{1}{2} \gamma (K_a h_1) = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 0,27 \times 1 = 0,243 \text{ t/m}^2$

- Poussée de surcharge :  $P_{S1} = Q_1 K_a = 1,2 \times 0,27 = 0,32 \text{ t/m}^2$

- Moments à l'encastrement :  $M = (P_{1\text{moy}} + P_{S1}) \times \frac{10,02^2}{2} = 28,26 \text{ t. m/ml}$

- **Partie 2 :**

Grace à la présence de la dalle de transition la poussée due aux surcharges sur remblai est éliminé.

- $P_{2\text{moy}} = \frac{1}{2} \gamma (K_a h_2) = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 0,27 \times 2,15 = 0,52 \text{ t/m}^2$

- Moments à l'encastrement :  $M_2 = P_{2\text{moy}} \times \frac{8,44^2}{2} = 18,52 \text{ t. m/ml}$

- **Partie 3 :**

- $P_{3\text{moy}} = \frac{1}{2} (P_2) + P_3 = \frac{1}{2} (\gamma K_a h_3) + P_2$   
 $= \frac{1}{2} (1,8 \cdot 0,27 \cdot 7,37) + 0,52 = 2,31 \text{ t/m}^2$

- Moments à l'encastrement

$$M_3 = P_{3\text{moy}} \times \frac{3,685^2}{2} = 15,68 \text{ t. m/ml}$$





$M_{ELS}=15.08 \text{ t.m/ml}$        $A_s = 22.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Soit : **8HA20** ( $A_s = 25.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de **12 cm**.

• **Armature de construction (face extérieure) :**

– **Armature horizontale :**

- Partie1 :HA14 avec espacement de **20 cm**.
- Partie2 :HA14 avec espacement de **20 cm**.
- Partie3 :HA14 avec espacement de **20 cm**.

d) **Armature verticale :**

On prend des **HA14** avec des espacements de **15 cm**

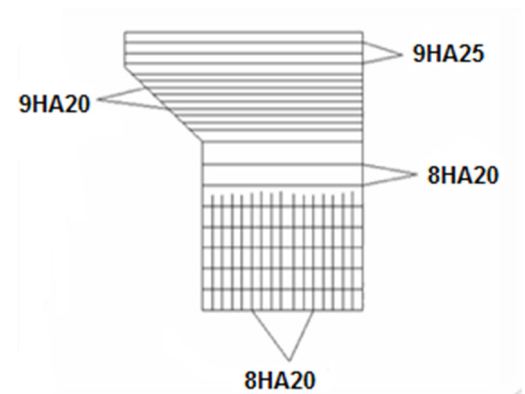


Figure .XI.8 :Ferrailage le mur en retour

**XI.6.5.Mur frontal**

**XI.6.5.1.Evaluation des efforts sur le mur frontal :**

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 max.
  - Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
  - Son poids propre.
- **Forces horizontales :**
  - Poussée des terres.
  - Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
  - Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable

Désignation	Cas	P(t)	$\epsilon h \times P$	$(1 \pm \epsilon v) \times P$	H	V	Mr	Ms
poids propre du tablier	CN	353.37	0	353.37	0	8.67	/	/
	H + V+		35.34	378.11			306.40	/
Mur gardegrève	CN	17.74	0	17.74	0.75	9.45	/	13.31
	H + V+		1.77	18.98			16.73	14.23
Corbeau	CN	1.25	0	1.25	0.85	8.20	/	1.06
	H + V+		0.125	1.34			1.03	1.16
Mur frontal	CN:	276.21	0	276.21	0	4.19	/	/
	H + V+		17.62	301.07			73.83	/
Mur en retour 1	CN:	14	0	14	4.1	10.02	/	57.4
	H + V+		1.4	14.98			14.03	61.42
Mur en retour 2	CN:	28.38	0	28.38	3.9	8.45	/	110.68
	H + V+		2.84	30.37			24	118.44
Mur en retour 3	CN:	91.39	0	91.39	3.7	3.69	/	338.14
	H + V+		9.14	97.79			33.73	361.82
Dalle de transition	CN:	37.5	0	37.5	3.4	8.52	/	127.5
	H + V+		3.75	40.13			31.95	136.44
Dés d'appui	CN:	0.525	0	0.53	0	8.67	/	/
	H + V+		0.05	0.56			0.43	/
Poids des remblais sur la DT	CN:	193.5	0	193.5	4.1	9.45	/	711.35
	H + V+		19.35	207.05			182.86	848.91
Poids des remblais sur la semelle	CN:	1060.64	0	1060.64	3.8	4.19	/	4030.43
	H + V+		106.06	1134.88			444.39	4312.54

Tableau .XI.8 :Les moments et efforts agissants sur le mur frontal

Désignation	cas	P(t)	$(1 \pm \epsilon v)$	V	MR
Freinage	CN:	15	1	8.67	130.05
	H + V+		1,07		139.15
Mur frontal+ Mur garde greve	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 10.52^2 \times 11$	1	3.51	703.26
	H + V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 10.52^2 \times 11$	1.07		1427.86
Surcharge	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 8.37 \times 11$	1	4.19	125.45
	H + V+	$1.2 \times 0,347 \times 8.37 \times 11$	1,07		171.88

Tableau XI.9 : Les poussées et la force de freinage

Désignation	Condition	P	$\epsilon h \times P$	$(1 \pm \epsilon v) \times P$	V	H	Mr	Ms
D 240	CN	172.80	0	172.80	0	8.67	/	/
	H + V+		17.28	184.90	0		149.82	/

Tableau XI.10 : La surcharge D240

Avec :

G : charge permanente

Q : surcharge

1. Combinaison

CN :

ELU: 1,35G + 1,6Q

ELS: G + 1,2Q

CS:

G + Q

- Condition normal:

Etat	Fh	Fv	M <sub>S</sub>	M <sub>R</sub>
ELU	472.75	3077,06	7276.32	1815.75
ELS	350.85	2281.87	5389.87	1348.79

- Condition sismique:

Etat	Fh	Fv	M <sub>S</sub>	M <sub>R</sub>
ELU	677.55	2410.16	5854.96	3020.72

5.5.2. Calcul du ferrailage :

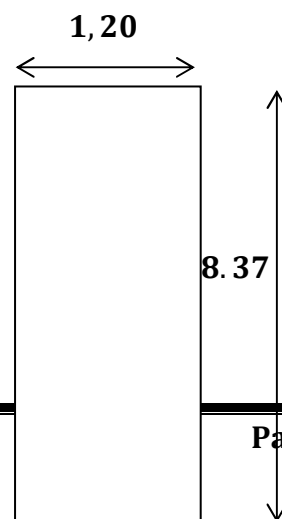
- Vérification du flambement de mur :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } l_f = 0,707 \times 8,37 = 5,92 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } B = 1,2 \times 8,37 = 10,04 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,2 \times 8,37^3}{12} = 58,64 \text{ m}^4$$

Donc:



$$i = \sqrt{\frac{58.64}{10.04}} = 5.84$$

Finalement :

$$\lambda = \frac{5.92}{5.84} = 1.014 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

Les armatures verticales :

Donc le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations ( $M_U^*$ ;  $N_U^*$ ), on prend une bande de 1ml de largeur et hauteur.

$$N_U = \frac{30,7706}{11} = 2.797 \text{ MN/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{22,8187}{11} = 2,074 \text{ MN/ml}$$

$$N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00017$$

$$N_U^* = 2.797 \times 1,00017 = 2.7975 \text{ MN/ml}$$

$$N_{ser}^* = 2,074 \times 1,00017 = 2,0744 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad \text{avec :}$$

$$e_{0u} = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{5460.57}{3077.06} = 1,7746 \text{ m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_S}{N_S} = \frac{M_S^- - M_S^+}{N_S} = \frac{4041.08}{2281.87} = 1,7710 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,04\text{m}$$

Donc :

$$M_U^* = 2.7975 \times 1,7746 = 4,9544 \text{ MN/ml}$$

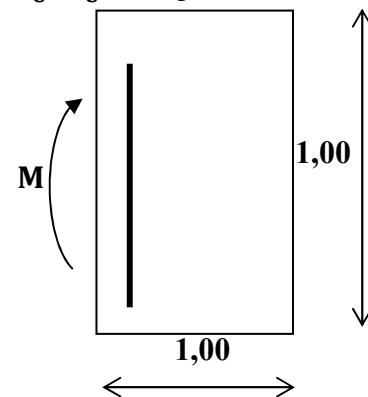
$$M_S^* = 2.0744 \times 1,771 = 3,6738 \text{ MN/ml}$$

Après le calcul on trouve que  $A_S = 0$  (section entièrement comprimée)

Donc on prend la section minimale :

$$A_S = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 1,2 \times 1 \times \frac{2,4}{400} = 16,56\text{cm}^2, \text{ soit on prend: } 7 \text{ HA } 20 (A_s=21,99\text{cm}^2)$$



a. **Ferraillage horizontal (du à l'effort tranchant) :**

$\alpha=90^\circ$ (Armatures perpendiculaires aux armatures transversales)

$K=0$ , donc :

$$H_U = \frac{677.55}{8.37} = 80,9498 \text{ KN/ml (ferraillage sur 1ml de hauteur)}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{80.9498 \times 10^{-3}}{1,2 \times 1} = 0,067 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,001558 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

On fixe :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$A_t > 0,3117 \text{ cm}^2.$$

b. **Vérification du pourcentage :**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,100 \text{ cm}$$

On fixe :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Donc :**

$$A_t > 2,00 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$$A_t = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ soit : 2 HA 14 avec: } S_t = 20\text{cm}$$

c. **Armatures à droite:(ferraillage vertical)**

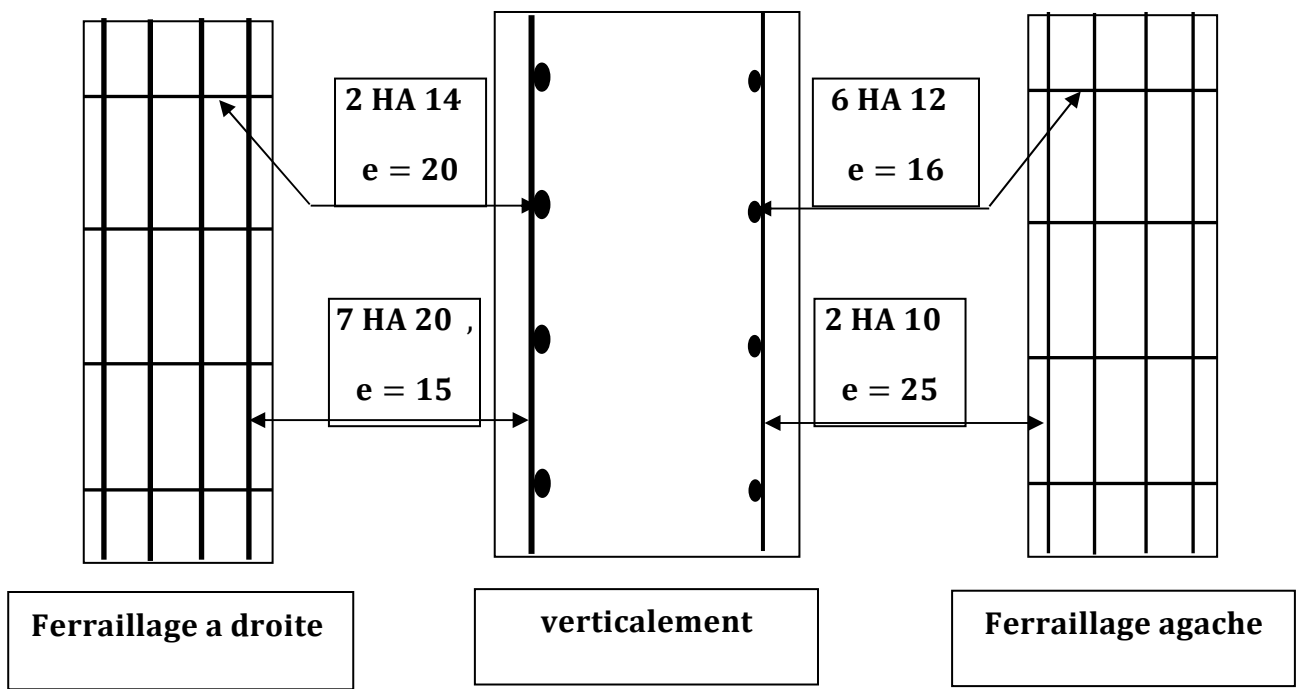
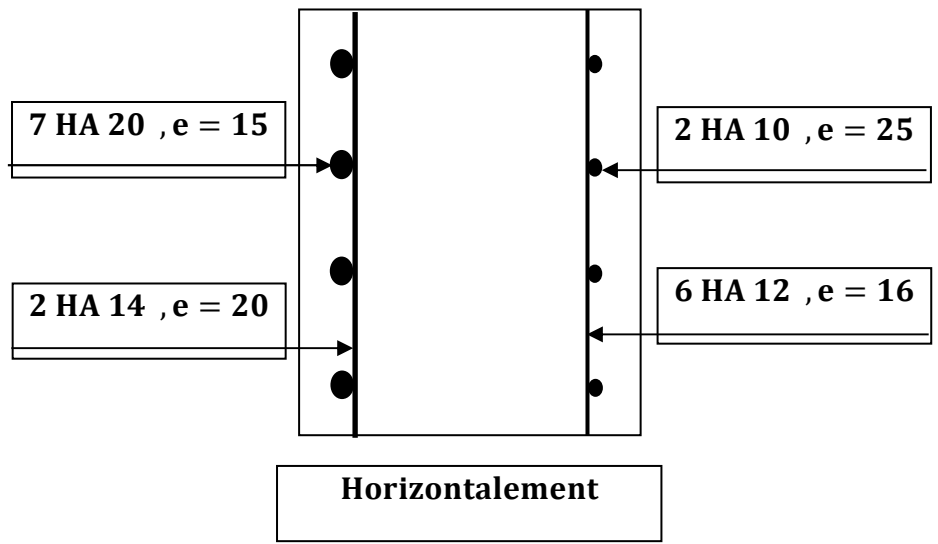
$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{16.56}{3} = 5,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 6 HA 12 avec } S_t=16\text{cm}$$

d. **Armatures à droite:(ferraillage horizontal)**

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{3,08}{2} = 1,54\text{cm}^2$$

Soit: 2HA 10 , Avec:  $S_t = 25\text{cm}$



**XI.7. Etude et ferrailage de la semelle :**

Longueur : L = 12 m Largeur : B = 9.6 m Epaisseur : E = 1,50m

**X.7.1. les efforts agissants sur la semelle :**

Désignation	Cas	P(t)	$\varepsilon h \times P$	$(1 \pm \varepsilon v) \times P$	H	V	Mr	Ms
poids propre du tablier	CN	353.37	0	353.37	2.2	9.42	/	777.41
	H + V+		35.34	378.11	2.2	9.42	332.90	831.84
Mur garde greve	CN	17.74	0	17.74	1.45	10.2	/	25.72
	H + V+		1.77	18.98	1.45	10.2	18.05	27.52
Corbeau	CN	1.25	0	1.25	1.35	8.9	/	1.69
	H + V+		0.125	1.34	1.35	8.9	1.11	1.81
Mur frontal	CN:	276.21	0	276.21	2.2	4.94	/	607.66
	H + V+		27.62	295.54	2.2	4.94	136.44	650.19
Mur en retour 1	CN:	14	0	14	-1.9	10.77	/	-26.6
	H + V+		1.4	14.98	-1.9	10.77	15.08	-28.46
Mur en retour 2	CN:	28.38	0	28.38	-1.7	9.2	/	-48.25
	H + V+		2.84	30.37	-1.7	9.2	26.13	-51.63
Mur en retour 3	CN:	91.39	0	91.39	-1.5	4.44	/	-137.09
	H + V+		9.14	97.79	-1.5	4.44	40.58	-145.69
Semelle	CN:	432	0	432	0	0	/	0
	H + V+		43.2	462.24	0	0	0	0
Dalle de transition	CN:	37.5	0	37.5	-0.9	9.27	0	-33.75
	H + V+		3.75	40.13	-0.9	9.27	34.76	-36.12
Dés d'appui	CN:	0.525	0	0.525	2.2	9.42	/	1.16
	H + V+		0.05	0.56	2.2	9.42	0.47	1.23
Poids des remblais sur la DT	CN:	193.5	0	193.5	-1.9	10.2	/	-367.65
	H + V+		19.35	207.05	-1.9	10.2	197.37	-393.40
Poids des remblais sur la semelle	CN:	1060.64	0	1060.64	-1.6	4.94	/	-1697.02
	H + V+		106.06	1134.88	-1.6	4.94	523.94	-1815.81
Freinage	CN:	15	0	15	2.2	9.42	/	33
	H + V+		1.5	16.05	2.2	9.42	14.13	35.31

Tableau XI.11 : Sollicitations agissants sur la semelle

Désignation	cas	P(t)	(1±Ev)	V	MR
Mur GG	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 2.15^2 \times 11$	1	9.84	122.03
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 2.15^2 \times 11$	1,07	9.84	167.19
Mur frontal	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 8.37^2 \times 11$	1	3.54	665.36
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 8.37^2 \times 11$	1.07	3.54	911.60
Semelle	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 12$	1	-0.25	-1.65
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 12$	1,07	-0.25	-2.26

Tableau .XI.4 : Les poussées des terres

Désignation	cas	P(t)	(1±Ev)	V	MR
Mur GG	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 2.15 \times 11$	1	10.20	78.45
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 2.15 \times 11$	1,07	10.2	107.48
Mur frontal	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 8.37 \times 11$	1	4.94	147.91
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 8.37 \times 11$	1.07	4.94	202.65
Semelle	CN:	$1.2 \times 0,347 \times 1,5 \times 12$	1	0.25	1.465
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 1,5 \times 12$	1,07	0.25	2.01

Tableau XI.5 :Les poussées des surcharges sur remblai

Désignation	Condition	P	$\epsilon h \times P$	$(1 \pm \epsilon v) \times P$	V	H	Mr	Ms
D 240	CN	172.80	0	172.80	2.2	9.42	/	380.16
	H + V+		17.28	184.90	2.2	9.42	162.78	406.78

Tableau .XI.6 : Les moments du au surcharge D240.

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$
CN	249.58	2262.31	1059.13	400.93
V + H + ↓	612.53	2420.68	2892.14	516.43

- Conditions normales :  $N_{max} = 2262.31 t$   $M_{max} = 658.2 t.m$
- Conditions sismiques :  $N_{max} = 2420.68 t$   $M_{max} = 2375.71 t.m$
- Effort revenant à chaque pieu :



Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide

Conditions sismiques :  $N_{max} = 2420.68 \text{ t}$   $M_{max} = 2375.71 \text{ t.m}$

L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :  $N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$

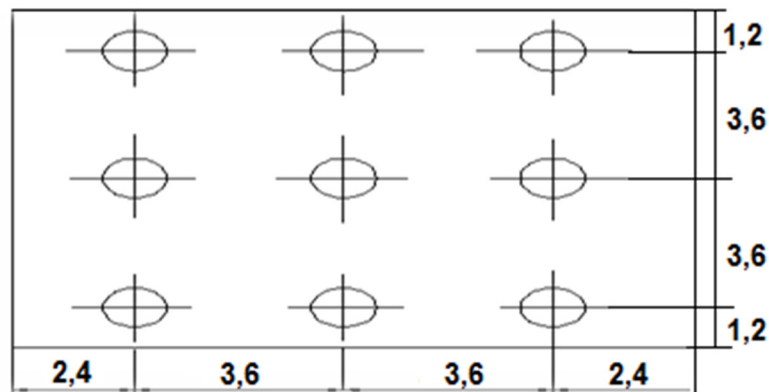


Figure XI.11-Vue en plan de la semelle

- Condition normale :

$$N_1 = \frac{2262.31}{9} + \frac{658.2 \times 1,8}{9 \times (1,8)^2} = 292 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2694.31}{9} - \frac{658.2 \times 1,8}{9 \times (1,8)^2} = 210.74 \text{ t}$$

- Condition sismique :

$$N_1 = \frac{2420.68}{9} + \frac{2375.71 \times 1,8}{9 \times (1,8)^2} = 415.61 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2420.68}{9} -$$

$$\frac{2375.71 \times 1,8}{9 \times (1,8)^2} = 122.32 \text{ t}$$

**XI.7.2.Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :**

La Condition de la méthode sont :  $h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$  et  $\alpha \geq 45^\circ$

On a:  $\text{tg} \alpha = \frac{h}{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})} = 1$  donc :  $\alpha = 45^\circ$  c'est vérifier.

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.5 \text{ m} \quad , \quad h = 1.50 \text{ m}$$

**a) Armatures transversales inférieures :****• Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{nf_tj}\right) = 215.55 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{292}{215.55} \times \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}\right)}{1.5} = 135.47 \text{ cm}^2$$

**• Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_2 = \frac{415.61}{400} \times \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}\right)}{1.5} = 103.90 \text{ cm}^2.$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est  $A_s = 135.47 \text{ cm}^2$ , on prend **17HA 32** ( $A_s = 136.68 \text{ cm}^2$ ).

$$L'espacement \text{ étant : } S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} =$$

$n$  : Nombre de barre = 14 barres.     $d$  : Enrobage = 5 cm.     $\Phi$  : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{17 - 1} = 0,16 \text{ m.} \quad \mathbf{S_t = 16 \text{ cm.}}$$

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur ( $L$ ) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$

**b) Armatures de répartition :**

Entre les différentes bandes de 2,7 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{136.68}{3} = 45.56 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{15HA20} \quad (A_1 = 47.10 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{15 - 1} = 0,18 \text{ m} \quad \mathbf{S_t = 18 \text{ cm}}$$

**c) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est

donnée par :  $A_2 = \frac{A}{3} = \frac{136.68}{3} = 45.56 \text{ cm}^2$

Soit: **15HA20** ( $A_2 = 47.10 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 17 \text{ cm}$

**d) Armatures de construction :**

➤ **Armatures transversales supérieures:**

$A_{ts} = \frac{A}{9} = \frac{136.68}{9} = 15.19 \text{ cm}^2$  Soit : **10HA14** ( $A_{ts} = 15.40 \text{ cm}^2$ )  $S_t = 40 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures longitudinales supérieures:**

$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{136.68}{3} = 45.56 \text{ cm}^2$  Soit: **23HA16** ( $A_2 = 46.23 \text{ cm}^2$ )  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures latérales :**

$A_L = \frac{A}{9} = \frac{136.68}{9} = 15.19 \text{ cm}^2$  Soit: **10HA14** ( $A_{ts} = 15.40 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 20 \text{ cm}$

Soit: **8HA14** ( $A_{ts} = 12.32 \text{ cm}^2$ ),  $S_t = 20 \text{ cm}$

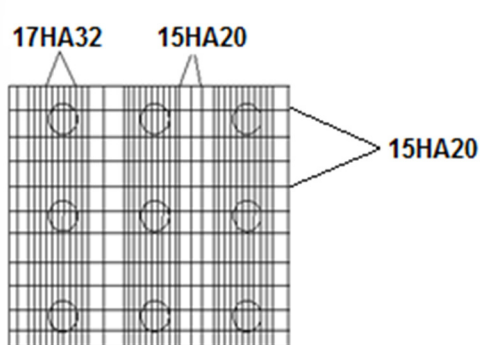


Figure XI.12-ferr de la semelle (nappe inférieure)

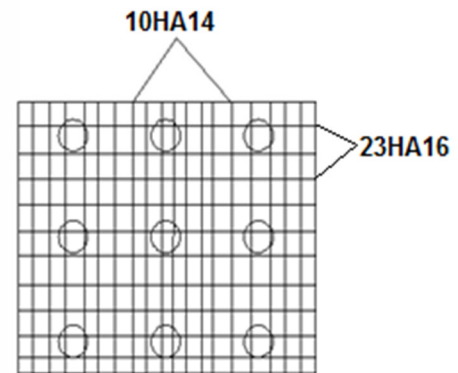


Figure XI.13-ferr de la semelle (nappe supérieure)

## XI.8. Etude et ferrailage des pieux :

### XI.8.1. Les actions sollicitant les pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants :

Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, Centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :

$$EI \times \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0$$

b : Diamètre du pieu. ;  $C_U$  : Module de réaction du sol. y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de cette équation est donnée par la formule :  $\alpha = \frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER

Notre pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

#### a) Calcul de $\lambda$ :

b =  $\Phi_{\text{pieu}} = 120$  cm.  $C_U = 4247.1$  t/m<sup>3</sup>    E = 11000  $\sqrt[3]{30} = 34180$  MPa    I =  $\pi D^2 / 64 = 0.1017$  m<sup>2</sup>

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{42.471 \times 1.2}{4 \times 34180.55 \times 0.1017}\right)} = 0,2461 \text{ m}^{-1}$$

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc :  $\lambda L = 0.2461 \times 12 = 2.9532$  m.

**b) Effort tranchant en tête du pieu :**

• **Condition normale :**

poussée des terres et surcharges = **249.58 t**

$$\bar{P} = 249.58/9 = 27.73 \text{ t/pieu}$$

• **Condition sismique :**

Seisme ,poussée des terres et surcharge = **612.53 t**

$$\bar{P} = 68.06 \text{ t/pieu}$$

**XI.8.2. Calcul des pieux par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est

soumis en différents points par la formule suivante :  $EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$

**a) Détermination des coefficients  $\chi_{\theta P}$ ,  $\chi_{\theta M}$  le long du pieu :**

Pour les pieux encastres en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

$$M(Z) = EI\theta_0 = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 2 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.55, \chi_{\theta M} = 1.61 \\ \lambda L = 4 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16, \chi_{\theta M} = 1.48 \end{cases} \quad \text{donc : } \lambda L = 2.95 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.365 ; \chi_{\theta M} = 1,548$$

• **Condition normale :**  $\bar{P} = 27.73 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -99.36 \text{ t.m.}$

• **Condition sismique :**  $\bar{P} = 68.08 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -243.93 \text{ t.m}$

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{\theta P}$	0.28	0.29	0.58	0.56	0.48	0.4	0.35	1.35
$\chi_{\theta M}$	0.99	0.92	0.85	0.75	0.52	0.38	0.2	1.35

Tableau XI.12-valeur de coefficients  $\chi_{\theta P}$  et  $\chi_{\theta M}$ .

**b) Détermination des moments tout le long du pieu :**

- **Condition normale** :  $M(Z) = (-99.36 \times \chi_{\theta M}) + (\frac{27.73}{0,2461} \times \chi_{\theta P})$
- **Condition sismique** :  $M(Z) = (-243.93 \times \chi_{\theta M}) + (\frac{68.08}{0,2461} \times \chi_{\theta P})$

Z CAS	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
CN	-66.82	-58.74	-19.03	-11.42	2.42	7.31	19.57	17.98
CS	-164.03	-144.19	-46.89	-28.03	5.94	17.96	48.04	44.15

Tableau XI.13. Les valeurs de M le long de pieu

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :  $M_{max} = -243.93$  t.m.

**XI.1.8.3. Ferrailage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

**a) Armatures longitudinales :**

$$\left. \begin{array}{l} N_r = 4.1561 \text{ MN} \\ M_r = 2.4393 \text{ MN.m} \end{array} \right\} \text{ (Condition sismique)}$$

On doit calculer les valeurs suivantes :

$$\frac{h'}{d} = \frac{0,05}{1,2} = 0.04 \quad d : \text{diamètre du pieu} \quad h' : \text{l'enrobage de l'acier.}$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{2.4393}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.060 ; \quad \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{4.1561}{3.14 \times 0.6^2 \times 30} = 0.123$$

$\beta_w$  : résistance caractéristique du béton ( $\beta_w = 30$ MPa)

R : rayon du pieu. Alors :  $\omega = 0.15$

$$\text{On a } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$F_a$  : la section des armatures.  $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0,15 \quad \text{donc} \quad F_a = \frac{0,3 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0,15 \times 3,14 \times 0,6^2 \times 30}{400} = 127,17 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **26HA25** ( $F_a = 127,66 \text{ cm}^2$ ).

• **L'espacement :**

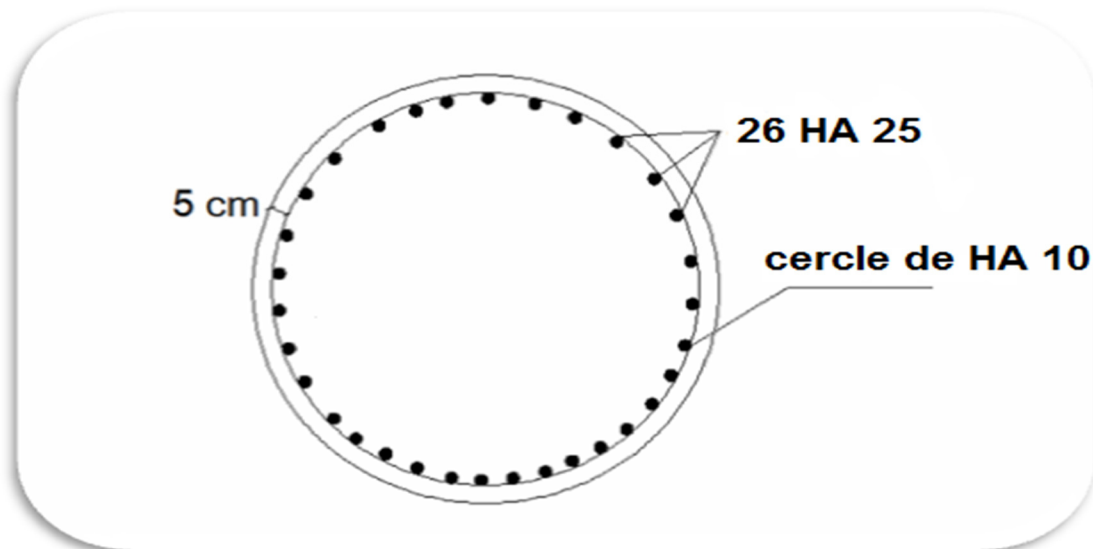
$$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 0,55}{26} = 15 \text{ cm}$$

b) **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} = \frac{2,5}{3} = 1 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA10**

avec un espacement de **20 cm** dans les zones courantes et **10 cm** dans les zones de jonction.



FigureXI.14.ferrailage de pieu.

## CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

### XII.1.Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.....

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

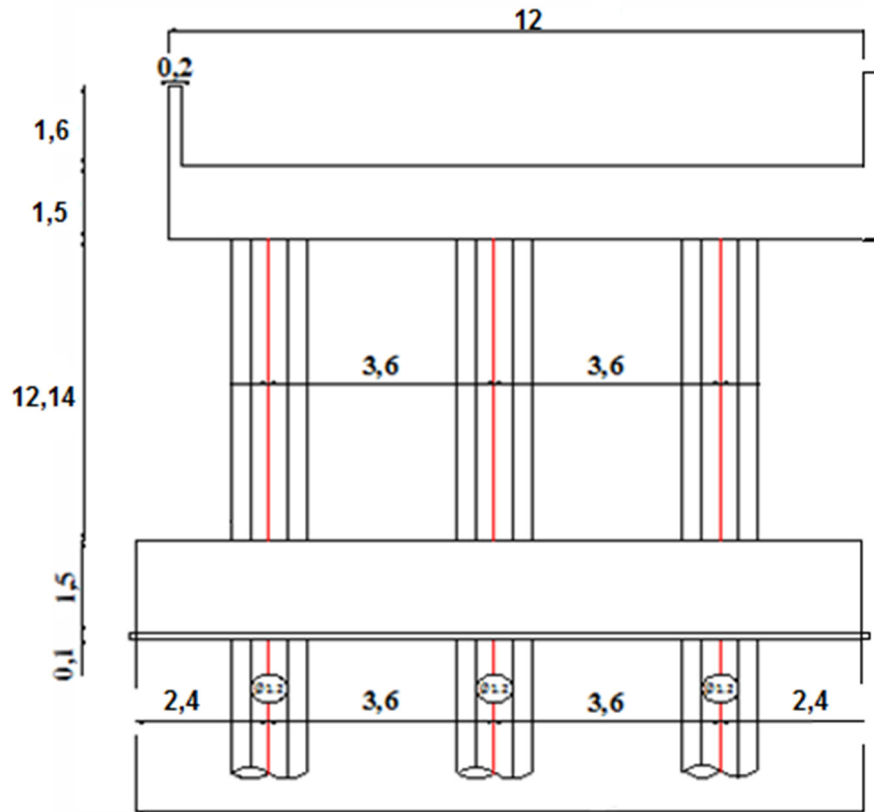
**XII.2.Implantation des piles :** le tableau suivant représente les h

Désignation	pile 01	pile 02
Côte projet (m)	704.15	702.86
Côte TN (m)	694.11	689.41
Côte de la fondation (m)	688.41	683.68
Hauteur de la pile (m)	13.64	16.08

**Tableau XII.1:Implantation des piles**

Les dimensions de la pile sont représentés dans le schéma suivant :





FigureXII.1 : Schéma de la pile

**XII.3.Répartition des charges et surcharges sur le chevêtre :**

**XII.3.1.Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :**

Le poids propre du tablier = 706.745t.

Le poids propre des dés d'appuis = 1.26 t

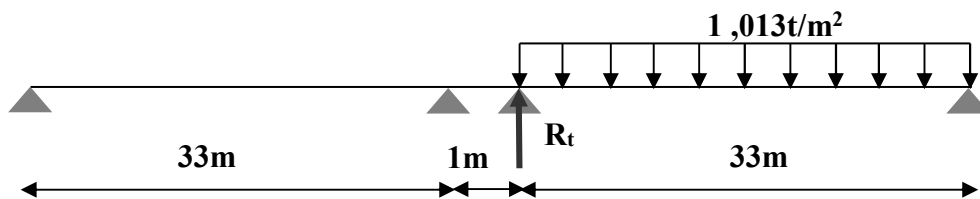
La charge reprise par chaque pile :  $R_{CP} = G = 708.005 \text{ t}$ .

**XII.3.2. Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max)**

**a) Surcharge A (I) :**

❖ Une seule travée chargée :

$$A = 0,23 + \frac{36}{12 + L} \Rightarrow A = 0,23 + \frac{36}{12 + 34} = 1,013 \text{ t} / \text{m}^2.$$

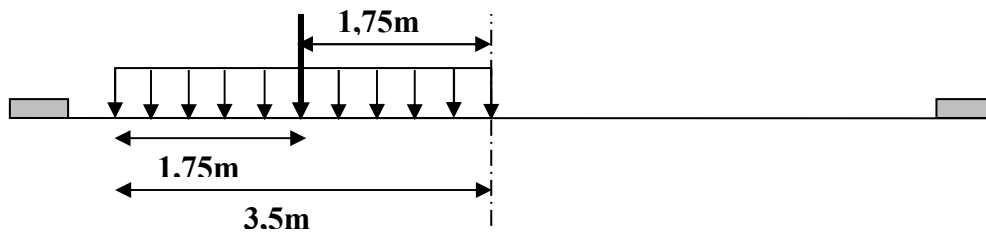


Pour le calcul des réactions et moments, il existe 2 cas de chargement :

Nbr de voies	a1	a2	A(l) × a1 × a2	Largeur de voie	A(L) en (t/ml)
1	1	1,32	1,3372	3, 5	4,6802
2	1	1,32	1,3372	7	9.3604

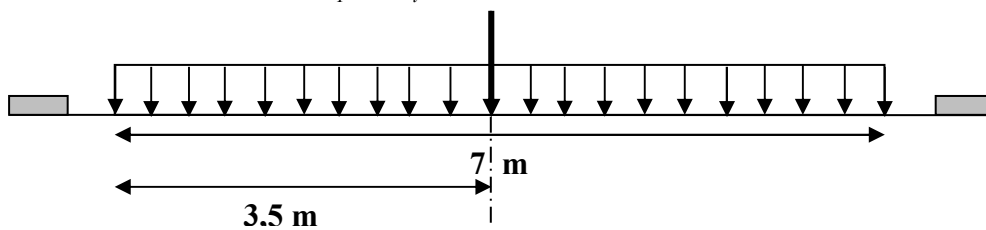
♦ Une seule voie chargée :

- $R_t = A(l) \times \frac{33}{2} = 4,6802 \times \frac{33}{2} = 77,2233t.$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0,50 = 38,6117 t.m.$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 1,75 = 135,1408 t.m.$



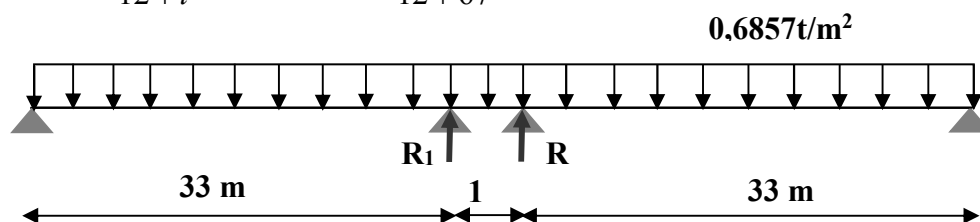
♦ Deux voies chargées :

- $R_t = 9,3604 \times \frac{33}{2} = 154,4466t.$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0,50 = 77,2233 t.m.$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 0 = 0t.m.$



❖ Deux travées chargées :

$$A' = 0,23 + \frac{36}{12 + l'} \Rightarrow A' = 0,23 + \frac{36}{12 + 67} = 0,6857t/m^2$$



Nbr de voies	a1	a2	A'(l)×a1×a2	Largeur de voie	A(L') en (t/ml)
1	1	1,32	0,9051	3, 5	3,1679
2	1	1,32	0,9051	7	6,3357

◆ **Une seule voie chargée :**

- $R_1 = A(l') \times \frac{33}{2} = 3,1679 \times \frac{33}{2} = 52,2704t.$
- $R_t = 2 \times R_1 = 104,5408 t.$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0 = 0t.m.$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 1,75 = 182,9464 t.m.$

◆ **Deux voies chargées :**

- $R_1 = 6,3357 \times \frac{33}{2} = 104,5391t.$
- $R_t = 2 \times R_1 = 209,0782 t.$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0 = 0t.m.$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 0 = 0 t.m.$

• **Système Bc :**

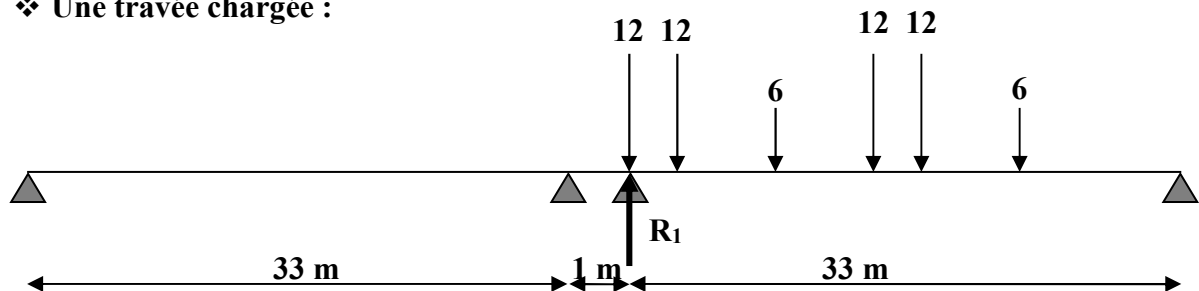
Le coefficient de majoration dynamique :  $\delta_1=1,0662$  ,  $\delta_2=1,0781$

Le coefficient  $b_c$  dépend du nombre des files de camion :

- Une file de camion :  $b_c = 1,2.$
- Deux files de camion :  $b_c = 1,1.$

De la meme facon qu'on a utilisée pour le système A(l), pour le calcul des réactions et des moments on distingue 2 cas de chargement pour une travée chargée et 2 cas pour deux travées :

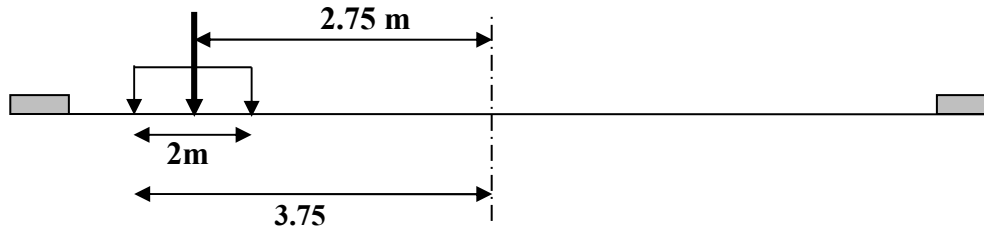
❖ **Une travée chargée :**



$$R_1 = \frac{12 \times (33 + 31,5 + 22,5 + 21) + 6 \times (27 + 16,5)}{33} \times 1,0662 = 50,3053t.$$

◆ Une file de camion :  $bc = 1,2$  :

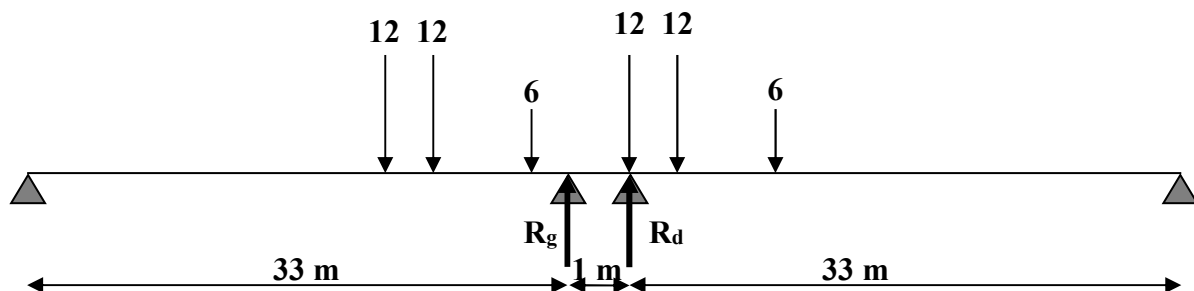
- $R_t = R_1 \times 1,2 = 60,3664 \text{ t}$ .
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0,50 = 30,1832 \text{ t.m}$ .
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 2,75 = 166,0076 \text{ t.m}$ .



◆ Deux files de camion :  $bc = 1,1 \delta_2 = 1,0781$  :

- $R_t = 2 \times R_1 \times 1,1 = 111,9069 \text{ t}$ .
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0,5 = 55,9535 \text{ t.m}$ .
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 1 = 111,9069 \text{ t.m}$ .

❖ Deux travées chargées :



$$R_d = \frac{12 \times (33 + 31,5) + 6 \times 27}{33} \times 1,0662 = 30,2413 \text{ t}$$

$$R_g = \frac{12 \times (23,5 + 25) + 6 \times 29,5}{33} \times 1,0662 = 24,5226 \text{ t}$$

$$R_1 = R_d + R_g = 54,7639 \text{ t}$$

$$R_2 = R_d - R_g = 5,7187 \text{ t}$$

◆ Une file de camion :  $bc = 1,2$  :

- $R_t = R_1 \times 1,2 = 65,7169 \text{ t}$ .
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_2 \times 1,2 \times 0,5 = 3,4312 \text{ t.m}$ .
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 2,75 = 180,72 \text{ t.m}$ .

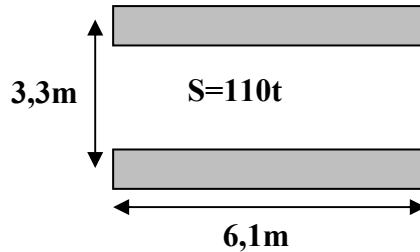
◆ Deux files de camion :  $bc = 1,1 \delta_2 = 1,0781$ :

- $R_t = 2 \times R_1 \times 1,1 = 121,8253 \text{ t}$ .
- Le moment longitudinal :  $M_L = 2 \times R_2 \times 1,1 \times 0,5 = 6,3608 \text{ t.m}$ .

- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 1 = 121.8253 \text{ t.m.}$

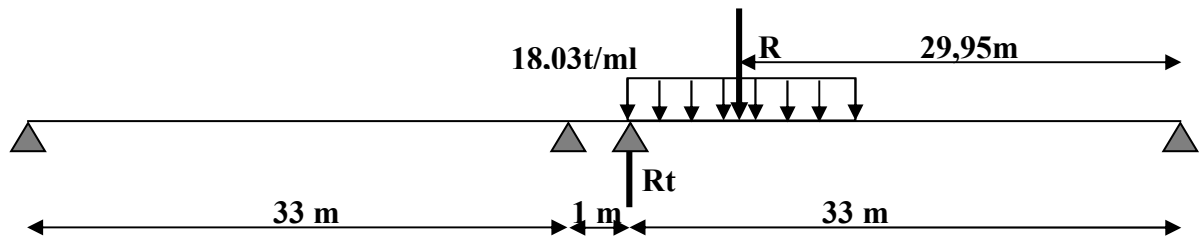
• **Systeme Mc120 :**

Le coefficient de majoration dynamique :  $\delta=1,0738$  (calculé précédemment).



Pour le calcul des réactions et moments, il existe deux cas de chargement :

❖ **Une travée chargée :**

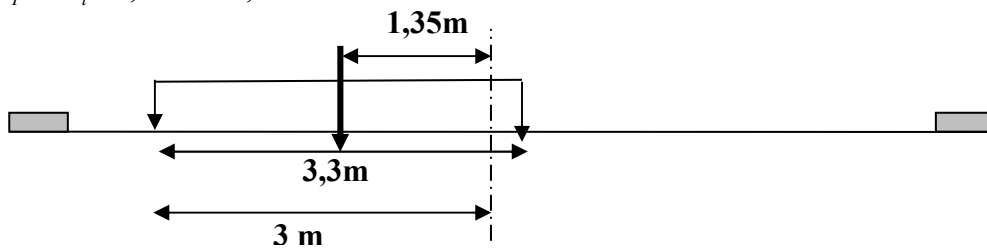


- $R_t = \frac{110 \times 29,95 \times 1,0738}{33} = 107,20t.$

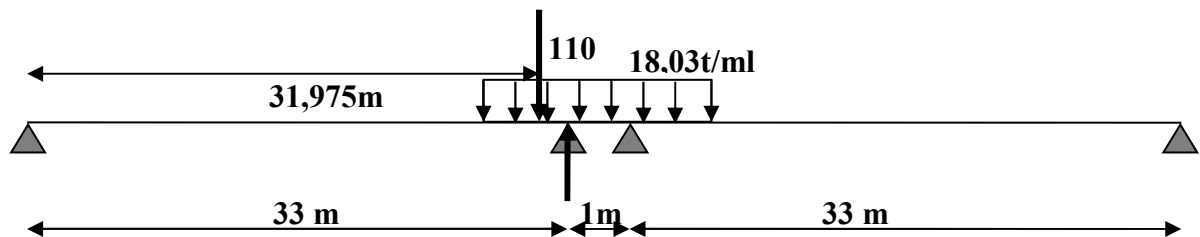
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0,5 = 53,6 \text{ t.m.}$

- Le moment transversal : le convoi Mc120 doit être excentré le plus possible pour obtenir le moment transversal maximal.

$M_T = R_t \times 1,85 = 144,72 \text{ t.m.}$

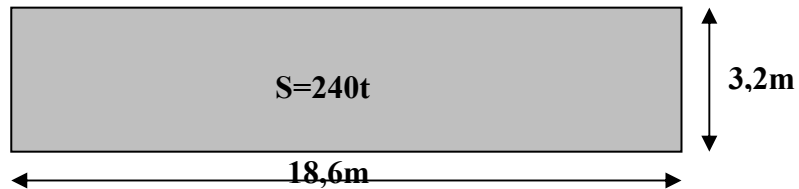


❖ **deux travées chargées :**



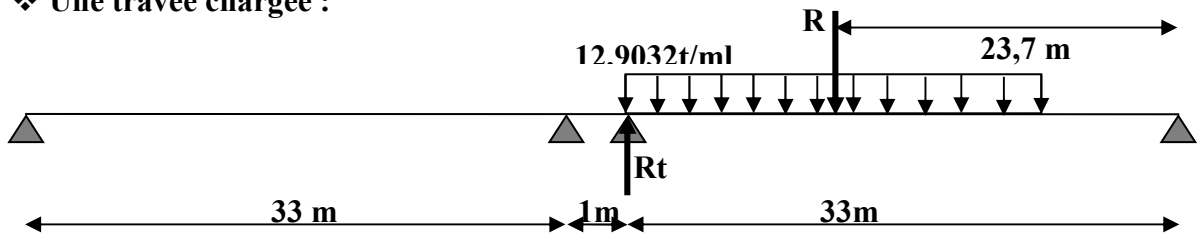
- $R_t = \frac{110 \times 31,975 \times 1,0738}{33} = 114,4492t.$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0 = 0.$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 1,85 = 211.731 t.m.$

• **Convoi D240 :**

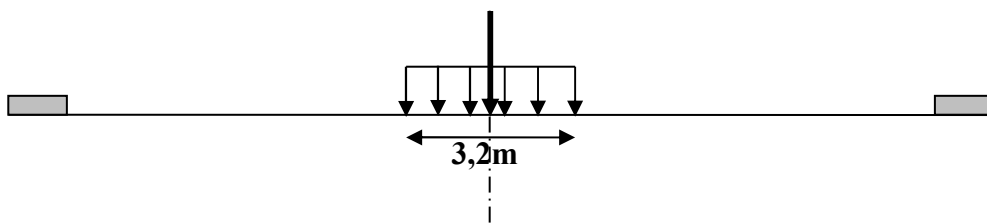


Dans ce convoi aussi existent deux cas de chargement :

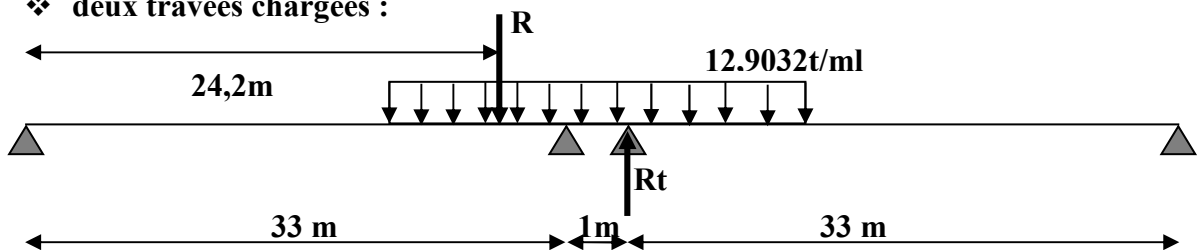
❖ **Une travée chargée :**



- $R_t = \frac{240 \times 23,7}{33} = 172,3636t.$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0,5 = 85,1818t.m.$
- Le moment transversal : le convoi D240 doit passe au milieu .  
 $M_T = R_t \times 0 = 0 t.m.$



❖ **deux travées chargées :**



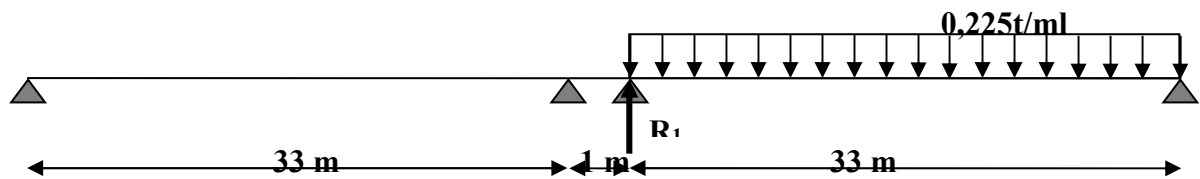
- $R_t = \frac{240 \times 24,2}{33} = 176t.$

- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0 = 0$ .
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 0 = 0 \text{ t.m.}$

• **Surcharge sur trottoir :**

❖ **Une travée chargée :**

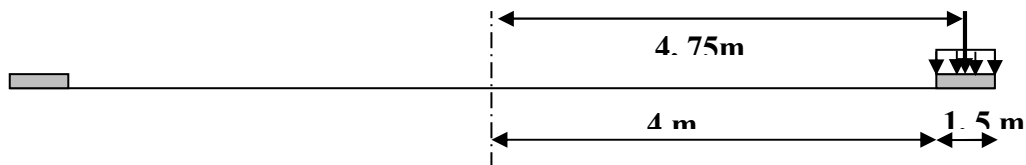
La surcharge supportée par un trottoir est de  $0,15\text{t/m}^2$ , la largeur d'un trottoir est de  $1,50\text{m}$ , donc la surcharge sur trottoir est :  $0,15 \times 1,50 = 0,225\text{t/ml}$ .



$$R_1 = \frac{0,225 \times 33}{2} = 3,7125 \text{ t.}$$

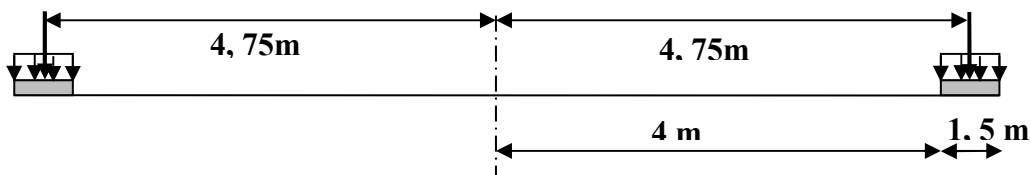
♦ **Un trottoir chargé :**

- $R_t = R_1 = 3,7125 \text{ t.}$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0,5 = 1,8563 \text{ t.m.}$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 4,75 = 17,6344 \text{ t.m.}$

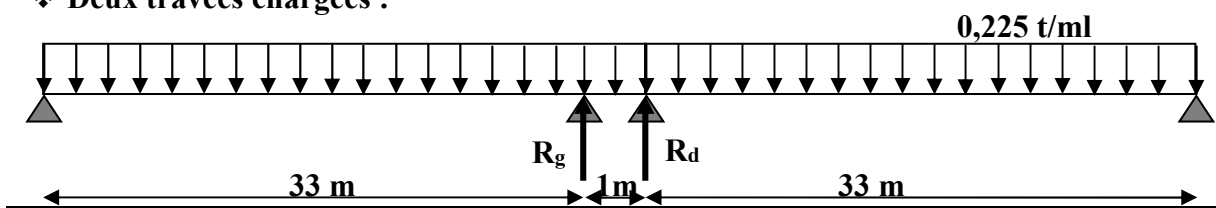


♦ **deux trottoirs chargés :**

- $R_t = 2 \times R_1 = 7,425 \text{ t.}$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0,5 = 3,7125 \text{ t.m.}$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 4,75 - R_t \times 4,75 = 0$ .



❖ **Deux travées chargées :**



$$R_d = R_g = \frac{0,225 \times 33}{2} = 3,7125t.$$

$$R_1 = R_d + R_g = 7,425$$

◆ **Un trottoir chargé :**

- $R_t = R_1 = 7,425 t.$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0 = 0.$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 4,75 = 35,2688 t.m.$

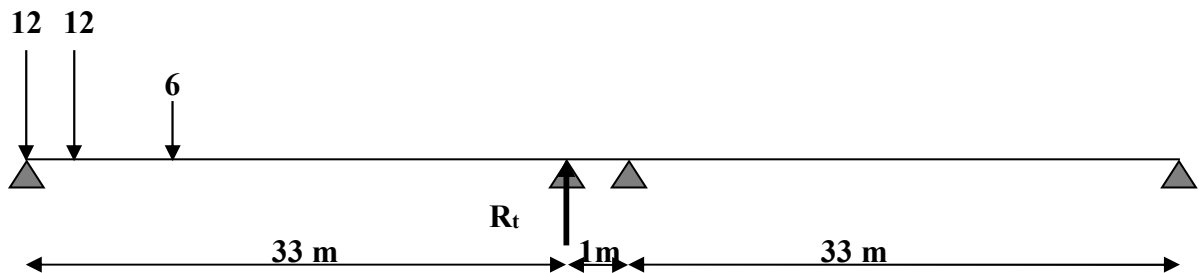
◆ **deux trottoirs chargés :**

- $R_t = 2 \times R_1 = 14,85 t.$
- Le moment longitudinal :  $M_L = R_t \times 0 = 0.$
- Le moment transversal :  $M_T = R_t \times 4,75 - R_t \times 4,75 = 0.$

• **La réaction minimale :**

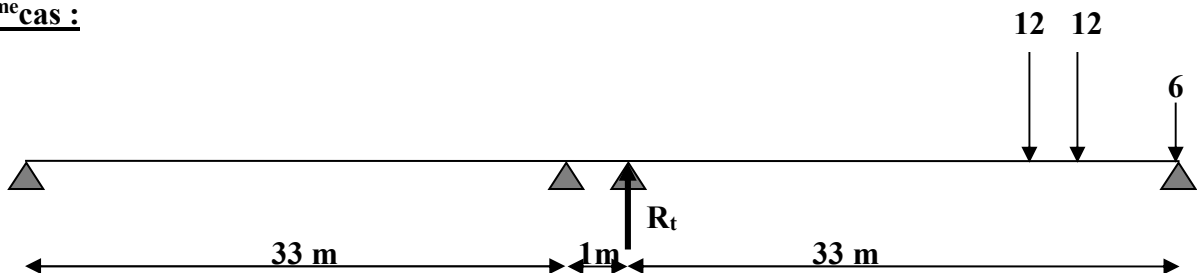
Cette réaction est due au système Bc lorsqu'un seul camion passe sur le pont, pour cela on trouve deux cas :

1<sup>er</sup> cas :



- $R_{t1} = \frac{12 \times 1,5 + 6 \times 6}{33} \times 1,2 \times 1,0662 = 2,0936t.$

2<sup>eme</sup> cas :



- $R_{t2} = \frac{12 \times (4,5 + 6)}{33} \times 1,2 \times 1,0662 = 4,8851t.$

Donc on prend le premier cas :

- $N_{Bc \min} = R_{t1} = 2,0936 t.$



- Le moment longitudinal :  $M_L = N_{Bc \min} \times 0,5 = 1,0468 \text{ t.m.}$
- Le moment transversal :  $M_T = N_{Bc \min} \times 2,75 = 5,7574 \text{ t.m.}$
- **Tableaux récapitulatifs :**

		1 Travée	2 Travées
		$R_t \text{ max (t)}$	$R_t \text{ max (t)}$
A(l)	1vc	772233	104.5408
	2vc	154.4466	209.0782
Bc	1file	60.3664	65.7169
	2file	111.9069	121.8253
trottoir	1trot	3.7125	7.425
	2trot	7.425	14.85
Bc <sub>min</sub>	1 <sup>er</sup> cas	2.0963	4.8851
Mc120		107.20	114.4492
D240		172.3636	176

Tableau -1-

### . Calcul des combinaisons :

a. Charge répartie (poids propre) :

b.  $G_{ch} = [(2,2 \times 1,5 \times 12) + 2 \times (0,2 \times 1,6 \times 2,2)] \times 2,5 = 102,52 \text{ t.}$

c. Soit par mètre linéaire :  $G_{ch} = \frac{102,52}{12} = 8,543 \text{ t / ml.}$

**ELU:**  $G_{rep} = 1,35 \times G_{ch} = 11,53 \text{ t / ml.}$

**ELS:**  $G_{rep} = G_{ch} = 8,543 \text{ t / ml.}$

d. Charges concentrées (tablier + surcharges) :

Combinaison	E.L.U	E.L.S
1	$1,35 \times G_{tab} + 1,6 \times [\max(A; B) + trott]$	$G_{tab} + 1,2 \times [\max(A; B) + trott]$
2	$1,35 \times G_{tab} + 1,35 \times \max(Mc120, D240)$	$G_{tab} + \max(Mc120, D240)$

D'après les tableaux récapitulatifs -1-, les surcharges maximales sont :

- Comb1 : système A(l) (2 travées chargée et 2 voies chargées)  $R_{A(l)} = 209,0782 \text{ t}$ , surcharge sur trottoir (2 travées chargées et 2 trottoirs chargés)  $R_{trot} = 14,85 \text{ t}$ .
- Comb2 : convoi D240 (2 travées chargées)  $R_{D240} = 176 \text{ t}$ .

Combinaison	E.L.U	E.L.S
1	1314,0919	976,7188
2	1193,4068	884,005

Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison 1, on calcule la réaction par poutre en divisant la réaction maximale par le nombre de poutres (7poutres) :

	$R_{\max}$ (t)	$R_{\max/poutre} = \frac{R_{\max}}{7}$
E.L.U	1314,0919	187,7274
E.L.S	976,7188	139,5313

#### XII.4.Vérification de la stabilité de la pile au glissement :

On doit vérifier que  $\frac{H}{V} \leq \frac{\tan \varphi}{1.5}$

$\Phi$  : angle de frottement interne =16.10°

- **Sans séisme :** H=15T

V = poids de table + pile + dés d'appuis + poids de semelle

$$V = 706.745 + 187.3 + 1.26 + 427.5 = 1322.805 \text{ t}$$

$$\text{Donc } H/V = 15/1322.805 = 0.011 < \tan \varphi / 1.5 = 0.192$$

**Vérifiée**

- **Avec séisme :** H = 0.1 x 706.745 = 70.6745 t      V = 1.07x706.745 = 756.22 t

$$\text{Donc } H/V = 70.6745 / 756.22 = 0.094 < \tan \varphi / 1.5 = 0.192$$

**Vérifiée**

#### XII.5.Etude et ferrailage de la pile :

##### XII.5.1. Chevêtre :

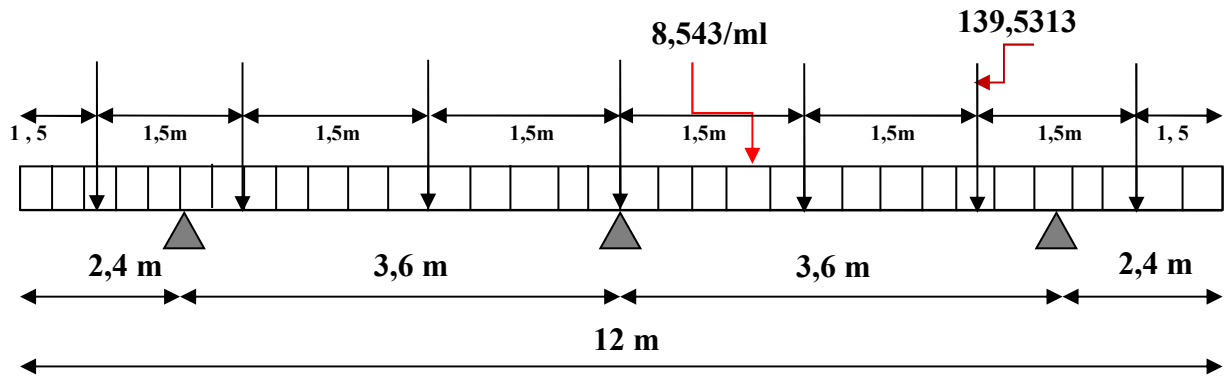
Le rôle du chevêtre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile, à savoir les futs et la semelle. Il est conçu de manière à résister à son poids propre ainsi qu'aux surcharges provenant du tablier.

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

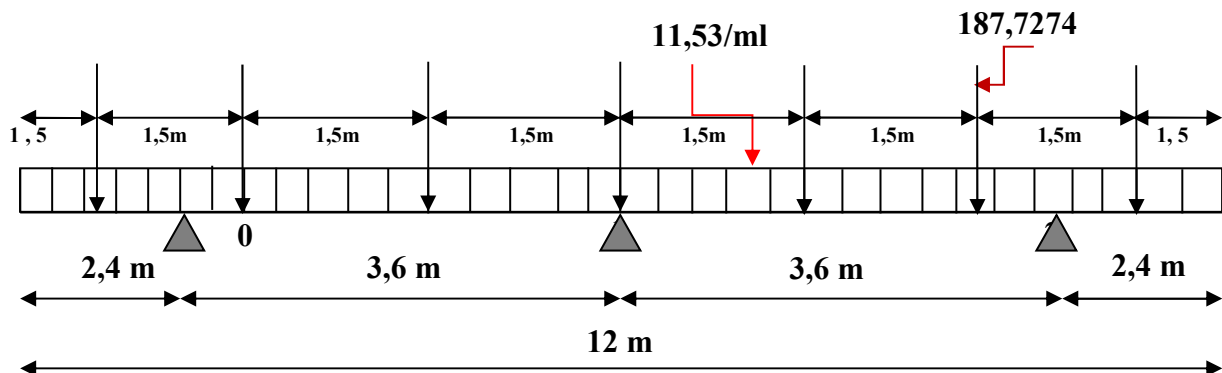
### XII.5.1.1.Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion:

#### XII.5.1.1.1.Evaluation des efforts :

#### XII.5.1.1.2.Ferrailage du chevêtre :



- A L'ELS : Moment fléchissant max et l'effort tranchant :  
 $M(-) = 150.37 \text{ t.m}$      $M(+) = 62.67 \text{ t.m}$      $T = \mp 210.11 \text{ t}$



- A L'ELU : Moment fléchissant max et l'effort tranchant :  
 $M(-) = 202.36 \text{ t.m}$      $M(+) = 84.71 \text{ t.m}$      $T = \mp 282.90 \text{ t}$

#### ❖ Ferrailage :

Fissuration préjudiciable ;

$b \times h = 2.2 \times 1.5$  ;  $F_{c28} = 35 \text{ MPA}$  ;

$F_e = 400 \text{ MPA}$   $d = 0.9 \times h = 1.08$

a) Armatures longitudinales :

• Section d'armature supérieure (sur appui) :

$$M_{ser} = - 150.37 \text{ t.m} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{nf_{tj}}) \right\} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} d = 0.78 \text{ m} \quad Z = d - \frac{X}{3} = 1.09 \text{ m}$$

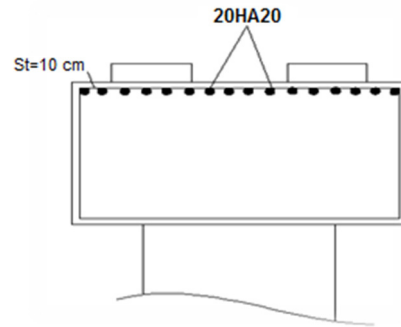
$$\overline{M1} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 19.40 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 1.5037 \text{ MN.m} \leq \overline{M1}$$

Donc section sans armature comprimées (S.S.A.C)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \overline{\sigma}_{st}} = 60.34 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend}$$

**20HA20** ( $A_s = 50.24 \text{ cm}^2$ ) Avec  $S_t = 10 \text{ cm}$



FigureXII.3 :Ferrailage supérieur

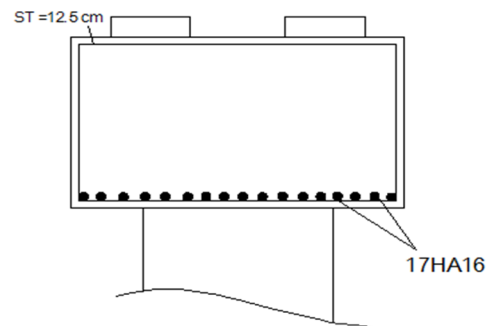
• Section d'armature inférieure (en travée) :

$$M_{ser} = 0.6267 \text{ MN.m} \leq \overline{M1} = 19.40 \text{ MN.m} \text{ Donc}$$

section sans armature comprimées (S.S.A.C)

$$A_{ser} = 25.15 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{17HA16}$$

( $A_s = 34.17 \text{ cm}^2$ ) Avec  $S_t = 12.5 \text{ cm}$



FigureXII.4 :Ferrailage inferieur

b) Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left[ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.5 \text{ MPa.} \quad b_0 = 2.2 \text{ m} \quad d = 0.9 \times 1.5 = 1.35 \text{ m}$$

$\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = 2.829 / (2.2 \times 1.35) = 0.953 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à 20 cm d'après « BAEL99 » : On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}^k)}{0.9 f_e} \gamma_s b_0 \quad k = 1 \text{ pas reprise de bétonnage.}$$

$$A_{t1} \geq 1.005 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } A_{t1} = 1.005 \text{ cm}^2$$

- **Calcule section d'armature minimale**

$$A_{\min} \geq \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot s_t}{f_e} = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t1}, A_{\min}) = 2.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 2 cadres de HA12 pour } A_{t1} = 4.52 \text{ cm}^2$$

### XII.5.1.2. Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion:

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas ou une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges ( $e = 0,50\text{m}$ )

Les règles de << B.A.E.L >> adaptent une épaisseur fictive de la paroi  $\phi/6 = 0.2 \text{ m}$  telle que  $\phi = 1.2$

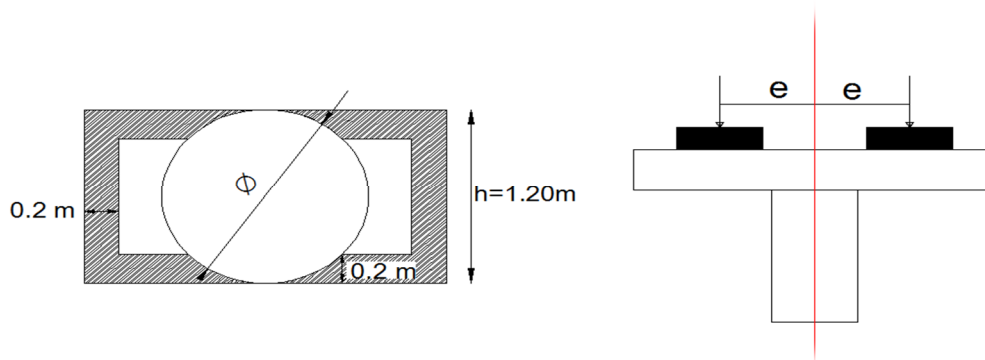


Figure XII.5 : Torsion de chevêtre

#### XII.5.1.2.1. Calcul des moments de torsion :

##### a) Moment de torsion AL+ tro :

$$Mu_1 = (1,35R_G + 1,35 (AL + tro)) \times e - (1,35 R_G) \times e$$

$$Mu_1 = 1,35 \times (AL + tro) \times e = 1,35 \times (154,4466 + 7,425) \times 0,50 = 109,26 \text{ t.m}$$

##### b) Moment de torsion du au force de freinage :

on considère un moment de torsion  $Mu_3$  dû à l'effort de freinage.

$$Mu_2 = \frac{30}{2} \times 1,8 = 27 \text{ t.m} \quad Mu_2 = 27 \text{ t.m}$$

$$Mtu \text{ max} = (Mu_1, Mu_2) = 109,26 \text{ t.m}$$

#### XII.5.1.2.2. Ferrailage de chevêtre à la torsion :

##### a) Contraintes tangentielles :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle du chevêtre et d'une largeur limitée  $l_t$  au diamètre du fût(x).

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

$$x + h = 1,5 + 1,5 = 3 \text{ m} > b = 2,2 \text{ m} ; lt = 2,2 \text{ m}$$

$$bn = h / 6 = 1,5 / 6 = 0,25 \text{ m}$$

$$\Omega = (lt - bn)(h - bn) = (2,2 - 0,25)(1,5 - 0,25) = 2.44 \text{ m}^2$$

$$\Omega \tau_{bt} = \frac{M_{tu \text{ max}}}{2\Omega b_n} = \frac{109.26}{2 \times 2.44 \times 0.25} = 89.56 \text{ t/m}^2$$

b) Armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{M_{tu \text{ max}} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.0926 \times 7.4}{2 \times 2.44 \times \frac{400}{1.15}} = 47.63 \text{ cm}^2$$

U : périmètre extérieur = 7,4 m      on prend **16HA20** pour  $A_s = 50.24 \text{ cm}^2$     **St = 10 cm.**

c) Armatures transversales :

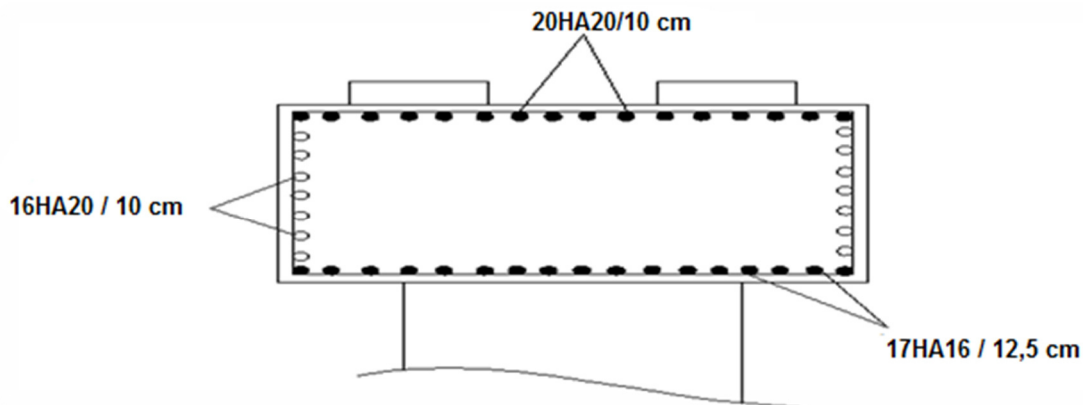
$$A_t \geq \frac{M_{t \text{ max}} \cdot S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.0926 \times 0.1}{2 \times 2.44 \times \frac{400}{1.15}} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 4.52 + 0,64 = 5,16 \text{ cm}^2$$

Soit **2 cadres de HA12 + 1 étrier HA12** pour  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

d) Pourcentage minimum des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4b_0 / f_c \rightarrow A_t \geq 2.2 \quad \text{vérifiée}$$



FigureXII.6 :Ferrailage du chevrete

**XII.5.2.Les fûts :**

les fût ont pour le rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations.ils sont encastrés de deux cotés (sur la semelle et le chevêtre )

Hauteur = **12.14 m**                  Diamètre = **1.2 m**                  Nombre = **3 fût**

**XII.5.2.1.Vérification de flambement du fût :**

$L_c = 0.5 \times 12.14 = 6.07 \text{ m}$                    $\lambda = L_c / i$                    $i = 1.2 / 3 = 0.4$   
 $\lambda = 6.07 / 0.4 = 15.18$                    $\lambda < 50$  donc on n'a pas un risque de flambement.

**XII.5.2.2. Evaluation des efforts :****XII.5.2.2.1.Condition normale :**

- Poids propre du fût = 34.31 t ; Poids propre du chevêtre = 102.52 t
- Poids propre du tablier : P = 708.005 t

Soit par fût **P = 34.31 + (102.52/3) + (708.005/3) = 304.485 t**

- Surcharge d'exploitation : A(L) + S(T) = 223.9282 t

$N_{ELU} = 1.35 \times (102.52 + 708.005 + 3 \times 34.31) + 1.6(223.9282) = \mathbf{1591.45 \text{ t}}$

$N_{ELS} = (102.52 + 708.005 + 3 \times 34.31) + 1.2(223.9282) = \mathbf{1182.17 \text{ t}}$

- Effort de freinage de Bc :  $H_{Bc} = 30 / 2 = 15 \text{ t}$                    $H_{Bc} = 5 \text{ t}$  par fût

moment à la base du fût dû à l'effort de freinage  $M_{Bc} = 5 \times (12.14 + 1.5 + 0.3) = \mathbf{69.7 \text{ t.m}}$

Soit par fût :  **$N_{ELU} = 530.48 \text{ t}$**  ;                   **$N_{ELS} = 394.06 \text{ t}$**  ;

**$M_{ELU} = 1.6 \times 69.7 = 111.52 \text{ t.m}$**                    **$M_{ELS} = 1.2 \times 69.7 = 83.64 \text{ t.m}$**

**XII.5.2.2.2.Condition sismique :**

$K_h = 0.1$                    $\rightarrow$                    $\epsilon_h = 0.1 \times 708.005 = 70.80 \text{ t}$                   soit par fût                   **$\epsilon_h = 23.6 \text{ t}$**

$K_v = 0.07$                    $\rightarrow$                    $\epsilon_v = 0.07 \times 708.005 = 49.56 \text{ t}$                   soit par fût                   **$\epsilon_v = 16.52 \text{ t}$**

$M_{ELA} = 0.1 \times (708.005 \times 13.94) = 986.96 \text{ t.m}$                   soit par fût = **328.99 t.m**

**XII.5.2.3.Ferraillage de fût :****a) armatures longitudinales :**

le fût est soumis à moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04 \quad h : \text{l'enrobage} \quad D: \text{diamètre du fût}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = \frac{5.3048}{\pi \times 0.6^2 \times 30} = 0.16 \\ \frac{M_r}{\pi D R^2 \beta_\omega} = \frac{3.2899}{\pi \times 1.2 \times 0.6^2 \times 30} = 0.08 \end{array} \right.$$

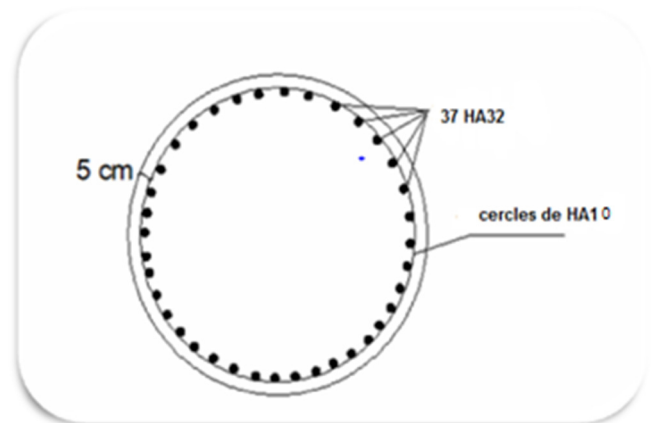
$\beta_\omega$  : Résistance du béton ; d'après l'abaque de Walther :  $\omega = 0.35$

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega} \quad \text{donc}$$

$$F_a = \frac{\pi R^2 \omega \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 0.35 \times 30}{400} = 296.73 \text{ cm}^2$$

on prend **37 HA32** (297.57 cm<sup>2</sup>)

avec un espacement **st = 10 cm**



**FigureXII.7: Ferraillage du fût**

**c) Les armatures transversales :**

Pour l'armature transversale,

On prend des cercles de **HA10** espacés de **20cm** en zones courantes et de **15 cm** en zones de jonction.

- **Condition de non fragilité :**  $F_a \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \pi D^2 = 70.20 \text{ cm}^2$  **vérifiée**



**XII.5.3.Etude de la semelle :**

Largeur : B = 6 m

Epaisseur : E = 1.5 m

Béton de propreté : 10 cm

**XII.5.3.1.Evaluation des efforts :****XII.5.3.1.1.Condition normale :**

- P(Tablier + 3 fût + chevêtre+ dés d'appuis) = 913.46 t
- Surcharges A(L) + S(T) = 223.93 t
- Poids de la semelle : 270 t
- Poids de terre :  $(1 \times 1.8 \times 6 \times 12) = 129.6$  t
- Moment dû au freinage à la base du fût  $M_{bc} = 15(12.14 + 1.5 + 0.3) = 209.1$  t.m

$$N_{ELS} = (913.46 + 270 + 129.6) + 1.2 \times (223.93) = \mathbf{1581.78 \text{ t}} \quad M_{ELS} = 1.2 \times 209.1 = \mathbf{250.92 \text{ t.m}}$$

$$N_{ELU} = 1.35(913.46 + 270 + 129.6) + 1.6(223.93) = \mathbf{2130.92 \text{ t}} \quad M_{ELU} = 1.6 \times 209.1 = \mathbf{334.56 \text{ t.m}}$$

**XII.5.3.1.2.Condition sismique :**

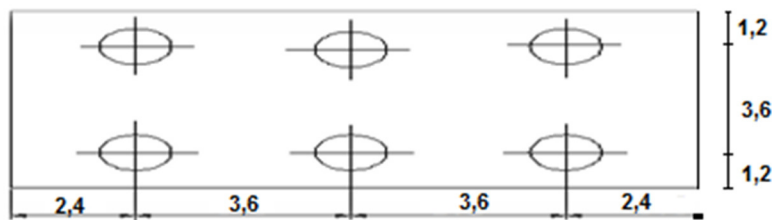
$$N_{ELA} = 1313.06 + 49.47 = \mathbf{1362.53 \text{ t}} \quad M_{ELA} = 0.1(706.745 \times 15.44) = \mathbf{1091.21 \text{ t.m}}$$

➤ **Effort revenant à chaque pieu :** admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide

Sachant que les pieux présentent une symétrie par rapport à deux axes (XX') et (YY'), et on négligeant les efforts agissants dans un sens perpendiculaire à l'axe l'ouvrage. L'effort

revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante : 
$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$



**Figure XII.8 :Vue en plan de la semelle**

- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{2130.92}{6} + \frac{334.56 \times 1,8}{6 \times (1,8)^2} = 386.13 \text{ t} \quad N_2 = \frac{2130.92}{6} - \frac{334.56 \times 1,8}{6 \times (1,8)^2} = 324.18 \text{ t}$$

- **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{1362.53}{6} + \frac{1091.23 \times 1,8}{6 \times (1,8)^2} = 328.13 \text{ t} \quad N_2 = \frac{1362.53}{6} - \frac{1091.23 \times 1,8}{6 \times (1,8)^2} = 126.05 \text{ t}$$

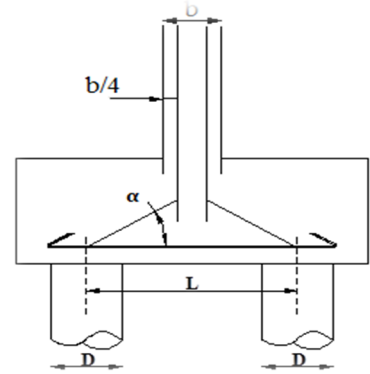
**XI.6.3.2.Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :**

Les conditions de la méthode est :  $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,5}{\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}} = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ \geq 45^\circ$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,5 \text{ m} \leq H = 1,5 \text{ m} .$$

Donc les deux conditions de la méthode sont vérifiées.



**Figure XII.9**

**a) Armatures transversales inférieures :**

- **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{nftj}\right) = 215.55 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{3.8613}{215.55} \times \frac{\left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}\right)}{1,5} = 179.14 \text{ cm}^2$$

- **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa} \quad A_2 = \frac{3.2813}{400} \times \frac{\left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}\right)}{1,5} = 82.03 \text{ cm}^2 .$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est  $A_s = 179.14 \text{ cm}^2$ , on prend **23HA32** ( $A_s = 184.92 \text{ cm}^2$ ).

L'espacement étant :  $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = 11 \text{ cm} .$

n : Nombre de barre = 23 barres ; d : Enrobage = 5 cm ; Φ: Diamètre de pieu = 1,2m  
 Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$

**b) Armatures de répartition :**

Entre les différentes bandes de 2,7 m, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{184.92}{3} = 61.64 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend} \quad \mathbf{13HA25} \quad (A_1 = 63.83 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{1,2 + 1,5 - 0,05}{13 - 1} = \mathbf{22 \text{ cm}}$$

**c) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{184.92}{3} = 61.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } \mathbf{13HA25} \quad (A_2 = 63.83 \text{ cm}^2), \quad \mathbf{S_t = 22 \text{ cm}}$$

**d) Armatures de construction :****➤ Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{6} = \frac{184.92}{6} = 30.82 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{16HA16} \quad (A_{ts} = 32.16 \text{ cm}^2), \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

**➤ Armatures longitudinales supérieures:**

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{184.92}{3} = 61.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } \mathbf{20HA20} \quad (A_2 = 62.8 \text{ cm}^2) \quad \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

**➤ Armatures latérales :**

$$A_L = \frac{A}{6} = \frac{184.92}{6} = 30.82 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } \mathbf{16HA16} \quad (A_{ts} = 32.16 \text{ cm}^2), \quad \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

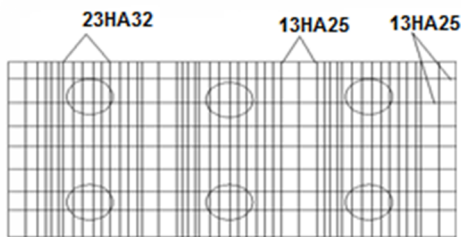


Fig XII.10: Ferr de la semelle (nappe inf)

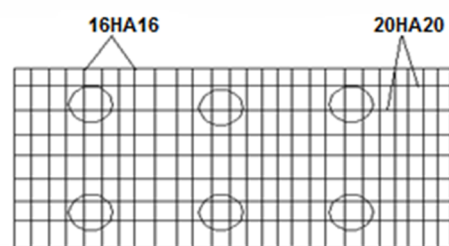


Fig XII.11: Ferr de la semelle (nappe sup)

**XII.5.4. Etude et ferrailage des pieux :**

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

**XII.5.4.1. Les Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement l'aide de l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

$b$  : diamètre des pieux ;  $C_u$  : module de réaction du sol ;  $y$  : déplacement en tête des pieux

Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$   $\alpha$  : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nuls.

**a) Calcul de  $\lambda$  : (Coefficient d'amortissement du module de WARNER)**

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$  ;  $C_u = 4241.1 \text{ t/m}^3$ . (selon la nature du sol)  $E$  : module d'élasticité du béton.

$$E = 11000 \sqrt[3]{30} = 34180 \text{ MPa}$$

$$I : \text{moment d'inertie du pieu. } I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times (1,2)^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{42.471 \times 1.2}{4 \times 34180.55 \times 0.1017}\right)} = 0,2461 \text{ m}^{-1} \quad \text{Donc : } \lambda L = 0.2461 \times 12 = 2.9532 \text{ m.}$$

**b) Effort tranchant en tête du pieu :**

- **Condition normale** : Freinage  $15 \text{ t}$   $\bar{P} = 15 / 6 = 2.5 \text{ t / pieu}$
- **Condition sismique** : Séisme  $= 0.1 \times 706.745 = 70.68 \text{ t}$   $\bar{P} = 141.36 / 6 = 23.56 \text{ t / pieu}$

**C) Calcul des pieux par la formule de WARNER :**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est

soumis en différents points par la formule suivante :  $EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$

**C .1) Détermination des coefficients  $\chi_{\theta P}$ ,  $\chi_{\theta M}$  le long du pieu :**

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.  $M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu ;  $\bar{P}$  : Effort tranchant en tête de pieu.

$\lambda = L / \alpha$  ;  $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$  : Tirés des abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$

$$M(Z) = EI\theta_0 = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 2 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.55, \chi_{\theta M} = 1.61 \\ \lambda L = 4 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16, \chi_{\theta M} = 1.48 \end{cases}$$

donc :  $\lambda L = 2.81 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1.365 ; \chi_{\theta M} = 1,548$

- **Condition normale** :  $\bar{P} = 2.5$  t/pieu  $\Rightarrow \bar{M} = -8.96$ t.m.
- **Condition sismique** :  $\bar{P} = 23.56$  t/pieu  $\Rightarrow \bar{M} = -84.42$  t

Y \ X	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{\theta P}$	0.28	0.29	0.58	0.56	0.48	0.4	0.35	1.35
$\chi_{\theta M}$	0.99	0.92	0.85	0.75	0.52	0.38	0.2	1.35

Tableau .XII.3 : Les valeur de coefficients  $\chi_{\theta P}$  et  $\chi_{\theta M}$

**C .2) Détermination des moments tout le long du pieu :**

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$$

- **Condition normale** :  $M(Z) = (-8.96 \times \chi_{\theta M}) + (\frac{2.5}{0,2461} \times \chi_{\theta P})$
- **Condition sismique** :  $M(Z) = (-84.42 \times \chi_{\theta M}) + (\frac{23.56}{0,2461} \times \chi_{\theta P})$

Z \ CAS	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
CN	-6.03	-5.30	-1.72	-1.03	0.22	0.66	1.76	1.62
CS	-56.77	-49.90	-16.23	-9.70	2.05	6.21	16.62	-15.27

Tableau.X.II.4 : Les valeur de Moment le long de pieu

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :  $M_{\max} = -84.42$  t.m

**XII.5.4.2.Ferraillage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferraillage du pieu se fera à l'aide des abaques de Walther :

**a) Armatures longitudinales :**

$$\left. \begin{array}{l} N_r = 3.2813 \text{ MN} \\ M_r = 0.8442 \text{ MN.m} \end{array} \right\} \text{ (Condition sismique)}$$

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0.04 \quad D : \text{diamètre du pieu} \quad h' : \text{l'enrobage de l'acier}$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{0.8442}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.021 \quad \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{3.2813}{3.14 \times 0.6^2 \times 30} = 0.097$$

$\beta_w$  : résistance caractéristique du béton ( $\beta_w = 30 \text{ MPa}$ ) ;  $R$  : rayon du pieu Alors :  $\omega = 0.15$

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} \quad \sigma_f = 400 \text{ MPa}$$

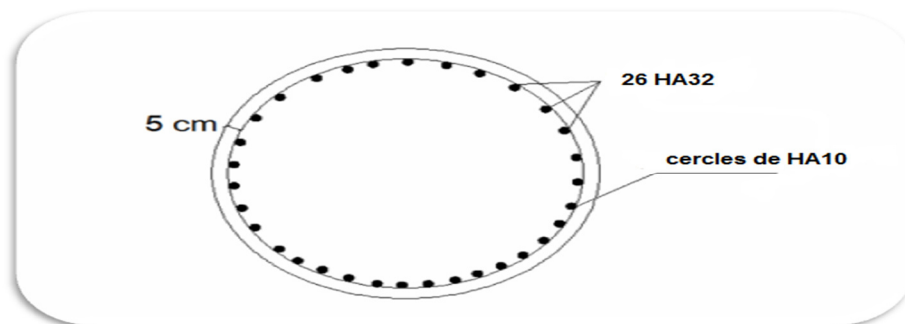
$$F_a = \frac{0,3 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0,15 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 30}{400} = 127.17 \text{ cm}^2$$

On prend **26HA32** avec  $S_t = \frac{2\pi(R-d)}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 0,55}{26} = 13.5 \text{ cm}$

**b) Armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{2,5}{3} = 1 \text{ cm}$$

On prend des cercles de **HA10** avec un espacement de **20 cm** dans les zones courantes et **10 cm** dans les zones de jonction.



**Figure.XII.12 : Ferraillage de pieu**

## **Conclusion générale**

A la fin de ce travail, nous tenons à signaler que l'étude d'un ouvrage d'art n'est pas une tâche aisée, elle fait appel à l'expérience de l'ingénieur dans ce domaine.

La conception est la partie la plus importante dans l'élaboration d'un projet de pont, elle nécessite une connaissance plus au moins détaillée des différentes données naturelles et fonctionnelles influant sur la conception et qui doivent être respectées. Pour un projet donné de pont, plusieurs variantes peuvent être envisagées et uniquement la comparaison entre ces variantes permet d'opter à la meilleure variante possible du point de vue technique et économique.

Ce projet, nous a permis de faire le calcul un type de tablier à poutres en béton précontraint par une comparaison entre les solutions possibles, on a adopté un pont à trois travées ou les trois sont à poutres en béton précontraint par post-tension. L'ouvrage à construire est un pont autoroutier qui comporte réellement sept poutres par travée repose sur une pile et une culée soit sur deux piles.

Le recours à la modélisation par le logiciel ROBOT et logiciel SAP 2000 V12 , après le calcul avec la méthode de Guyon Massonnet. La première partie du travail était consacrée au prédimensionnement et à la validation de la modélisation du tablier pour un ouvrage droit, et cela par une comparaison entre les résultats obtenus en utilisant le logiciel et ceux obtenus par l'application des lignes d'influence et la méthode de Guyon Massonnet. Les résultats obtenus par le logiciel étaient satisfaisants.

Ce projet nous a donné l'occasion de mettre en application, nos connaissances théoriques acquises durant notre cycle et notre expérience professionnelle de formation en matière de (RDM, BP, MDS, BA,...etc.), il nous a poussé à apprendre différents logiciels et programmes de calcul (ROBOT, SAP 2000, AUTOCAD, EXCEL, .....etc.).

La réalisation de ce travail a été une occasion pour avoir une autre expérience dans le domaine professionnel par le contact direct avec les différents problèmes rencontrés dans l'étude d'un ouvrage type pont à poutre en précontrainte. Il nous a permis d'autre part d'apprendre une méthodologie rationnelle à suivre, pour l'élaboration d'un projet de travaux publics (pont), depuis sa conception et jusqu'à sa réalisation.