

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



**Ecole Nationale Supérieure**  
**des Travaux Publics**  
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

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

## Thème

**Conception et Etude d'un Viaduc au PK150+290 sur  
l'Autoroute Est-Ouest au niveau de la W.de BOUMERDES**

Encadré par :

**Mr. MRAIN Brahim**

Présenté par :

**CHAIBI Hakim**

**MAHIOUT Mehdi**

*Proposé par:*  
**SNC.LAVALIN**

Promotion 2012

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

# REMERCIEMENT

D'abord, on tient à remercier « ALLAH » qui nous a donné le courage, la volonté et la patience pour la réalisation de ce modeste travail.

On remercie également nos parents pour les sacrifices qu'ils ont faits pour qu'on termine nos études.

On tient à remercier notre encadreur Mr MRAIN Brahim pour ses conseils précieux et pour toute l'aide qu'il nous a apporté durant notre projet de fin d'étude, sans oublier tous les enseignants de l'ENSTP.

## **DEDICACE**

*Je dédie ce modeste travail à :*

- 🕒 *ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus rudes de ce long parcours de mon éducation, celle qu'a fait preuve de ces plus nombreux projets pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, dont je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète.*
- 🕒 *A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments pénibles de ma vie.*
- 🕒 *A tous mes amis : HAKIM, SADEK, IMAD, TICHOU, BACOU*
- 🕒 *Enfin une dédicace toute particulière a Farah qui a toujours était présente a mes coté et en qui je resterai toujours fidèle*

**MAHIOUT MEHDI**

# SOMMAIRE

## CHAPITRE 1 : GÉNÉRALITÉ :

1-introduction .....	1
2-Présentation du projet .....	1
➤ 2.1 Situation générale .....	1
➤ 2.2 Tracé en plan .....	2
➤ 2.3 Profil en long .....	2
➤ 2.4 Profil en travers .....	2
➤ 2.5 Relief géomorphologique.....	4
➤ 2.6 Données géotechniques .....	4
➤ 2.7 Données sismologiques .....	4
➤ 2.8 Eaux superficielle et eaux souterraines .....	4
➤ 2.9 donnée climatique .....	4

## CHAPITRE 2 : CONCEPTION GÉNÉRALE

1-Variante 1 : ponts à poutre en béton précontraint (VIPP).....	6
2-Variante 2 : pont mixte acier-béton bi poutre de travée continue.....	12
3-Variante 3: pont construit par encorbellements successifs .....	16
4-Analyse multicritère pour le choix de la variante .....	21

## CHAPITRE 3 : CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

3.1 Introduction .....	23
3.2 Le BETON .....	23
➤ 3.2.1 Poids volumique .....	23
➤ 3.2.2 La résistance caractéristique à la compression .....	24
➤ 3.2.3 La résistance caractéristique à la traction.....	24
➤ 3.2.4 Contrainte de calcul à l'ELU .....	25
➤ 3.2.5 Contrainte de calcul à l'ELS .....	25
➤ 3.2.6 Module d'élasticité longitudinale E .....	25
➤ 3.2.7 Module d'élasticité transversale G .....	25
3.3 LES ACIERS .....	26
3.3.1 Armature passive : .....	26
➤ 3.3.1.1 Limite d'élasticité garantie .....	26
➤ 3.3.1.2 Module de déformation longitudinale .....	26
➤ 3.3.1.3 Contrainte limite de traction $\sigma_s$ .....	26
3.3.2 Aciers actives .....	27
➤ 3.3.2.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles.....	27

## CHAPITRE 4 : CARACTÉRISTIQUES GEOMETRIQUES

4.1.1 Détermination des caractéristiques géométrique de la poutre.....	28
➤ 4.1.2 Section à mi travée .....	28
➤ 4.1.3 Section à mi travée avec hourdis .....	28
➤ 4.1.4 Section d'about .....	29
➤ 4.1.5 Section d'about plus hourdis.....	29

## CHAPITRE 5 : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

5.1.1 LARGEUR ROULABLE ET CHARGEABLE .....	30
5.1.2 Classe du pont .....	30
5.2 Définition des cas de charges.....	31
5.3 Calcul des charges .....	31
5.3.1 Calcul des charges permanentes (CP) .....	31
➤ 5.3.1.1 Les poutres .....	31
➤ 5.3.1.2 La Dalle .....	32
5.3.2 Charge permanente CP .....	32
➤ 5.3.2.1 Le Revêtement.....	32
➤ 5.3.2.2 Les longrines : .....	33
➤ 5.3.2.3 Les Corniches : .....	33
➤ 5.3.2.4 L'étanchéité : .....	34
➤ 5.3.2.5 Les gardes corps et glissière de sécurité : .....	35
5.4 Les sollicitations maximums dues aux poids total du tablier (répartition longitudinale).....	36
5.5 Les surcharges routières .....	36
➤ 5.5.1 Surcharge A(I) .....	37
➤ 5.5.2 Système B.....	39
➤ 5.5.3 Système Mc120.....	46
➤ 5.5.4 Système D240 .....	48
5.6 Effets thermiques .....	50
5.8 Récapitulation des résultats .....	51

## SOMMAIR CHAPITRE 6 : RÉPARTITION TRANSVERSALE

6.1 INTRODUCTION .....	52
6.2 Détermination des paramètres de calcul .....	52
➤ 6.2.1 : largeur utile .....	52
➤ 6.2.2 : la portée utile .....	52
➤ 6.2.3 : Position des poutres.....	53
➤ 6.2.4 : Paramètre d'entretoisement .....	53
➤ 6.2.5 : Paramètre de torsion .....	53
➤ 6.2.6 : Paramètre sans dimension.....	54

➤ 6.2.7 Application numérique.....	54
6.3 : Calcul du coefficient de répartition K .....	56
6.4 : Calcul DE $K\alpha$ MOYEN .....	60
➤ 6.4.1 : Pour les surcharges concentrées .....	60
➤ 6.4.2 : Pour les surcharges réparties .....	60
➤ 6.4.3 Valeurs des moments max réels dus aux surcharges .....	62
➤ 6.4.4 Détermination de la poutre la plus sollicité .....	63
6.5 : Calcul des efforts tranchants .....	64
6.5.1 CALCUL DE $\varepsilon\alpha_{moy}$ ET DE $\varepsilon'\alpha_{moy}$ .....	64
➤ 6.5.3.1 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.001L).....	68
➤ 6.5.3.2 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.25L) .....	69
6.5.3.4 : Détermination de la poutre la plus sollicitée .....	70

## CHAPITRE 7 : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎTE :

7.1. INTRODUCTION .....	71
7.2. Etude et dimensionnement de la précontrainte.....	73
➤ 7.2.1 Rappel aux caractéristiques géométriques de la section à mi- travée .....	73
➤ 7.2.2 Contrainte admissible .....	73
➤ 7.2.3. Valeur minimale de précontrainte $P_{MIN}$ .....	74
➤ 7.2.4. Détermination de la valeur de $P_0$ .....	75
➤ 7.2.5. Calcul du nombre de câbles .....	75
➤ 7.2.6 Détermination du nombre de câble à l'about .....	75
➤ 7.2.7 Vérification des contraintes normales.....	76
➤ 7.2.8 Tracé des câbles.....	80
➤ 7.2.9 Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL.....	87
7.3. CALCUL DES PERTES	
7.3.1 Perte instantanées .....	88
➤ 7.3.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine.....	88
➤ 7.3.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage.....	89
➤ 7.3.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané de béton.....	91
➤ 7.3.1.4 Totalité des pertes instantanées.....	92
7.3.2 Pertes différées :	
➤ 7.3.2.1 Pertes dues au retrait de béton .....	93
➤ 7.3.2.2 Perte par relaxation de l'acier .....	94
➤ 7.3.2.3 Perte due au fluage .....	95
➤ 7.3.2.4 Totalités des pertes différées .....	96
7.3.3 Calcul du pourcentage des pertes totales .....	96
7.4 Justification de la poutre a L'ELS .....	96

7.5 Justification des contraintes normales .....	96
7.6 Justifications des contraintes tangentielles.....	101
7.7 Ferrailage passif de la poutre .....	102
7.7.1 Armatures longitudinales dans la zone tendue .....	102
7.7.2 Armature de peau .....	103
7.7.3 Cadres du talon.....	104
7.7.4 Armatures supérieurs de la table de compression .....	105
7.7.5 Etude de la plaque d'about .....	105
➤ 7.7.5.1 Justifications dans la zone de régularisation .....	106
1. Effet de surface .....	106
2. Effet d'éclatement .....	106
➤ 7.7.5.2 Vérification des contraintes du béton .....	107
1. Contrainte de traction du béton .....	107
2. Contrainte de compression du béton .....	107

## Chapitre 8. CALCUL DES DEFORMATIONS

8.1 Introduction .....	108
8.2 Calcul des flèches .....	108
8.3 Calcul des rotations .....	110
8.4 Calcul de déplacement .....	111

## Chapitre 9. ETUDE DE L'HOUDIS :

9.1 Introduction .....	112
9.2 : Etude de la flexion transversale.....	112
9.2.1 Calcul des coefficients de répartition $\mu_\alpha$ .....	113
➤ 9.2.1.1 Calcul des coefficients $\mu_0$ et $\mu_1$ pour $\theta = 0.9247$ .....	113
➤ 9.2.1.2 Calcul de $\mu_\alpha$ pour $\theta = 0.9274$ .....	113
9.2.3 Calcul des moments fléchissant transversaux $M_y$ .....	116
➤ 9.2.3.1 Surcharge A (I) .....	116
➤ 9.2.3.2 Surcharge Bc.....	116
➤ 9.2.3.3 Surcharge Mc120 .....	116
➤ 9.2.3.4 Surcharge D240 .....	116
9.2.4 Récapitulatif des moments transversaux .....	117
9.3 Etude de la flexion localisée .....	118
➤ 9.3.1 Moment $M_a$ et $M_b$ au centre de la dalle .....	118
➤ 9.3.2 Moment due au poids propre .....	119
➤ 9.3.3 Moment longitudinale $M_b$ .....	120
➤ 9.3.4 Moment due a la surcharge Bc .....	120
➤ 9.3.5 Moment due à la surcharge MC 120.....	121
➤ 9.3.6 Moment de continuité sur appui .....	121
9.4 Récapitulation des moments à prendre en compte pour ferrailer l'hourdis .....	122

9.5 Ferrailage transversal .....	122
➤ 9.5.1 Ferrailage de la nappe inférieur .....	123
➤ 9.5.2 Ferrailage de la nappe supérieur .....	123
9.6 Ferrailage longitudinale.....	123
➤ 9.6.1 Ferrailage de la nappe inférieur .....	123
➤ 9.6.2 Ferrailage de la nappe supérieur .....	124

## Chapitre 10. LES EQUIPEMENTS DU TABLIER

10.1 Introduction .....	125
10.2 LES APPAREILS D'APPUIS.....	125
10.2.1 Définitions : .....	125
10.2.2 Dimensionnement des appareils d'appuis : .....	125
➤ 10.2.2.1 Détermination de la section .....	125
➤ 10.2.2.2 Hauteur nette de l'élastomère .....	126
➤ 10.2.2.3 Dimensions en plan de l'appareil .....	126
➤ 10.2.2.4 Vérification des appareils d'appuis .....	126
➤ 10.2.2.5 Dimensionnement de frettes .....	128
10.3 Les Dés d'appuis .....	129
10.3.1 Dimensionnement de dés d'appuis .....	129
10.3.2 Ferrailage des dés d'appui.....	129
➤ 10.3.2.1 Armatures de chainage.....	129
➤ 10.3.2.2 Armatures de profondeur.....	130
➤ 10.3.2.3 Armatures de diffusion .....	130
10.4 Joint de chaussée .....	130
➤ 10.4.1 Le déplacement dû aux variations linéaires .....	131
➤ 10.4.2 Déplacement dû au freinage .....	131
➤ 10.4.3 Déplacement dû au séisme .....	132
10.5 PLOT PARASISMIQUE .....	133
➤ 10.5.1 CONCEPTION DES PLOTS PARASISMIQUE .....	133

## CHAPITRE 11 : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### 1. Conceptions pile

1.1 Introduction .....	134
1.2 Pré dimensionnement des éléments de la pile.....	134
➤ 1-2.1 chevêtre de la pile .....	134
➤ 1.2.2 Les fûts .....	135
➤ 1.2.3 Les fondations .....	135
➤ 1.2.4 La semelle.....	135

### 2. Conception culé

2.1 Introduction .....	138
2-2 Pré dimensionnement des éléments de la culée	
➤ 2.2.1 Mur garde grève.....	139

➤ 2.2.2 Butées latérales .....	139
➤ 2.2.3 Mur en retour .....	139
➤ 2.2.4 Dalle de transition.....	139
➤ 2.2.5 Le corbeau arrière.....	140
➤ 2.2.6 La semelle .....	140

### 3. Analyse sismique

3-1 Calculs des raideurs .....	143
3-2 Analyse monomodale .....	144
➤ 3.2.1 Critère à vérifier .....	144
➤ 3.2.2 Composante horizontale du séisme .....	144
➤ 3.2.3 Composante transversal du séisme .....	147
➤ 3.2.4 Composante vertical du séisme .....	148
➤ 3.2.5 Combinaisons de directions .....	150
➤ 3.2.6 Combinaisons d'actions en pied de fût .....	150
➤ 3.2.7 La semelle de la pile .....	151

### 4. Etudes de la pile

➤ 4.1 Répartition des charges sur la pile .....	153
➤ 4.2 Etude des éléments de la pile .....	155
➤ 4.2.1 Etude du chevêtre .....	155
➤ 4.2.2 Etudes des futs .....	159
➤ 4.2.3 Etude de la semelle.....	161
➤ 4.2.4 Etude et ferrailage des pieux .....	167

### 5. Etude culée

5.1. Déterminations des paramètres $K_{ad}$ et $\theta$ .....	171
5.2. Ferrailage de la culée	
➤ 5.2.1 Mur garde grève .....	172
➤ 5.2.2 La dalle de transition .....	176
➤ 5.2.3 Corbeau d'appui de la dalle de transition .....	178
➤ 5.2.4 Le mur en retour .....	180
➤ 5.2.5 La semelle. ....	182
➤ 5.2.6 Etude et ferrailage des pieux.....	186

# CHAPITRE 1

## Généralités

## Introduction :

L'Algérie faisant partie des pays en voie de développement, voit ses besoins en infrastructures à l'échelle globale grandir d'année en année, avec l'accroissement démographique qu'elle connaît, et toutes les ressources naturelles qu'elle possède en réserve que ça soit pétrole ou gaz, et autres minerais, elle a le potentiel nécessaire pour devenir une force mondiale dans les décennies à venir. Mais cela ne serait guère possible sans un bon réseau routier et ferroviaire afin de faciliter les échanges commerciaux d'une ville à une autre.

-L'autoroute Est-Ouest est un projet autoroutier traversant toute l'Algérie parallèlement aux côtes méditerranéennes. L'autoroute doit relier la ville de Maghnia (frontière marocaine) à El Tarf (frontière tunisienne) en passant par les grandes villes algériennes tel que (d'Ouest en Est) Tlemcen, Oran, Chlef, Alger, Setif, Constantine et Annaba sur une distance de 1216 km (1720 km en comptant les routes annexes et les ouvrages d'art).



«Ce projet, aura des retombées économiques et écologiques très importantes comme il va améliorer la sécurité routière des usagers»

Dans ce mémoire nous allons faire la conception et l'étude d'un viaduc sur l'auto route EST-OUEST au Pk 150+290 sur le tronçon (LARBATACHE-LAKHDARIA) .Ce dernier à une distance de 37 km et représente le tronçon le plus complexe du projet ; il comprend : 15 viaducs et 4 grands ponts ainsi 2 tunnels.

Pour ce faire nous envisagerons de proposer plusieurs variantes parmi les quelle on retient la variante qui répond mieux aux exigences.

Par la suite on va entamer l'étude du tablier et de l'infrastructure de l'ouvrage projeté.

## 2-Présentation du projet :

### 2.1 Situation générale :

Le pont se situe entre les PK150+236.200 et PK 150+343.800 franchissant les ravins, l'angle croisé est de  $110.00^\circ$  ; la longueur est 107.60m, un viaduc.

Le profile en travers a été arrêté à 3 voies de circulation de 3.5 m de largeur chacune, et un tablier de largeur de 13.10 m.

**Données géométriques :****2.2 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.

Pour notre ouvrage, la brèche à franchir est de plus de 107.8 mètres linéaires, L'ouvrage présente un biais de 110°

**2.3 Profil en long :**

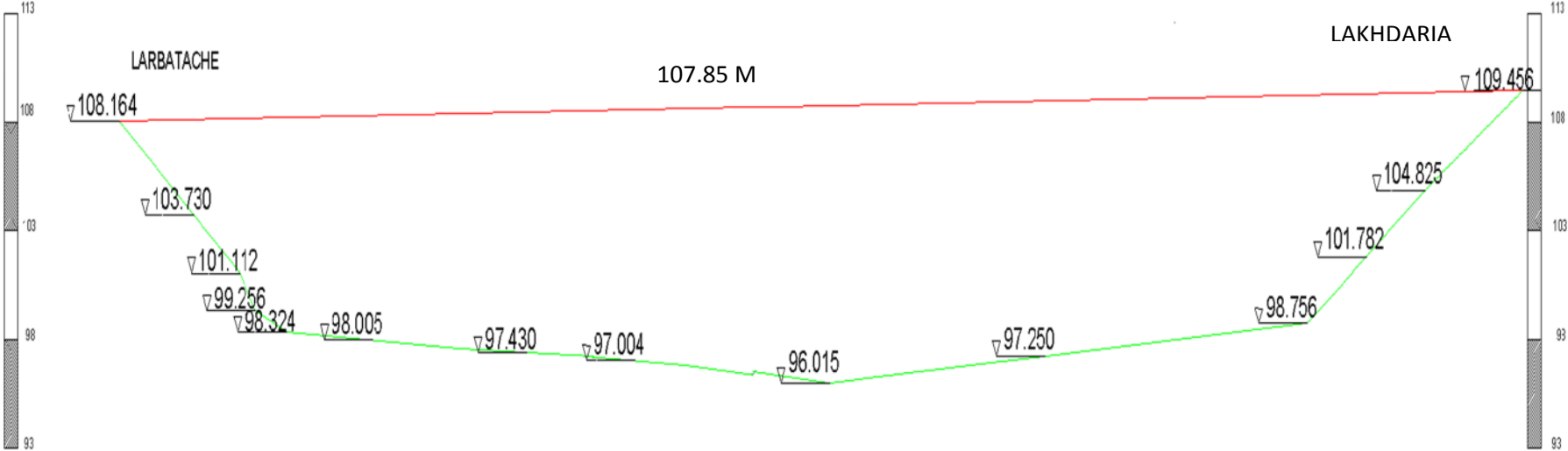
Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle ou aux contraintes naturelles ; et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. Le présent ouvrage présente un dénivelé entre le PK150+236.200 et le PK150+343.800 une différence qui est de 1.292 mètre.

**2.4 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 en prenant en compte des contraintes fonctionnelles.

Les caractéristiques du profil en travers de notre ouvrage sont :

- Largeur utile :  $L=13.25$  m
- Largeur roulable :  $L=12$  m
- Nombre de voie : 3voies (sens unique)
- Dévers de 2.5 % (s'adaptant au profil de la route, l'ouvrage voisin ayant  $d=2.5\%$ )



Implantation de l'ouvrage (ligne rouge du projet routier)

### 2.5 Relief et géomorphologie :

Du point de vue géomorphologique le site est vallonné, avec un relief doux présentant une rainure étroite en forme de (U)

Il n'a pas été observé de phénomène géodynamique (érosion, glissement dépôt...)

### 2.6 Données géotechniques :

Le type de sol présent sur le site est primordial pour le choix des fondations de l'ouvrage selon que le sol soit bon et mauvais, cela peut modifier complètement la morphologie de l'ouvrage, du fait de l'impossibilité d'implanter des appuis ou on veut, une étude géotechnique d'ensemble est nécessaire dès le stade d'avant-projet.

Les reconnaissances ont révélé que le sol était constitué (d'argilite totalement altérés : gris claire), de (marne fortement altéré : gris claire) et de (marne faiblement altéré)

En tenant compte de la topographie, et les caractéristiques de sols on s'orientera probablement vers des fondations profondes.

### 2.7 Données sismologiques :

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

Selon RPOA :

- Classification du pont : classe 1 à 3 voies (pont stratégique)
- Catégorie du site : S2 (site ferme)
- Zone sismique : II A
- Coefficient d'accélération = 0.25

### 2.8 Eaux superficielle et eaux souterraines :

L'eau superficielle provient de L'oued SEPT .c'est une rivière courante avec un débit abondant qui varie en fonction des saisons. Les mesures de sondage réalisés durant la prospection ont permis de détecté le niveau à une profondeur de 0.5-3.0m.c'est une eau phréatique de faible agressivité.

### 2.9 Donnée climatique :

1- La température :

Les effets de la température sont pris en compte lors de l'étude à raison d'une variation de ( $\pm 30^{\circ}\text{C}$ ).cela influe notamment le dimensionnement des équipement de pont tels les joints de chaussées et les appareils d'appui.

**2- La neige :**

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

**3- Le vent :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par le fascicule 61 titre II du CPC, la surcharge du vent est prise comme charge répartie d'une intensité de 125 kg/m<sup>2</sup>

# CHAPITRE 2

## CONCEPTION GÉNÉRALE

### Choix du type d'ouvrage :

Pour franchir une brèche donnée, on recherche la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, pour obtenir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétion, leur limites et leurs couts, Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

### Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante:

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....) ;
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués ;
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

Nous proposons 3 solutions différentes avec pour chacune un pré-dimensionnement, nous les analyseront les trois en citant pour chacune ses avantages et inconvénients, puis nous choisirons celle qui paraît la plus avantageuse :

### 1- Variante 1 : ponts à poutre en béton précontraint (VIPP) :

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier est constitués de poutres longitudinales de hauteur constante, elles sont souvent parallèles et équidistantes et sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

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

#### Avantage :

- L'atout majeur de ce type d'ouvrages est lié à la préfabrication in situ des poutres.
- Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, on peut également disposer d'un équipement fixe de vibration,
- La préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent

le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage

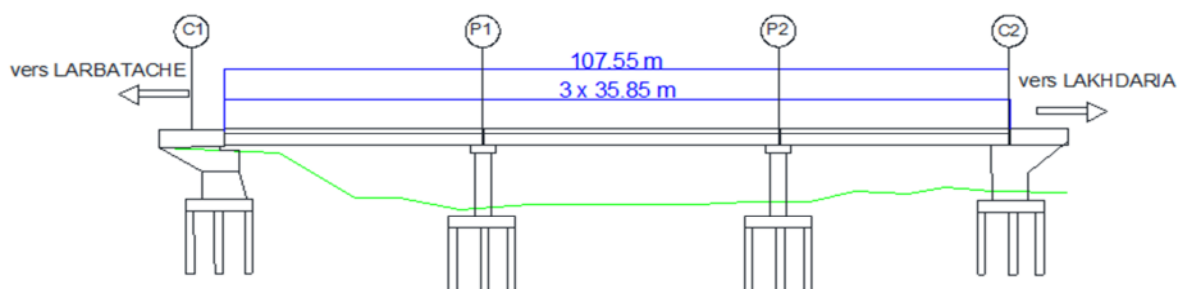
- Avantage économique indéniable pour des portées allant jusqu'à 30 m en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension
- Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce qui a été constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique

Inconvénients :

- Présence d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- Nombre important d'appuis, ce qui s'avère très contraignant en présence d'un oued.
- Surcoût du grand nombre d'appareil d'appuis.

IMPLANTATION DES APPUIS :

On disposera de 3 travées identique de même longueur 35.85m



**Vue en élévation**

Pile/culée	Pk
C1	150+236.225
P1	150+272.075
P2	150+307.925
C2	150+347.775

**Implantation des piles et culées**

**Pré dimensionnement de la poutre :**

On notera que le pré dimensionnement de notre poutre ce fera à l'aide du document (S.E.T.R.A)

**1 Hauteur de la poutre :**

L'élancement des poutres varie entre :  $\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{17}$  (page 51)

On a L=35.85 m alors  $1.79 \leq h_t \leq 2.10$

Afin d'obtenir un tablier moins massif, et ainsi l'alléger en poids propre, mieux vaux se rapprocher de la valeur :  $\frac{L}{20}$

Pour une portée de 35.85 m, on aboutit à une valeur de  **$h_t = 1.8 \text{ m}$**

**2 Entraxe des poutres :**

L'entre axe des poutres varie entre :  $1.5 \leq d \leq 2.5$

On prendra donc  **$d = 1.95 \text{ m}$**

**3 Nombre de poutre (N) :**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'entraxe des poutres et on aura :

$$N = \frac{La}{d}$$

La : la largeur de tablier qui vaut : 13.10 m

d : l'entraxe des poutres qui vaut : 1.95 m

donc on aura  $N = \frac{13.10}{1.95} = 6.71 \Rightarrow \mathbf{N=7 \text{ poutres}}$

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

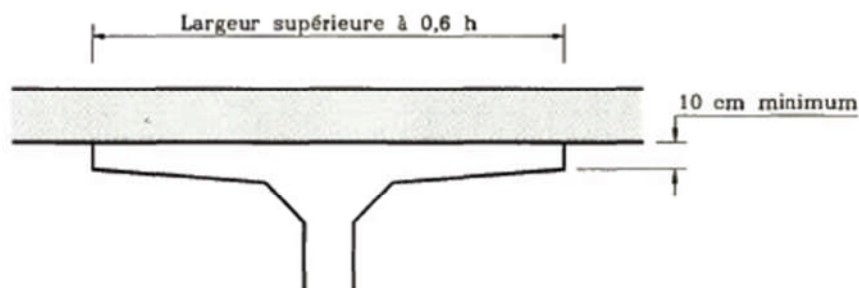
Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention et prévenir tout risque de Déversement, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur  $h_t$  ce qui conduit a une largeur courante d'environ 1.5 m donc on prendra :

**$b = 1.4 \text{ m}$**

**5 Epaisseur de la table de compression:**

Dans le cas plus fréquent d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres, l'épaisseur extrême est aussi faible que possible, mais, en pratique, elle ne pourra guère descendre en dessous de 10 cm, dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives (voir figure ci-dessous)

De ce fait on prendra  **$e = 10 \text{ cm}$**



**Largeur et épaisseur de la table de compression**

**6 Gousset de la table de compression :**

En travée :  $\alpha_1 = 7.12^\circ \Rightarrow e_1 = 5 \text{ cm}$

$\alpha_2 = 26.56^\circ \Rightarrow e_2 = 10 \text{ cm}$

**7 Largeur du talon (Lt):**

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

$$\sum Lt = \frac{l L^2}{ht^2 k} \quad \text{avec} \quad 1100 < K < 1300$$

l: largeur du tablier  
L : portée de la travée  
ht : hauteur totale du tablier

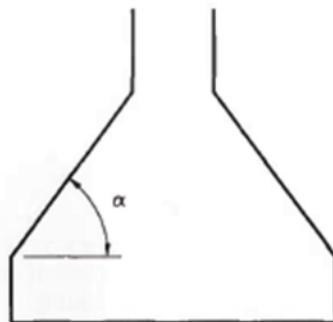
$\sum Lt = \frac{13.10 \times 35.85^2}{2^2 \times 1100} \approx 4$  alors on divise Lt sur le nombre de poutre transversale (7 poutres) et on trouvera la largeur du talon donc :

**$L_t = 60 \text{ cm}$**

**8 l'épaisseur du talon (e<sub>t</sub>) :**

Les dimensions du talon sont imposées par les dispositions constructives concernant l'enrobage des câbles qui y seront logés .de ce fait La partie verticale du talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m pour des largeurs de talons variant de 0,60 m à 0,90 m donc dans notre cas on prendra

la dimension du pied du talon :  **$e_t = 20 \text{ cm}$**



Forme des talons

Le pan incliné du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le schéma ci-dessus la tangente de l'angle  $\alpha$  est égale à 1

### 9 Gousset du talon :

En travée :  $\alpha_3 = 45^\circ \Rightarrow e_3 = 20 \text{ cm}$

### 10 Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ ):

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres on prendra  **$b_0 = 20\text{cm}$**

### 11 Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis ( $b_0$ ) :

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement et cette épaisseur sera la même que celle du talon c'est-à-dire :  **$b_{0(\text{about})} = 60 \text{ cm}$**

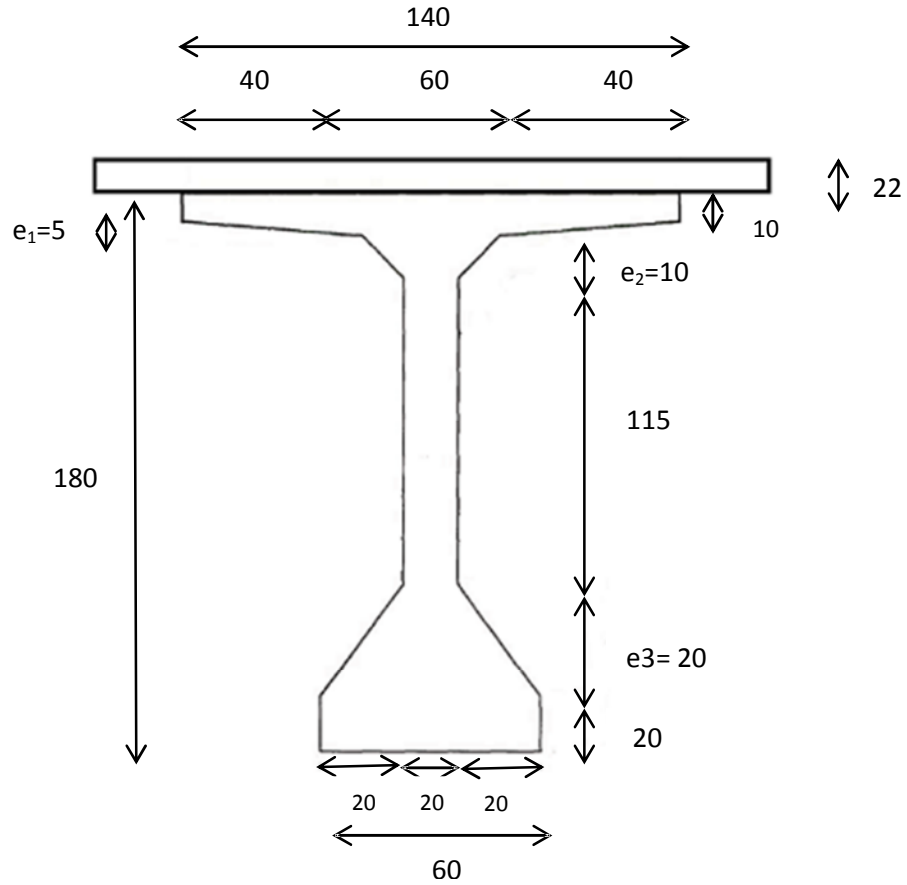
### 12 Hourdis (la dalle) $h_0$ :

En général, l'hourdis possède 3 vocations : il sert de dalle de couverture, il supporte les surcharges et les transmet aux poutres, il joue le rôle d'entretoisement transversal. L'épaisseur de l'hourdis varie généralement entre 18 et 22 cm. Une surépaisseur se révélera nécessaire pour s'adapter aux particularités liées aux superstructures (ancrage de barrière H3) c'est ainsi qu'on fixe l'épaisseur à **24.5 cm**

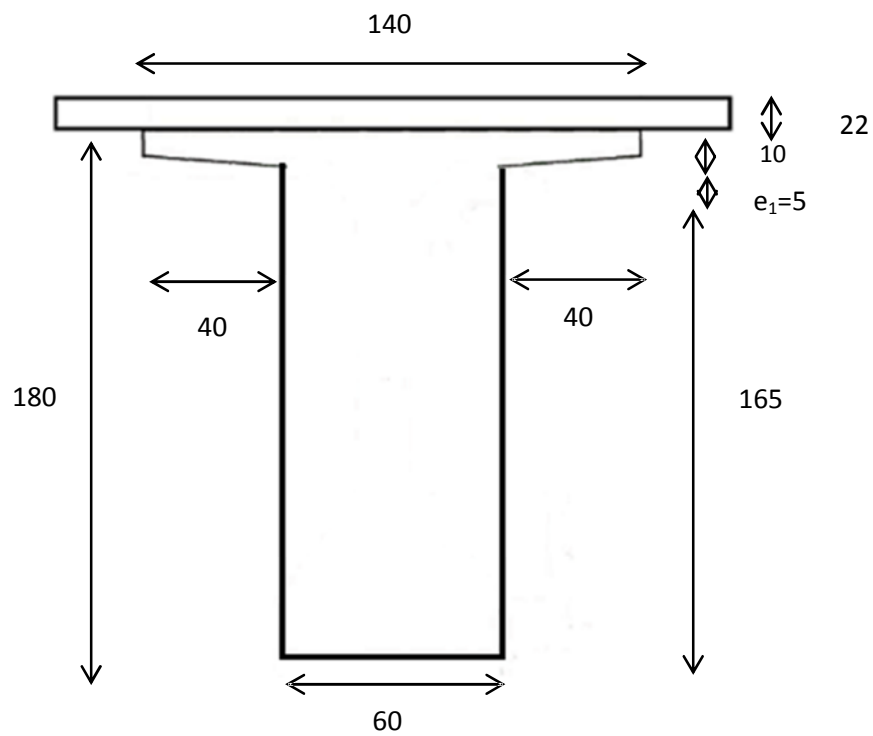
-Les entretoises ont une hauteur voisine de celle des poutres, ce qui leur confère une bonne rigidité.

Du point de vue esthétique et technique, il est préférable de diminuer légèrement leur hauteur, ce qui les rend moins visibles entre les poutres et facilite le soulèvement du tablier. De ce fait la hauteur qu'on prendra sera égale à  **$H_e = 1.60 \text{ m}$**

Caractéristiques géométriques de la poutre:



Coupe transversale de la poutre à mi travée



Coupe transversale de la poutre à l'about

## 2- Variante 2 : pont mixte acier-béton bi poutre de travée continue :

L'avantage principal du pont mixte est son bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques.

La dalle en béton se conjugue avec les trois formes de poutraison « sous chaussée » : poutres à âme pleine (bipoutres et multi-poutres), poutres en caisson, poutres en treillis.

Dans notre cas on optera pour un pont bipoutre qui comme son nom l'indique comporte deux poutres principales.

De toutes les formes de tablier le bipoutre mixte est le plus économique. Il fonctionne économiquement dans une gamme d'élanement L/H de l'ordre de 25 à 30,

### Avantage :

- Le premier avantage étant un gain sur le tonnage d'acier dû à un meilleur rendement des sections d'acier mises en œuvre. En effet, la répartition des charges entre les deux poutres est sans ambiguïté et permet d'ajuster la résistance en flexion de chacune des poutres au plus près des besoins, sans excès de matière.  
  
Même remarque en ce qui concerne les âmes d'un bipoutre : avec un élanement plus faible, l'âme du bipoutre possède un meilleur comportement vis-à-vis du risque d'instabilité par voilement.
- Le second avantage est un gain sur les coûts de construction : on observe une réduction des dépenses de fabrication, de transport, de montage ainsi que de la protection anticorrosion en raison, tout simplement, de la diminution du nombre des poutres à réaliser et d'une grande simplification dans le dessin et l'assemblage des éléments transversaux d'entretoisement

### Inconvénient :

- 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.
- Difficulté d'entretien et maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Requiert une main d'œuvre qualifiée (en particulier soudeurs).
- Différents phénomènes d'instabilités (voilement, déversement flambement) se trouvant accentués vu l'élanement important des poutres.

**Implantation des appuis :**

Pile/culée	Pk
C1	150+236.225
P1	150+269.975
P2	150+309.975
C2	150+343.725

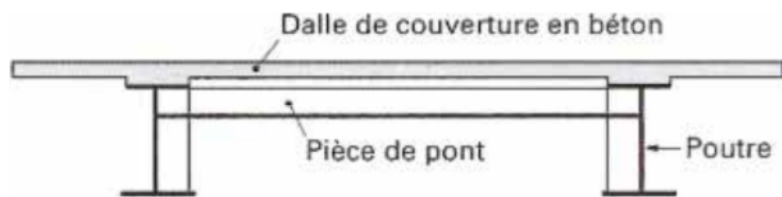
**Pré dimensionnement de la poutre :**

- **Longitudinalement :**

Notre pont comprend 3 travées, une travée principale de 40 mètre et deux travées de rive de 33.75 mètre chacune. On a opté pour des travées continues et de hauteur constante. Comme montre le schéma ci-dessous ;

- **Transversalement :**

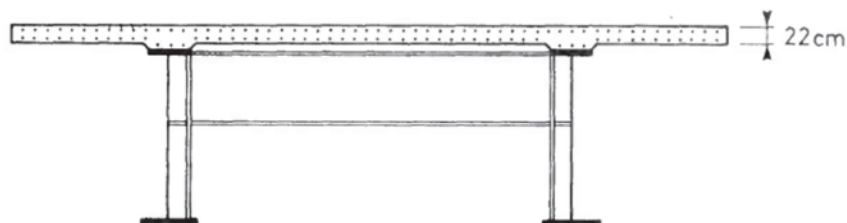
Le tablier est plutôt large (au-delà de 13 m environ), la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton (20 à 24 cm d'épaisseur) aux deux poutres et transversalement à des pièces de pont espacées de 4 m environ :



**Coupe transversale de pont mixte bipoutre**

**1) La dalle :**

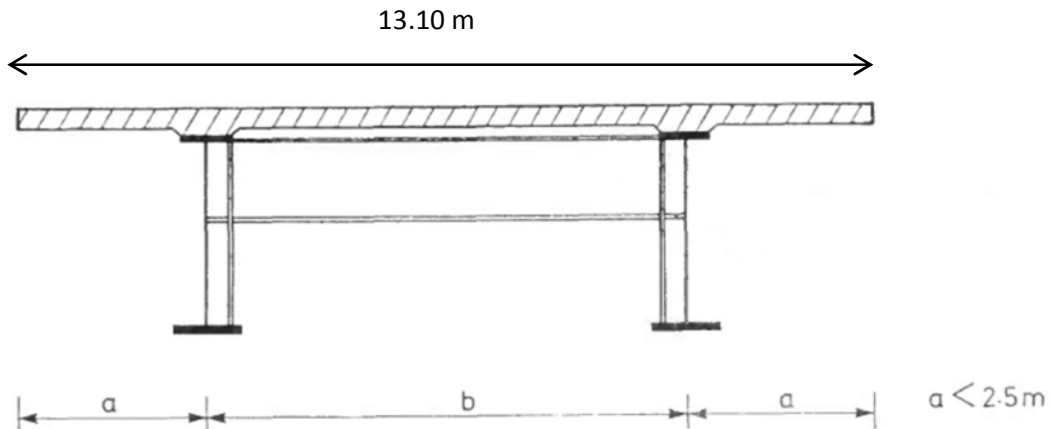
Donne notre cas la largeur du tablier est supérieure à 13 m d'où on a fixé l'épaisseur de la dalle à **22cm** .comme montre le schéma ci-dessous



**Largeur de la dalle**

## 2) Espacement des poutres :

Notre tablier est assez large (13.10m) une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ) qui sont alors appelées pièces de pont. (voir dessin ci-après)



Ainsi on fixe  $b = 8.5\text{ m}$  et on obtient la valeur de 'a' qui est égale a sur les deux rive et on aura  $a = 2.3\text{ m}$

## 3) Pièces de pont :

a) **L'espacement des pièces de pont** : est en général d'environ 4 Mètres, on prend l'espacement égale à **4 mètre**

### b) L'Âme :

Épaisseur : varie de 10 à 12 mm on prend **12 mm**

Hauteur : de l'ordre de 1/10ème à 1/15ème de la portée, d'où  $0.4 \leq H \leq 0.26$  on prend :

**H=0.3m**

### c) Membrures :

Largeur : 220 à 300 mm (déversement lors du bétonnage et fixation des connecteurs), on prend une largeur de **300 mm**

Épaisseur : **20 mm**

## 4) caractéristique des poutres :

### a) Hauteur des poutres $H_p$ :

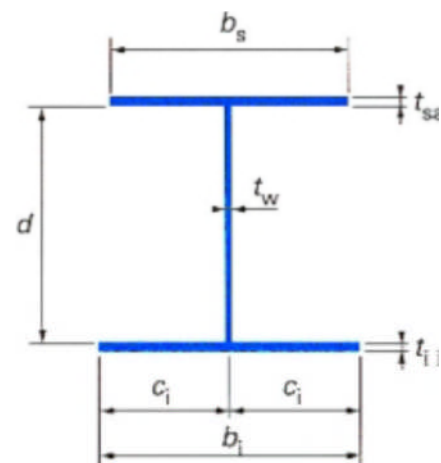
L'élançement des poutres est de  $\frac{L}{28}$  de la portée maximale en travées continues de hauteur constante.

L (portée maximale = 40 m.)

$H_p = \frac{1}{28} \times 40 = 1.42$  on prend **H= 1.50m**

### b) largeur de la semelle supérieure $b_s$ :

La largeur  $b_s$  de la semelle supérieure Peut être estimée par la formule suivante :



$$bs \text{ (mm)} = \frac{1}{7} \times (40L + 1600)$$

$$bs \text{ (mm)} = \frac{1}{7} \times (40 \times 40 + 1600) = 457.14 \text{ mm on prend } \mathbf{bs = 500 \text{ mm}}$$

**c) largeur de la semelle inférieure  $b_i$ :**

La largeur  $b_i$  de la semelle inférieure peut être estimée par la formule suivante :

$$b_i \text{ (mm)} = 10 L + 200$$

$$b_i \text{ (mm)} = 10 \times 40 + 200 = 600 \text{ mm on prend } \mathbf{b_i = 600 \text{ mm}}$$

**d) l'épaisseur de l'âme  $t_w$ :**

L'épaisseur de l'âme, notée  $t_w$ , est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm afin de limiter le nombre de ses raidisseurs, on prend  $\mathbf{t_w = 20 \text{ mm}}$

**e) l'épaisseur des semelles :**

Pour éviter tout risque de voilement, le rapport de la largeur  $b$  d'un voile à son épaisseur  $t$  doit satisfaire à la condition :

$$\frac{b}{t} \leq 0,9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Avec :  $E$  module d'élasticité de l'acier,  
 $f_y$  sa limite d'élasticité.

On prend : l'épaisseur de la semelle supérieure  $\mathbf{t_s : 40 \text{ mm}}$

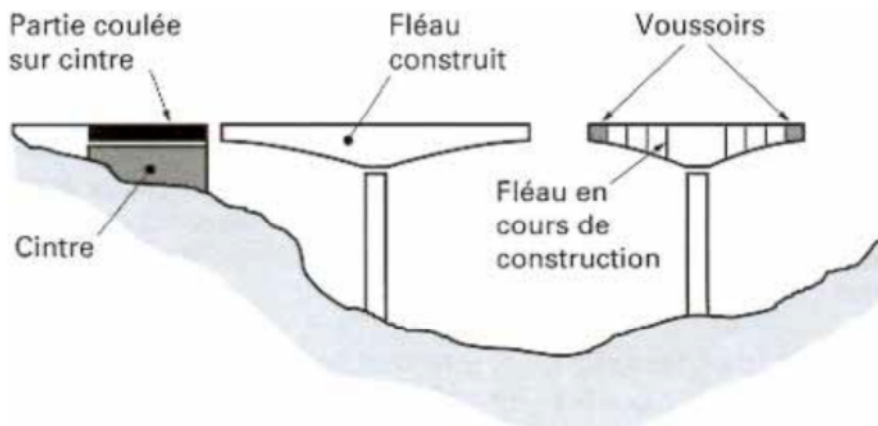
l'épaisseur de la semelle inférieure  $\mathbf{t_i 60 \text{ mm}}$

### 3- Variante 3: pont construit par encorbellements successifs :

La méthode de construction par encorbellements successifs consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant.

Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau

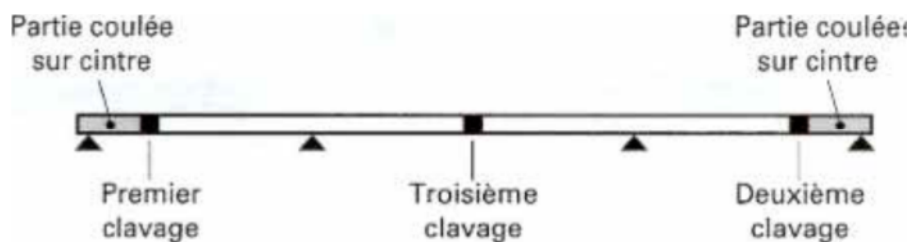


#### Pont construit par encorbellement successif

-Les voussoirs peuvent être coulés en place, dans un équipage mobile, ou préfabriqués sur une doucine ou dans une cellule de préfabrication.

-Dans les cas les plus courants, les ouvrages construits par encorbellements successifs comportent des travées intermédiaires de même portée et des travées de rive de portée un peu supérieure à la moitié de celle des travées intermédiaires pour éviter le soulèvement du tablier sous l'effet des charges d'exploitation placées dans la configuration la plus défavorable. Dans la pratique, les travées de rive sont constituées par un demi-fléau et une portion de tablier coulé ou posée sur un cintre.

On appelle «**Clavage**» l'opération de solidarisation de deux fléaux ou de raccordement d'un fléau avec une travée de rive.



#### Exemple de réalisation d'un pont à trois travées

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m. Au-delà de 70 m, un tablier de hauteur variable devient plus économique et, en général, plus esthétique.

La variation de hauteur permet d'adapter les dimensions des sections à l'intensité des sollicitations résultant de ce mode de construction particulier.

Avantage :

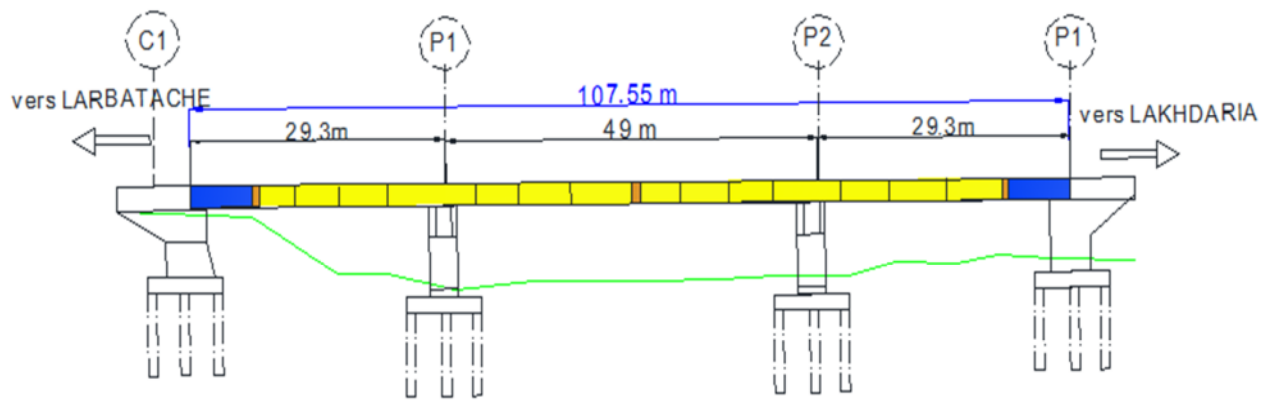
- Suppression des cintres et échafaudages (économie significative)
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir
- Augmentation du rendement de la main d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif
- Rapidité d'exécution dans le cas d'un ouvrage à voussoirs préfabriqués, et du coup économie notable sur la main d'œuvre et le matériel
- Diversité des modes d'avancement
- Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique indéniable (surtout pour une variation longitudinale parabolique).

Inconvénient :

- études laborieuses
- les effets instantanés et différés de la précontrainte
- difficulté de réalisation -La réalisation de ce type d'ouvrage requiert des entreprises de réalisation ayant un certain savoir faire
- Risques d'accidents en phase de réalisation (chute d'équipage)
- Coût relativement élevé du fait de l'utilisation de nombreux câbles de précontrainte

**Implantation des appuis**

On préconise un viaduc de deux fléaux, constituant 98 mètres et deux partis coulés sur centre d'environ 10 mètres. Le schéma suivant illustre la variante en élévation :

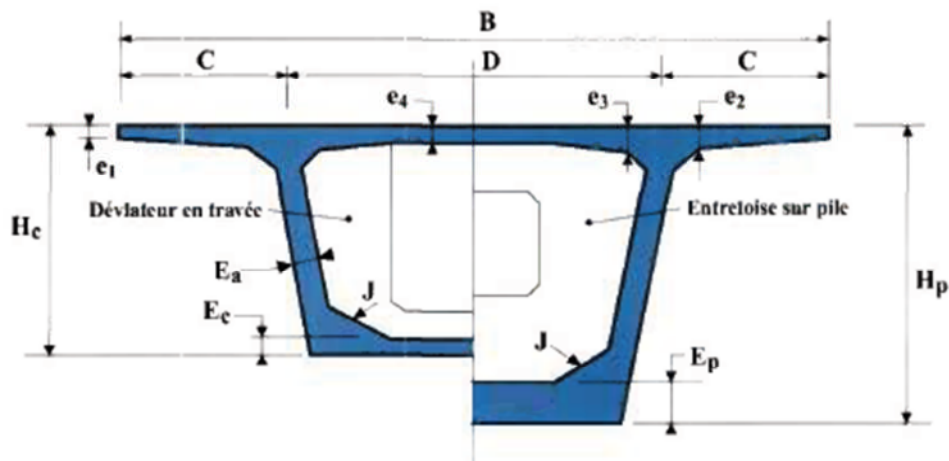


**Vue en élévation**

Pile/culée	Pk
C1	150+232.023
P1	150+265.773
P2	150+305.773
C2	150+339.523

**Pré –dimensionnement du voussoir :**

Le pré-dimensionnement est fait a l’aide du règlement SETRA



**Les Caractéristiques géométriques du voussoir**

**Hauteur du voussoir :**

Notre portée principale est égale a 49 M ce qui nous amène a adopté un tablier de hauteur constante  $H_p=H_c=H$  Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale,

$$L / 25 \leq H \leq L / 20 \Rightarrow \begin{cases} \frac{49}{25} = 1.96 \\ \frac{49}{20} = 2.45 \end{cases}$$

D'où  $1.96 \leq H \leq 2.45$

On aboutit au final à :  $H = 2.2 \text{ m}$

**Largeur du voussoir :**

-B : désigne la largeur totale du tablier qui est également la largeur de notre voussoir

**B = 13.10 m**

-C : Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson (**C = B / 4**).  $C = 13.10/4 \Rightarrow \mathbf{C = 3.3 \text{ m}}$

**Epaisseur des âmes :**

L'épaisseur de l'âme est conditionné à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$$E_a = L/275 + 1.25 \times B/L - 0.125 = 49/275 + 1.25 \times 13.10/49 - 0.125 \approx 0.39$$

On prend : **E<sub>a</sub> = 40cm**

**L'inclinaison des âmes :**

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %. On prend  **$\alpha = 13^\circ$**

**Hourdis supérieur :**

L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre :

**e<sub>1</sub>** : (épaisseur en extrémité) elle dépend du dispositif de retenue choisi ; on prend **e<sub>1</sub> = 24cm**

**e<sub>2</sub>** : dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. En première approximation, on pourra retenir pour **e<sub>2</sub>** 1/7 à 1/8 de la largeur de l'encorbellement ( $b' = 2.8\text{m}$ ) mesurée au début du gousset,

$$b'/7 \leq e_2 \leq b'/8 \Rightarrow 0.35 < e_2 < 0.4 \Rightarrow \text{on prend : } \mathbf{e_2 = 40\text{cm}}$$

**e<sub>4</sub>** : épaisseur à mi-portée e<sub>4</sub> est égale à D/25 ou D/30 (*D désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en mètres*) avec un minimum de 20 cm

On prend : **e<sub>4</sub> = 25cm**

**e<sub>3</sub>** : À l'encastrement, la valeur **e<sub>3</sub>** peut être estimée en mètre à  $0,10 + D/25$  On prend :

**e<sub>3</sub> = 40cm**

On a vérifié également : **e<sub>3</sub> > e<sub>2</sub> - 0,10 m** et **e<sub>3</sub> > 1,5 e<sub>4</sub>**

### Hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur est fixée suivant plusieurs paramètres :

- l'intensité des efforts de compressions en phase de construction et de service ;
- le logement des câbles de continuité ;
- la poussée au vide à ces câbles ;
- L'ancrage des câbles et diffusion des efforts de précontraintes correspondante ;
- La mise en œuvre du béton ;

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

A la clé : le hourdis inférieur doit être aussi mince que possible pour limiter le poids propre du caisson (18 à 22 cm)

On prend : **Ec=22cm**

Sur pile : varie de 35 à 80 cm

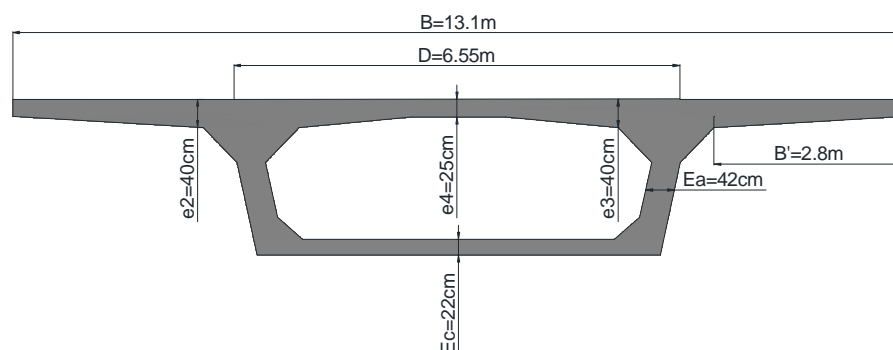
On prend : **Ep=50cm**

### Goussets :

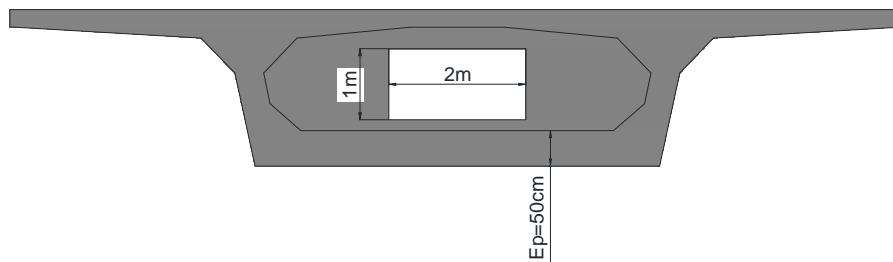
- Les goussets du hourdis supérieur : doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes.
- Il présente un angle  $\alpha$  compris entre 30 et 45°.
- Les goussets du hourdis inférieur : trouvent leur utilité soit pour placer l'ancrage des câbles de fléaux soit pour y disposer tout ou une partie des câbles de continuité.
- Leur pente est alors comprise entre 40 et 45°.

### Les entretoises :

Les ponts construits par encorbellements successifs comportent d'importantes entretoises au droit des piles et des culées, alors les voussoirs sur piles et sur culées sont des voussoirs plein d'une ouverture de 2m de largeur et de 1m de hauteur pour permettre une circulation à l'intérieur du caisson.



Description du voussoir en travée



Description du voussoir sur pile

#### 4- Analyse multicritère pour le choix de la variante

Ci-dessous, un tableau comparatif des trois variantes sur la base de cinq critères :

Critère	Pont a poutre précontraintes (vipp)	Pont mixte	pont construit par encorbellements successifs
Economie	+	-	-
Entretien	+	-	-
Exécution	+	+	-
Esthétique	-	+	+
durabilité	+	-	+

Avec :

- + Favorable
- - Peu favorable

##### Commentaire :

##### Variante 1 : ponts à poutre en béton précontraint (VIPP) :

La variante 1 présente plus d'avantage que d'inconvénients, surtout en ce qui concerne l'exécution et la durabilité, le pont à poutres précontraintes par poste tension ayant fait leur preuve au cours des 20 dernières années.

##### Variante 2 : pont mixte acier-béton bi poutre de travée continue :

La variante 2 présente plus d'inconvénients, que les d'avantages, notamment l'aspect entretien et durabilité, au vu de la faible connaissance locale en matière de ponts métallique, et du coup d'absence de politique d'entretien, ce type d'ouvrage se verrait affaibli en quelques années à cause de la corrosion. Les différents phénomènes d'instabilité relatifs aux poutres métalliques élancées étant aussi un désavantage.

Bien sur le bipoutre présente un intérêt certain dans son esthétique et sa facilité et rapidité de réalisation, mais cela ne suffit pas à le mettre à son avantage ; d'autant plus que le cout de l'ouvrage se voit augmenté sensiblement pas les poutres métalliques

**Variante 3 : pont construit par encorbellements successifs**

La variante 3 présente beaucoup d'avantage, en effet la technique d'encorbellement s'avère très économiques lorsque la brèche est profonde, mais cette variante reste très couteuse par rapport aux autres tabliers vus le nombre de câbles de précontrainte.

**Conclusion :**

Au vu des commentaires précédents, la variante 1 se détache des deux dernières, elle fera donc l'objet d'étude de notre pont.

✓ **Variante retenu : PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAIT PAR POSTE-TENSION**

# CHAPITRE 3

## CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

### 3.1 Introduction :

Un pont étant constitué de plusieurs matériaux leur qualité est essentielle à la résistance générale de l'ouvrage, ci-dessous une définition sommaire de chaque matériau employé dans la construction d'un pont à poutre en béton précontraint ainsi que les caractéristiques de chacun.

### 3.2 Le BETON :

**Le béton** : est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant. Le liant peut être qualifié d'« hydrique », lorsque sa prise se fait par hydratation. Ce liant est appelé couramment « ciment » ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment ».

**Le béton armé** : est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie la résistance à la compression du béton, à la résistance à la traction de l'acier.

**Le béton précontraint** : est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier (acier passive) et des câbles de précontrainte (acier active)

### Les caractéristiques mécaniques du béton :

#### 3.2.1 Poids volumique :

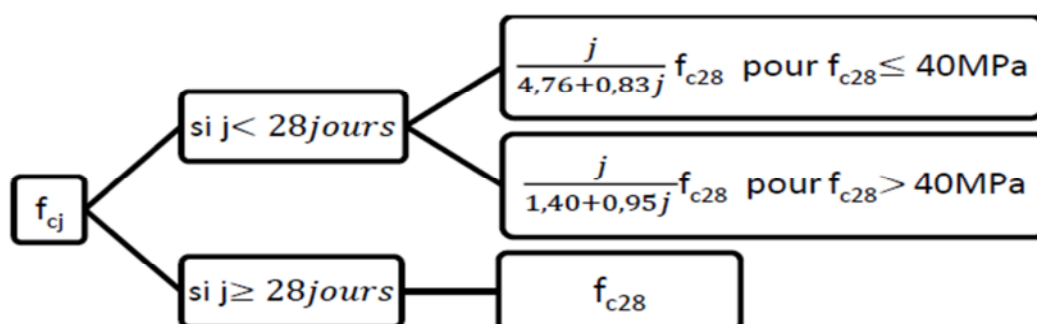
$$\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$$

#### 3.2.2 La résistance caractéristique à la compression :

L'atout majeur du béton est sa forte résistance à la compression ; on la note  $f_{cj}$

Cette résistance varie avec l'âge  $j$  du béton.

Pour  $j$  jours, la résistance caractéristique à la compression se calcule par les relations suivantes



Dans notre cas :

- Pour les éléments d'infrastructure  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour le tablier  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

**3.2.3 La résistance caractéristique à la traction :**

Elle est en fonction de la résistance caractéristique à la compression

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

Dans notre cas :

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7$  MPA pour le tablier.
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4$  MPA pour les éléments d'infrastructures.

**3.2.4 Contrainte de calcul à l'ELU :**

On calcul la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application de la combinaison de charge, il est fixé à 1 lorsque la durée probable est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre une heure et 24h, et est fixée à 0.85 pour une durée inférieure à 1h. physiquement cela revient à augmenter la résistance ultime du béton sous l'influence d'un effort brutal.

Le coefficient  $\gamma_b$  est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1.5$  en situation durable
- $\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelle

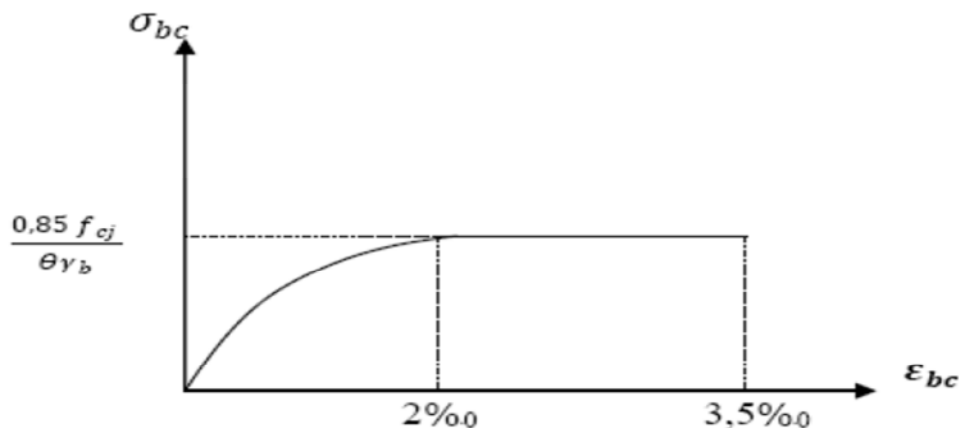


Diagramme contrainte –déformation du béton a l'ELU

Les différentes valeurs de contrainte admissible de compression a l'ELU :

$f_{c28}$	$\gamma_b$	$f_{bu}(\text{MPa}) \theta=1$	$f_{bu}(\text{MPa}) \theta=0.9$	$f_{bu}(\text{MPa}) \theta=0.85$
35	1.5	19,83	22,03	23,33
	1.15	25,86	28,74	30,43
30	1.5	17,00	18,89	20,00
	1.15	22,17	24,64	26,08

Tableau 3.2.4 Les différentes valeurs de contrainte admissible de compression a l'ELU

3.2.5 Contrainte de calcul à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

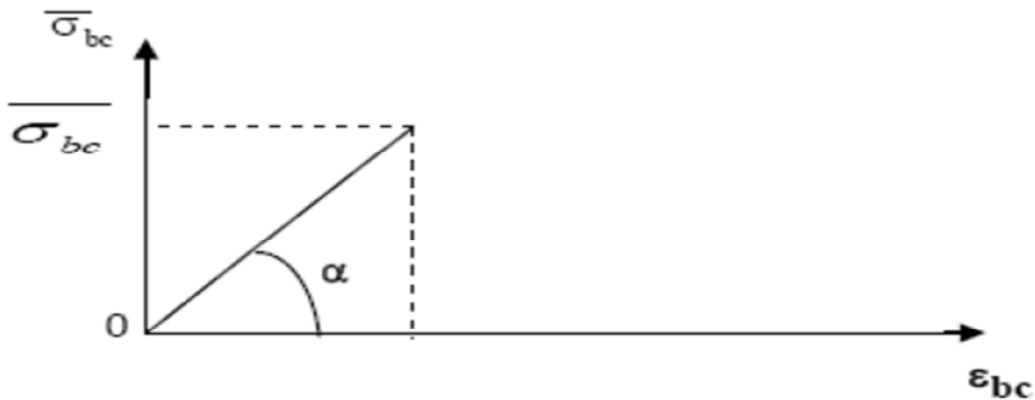


Diagramme contrainte –déformation du béton a l' ELS

3.2.6 Module d'élasticité longitudinale E :

Selon BAEL :  $E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$  → Module instantané

$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$  → Module différé

Les valeurs de module d'élasticité sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

$f_{c28}(\text{MPa})$	$E_{ij}(\text{MPa})$	$E_{vj}(\text{MPa})$
35	35982	12103
30	34180	11496

Tableau : valeurs de module d'élasticité longitudinale

3.2.7 Module d'élasticité transversale G :

Selon la loi de Hooke :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec  $\nu$  le coefficient de poisson, qui est par définition le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale

$\nu = 0 \longrightarrow$  calcul ELU

$\nu = 0.2 \longrightarrow$  calcul ELS

### 3.3 LES ACIERS :

On utilise deux types d'acier en béton précontraint, des armatures dites passives, qui constituent les armatures classiques du béton armé (barre HA), et des armatures dites actives qui sont les câbles de précontraint.

#### 3.3.1 Armature passive :

Les Armatures passives ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément. Ils sont nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

##### 3.3.1.1 Limite d'élasticité garantie :

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée « Fe ».

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des barres HA (Haute Adhérence) de nuance FeE400,

Limite d'élasticité Fe= 400MPa.

##### 3.3.1.2 Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s = 200\ 000$  MPA.

##### 3.3.1.3 Contrainte limite de traction $\sigma_s$ :

Calcul ELU :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s$  le coefficient de pondération pris égal :

1.15 pour les cas courants

1 pour les combinaisons accidentelles

Calcul ELS :

En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq \frac{F_e}{\gamma_s}$

En fissuration préjudiciable:  $\sigma_s = \min \left[ \frac{2F_e}{3} ; 110\sqrt{n ftj} \right]$  POUR LES BARRES HA

En fissuration très préjudiciable:  $\sigma_s = \min \left[ \frac{F_e}{2} ; 90\sqrt{n ftj} \right]$  POUR LES BARRES HA

AVEC :

$n$  : le coefficient de fissuration égal à 1.6 pour les barres HA

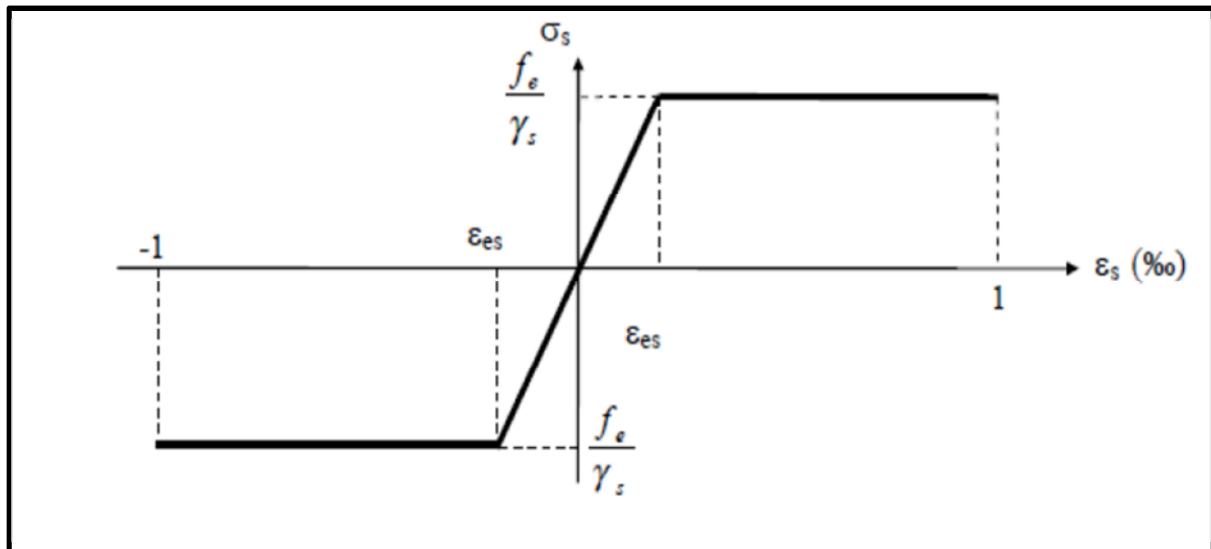


Figure 3.3.1.3 Diagramme contraintes déformations

### 3.3.2 Aciers actifs :

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance, leur fabrication nécessite différents traitements thermo-mécaniques, ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

#### 3.3.2.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles:

Nous choisirons des câbles 12T15 ayant les caractéristiques suivantes :

Section pour 1T15 (unité) = 139 mm<sup>2</sup>.

Diamètre de la gaine  $\varnothing=8$ mm.

Contrainte limite élastique garantie  $\sigma_{peg}=1644$  MPA.

Contrainte limite de rupture garantie  $\sigma_{prg}=1860$  MPA.

Coefficient de frottement angulaire  $f=0.2$  rad<sup>-1</sup>.

Coefficient de frottement linéaire  $\phi=2.10^{-3}$  m<sup>-1</sup>.

Recul d'ancrage  $g=6$ mm.

Relaxation à 1000 heures  $\rho=2.5\%$  TBR « très basse relaxation ».

Module d'élasticité de l'acier de précontrainte :  $E_p=195000$  MPA.

# CHAPITRE 4

## CARACTÉRISTIQUES DU TABLIER

**4.1.1 Détermination des caractéristiques géométrique de la poutre :**

- A : aire de la section
- S : périmètre de la section
- IX : moment d'inertie du caisson par rapport à l'axe X
- IY : moment d'inertie du caisson par rapport à l'axe Y
- IZ : moment d'inertie du caisson par rapport à l'axe Z
- V : distance entre le centre de gravité et la fibre extrême supérieure
- V' : distance entre le centre de gravité et la fibre extrême inférieure
- ρ : rendement géométrique du caisson,  $\rho = IY / ( B \times V \times V' )$

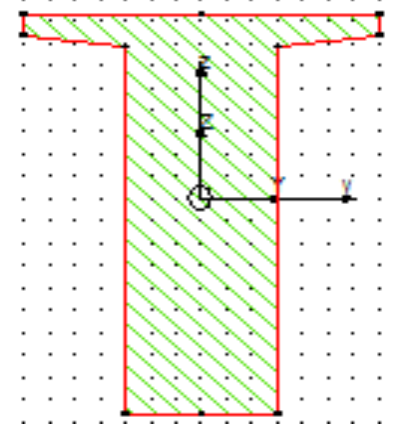
**4.1.2 Section à mi travée :**

A	6600.00 cm <sup>2</sup>	
S	671.9 cm	
V	81.2 cm	
V'	98.8 cm	
IX	1184838.36 cm <sup>4</sup>	
IY	28104869,53 cm <sup>4</sup>	
IZ	3406666.67 cm <sup>4</sup>	
ρ	0,530792361	
Tableau 4.1.2 caractéristique géométriques		

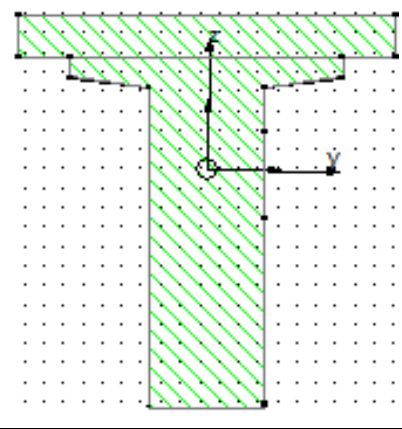
**4.1.3 Section à mi travée avec hourdis :**

A	10890,00 cm <sup>2</sup>	
S	825,9 cm	
V	66,9 cm	
V'	135,1 cm	
IX	3622813.56 cm <sup>4</sup>	
IY	50373788,30 cm <sup>4</sup>	
IZ	17000604.17 cm <sup>4</sup>	
ρ	0,51179409	
Tableau 4.1.3 caractéristique géométriques		

**4.1.4 Section d'about :**

A	11800.00 cm <sup>2</sup>	
S	630.6 cm	
V	82.9	
V'	97.1	
IX	9117280.71 cm <sup>4</sup>	
IY	35580936.91 cm <sup>4</sup>	
IZ	5740000.00 cm <sup>4</sup>	
$\rho$	0,374594686	
Tableau 4.1.4 caractéristique géométriques		

**4.1.5 Section d'about plus hourdis :**

A	16140.27 cm <sup>2</sup>	
S	809.8 cm	
V	79.7 cm	
V'	122.3	
IX	11883564.97 cm <sup>4</sup>	
IY	63590765.91 cm <sup>4</sup>	
IZ	22622422.43 cm <sup>4</sup>	
$\rho$	0,404202022	
Tableau 4.1.5 caractéristique géométriques		

# CHAPITRE 5

## CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

### 5.1 Introduction

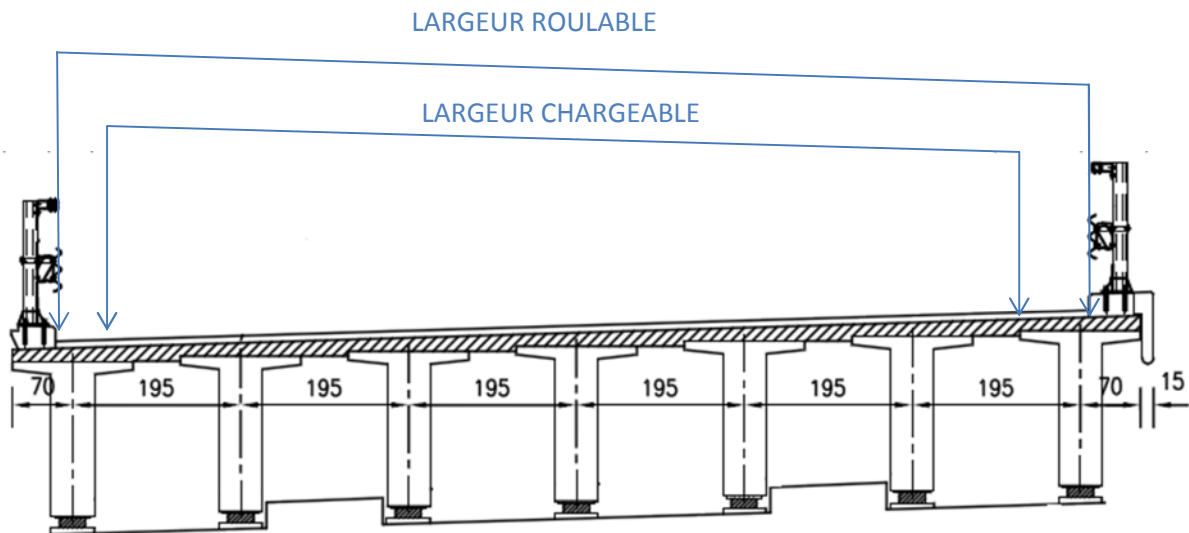
Avant de commencer le chapitre des charges et surcharges, il est nécessaire d'éclaircir quelques notions importante induite dans le règlement de calcul, le fascicule 61 titre II ; à savoir : la classe de notre pont, la largeur roulable, largeur chargeable

#### 5.1.1 LARGEUR ROULABLE ET CHARGEABLE :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures ; elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles. Telles que la bande d'arrêt d'urgence.

Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en retranchant une bande de 0.5 m de long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière comme c'est le cas sur notre pont).



Dans notre cas :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{la largeur roulable } L_r = 12 \text{ m} \\ \text{La largeur chargeable } L_c = 10.5 \text{ m} \end{array} \right.$

#### 5.1.2 Classe du pont :

Le fascicule 61T II classe les ponts en 3 classes distinctes:

- Sont classés comme ponts de première classe tous les ponts supportant une chaussée de largeur roulable supérieure ou égale à 7m
- Sont rangés en deuxième classe les ponts supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.50 m et 7 m valeurs limites exclues
- Sont rangés en troisième classe les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.50 m

Etant donnée la largeur chargeable de notre pont ( $L_r = 10,50\text{m}$ ), notre pont sera donc considéré comme étant de **première classe**.

- Le calcul du nombre de voies se fait également selon les considérations du fascicule :

Dans notre cas  $n = [L_c / 3] = 3$  voies

- On calcul également la largeur de chaque voie en divisant la largeur chargeable par le nombre de voie et on obtient :

$$L_v = L_c / n = 10.5 / 3 = 3.5 \text{ m}$$

## 5.2 Définition des cas de charges

A la différence d'un bâtiment classique, un pont routier doit en plus de son poids propre, supporter des charges roulantes, alors que dans le modèle classique de RDM, on étudie uniquement les charges statiques appliquées statiquement

L'ouvrage devra donc résister :

- Aux charges permanentes + les charges permanentes complémentaires
- Aux surcharges roulantes selon les prescriptions du fascicule 61 Titre II
- Au chargement dynamique (séisme)

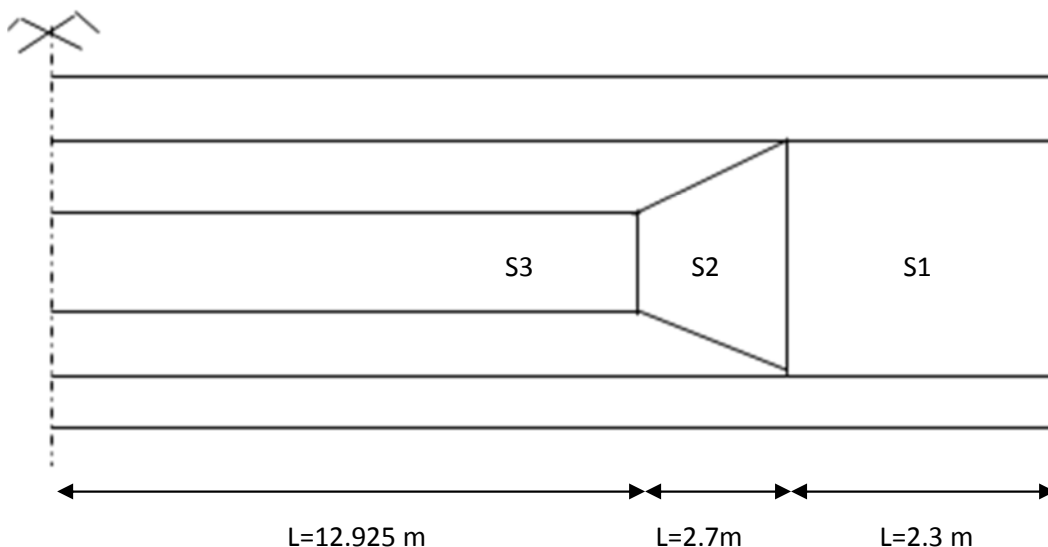
## 5.3 Calcul des charges :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

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

### 5.3.1 Calcul des charges permanentes (CP) : (Les éléments porteurs)

#### 5.3.1.1 Les poutres :



Coupe longitudinale de la poutre

Le tableau ci-dessous illustre le calcul du poids de chaque section de la poutre :

Type de section	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> ) =SxL	volume total (m <sup>3</sup> )= SxLx2	Poids(t) = Vx2.5
section sur about S1	1.18	2.714	5,428	13,57
section médiane S2	0.92	2.484	4.968	12.42
section a mi travée S3	0.66	8.5305	17,061	42,6525
Poids total				68.6152

2.5 désigne le poids volumique du béton en t/m<sup>2</sup>

Le poids propre d'une seule poutre  $P_t = 1.914$  t/ml

Notre pont comporte 7 poutres identiques donc le poids propre induit par les poutres est de  **$P_t=13.4$  t/ml**

#### 5.3.1.2 Dalle :

L'épaisseur de la dalle est de 22cm, le poids du hourdis qui revient à la poutre intermédiaire et le même avec le poids du hourdis qui revient à la poutre de rive

$$S = 0.22 \times 13.1 = 2.882 \text{ m}^2$$

**Poids de la dalle ( $P_h$ ) = surface de la dalle x poids volumique du béton**

$$P_h = 2.882 \times 2.5$$

$$P_h = 7.205 \text{ t/ml}$$

#### 5.3.2 Charge permanente CP :

$$CP = P_{\text{HOURDIS}} + P_{\text{POUTRE}}$$

$$CP = 7.205 + 13.4$$

$$CP = 20.605 \text{ t/ml}$$

#### Calcul du complément des charges permanentes (CCP) : (Les éléments non porteurs)

Ces charges comportes :

- -Le revêtement
- -Les trottoirs
- -Les corniches
- -Les gardes corps

##### 5.3.2.1 le Revêtement :

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

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

Dans notre projet on prendra 8.5 cm pour la couche de roulement

Poids des revêtements : 8.5 cm x poids volumique de bitume (2.4 t/m<sup>3</sup>) x la largeur utile (12 m)

$$P_{\text{Revêtement}} = (0.085) \times 2.4 \times 12$$

$$P_{\text{Revêtement}} = \mathbf{2.448 \text{ t/ml}}$$

### 5.3.2.2 Les longrines :

#### 1- longrine extérieure

$$S_{\text{longrines extérieure}} = (24.8 + 21.321) \times \frac{50}{2} - 4.5 = 1139.3 \text{ cm}^2 = 0.114 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{longrines extérieure}} = S \times 2.5 \quad P_{\text{longrine}} = \mathbf{0.286 \text{ t/ml}}$$

#### 2- longrine intérieure :

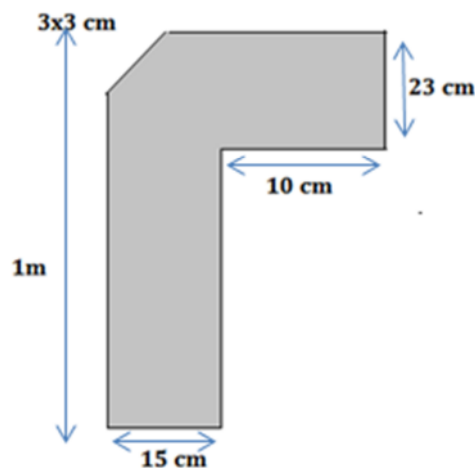
$$S_{\text{longrines intérieur}} = (28 + 24) \times \frac{50}{2} = 1300 \text{ cm}^2 = 0.13 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{trottoir intérieur}} = S \times 2.5 \quad P_{\text{longrine}} = \mathbf{0.325 \text{ t/ml}}$$

### 5.3.2.3 Les Corniches :

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, Le rôle essentiel de la corniche est esthétique et aussi d'éviter le ruissellement de l'eau des pluies sur les parements de la structure porteuse.

Pour notre ouvrage on a choisi des corniches préfabriquées en béton représentées dans la figure suivante :



$$S_{\text{corniche}} = (13 \times 100) + (25 \times 10) - 4.5 = 1536.5 \text{ cm}^2 = 0.15365 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{corniches}} = 0.15365 \times 2.5 \quad P_{\text{corniches}} = \mathbf{0.3841 \text{ t/ml}}$$

### 5.3.2.4 l'étanchéité :

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armateurs passifs et actifs 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.

Cette équipement joue un rôle très important a cause de sa fonction.

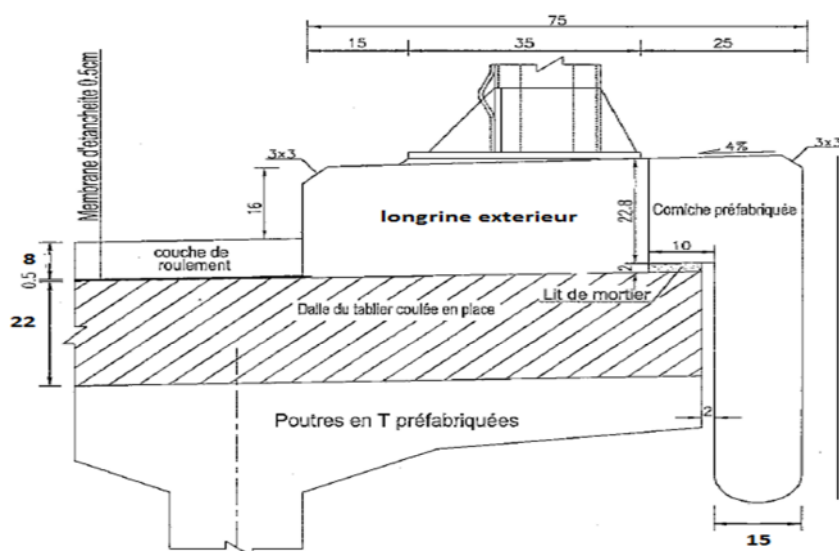
Le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes.

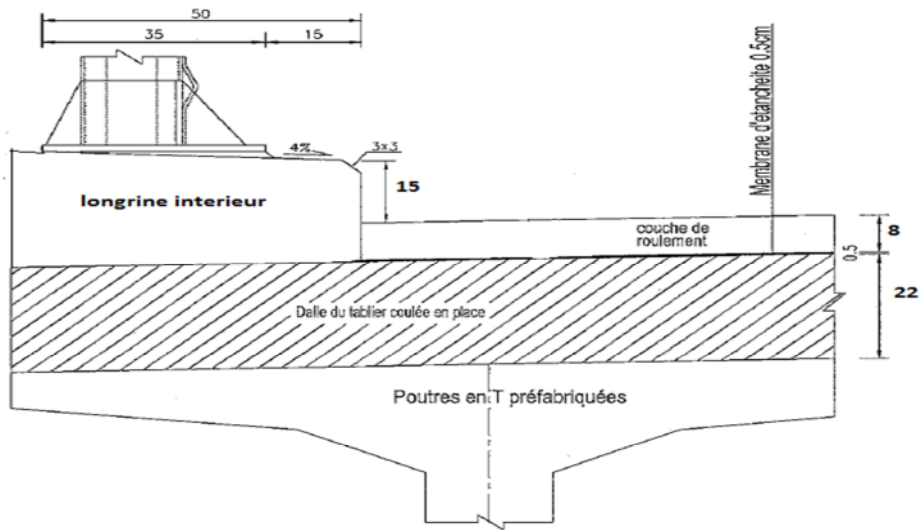
- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement.
- La durabilité.

$$P_{\text{étanchéités}} = 0.005 \times 2.2 \times 12 = 0.132 \text{ t/ml}$$

Le dimensionnement des deux longrines intérieur et extérieur, la couche de roulement, et la corniche ainsi les chapes d'étanchéité sont détaillés dans les schémas ci-dessous ;



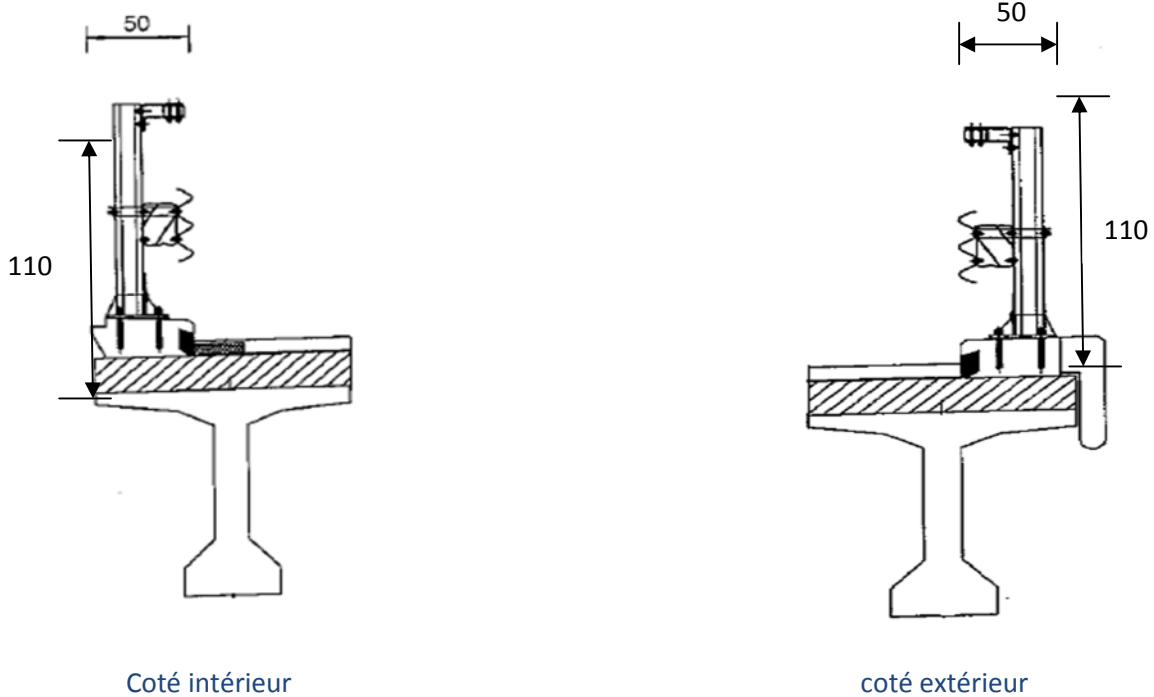
Longrine extérieure



Longrine intérieure

5.3.2.5 Les gardes corps et glissière de sécurité :

Le garde-corps et les glissières de sécurité sont présentés dans les schémas suivant : type H3



Le poids propre de la barrière de sécurité retenue H3 est de 0.1 t/ml

$P_{BARRIERE} = 0.1 \text{ t/ml}$

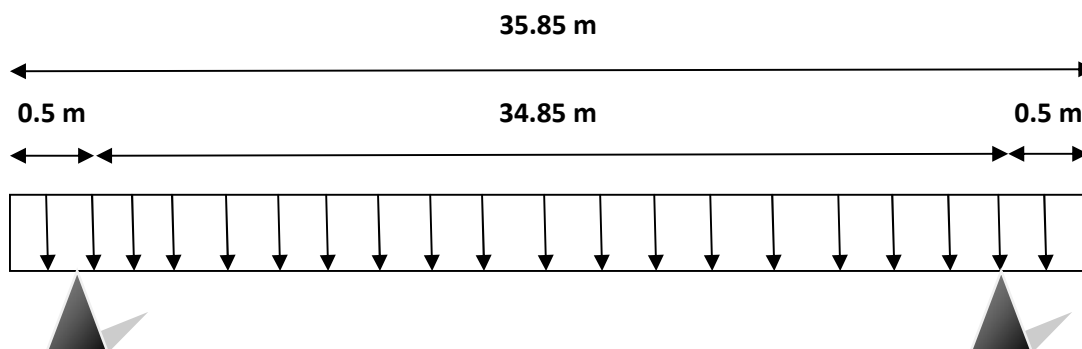
Les charges (CCP) =  $2 \times P_{BARRIERE} + P_{\text{étanchéités}} + P_{\text{corniches}} + P_{\text{trottoir int}} + P_{\text{trottoir ext}} + P_{\text{Revêtement}}$

les charges (CP) =  $P_{POUTRE} + P_{DALLE}$

TYPE	Eléments	Poids (t/ml)
CP	Poutres	13.403
	Dalle	7.205
CCP	Les deux longrines	0.625
	Revêtement + étanchéité	2.58
	Barrière	0.2
	Corniche	0.43
<b>Poids total du tablier (G)</b>		<b>24.443</b>

Tableau : surcharge CP+CCP

5.4 Les sollicitations maximums dues aux poids total du tablier (répartition longitudinale) :



Poids total du tablier (t/ml) G=Q	Réaction maximal (t) $R_A=R_B= Q \times L/2$	Moment max (t.m) $M= Q \times L^2/2$
24.443	438.140	3926.837

5.4. Les surcharges routières :

On se réfère aux prescriptions du fascicule 61 titre II, on considère les surcharges routières suivantes :

- Une surcharge uniformément répartie « A(I) »
- Une surcharge de type « B<sub>C</sub> »,
- Une surcharge militaire « M<sub>C120</sub> »

-Une surcharge de convoi exceptionnel « D240 »

-Surcharge sur les longrines

**5.5.1 Surcharge A(l) :**

La surcharge A(l) est une charge uniformément répartie d'intensité :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \text{ kg/m}^2 \text{ tel-que que } l \text{ est la longueur chargée.}$$

Mais la charge réelle qu'on appliquera sera multipliée par deux coefficients  $a_1$  et  $a_2$ . Le coefficient  $a_1$  (coefficient de dégressivité transversale de la charge) ; est donné par le tableau ci- dessous ; il est en fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargées :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥5
<b>Classe du pont</b>	Première classe	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième classe	1	0,9	"	"	"
	Troisième classe	0,9	0,8	"	"	"

Le coefficient  $a_2$  est donné par la formule :  $a_2 = \frac{V_0}{V}$

V étant la largeur d'une voie et  $V_0$  ayant les valeurs suivantes :

- 3.5 m pour les ponts de première classe ;
- 3.0 m pour les ponts de deuxième classe ;
- 2.75 m pour les ponts de troisième classe ;

La charge résultante après multiplication par les deux coefficients ( $A = A(l) \times a_1 \times a_2$ ) est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées

**Calcul de la surcharge A(l) :**

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad L : \text{ portée du pont. On a } L = 35.85 \text{ m}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{35.85+12} = 982.35 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L) = 0.98235 \text{ t/m}^2$$

⇒ Notre pont est de la première classe  $V_0 = 3.5 \text{ m}$  d'où  $a_2 = 1$

Une voie chargée :

$a_1$  : (Classe du pont : 1ere classe Nombre du voies chargées : 1) d'où  $a_1 = 1$

$$A(l)_{1\text{voie}} = (A(l) \times a_1 \times a_2)$$

$$A(l)_{1\text{voie}} = 0.98235 \times 3.5 \times 1 \times 1$$

$$A(l)_{1\text{voie}} = 3.438 \text{ t/ml}$$

Deux voies chargées :

$a_1$  : (Classe du pont : 1ere classe Nombre du voies chargées : 2) d'où  $a_1=1$

$A(l)_{2 \text{ voies}} = 0.98235 \times 7 \times 1 \times 1$                        **$A(l)_{2 \text{ voies}} = 6.876 \text{ t/ml}$**

trois voies chargées :

$a_1$  : (Classe du pont : 1ere classe Nombre du voies chargées : 3) d'où  $a_1=0.9$

$A(l)_{3 \text{ voies}} = 0.98235 \times 10.5 \times 0.9 \times 1$                        **$A(l)_{3 \text{ voies}} = 9.283 \text{ t/ml}$**

**Forces de freinage :**

**Effort du au système A (l) :**

$$F_A = A(l) \times \frac{S}{20 + 0.0035 \times S}$$

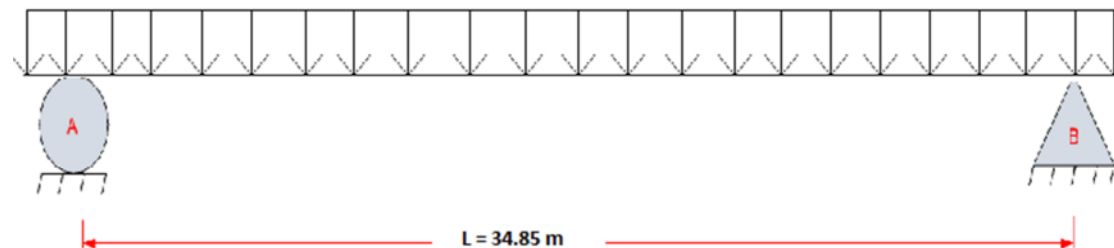
$A(l) = 0.9823 \text{ t/m}^2$

S : surface chargé par  $\text{m}^2$  ( $35.85 \times 10.5 = 376.425 \text{m}^2$ )

$A(l) = 0.9823 \times 376.425 = 369.762 \text{ t}$

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035 \times 376.425} \times 369.762 \Rightarrow F_A = 17.345 \text{ t}$$

**Les sollicitations maximums dues au Système de charge A(l) (répartition longitudinale) :**



Nombre des voies chargées	$A(l)$ (t/ml) = Q	Réaction max (t)= $(Q \times L)/2$	Moment max (t.m)= $(Q \times L^2)/2$
1 voie chargée	3.43822	59.91	521.97
2voies chargées	6.87645	119.82	1043.95
3voies chargée	9.28320	161.76	1409.33
Force de freinage A(l) (t)	17.345		

**5.5.2 Système B :**

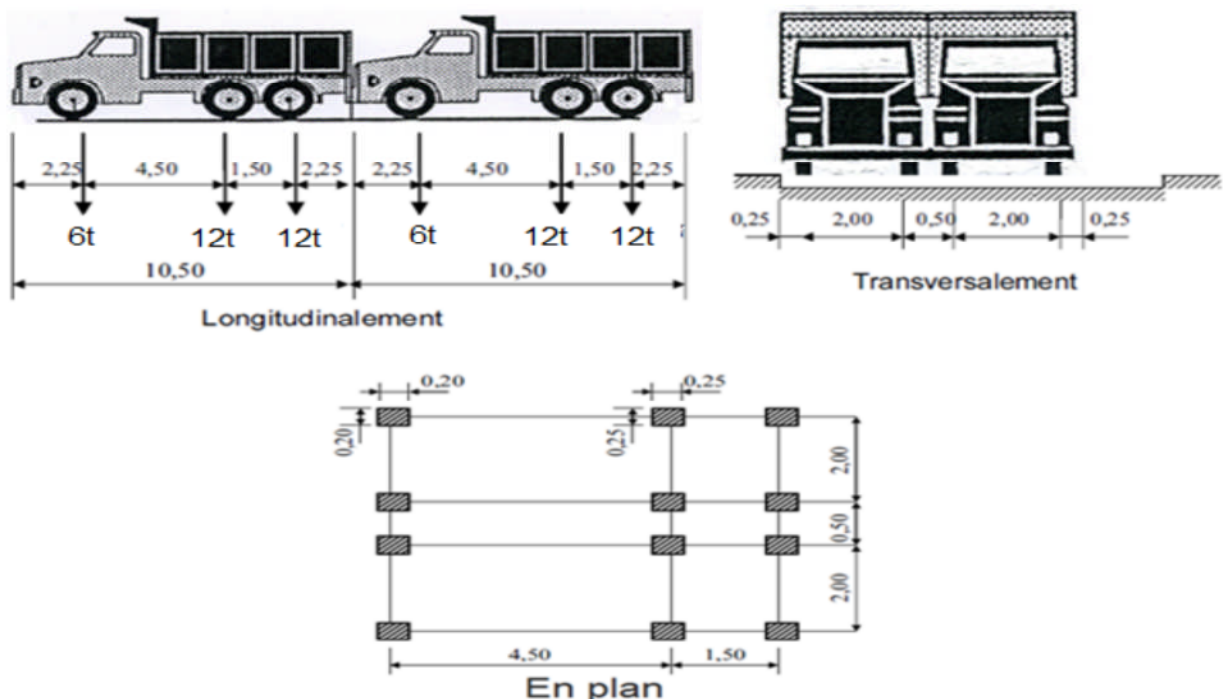
Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de ponts.

- Le système Bc se compose de deux camions.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés « tandems »
- Le système Br se compose d'une roue isolée.

Le système Bc et Br s'applique a toute les classe de ponts contrairement au système Bt qui s'applique uniquement au pont de première classe.

**a) Système Bc :**

Le chargement bc est constitué d'un convoi de camions de 30 t chacun, le schéma ci-dessous illustre la disposition des camions sur la chaussée



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

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

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

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

Les surcharges bc sont multipliées par les coefficients bc et  $\delta$  tel-que :

$\delta$  le coefficient de majoration dynamique :

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

L : représente la longueur de l'élément exprimé en mètre, L=35.85m.

G : sa charge permanent, G=896.25t.

S : le tonnage des camions chargés.

Le coefficient bc :

Il est en fonction de la classe du pont, et du nombre de files considérées ; il est donné dans le tableau suivant ;

Nombre de voies considérées		1	2	3	4	≥5
<b>Classe du pont</b>	Première classe	1.2	1.1	0.95	0,8	0,7
	Deuxième classe	1	1	"	"	"
	Troisième classe	1	0,8	"	"	"

Calcul des coefficients bc et  $\delta$ :

le coefficient bc est tiré du tableau ci-dessus

Notre pont est de la première classe ;  $bc_{1\text{voie}} = 1.2$  ;  $bc_{2\text{voies}}=1.1$  ;  $bc_{3\text{voies}}=0.95$

**Coefficient  $\delta$  :**

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

$$G = 24.443 \text{ t/ml} \times 35.85 \text{ m} = 876.28 \text{ t}$$

$$L = 34.85 \text{ m}$$

$$S = 60 \times 1.2 = 72 \text{ t}$$

$$\delta_{1 \text{ voie}} = 1 + 0.6 / (1 + 4 \times (876.28 / 72)) + 0.4 / (1 + 0.2 \times 34.85)$$

$$\delta_{1 \text{ voie}} = 1.0626043$$

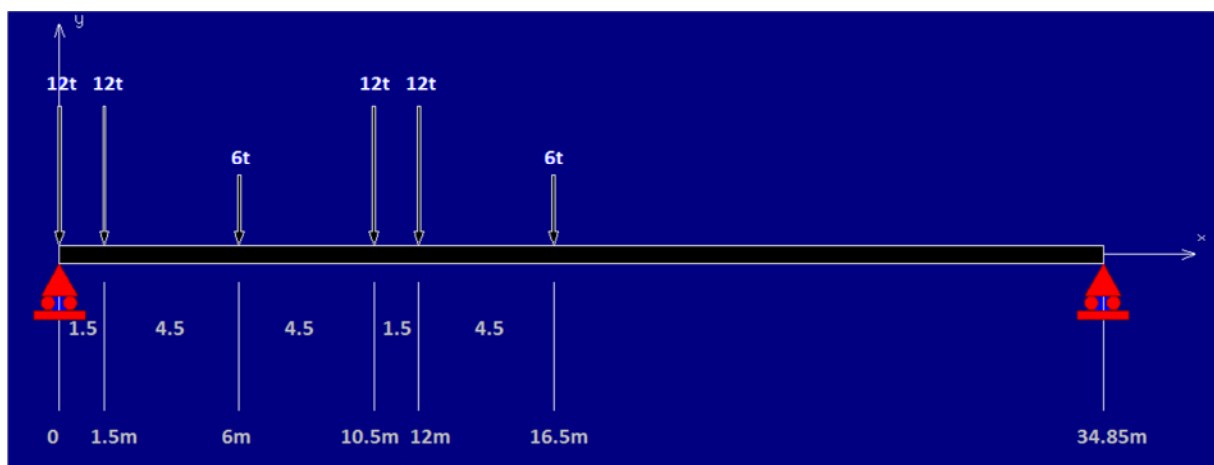
De même pour  $\delta_{2 \text{ voies}}$   $\delta_{3 \text{ voies}}$  on aura :  $\delta_{2 \text{ voies}} = 1.07256$   $\delta_{3 \text{ voies}} = 1.07886$

**Les sollicitations maximums dues au Système de charge bc (répartition longitudinale) :**

**Effort tranchant :** L'effort tranchant est max sur appuis donc on calcul les réactions

Une voie chargée :

$$R_{1 \text{ voie}} = R_{\text{max}} \times b_c \times \delta_{1 \text{ voie}}$$

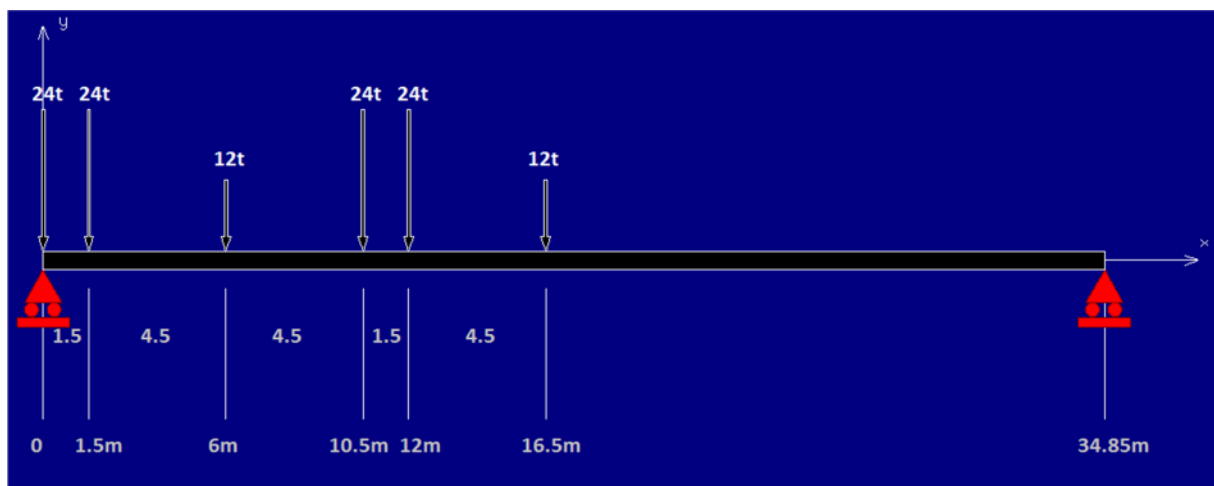


$$R_{\text{max}} = 60 - \frac{(6 \times 16.5) + (12 \times 12) + (12 \times 10.5) + (6 \times 6) + (12 \times 1.5)}{34.85}$$

$$R_{\text{max}} = 47.86 \text{ t}$$

$$R_{1 \text{ voie}} = 47.86 \times 1.06260 \times 1.2 \quad R_{1 \text{ voie}} = 61.03 \text{ t}$$

Deux voies chargées :



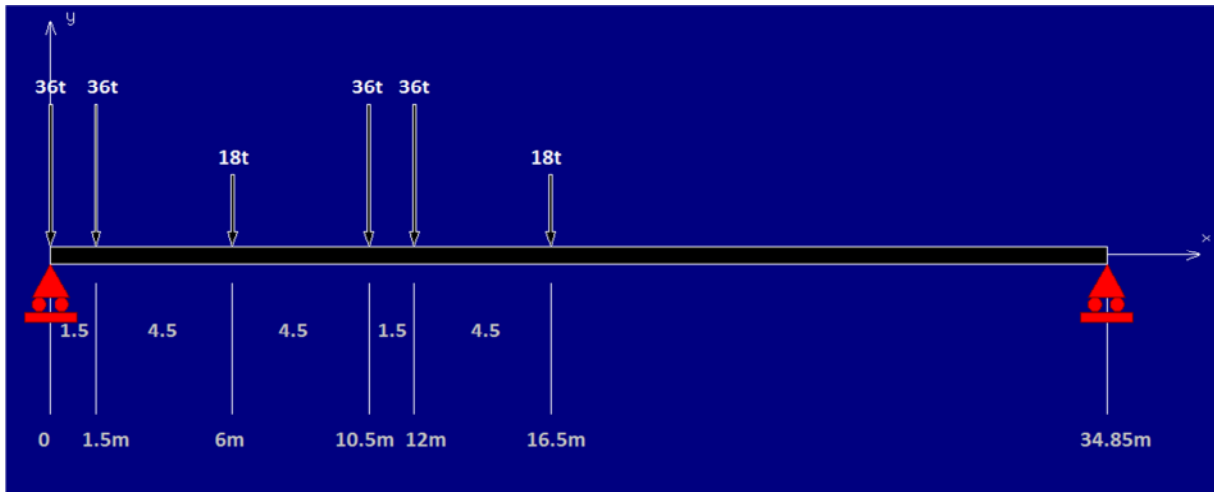
$$R_{\max} = 120 - \frac{(12 \times 16.5) + (24 \times 12) + (24 \times 10.5) + (12 \times 6) + (24 \times 1.5)}{34.85}$$

$$R_{\max} = 95.72 \text{ t}$$

$$R_{2\text{voie}} = R_{\max} \times b_c \times \delta_{2\text{voie}}$$

$$R_{2\text{voie}} = 112.93 \text{ t}$$

Trois voies chargées :



$$R_{\max} = 180 - \frac{(18 \times 16.5) + (36 \times 12) + (36 \times 10.5) + (18 \times 6) + (36 \times 1.5)}{34.85}$$

$$R_{\max} = 143.58$$

$$R_{3\text{voie}} = R_{\max} \times b_c \times \delta_{3\text{voie}}$$

$$R_{3\text{voie}} = 143.58 \times 1.07886 \times 0.95$$

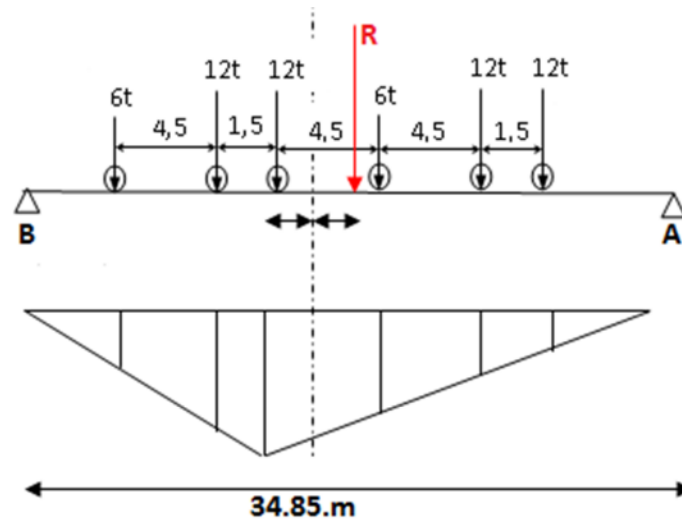
$$R_{3\text{voie}} = 147.16 \text{ t}$$

Le moment max :

**Théorème de Barré :**

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

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



$$M_{1\text{voie}} = M_{\text{max}} \times bc \times \delta_{1\text{voie}}$$

$$M_{2\text{voie}} = M_{\text{max}} \times bc \times \delta_{2\text{voie}}$$

$$M_{3\text{voie}} = M_{\text{max}} \times bc \times \delta_{3\text{voie}}$$

Une voie chargée :

Deux voies chargées :

Trois voies chargées :

$$M_{\text{max}1} = 370.49 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max}2} = 740.80 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max}3} = 1111.37 \text{ t.m}$$

$$bc = 1.2$$

$$bc = 1.1$$

$$bc = 0.95$$

$$\delta_{1\text{voie}} = 1.06260$$

$$\delta_{2\text{voie}} = 1.07256$$

$$\delta_{3\text{voie}} = 1.07886$$

$$M_{1\text{voie}} = 472.271 \text{ t.m}$$

$$M_{2\text{voie}} = 873.948 \text{ t.m}$$

$$M_{3\text{voie}} = 1138.805 \text{ t.m}$$

**Effort du au système Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système B peut développer un effort de freinage égal à son poids.

$$F_{Bc} = 30t$$

Les résultats du système bc sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Nombre de voies	$\delta_{i\text{voie}}$	bc	Réaction max (t)	Moment max (t.m)
1voie chargée	1.06260	1.2	61.03	472.27
2voie chargées	1.07256	1.1	112.93	873.95
3voie chargées	1.07886	0.95	147.16	1138.80

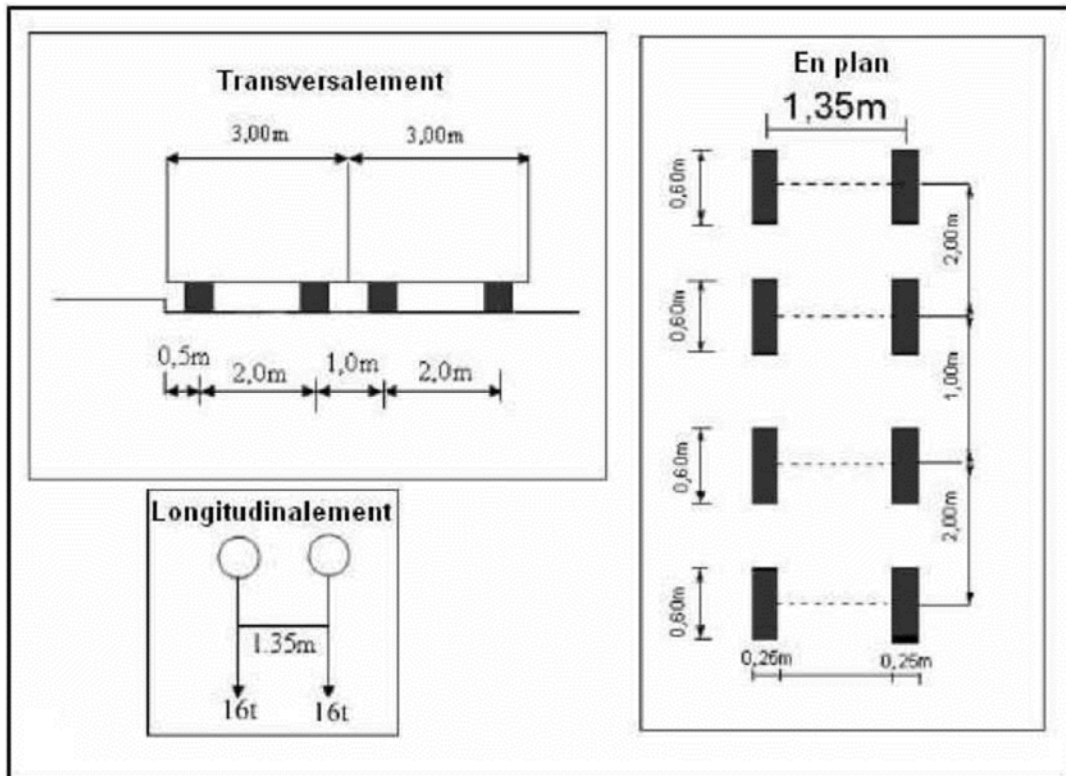
**b) Système Bt :**

Un tandem du système B<sub>t</sub> comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16.t
- Distance entre deux essieux 1.35m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

La surface d'impact de chaque roue (portant 8t) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,25 m.

Il est soumis à la même disposition que le système Bc. Ses caractéristiques sont définies dans la figure ci-dessous :



Les valeurs des charge Bt sont multipliées par un coefficient « Bt » fonction de la classe du pont :

- |   |                          |
|---|--------------------------|
| { | Première classe Bt= 1    |
|   | Deuxième classe Bt = 0.9 |

**Coefficient  $\delta$  :**

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

**G**= 24.443 t/ml x 35.85 m = 876.28 t      tel que **L**=34.85 m

$$S_{1 \text{ tandem}} = 32 \times 1 = 32 \text{ t}$$

$$S_{2 \text{ tandem}} = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$S_{3 \text{ tandem}} = 96 \times 1 = 96 \text{ t}$$

$$\delta_{1 \text{ voie}} = 1 + 0.6 / (1 + 4 \times (876.28 / 32)) + 0.4 / (1 + 0.2 \times 34.85)$$

$$\delta_{1 \text{ voie}} = 1.1043$$

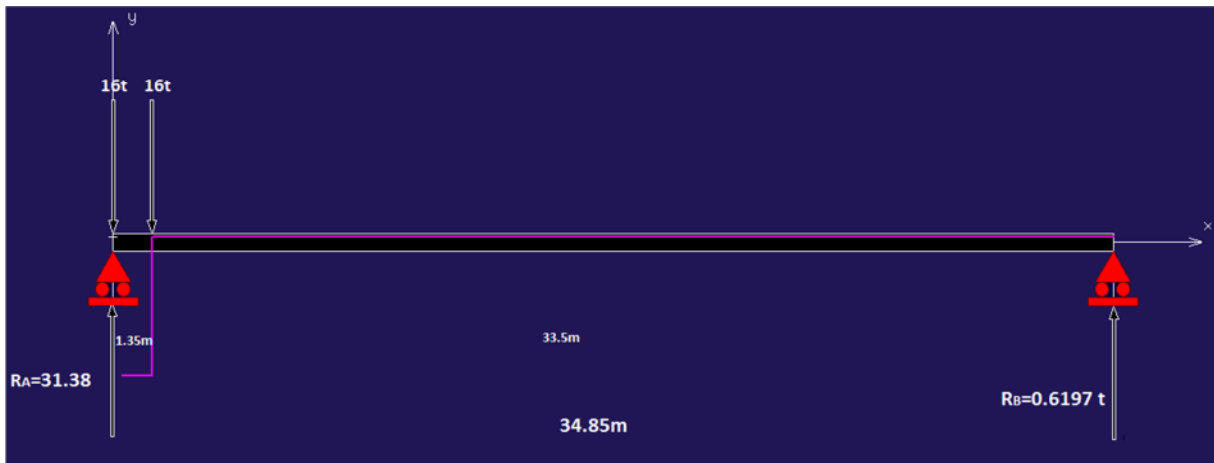
De même pour  $\delta_{2 \text{ voie}}$ ,  $\delta_{3 \text{ voie}}$  on aura et :  $\delta_{2 \text{ voie}} = 1.1576$        $\delta_{3 \text{ voie}} = 1.1806$

Les sollicitations maximums dues au Système de charge Bt (répartition longitudinale) :

Effort tranchant :

L'effort tranchant est max sur appuis donc on calcul les réactions

Une voie chargée :



$$R_{\max} = R_A = 31.38 \text{ t}$$

$$R_{1 \text{ voie}} = R_{\max} \times b_t \times \delta_{1 \text{ voie}}$$

$$R_{1 \text{ voie}} = 34.65 \text{ t}$$

Deux voies chargées :



$$R_{\max} = R_a = 32.76 \text{ t}$$

$$R_{2\text{voie}} = R_{\max} \times b_t \times \delta_{2\text{voie}}$$

$$R_{2\text{voie}} = 37.92 \text{ t}$$

Trois voies chargées :

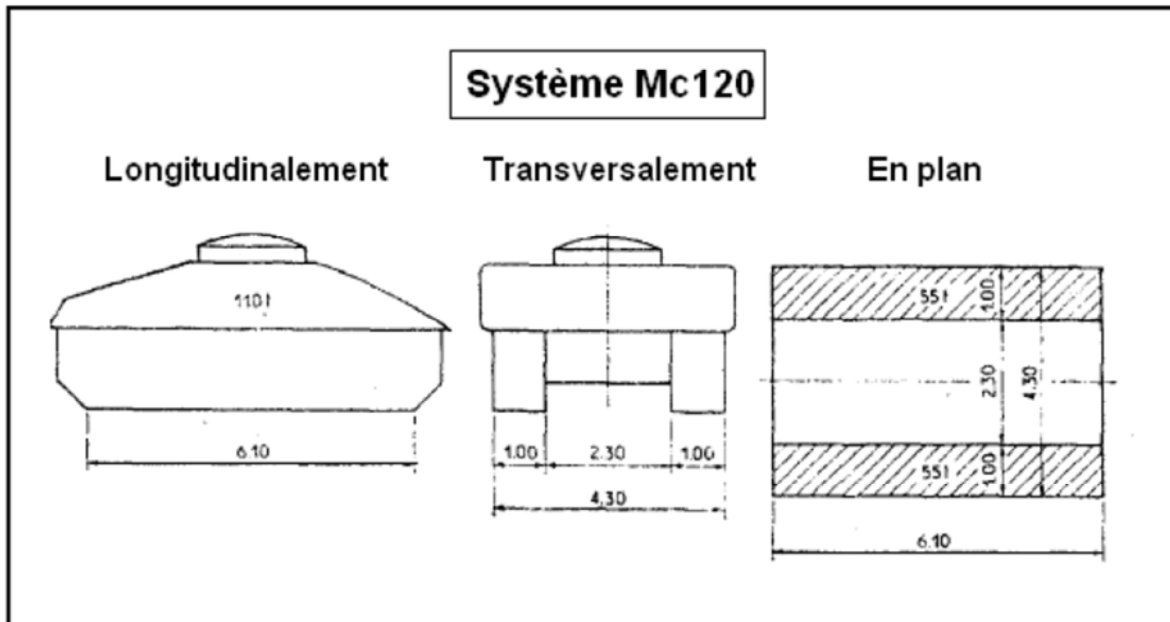


$$R_{\max} = R_a = 46.14 \text{ t}$$

$$R_{3\text{voie}} = R_{\max} \times b_t \times \delta_{3\text{voie}}$$

$$R_{3\text{voie}} = 54.47 \text{ t}$$

**5.5.3 Système Mc120 :**



Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- -masse totale 110 t
- -longueur d'une chenille 6.10 m
- -largeur d'une chenille 1 m
- -distance d'axe en axe des deux chenilles 3.30 m

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

**Le coefficient  $\delta$  :**

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

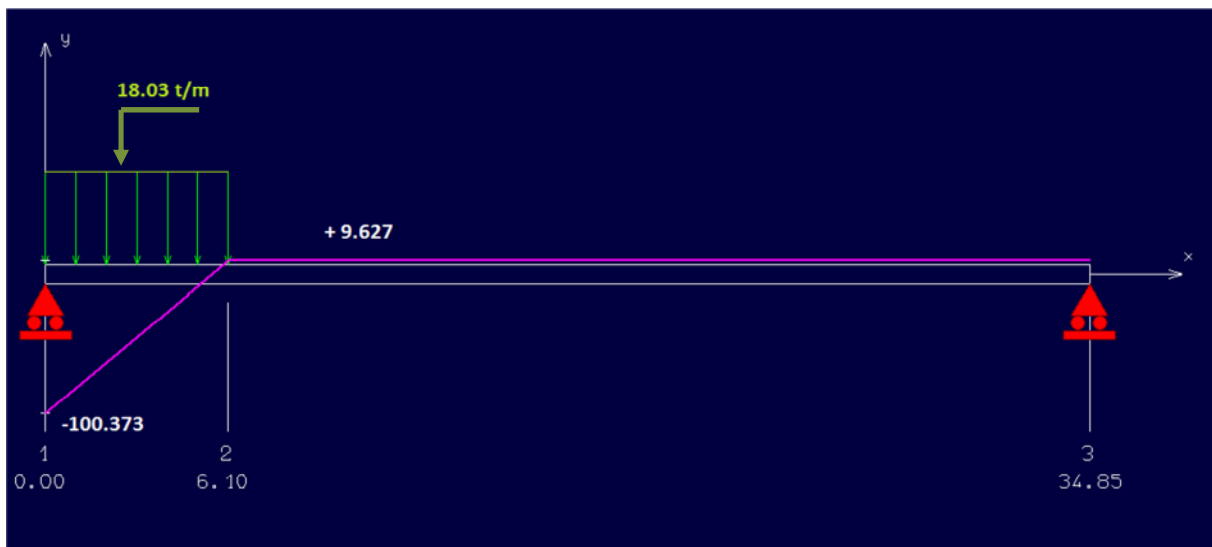
G : la charge permanente (905.605t)

L : longueur de l'élément exprimée en mètre (34.85m).

S : charge maximale (110 t)

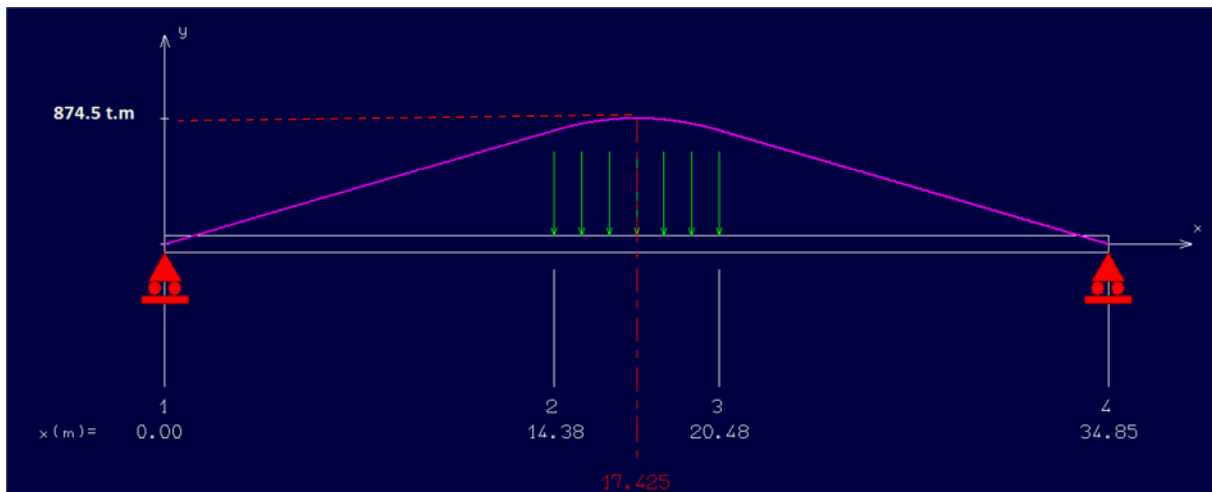
⇒  **$\delta = 1.06895$**

**L'effort tranchant max (réaction max) :**



$R_A = 100.373 \text{ t} \Rightarrow R_{MAX} = R_A \times \delta = \mathbf{107.293 \text{ t}}$

Le moment max à (L/2) :

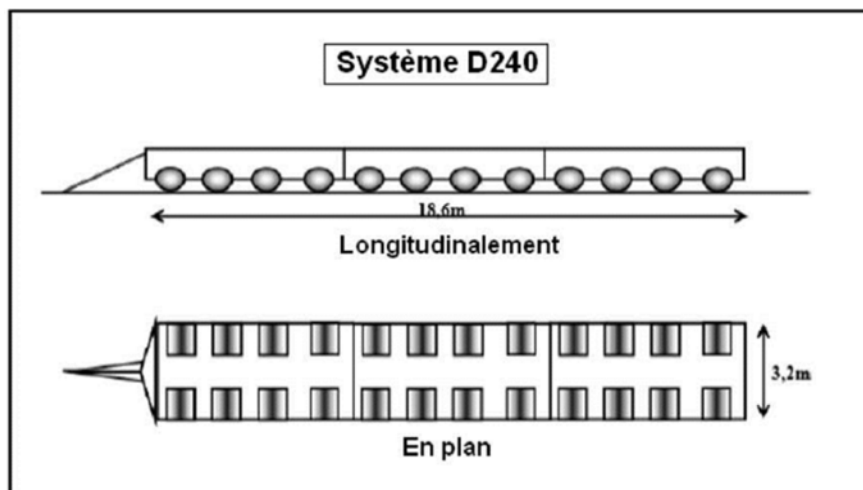


$M = 874.5 \text{ t.m}$   
 $M_{max} = M \times \delta \Rightarrow M_{max} = 934.80 \text{ t}$

$\delta$	réaction max(t) = $R_A \times \delta$	Le moment max (t.m)
1.06895	107.29	934.80

**5.5.4 Système D240 :** Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après, susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B

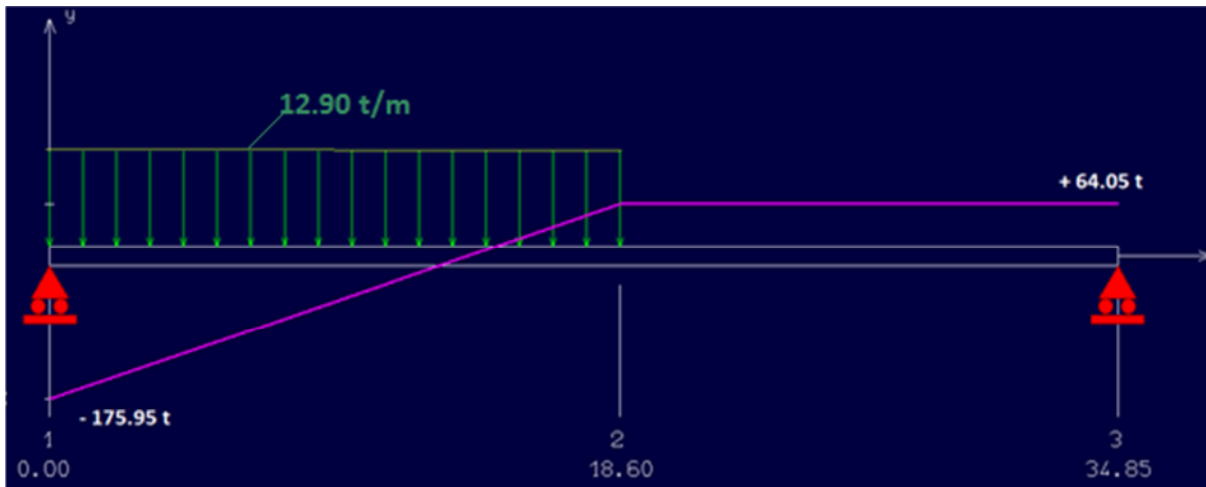
Dans le cahier de charges de notre projet, nous serons amenés à considérer uniquement le convoi exceptionnel D240, ci-dessous, un schéma illustratif du système:



Le convoi-type D240 comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

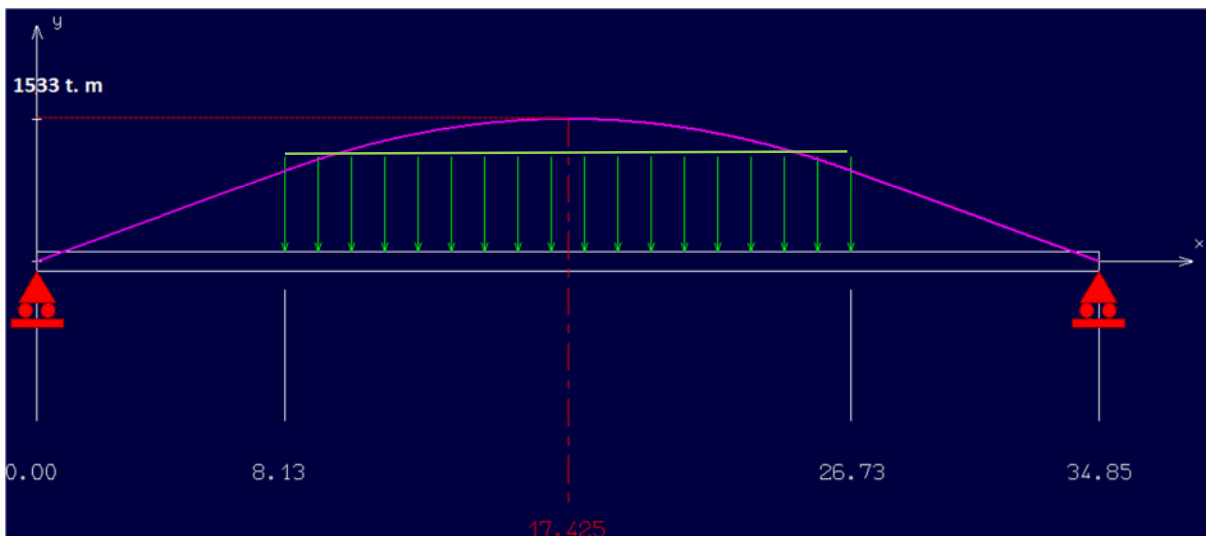
On notera que les charges exceptionnels ne sont pas frappés par le coefficient de majoration dynamique et quelle n'engendrent pas d'effort de freinage.

**L'effort tranchant max (réaction max) :**



$$R_A = R_{MAX} = 175.954 \text{ t}$$

**Le moment max :**



$$M_{max} = 1533 \text{ t.m}$$

**Le vent (W) :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, lorsque le vent souffle le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les efforts du vent et des charges ne sont pas susceptibles de se cumuler.

En général, la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale:

- $P=2.00\text{kN/m}^2$  pour les ouvrages en service.
- $P=1.25\text{kN/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction.

Surface latérale de l'ouvrage  $S = 35.85 \times 2.895$  (la hauteur : poutre + dalle + longrine + 60cm)

$$\Rightarrow S = 103.785\text{m}^2$$

$$\Rightarrow H_v = 20.757 \text{ t}$$

**5.6 Effets thermiques :****Variations linéaires :**

La différence de température prise en compte est comme suit:  $\Delta T = \pm 40^\circ\text{C}$ .

Le coefficient de dilatation du béton est pris égal à:  $\alpha = 10^{-5} \text{ C}^{-1}$

La variation linéaire de température est utile également pour justifier les organes d'appuis et les appuis de l'ouvrage.

**Gradient thermique :**

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de température entre les fibres extrêmes du tablier de  $+12^\circ$  et  $-6^\circ$  avec prise en compte du module instantané de déformation longitudinale du béton.

**5.8 Récapitulation des résultats :****Tableau récapitulatif des moments et réactions dus aux surcharges :**

Les charges		Réaction Max (t)	Moment Max (t.m)	Réaction max par poutre	Moment max par poutre
Charge permanente		438.140	3926.837	62.5914	560.976
Surcharge A(l)	Une voie	59.91	521.97	8.5585	74.567
	Deux voies	119.82	1043.95	17.117	149.135
	Trois voies	161.76	1409.33	23.108	201.332
Surcharge Bc	Une voie	61.03	472.27	8.71857	67.467
	Deux voies	112.93	873.95	16.1328	124.85
	Trois voies	117.16	1138.80	16.737	162.685
charge militaire	MC 120	107.293	934.80	15.3275	133.542
	D240	175.954	1533	25.136	219

**Tableau récapitulatif des efforts tranchant dus aux surcharges :**

Les charges		Effort tranchant T à X=0.25L en (t)	T à (0.25L) par poutre En (t)	Effort tranchant T à X=0.0L en (t)	T à (x=0) par poutre En (t)
Charge permanente		225.180	32.168	438.140	62.5914
Surcharge A(l)	Une voie	29.95	4.2785	59.91	8.5585
	Deux voies	59.91	8.558	119.82	17.117
	Trois voies	80.80	11.54	161.76	23.108
Surcharge Bc	Une voie	41.90	5.9857	61.03	8.71857
	Deux voies	77.55	11.078	112.93	16.1328
	Trois voies	101.046	14.435	117.16	16.737
charge militaire	MC 120	77.89	11.127	107.293	15.3275
	D240	116	16.57	175.954	25.136

**CHAPITRE 6**  
**RÉPARTITION**  
**TRANSVERSALE**

**6-1-INTRODUCTION :**

Après le calcul des charges et des surcharges, ainsi la descente de charges longitudinalement dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre à la répartition transversale de ces charges et surcharges :

**Selon la méthode de Guyon-Massonnet :**

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées,

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ( $e=b$  ;  $e=3/4b$  ;  $e=1/2b$  ;  $e=1/4b$  ;  $e=0$  ) et pour les neufs sections de la largeur de dalle ( $y= \pm b$  ;  $y= \pm 3/4b$  ;  $y= \pm 1/2 b$  ;  $e= \pm 1/4b$  ;  $y=0$ )

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

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

**6-2-Détermination des paramètres de calcul :****Détail du tablier :**

Notre tablier est de 13.10m de largeur comporte trois travée, la portée d'une travée et de 35.85 m de longueur chaque travée porte 7 poutre la distance entre axe ( $b_0$ ) des poutres est de 1.95 .et le biais ( $\Omega$ ) est de 77.8 grade

**Remarque :**

Comme on a un biais qui est égale à 77.8 grades  $65^{\text{gd}} \leq \Omega \leq 100^{\text{gd}}$

b : sera la demie largeur biaise ( $b/\sin\Omega$ )

L : la portée droite ( $L \times \sin\Omega$ )

**6-2-1-largeure utile :**

La dalle d'étude aura comme une largeur  $2b = n b_0 / \sin\Omega$

$$2b = 7 \times 1.95 / \sin 77.8^{\text{gd}} \quad b = 7.262\text{m}$$

**6-2-2- la portée utile :**

$$L = L_x \sin \Omega \quad L = 34.85\text{m} \times \sin 77.8^{\text{gd}} \quad L = 32.7524\text{m}$$

**6-2-3 : Position des poutres:**

Les positions des poutres seront calculées à partir de l'axe de symétrie du pont ;

La position active d'une poutre est le rapport entre sa position et la largeur de la dalle b.

La position active de la poutre Px sera :  $\frac{1.95 x}{7.262} b$

Poutre4	Poutre3	Poutre2	Poutre 1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
-0.8055 b	+0.5370 b	-0.2685 b	0	+0.2685 b	+0.5370 b	+0.8055 b

Tableau 6-2-3-positions des poutres

**6-2-4-Paramètre d'entretoisement :** (Caractérise la souplesse de l'entretoisement)

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

**6-2-5-Paramètre de torsion :** (Caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

$$0 \leq \alpha \leq 1$$

Avec :

- b : largeur utile
- l : portée utile
- $\rho_p$  : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur
- $\rho_E$  : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur :
  - ⇒  $\rho_E = \rho_D$
  - ⇒  $\rho_D = B_p / b_1 = E I_p / b_1$
  - ⇒  $\rho_p = \rho_E = E I_D / l_1$

Avec :

- $b_1$  : distance entre-axe des poutres.
- $l_1$  : unité de largeur.
- $\gamma_p$  : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur :  $\gamma_p = C_p / b_1$
- $\gamma_E$  : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur :  $\gamma_E = \gamma_D = C_D / l_1$

Avec :

- $C_p = G / 3 = [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)]$  et  $G = E / 2 (1 + \nu)$
- $\nu$  : Coefficient de poisson.
- $E$  : module de déformation longitudinale du béton.
- $G$  : module de déformation transversale du béton.

**6-2-6- Paramètre sans dimension:**

Les poutres ont des sections variable à l'about et au milieu; donc le calcul d'inertie se fera à partir de la formule :

$$I_p = I_0 + 8 (I_M - I_0) / 3\pi$$

Avec :

- $I_0$  : Moment d'inertie de la section d'about
- $I_m$  : Moment d'inertie de la section médiane

$$I_0 = 63\,500\,151.97 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 50\,373\,788.30 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 52\,358\,148.43 \text{ cm}^4$$

**6-2-7 Application numérique:**

-la rigidité flexionnelle par unité de largeur ( $\rho_p$ ) :

$$\rho_p = E \cdot I_p / b_1 \qquad \rho_p = \frac{52358148.43}{195} \times E \qquad \rho_p = 268503.3248 \times E$$

-la rigidité flexionnelle des entretoises par unité de largeur ( $\rho_E$ ) :

$$\rho_E = E \cdot I_E / l_1 \qquad \rho_E = \frac{10648}{12} \times E \qquad \rho_E = 887.3 \times E$$

-Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b_4}{l} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \qquad \theta = \frac{7.262}{32.7524} \sqrt{\frac{268503.3248 \times E}{887.3 \times E}} \qquad \theta = 0.9247$$

-rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur ( $\gamma_p$ ) :

Le calcul sera fait par une section équivalente qui est présente ci-dessous :

$$\gamma_p = C_p / b_1 \text{ avec } C_p = G / 3 = [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)] \text{ et } G = E / 2 (1 + \nu)$$

$$\gamma_p = \frac{E}{2.4 \times 195} \left( \frac{135 \times 10648}{6} + \frac{140 \times 3375}{3} + \frac{131.67 \times 5329.9371}{3} + \frac{60 \times 37025.92}{3} \right)$$

$$\gamma_p = 3157.46 \times E$$

- Rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur ( $\gamma_E$ ) :

$$\gamma_E = \gamma_D = C_D / I_1$$

$$\gamma_E = \frac{10648}{2.4 \times 6} \times E$$

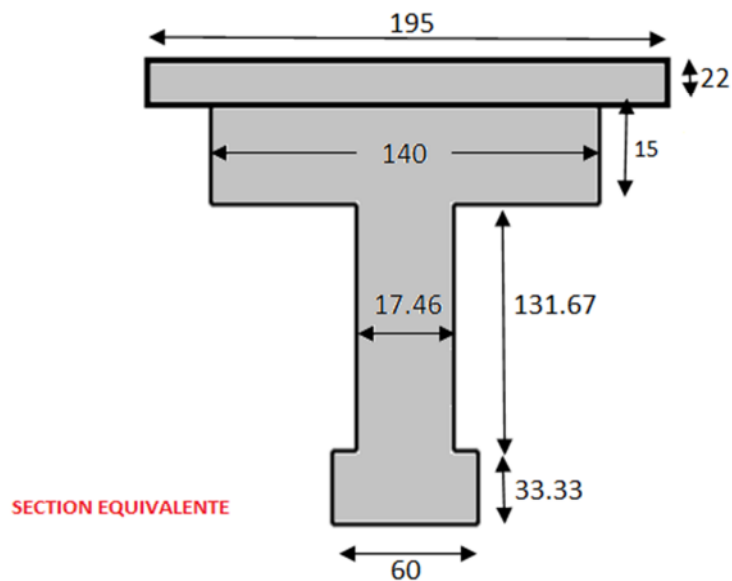
$$\gamma_E = 739.44 \times E$$

- Paramètre de torsion :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

$$\alpha = 3157.46 + 739.44 / 2 \sqrt{268503.3248 \times 887.3}$$

$$\alpha = 0.1262$$



Paramètre d'entretoisement $\theta$	Paramètre de torsion $\alpha$
0.9247	0.126257

**6-3-Calcul du coefficient de répartition K :**

Le coefficient de répartition K dépend des quatre paramètres qui sont déjà calculés dans ce chapitre :

- -paramètre d'entretoisement ( $\theta=0.9247$ )
- -paramètre de torsion ( $\alpha=0.126257$ )
- -L'ordonnée relative ( $Y/b$ )
- -L'excentricité relative de la charge ( $e/b$ )

Pour le calcul rigoureux de K dans notre cas ( $\alpha=0.126257$ ) on utilise la formule d'interpolation suivante :  $K_{\alpha} = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{(1 - \exp(0.065 - \theta)/0.665)}$

$$\alpha^{(1 - \exp(0.065 - \theta)/0.665)} = 0.126257^{(1 + \exp(0.065 - 0.9247)/0.065)} = 0.2233$$

$$K_{\alpha} = k_0 + (k_1 - k_0) \times 0.2233$$

On tire les valeurs de  $k_1$ , et de  $k_0$ , des tableaux de GUYON-MASSONNET, pour ( $\theta=0.90$ ) et ( $\theta=0.95$ ) respectivement, donc on doit faire une première interpolation pour trouver les valeur de  $k_0$  et  $k_1$  pour ( $\theta=0.9247$ ) entre ( $\theta=0.90$ ) et ( $\theta=0.95$ ) , une deuxième pour ( $\alpha=0.126257$ ) et ( $\theta=0.9247$ )

Une dernière pour trouver les lignes d'influence correspondante aux positions des poutres Les résultats seront présentés dans les tableaux ci-dessous :

**-Valeur de  $k_1$  pour ( $\theta=0.90$ ) :**

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

Tableau 6-3-1 : Valeurs de coefficient de répartition transversale  $k_1$  pour  $\theta=0,90$

-Valeur de  $k_1$  pour ( $\theta=0.95$ ) :

	-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	0,2816	0,5064	0,9021	1,5641	2,592	3,98

Tableau 6-3-2 : Valeurs de coefficient de répartition transversale  $k_1$  pour  $\theta=0,95$

-Après interpolation : les valeurs de  $k_1$  pour ( $\theta=0.9247$ ) :

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5260	0,6961	0,9579	1,3050	1,5341	1,3050	0,9579	0,6961	0,5260
b/4	0,2987	0,4162	0,6081	0,9122	1,3050	1,5837	1,4128	1,1318	0,9192
b/2	0,1731	0,2508	0,3822	0,6081	0,9579	1,4128	1,7788	1,72461	1,5659
3b/4	0,1064	0,1594	0,25088	0,4162	0,6961	1,1318	1,7245	2,30467	2,5545
b	0,0685	0,1064	0,1731	0,2987	0,5260	0,9192	1,5659	2,5545	3,8742

Tableau 6-3-3 : Valeurs de coefficient de répartition transversale  $k_1$  pour  $\theta=0,9247$

-Valeur de  $k_0$  pour ( $\theta=0.90$ ) :

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,4715	0,2749	1,0436	1,7771	2,5192	1,7771	1,0436	0,2749	-0,4715
b/4	-0,5493	-0,0646	0,47	1,107	1,7771	2,1334	1,7309	0,9565	0,1129
b/2	-0,4042	-0,1851	0,0792	0,47	1,0436	1,7309	2,198	2,0203	1,5843
3b/4	-0,1919	-0,2028	-0,1851	-0,0646	0,2749	0,9565	2,0203	3,2519	4,2579
b	0,0299	-0,1919	-0,4042	-0,5493	-0,4715	0,1129	1,5843	4,2579	8,0034

Tableau 6-3-4 : Valeurs de coefficient de répartition transversale  $k_0$  pour  $\theta=0,90$

-Valeur de  $k_0$  pour ( $\theta=0.95$ ) :

	-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 6-3-5 : Valeurs de coefficient de répartition transversale  $k_0$  pour  $\theta=0,95$

-Après interpolation : les valeurs de  $K_0$  pour ( $\theta=0.9247$ ) :

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,50934	0,2480	1,03604	1,80362	2,3937	1,80362	1,03604	0,24802	-0,5090
b/4	-0,55068	-0,0792	0,44930	1,09914	1,80362	2,18670	1,75456	0,93110	0,0397
b/2	-0,3838	-0,1837	0,06428	0,44930	1,03618	1,75456	2,23954	2,01778	1,5142
3b/4	-0,1672	-0,1863	-0,18371	-0,07922	0,24802	0,93110	2,01778	3,27763	4,2804
b	0,06592	-0,1612	-0,38330	-0,55068	-0,50904	0,03973	1,51425	4,28047	8,22293

Tableau 6-3-6 : Valeurs de coefficient de répartition transversale  $k_0$  pour  $\theta=0.9247$

-Après obtention des valeurs de  $k_0$  et de  $k_1$  pour ( $\theta=0.9247$ ) on fait une interpolation pour trouvés les valeurs de  $K_{\alpha}$  les résultats seront présenté dans le tableau ci-dessous

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2779	0,3481	1,0185	1,6922	2,2015	1,6922	1,0185	0,3481	-0,2779
b/4	-0,3609	0,0314	0,4847	1,0573	1,6922	2,0520	1,6782	0,9759	0,2361
b/2	-0,2590	-0,0866	0,1352	0,4847	1,0185	1,6782	2,1366	1,9523	1,5257
3b/4	-0,1014	-0,1090	-0,0866	0,0314	0,3481	0,9759	1,9523	3,0603	3,8950
b	0,0660	-0,1014	-0,2590	-0,3609	-0,2779	0,2361	1,5257	3,8950	7,2517

Tableau 6-3-7 : Valeurs de coefficient de répartition transversale  $k_{\alpha}$  pour  $\theta=0,9247$

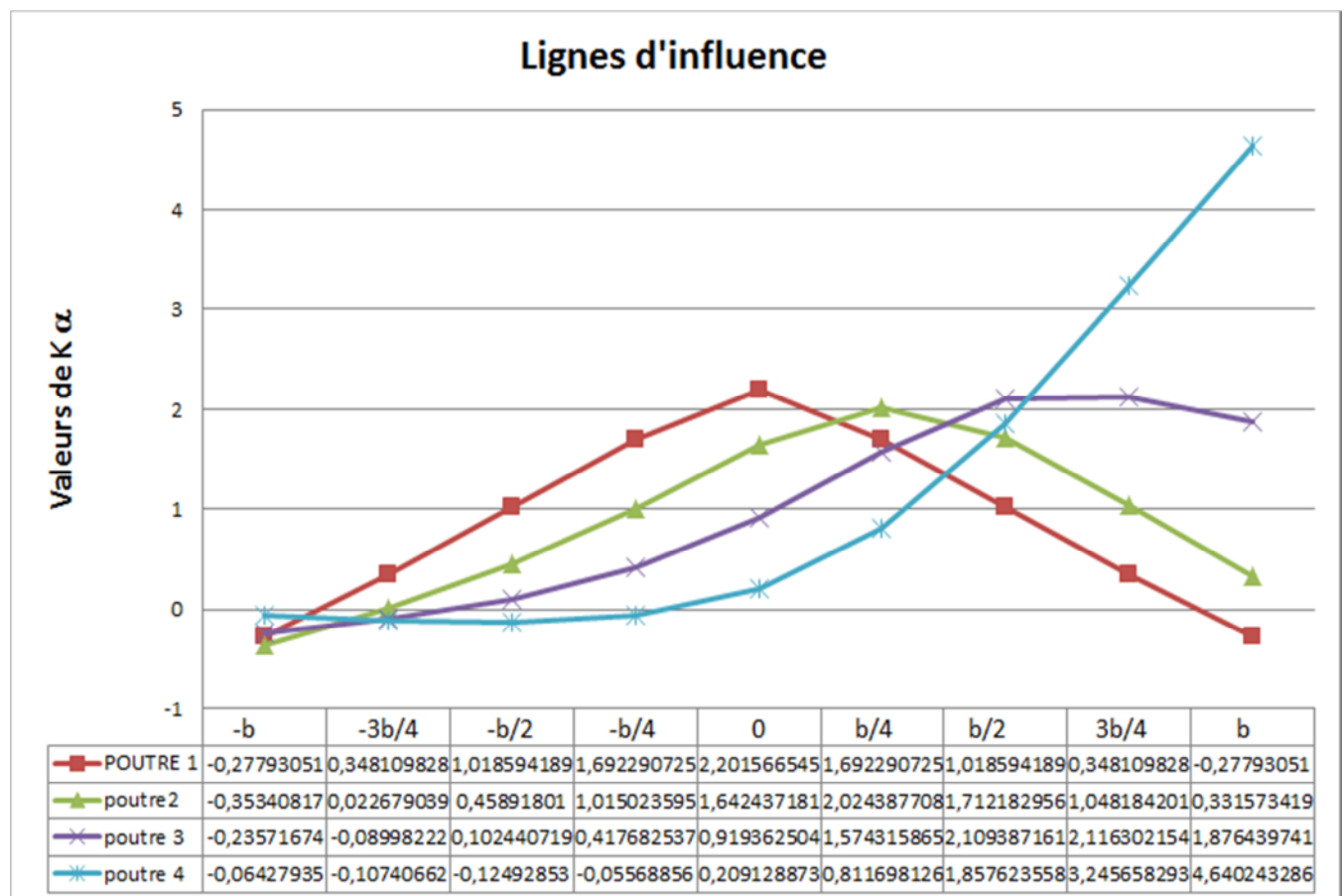
- Pour obtenir les coefficients de répartition  $K\alpha$  pour chacune des quatre poutres on fait une dernière interpolation linéaire entre les positions actives des poutres et les valeurs du tableau précédent. Les résultats obtenus sont présenté dans le tableau ci-dessous :

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,2779	0,348109	1,018594	1,69229	2,20156	1,69229	1,01859	0,34810	-0,2779
P1	-0,3534	0,022679	0,458918	1,01502	1,64243	2,02438	1,71218	1,04818	0,33157
P3	-0,2357	-0,08998	0,102440	0,41768	0,91936	1,57431	2,10938	2,11630	1,87643
P4	-0,0642	-0,10740	-0,12492	-0,0556	0,20912	0,81169	1,85762	3,24565	4,64024

Tableau 6-3-8 : Valeurs de coefficient de répartition transversale  $k_\alpha$  pour chaque poutre

**Ligne d'influence :**

on a utilisé le logiciel EXCEL pour tracé les lignes d'influences :



**6-4 : Calcul DE  $K\alpha$  MOYEN :**

Après avoir déterminé les lignes d'influences, on dispose convenablement nos surcharges suivant le règlement FASCICULE 61TITRE2 ;

**6-4-1 : POUR LES SURCHARGES CONCENTREES :**

$$K\alpha \text{ MOYEN} = \frac{\sum Ki}{N}$$

- K : ordonnée K au droit de la surcharge
- N : nombre de roue de la rangée

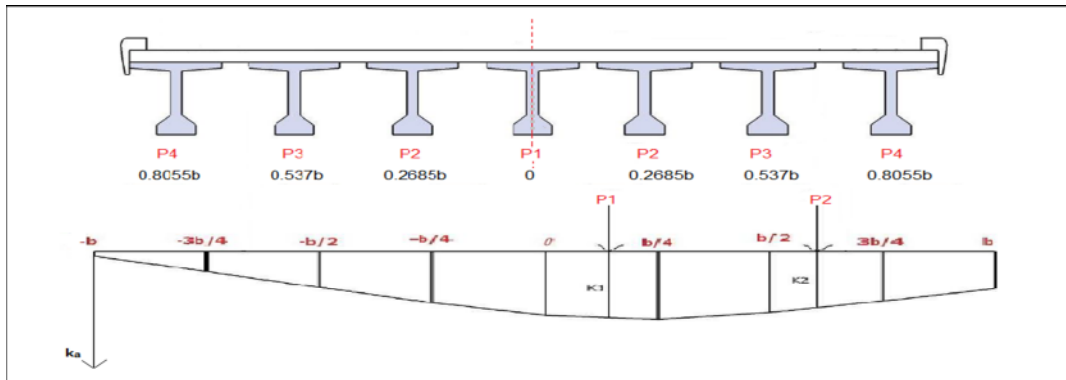


FIGURE-6-4-1: CALCULE KA MOY CAS D'UN EFFORT CONCENTRE

**6-4-2 : Pour les surcharges réparties :**

$$K\alpha \text{ MOYEN} = \frac{\text{surface de la ligne d'influenc surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

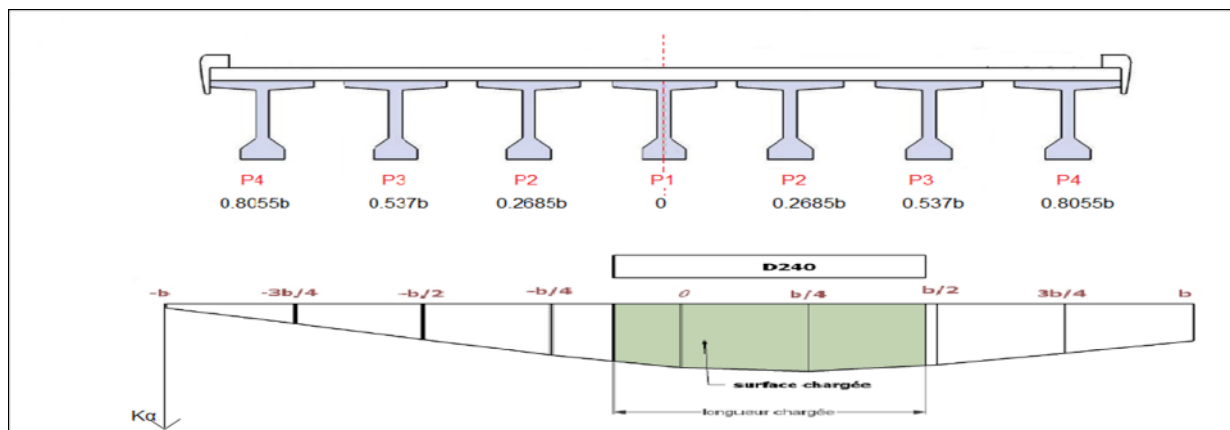


FIGURE-6-4-2: CALCULE KA MOY CAS D'UN EFFORT REPARTI

**REMARQUE :**

Pour faciliter le travail, nous avons utilisé le logiciel AutoCAD pour calculer les ordonnées  $k$  au droit des surcharges et les surfaces des lignes d'influences surchargées.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de  $K\alpha$  moyen pour chaque poutre

Désignation		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
A(l)	1 voie	1.17722	1.730843	2.0013142	2.05422
	2voies	1.25599	1.615838	1.5238	1.21037
	3 voies	1.13595	1.224851	1.0786952	0.77586
Bc	1file	0.99395	1.594145	2.0898	2.7464
	2files	1.42075	1.707767	1.8941	1.95007
	3files	1.55215	1.539408	1.5620	1.38485
MC120		1.29755	1.648510	1.823	1.86435
D240		1.67112	1.73054	1.61637	1.030

**TABLEAU-6-4:  $K\alpha$  MOYEN POUR CHAQUE CAS DE CHARGE**

6.4.3 Valeurs des moments max réels dus aux surcharges :

$$M \text{ réel} = K_{a \text{ moyen}} \times M_0$$

Désignation	poutre1		poutre2		poutre3		poutre4		
	Ka moyen	Moment max	Ka moyen	Moment max	Ka moyen	Moment max	Ka moyen	Moment max	
G	1	560,976	1	560,976	1	560,976	1	560,976	
A(l)	1 voie	1,17722	87,7817637	1,730843	129,06377	2,00131	149,232	2,05422	153,177
	2voies	1,25599	187,312069	1,615838	240,978	1,5238	227,25191	1,21037	180,508
	3 voies	1,13595	228,703085	1,224851	246,6017	1,07869	217,17586	0,77586	156,205
Bc	1file	0,99395	67,0588247	1,594145	107,55218	2,0898	140,99254	2,7464	185,291
	2files	1,42075	177,380638	1,707767	213,21471	1,8941	236,47839	1,95007	243,466
	3files	1,55215	252,511523	1,539408	250,43859	1,562	254,11397	1,38485	225,294
MC120	1,29755	173,277422	1,648511	220,14532	1,823	243,44707	1,86435	248,969	
D240	1.67112	365.97528	1,73054	378.9894	1.61637	353.985	1.030	225.57	

6.4.4 Détermination de la poutre la plus sollicitée :

Désignation	ELU				ELS				
	POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE4	combinaison	POUTRE1	POUTRE2	POUTRE3	POUTRE4
1,35G+D240	1123.2922	1136.3071	1111.3026	982.8876	G+Mc120	768,9089	825,1503	853,1124	859,7388
1,35G+1,6 A(l)	1123,2425	1151,8803	1120,9206	1046,1312	G+D240	926.9512	939.9654	914.961	786.546
1,35G+1,6Bc	1161,3360	1095,4097	1163,8999	1117,7885	G+1,2 A(L)	835,4197	856,8980	833,6782	777,5862
1,35G+1,35Mc120	1017,2337	1087,5355	1122,4882	1130,7711	G+1,2Bc	863,9898	861,502309	865,9127	831,3291

**6-5- : Calcul des efforts tranchants :**

Le calcul des efforts tranchants se fera de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant. L'effort tranchant sera calculé pour la période en service. Nous calculons de  $\epsilon\alpha$  et  $\epsilon'\alpha$  à partir des formules d'interpolation

**POUR  $0 < \alpha < 1$  :**

Si  $|y| + |e| \leq \frac{3}{4} b$      $\epsilon\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \alpha$

Si  $|y| + |e| > \frac{3}{4} b$      $\epsilon'\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \alpha^{0.5}$

$\epsilon_0 = \epsilon'_0$  et  $\epsilon_1 \neq \epsilon'_1$  ( $\epsilon'_1$  à déterminer à partir des tableaux)

Ensuite, Nous calculons  $\epsilon\alpha_{moy}$  et  $\epsilon'\alpha_{moy}$  à partir des lignes d'influence sous chargement :

$$\begin{cases} T = T_0 \times \epsilon\alpha_{moy} 0.25 L \\ T = T_0 \times \epsilon'\alpha_{moy} 0.00 L \end{cases}$$

Le calcul des efforts tranchants se fait pour les positions longitudinales suivantes

$$\begin{cases} X = 0.00 L \text{ (appuis)} \\ X = 0.25 L \end{cases}$$

**6-5-1-CALCUL DE  $\epsilon\alpha_{moy}$  ET DE  $\epsilon'\alpha_{moy}$  :**

Par interpolation linéaire entre  $\theta = 0,9$  et  $\theta = 1$  on obtient les valeurs de  $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_1$  et  $\epsilon'_1$  correspondant à  $\theta = 0,9247$ , les résultats sont représenté dans le tableau ci-après :

Valeurs de  $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_1$  et  $\epsilon'_1$  pour  $\theta = 0,9$  : voir annexe

Valeurs de  $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_1$  et  $\epsilon'_1$  pour  $\theta = 0,1$  : voir annexe

$\epsilon_0$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-0,08026	0,03969	0,16469096	0,286782	0,351793	0,286782	0,164690	0,039693	-0,08026
b/4	-0,08702	-0,01238	0,07135114	0,174563	0,286782	0,348026	0,279242	0,148308	0,006743
b/2	-0,06086	-0,02916	0,01021604	0,071365	0,164690	0,279242	0,356702	0,321203	0,240733
3b/4	-0,02612	-0,02982	-0,02916092	-0,012386	0,039693	0,148308	0,321203	0,521594	0,680638
b	0,00931	-0,02612	-0,06086354	-0,087021	-0,080265	0,020316	0,240733	0,680638	1,30869

Tableau 6.5.2-1 : Valeur de  $\epsilon_0$  pour  $\theta = 0,9247$

$\epsilon_1$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	0,034368	0,06319	0,1170546	0,2813995	0,46880	0,2305736	0,11704	0,06319	0,0343687
b/4	0,017487	0,03182	0,0639366	0,1146384	0,23164	0,4739881	0,24003	0,12911	0,0700719
b/2	0,010149	0,01791	0,0322473	0,0618493	0,12256	0,2459076	0,49565	0,26636	0,1442769
3b/4	0,008330	0,01375	0,0235499	0,0428280	0,08094	0,1537340	0,29172	0,55083	0,2980196
b	0,011030	0,0170	0,0276949	0,0476683	0,08374	0,1462336	0,24903	0,40635	0,6166145

Tableau 6.5.2-2 : Valeur de  $\epsilon_1$  pour  $\theta= 0,9247$

$\epsilon'_1$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-0,015037	0,015544	0,081698	0,253446	0,693382	0,253446	0,081698	0,01554481	-0,01503743
b/4	-0,012693	-0,00265	0,172965	0,084124	0,255608	0,695843	0,255202	0,07834321	-0,00609001
b/2	-0,007395	-0,004233	0,00356	0,026887	0,092703	0,266990	0,708152	0,25841712	0,03951684
3b/4	-0,00041	0,001997	0,007044	0,019674	0,051103	0,127422	0,309085	0,7348052	0,18968102
b	0,011030	0,0170	0,027682	0,047668	0,083767	0,146233	0,249037	0,40635775	0,61661458

Tableau 6.5.2-3 : Valeur de  $\epsilon'_1$  pour  $\theta= 0,9247$

$\epsilon\alpha$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-0,065791	0,042657	0,15867656	0,2861025	0,36656	0,279685	0,158676	0,042657	-0,065791
b/4	-0,0498865	0,00332	0,07041502	0,16699743	0,279821	0,36393	0,274289	0,141515	0,029245
b/2	-0,035630	-0,012434	0,01804431	0,07016413	0,159371	0,275033	0,406072	0,301725	0,206460
3b/4	-0,013882	-0,014338	-0,01043133	0,00723248	0,044902	0,150236	0,310727	0,531986	0,544683
b	0,009926	-0,010775	-0,02939662	-0,0391625	-0,02197	0,0650	0,243684	0,583179	1,062780

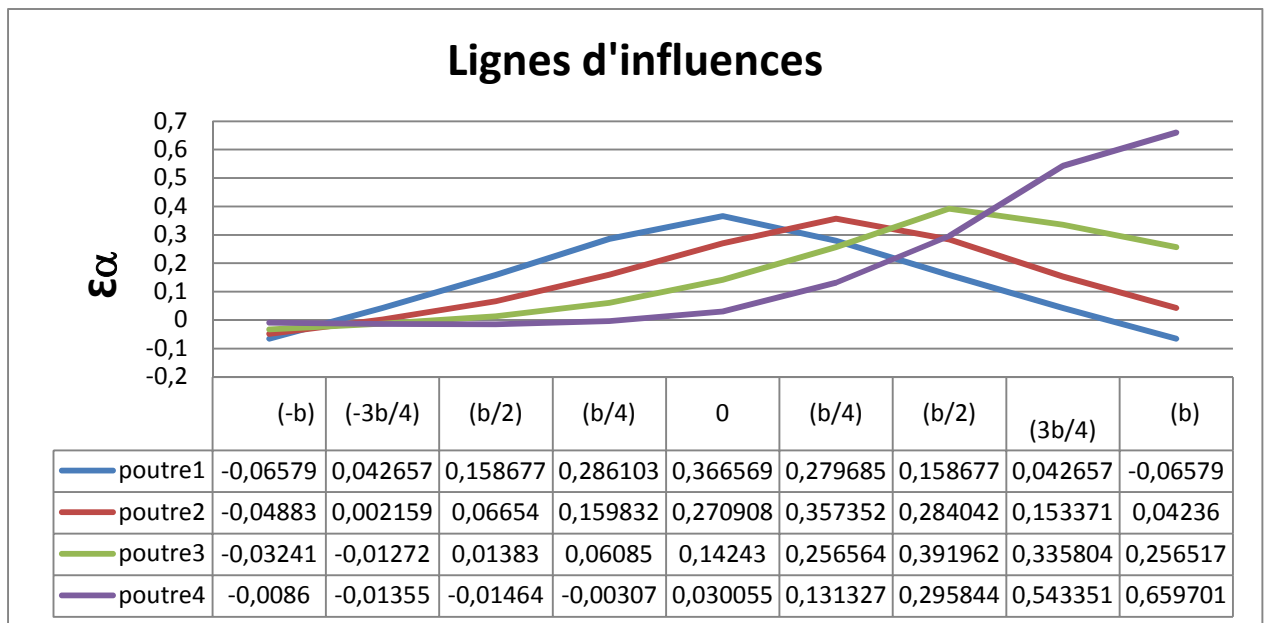
Tableau 6.5.2-4 : Valeur de  $\epsilon\alpha$  pour  $\theta= 0,9247$

$\epsilon'\alpha$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-0,072029	0,036644	0,154212	0,282573	0,394921	0,282573	0,1542126	0,03664422	-0,072029
b/4	-0,060610	-0,008929	0,084180	0,163144	0,282846	0,391940	0,2762073	0,12344806	0,00218
b/2	-0,041864	-0,020303	0,007853	0,065749	0,155601	0,277695	0,4815821	0,29889361	0,169236
3b/4	-0,016989	-0,018516	-0,01629	-0,000994	0,041133	0,140888	0,3168975	0,59735409	0,506187
b	0,009926	-0,010775	-0,029400	-0,039162	-0,021979	0,065058	0,2436842	0,58317901	1,0627801

Tableau 6.5.2-5 : Valeur de  $\epsilon'\alpha$  pour  $\theta= 0,9247$

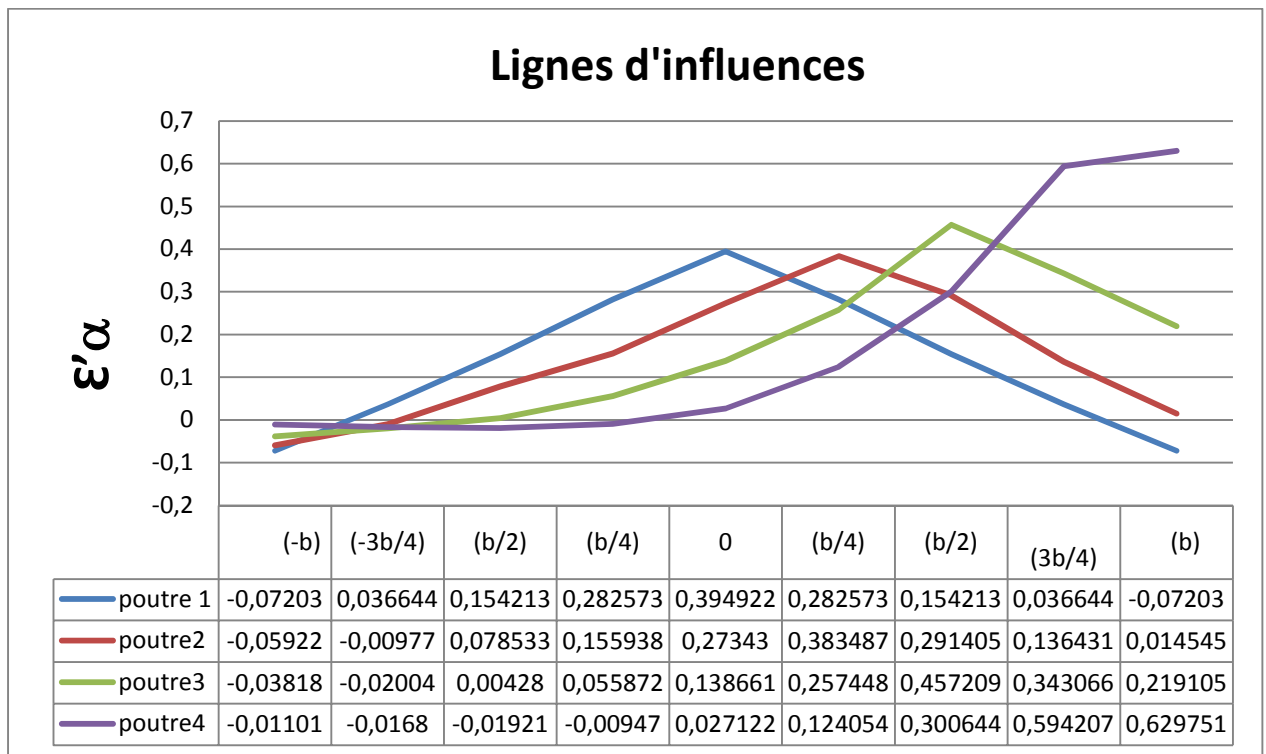
$\epsilon\alpha$	-b	-4b/3	-b/2	-b/4	0	b/2	b/4	3b/4	b
P1	-0,06579	0,04265	0,158676	0,28610	0,36656	0,279685	0,158676	0,042657	-0,0657
P2	-0,04883	0,00215	0,066539	0,15983	0,270908	0,357351	0,284041	0,153371	0,04235
P3	-0,03241	-0,01271	0,013829	0,06085	0,142429	0,256563	0,391961	0,335804	0,25651
P4	-0,00859	-0,01354	-0,01464	-0,00306	0,030054	0,131326	0,295843	0,543350	0,65970

Tableau 6.5.2-6 : Valeur de  $\epsilon\alpha$  pour les positions des poutres



$\epsilon'\alpha$	-b	-4b/3	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,07202	0,03664	0,15421	0,282573	0,394921	0,282573	0,154212	0,036644	-0,07202
P2	-0,05922	-0,00970	0,07853	0,155937	0,273430	0,383486	0,291405	0,136431	0,014545
P3	-0,03818	-0,02003	0,004279	0,055871	0,138660	0,257448	0,457208	0,343065	0,219104
P4	-0,01101	-0,01679	-0,01920	-0,00946	0,027122	0,124054	0,300644	0,594207	0,629751

Tableau 6.5.2-7 : Valeur de  $\epsilon'\alpha$  pour les positions des poutres



Remarque :

Après avoir déterminé les valeurs de  $\epsilon\alpha$  et  $\epsilon'\alpha$  pour les différentes positions des poutres

On trace les lignes d'influence pour chaque poutre ainsi on dispose convenablement nos surcharges suivant le règlement FASCICULE 61TITRE2.

6.5.3-1 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.001L) :

$$T \text{ réel} = \varepsilon' \alpha_{\text{moy}} \times T_0$$

X=0.0L	T <sub>0</sub> à (x=0) par poutre En (T)	poutre1		poutre2		poutre3		poutre4		
		ε'α moy	Effort tranchant (t) x=0.0	ε'α moy	Effort tranchant (t) x=0.0	ε'α moy	Effort tranchant (t) x=0.0	ε'α moy	Effort tranchant (t) x=0.0	
G	62,5914	1	62,5914	1	62,5914	1	62,5914	1	62,5914	
A(l)	1 voie	8,5585	0,1861	1,59273685	0,3025	2,5889463	0,3668	3,1392578	0,2755	2,3578668
	2voies	17,117	0,2626	4,4949242	0,2777	4,7533909	0,2489	4,2604213	0,154	2,636018
	3 voies	23,108	0,2237	5,1692596	0,2079	4,8041532	0,1684	3,8913872	0,1077	2,4887316
Bc	1file	8,71857	0,1516	1,32173521	0,2694	2,3487828	0,3724	3,2467955	0,3417	2,9791354
	2files	16,1328	0,2349	3,78959472	0,2971	4,7930549	0,299	4,8237072	0,2207	3,560509
	3files	16,737	0,2607	4,3633359	0,2629	4,4001573	0,2272	3,8026464	0,1486	2,4871182
MC120	15,3275	0,2124	3,255561	0,2823	4,3269533	0,3098	4,7484595	0,3295	5,0504113	
D240	25,136	0.302656	7.6075612	0.334625	8.411134	0.294062	7.391542	0.159649	4.012937	

Tableau 6.5.3-1 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.001L)

6.5.3-2 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.25L) :

$$T \text{ réel} = \epsilon\alpha_{\text{moy}} \times T_0$$

X=0.25L		T à (0.25L) par poutre en (T)	poutre1		poutre2		poutre3		poutre4	
			$\epsilon\alpha_{\text{moy}}$	Effort tranchant (t) x=0.25L	$\epsilon\alpha_{\text{moy}}$	Effort tranchant (t) x=0.25L	$\epsilon\alpha_{\text{moy}}$	Effort tranchant (t) x=0.25L	$\epsilon\alpha_{\text{moy}}$	Effort tranchant (t) x=0.25L
G		32,168	1	32,168	1	32,168	1	32,168	1	32,168
A(l)	1 voie	4,2785	0,1857	0,79451745	0,292	1,249322	0,3488	1,4923408	0,335	1,4332975
	2voies	8,558	0,2548	2,1805784	0,2723	2,3303434	0,2579	2,2071082	0,1988	1,7013304
	3 voies	11,54	0,2214	2,554956	0,2024	2,335696	0,1805	2,08297	0,1293	1,492122
Bc	1file	5,9857	0,1555	0,93077635	0,2643	1,5820205	0,3538	2,1177407	0,3946	2,3619572
	2files	11,078	0,2305	2,553479	0,2895	3,207081	0,3061	3,3909758	0,2711	3,0032458
	3files	14,435	0,2546	3,675151	0,2587	3,7343345	0,2419	3,4918265	0,1902	2,745537
MC120		11,127	0,2089	2,3244303	0,2769	3,0810663	0,3008	3,3470016	0,3111	3,4616097
D240		16,57	0.29237	4.8445709	0.3235	5.360395	0.276875	4.587818	0.1627	2.695939

Tableau 6.5.3-1 Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à (X =0.25L)

**6.5.3.4 Détermination de la poutre la plus sollicitée :****La combinaison d'action :**

ELU :

- 1.35TG+TD240
- 1.35TG+1.6TBc
- 1.36TG+1.6TA(L)
- 1.35TG+1.35TMc120

ELS :

- TG+TD240
- TG+1.2TBc
- TG+1.2TA(L)
- TG+TMc120

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Poutre	Position	Combinaison	
		ELS en t	ELU en t
Poutre 1	0.00L	70,1989612	92,1059512
	0.25L	37,0125709	49,3070416
<b>Poutre 2</b>	<b>0.00L</b>	<b>71,002534</b>	<b>92,909524</b>
	0.25L	37,528395	49,4017352
Poutre 3	0.00L	69,982942	91,889932
	0.25L	36,755818	49,0137224
Poutre 4	0.00L	67,6418113	91,31644526
	0.25L	35,771895	48,23199328

Tableau 6.5.4-1 Détermination de la poutre la plus sollicitée

La poutre la plus sollicitée étant la poutre numéro 2.

CHAPITRE 7  
ÉTUDE DE LA  
PRÉCONTRAINTE

**7.1. INTRODUCTION :**

Le béton précontraint est obtenu à partir de deux matériaux : le béton et les aciers à haute résistance sont mis en tension et produisent la précontrainte. Cette mise en tension de l'acier peut se faire avant ou après la coulée du béton. la précontrainte peut donc être appliquée au béton de deux manières différentes : par pré-tension ou post-tension de l'acier.

Comme notre ouvrage est réalisé en précontrainte par post-tension, nous allons abordés en détail ce type de précontrainte.

**7.1.1 Procédure de la précontrainte par post-tension :**

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension dans les câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câble et le béton.

Nous pouvons résumer les étapes du procédé de la poste-tension comme suit :

**7.1.2. Calcul de la précontrainte :**

Après le choix de tracé des câbles La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

**7.1.3. PHASE DE MISE EN TENSION :**

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complétée par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

**7.1.4. VARIATION DANS LE TEMPS DE LA TENSION DANS LE CABLE :**

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

**7.1.5. Mise en œuvre des câbles et ancrages :**

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée. L'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées à pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les enclaves et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, nous procédons à la fixation de la gaine, car c'est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

#### **7.1.6. Programme de mise en tension des câbles :**

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de  $0,9 f_{c28min}$ .

#### **7.1.7. Montage de la précontrainte :**

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines ;
- Montage des ancrages ;
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage) ;
- Pré blocage des ancrages fixés ;
- Bétonnage ;
- Mise en tension des câbles ;
- Coupe des sur longueurs ;
- Injection ;
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe. Le vérin prend appui sur la « plaque d'about ». Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte. Pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but d'assurer une adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

#### **7.1.8. Injection des câbles :**

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi qu'une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

**7.1.9. LA RECETTE D'UN COULIS DE CIMENT EST :**

25 kg de ciment + 6 kg de sable 0/2 mm (tamisé) + 12 litre d'eau+ Plastifiant.

Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- Laver la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements ;
- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement ;
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

**7.1.10. DETERMINATION DE L'INTENSITE DE LA PRECONTRAITE :**

Le calcul se fait à l'ELS sur la poutre la plus sollicitée, et il sera mené au niveau de la section la plus dangereuse, donc nous tenons compte dans le calcul les caractéristiques géométrique de la section médiane (qui a une inertie petite relativement a c'elle de la section d'about).

**7.2. Etude et dimensionnement de la précontrainte :**

**7.2.1 Rappel aux caractéristiques géométriques de la section à mi- travée :**

Caractéristique	Sans hourdis	Avec hourdis
V (cm)	81.2	66.9
V' (cm)	98.8	135.1
IG (cm4)	28104869.53	50373788.30
B brute (cm2)	6600	10890.00
IG nette	25294382.58	45336409.47
B nette (cm2)	6270	10345.5
P	0.503	0.485

Tableau 7.2: caractéristique géométrique de la poutre à mi travée

**7.2.2 Contrainte admissible :**

Les contraintes admissibles en construction sont :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cs} &= 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{ti} &= -f_{i28} = -2,7 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Sous combinaison rare}$$

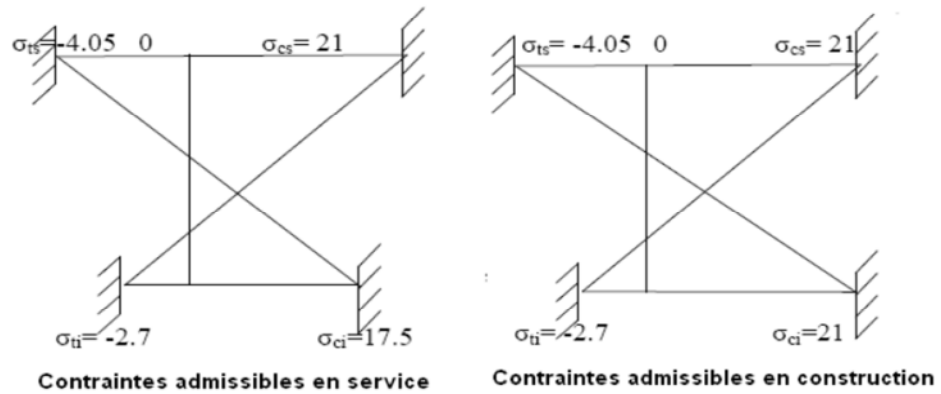
$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ci} &= 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{ts} &= -1,5 f_{i28} = -4,05 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Sous combinaison permanente}$$

Les contraintes admissibles en service sont :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cs} &= 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{ti} &= -f_{i28} = -2,7 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Sous combinaison rare}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ci} &= 0,5 f_{c28} = 0,5 \times 35 = 17,5 \text{ MPa} \\ \sigma_{ts} &= -1,5 f_{i28} = -4,05 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Sous combinaison permanente}$$

Les diagrammes suivants représentent les contraintes admissibles



### 7.2.3. Valeur minimale de précontrainte $P_{MIN}$ :

Rappelons que :

$M_{min}$ : moment fléchissant sous G.min

$M_{max}$  : moment fléchissant max sous G D240.

$M_{min} = 560.796 \text{ t.m}$

$M_{max} = 939.964 \text{ t.m}$

$d' = 0.12 \text{ m}$  ( $1.5 \times \phi_{g_{12T15}}$ )

$P_{min} = \text{Max}(P1, P2)$  ; on prend la section avec hourdis :

$$P1 = \frac{M_{max} - M_{min} + B \sigma_{ts}}{\rho x h} \quad \text{section sous-critique } \sigma_{ts} = -4.05 \text{ MPA}$$

$$P2 = \frac{M_{max} + (I \sigma_{ti}) / v'}{\rho x v + (v' - d)} \quad \text{section sur-critique avec } \sigma_{ti} = 2.7 \text{ MPA}$$

$$P1 = \frac{(9.4 - 5.6) + 0.45336 \times (-4.05)}{0.485 \times 2.02} = 2.004 \text{ MPA}$$

$$P2 = \frac{9.4 + \left( \frac{0.45336409 \times (-2.7)}{1.351} \right)}{0.485 \times 0.669 + (1.351 - 0.12)} = 5.46 \text{ MPA}$$

✓  $P2 > P1$  d'où  $P_{min} = P2 = 5.46 \text{ MPA}$ , section sur critique ;

On utilise les câbles de type T15 :

	Notations	Valeur	Unité
Section nominale	Ap 1T15	140	mm <sup>2</sup>
Section nominale	Ap 12T15	1680	mm <sup>2</sup>
Diamètre de gaine	φg 12T15	79	mm
Limite élastique	fpeg	1644	MPa
Limite de rupture	fprg	1860	MPa
Relaxation	ρ <sub>1000</sub>	2.5	%

Tableau7.2.3 : Caractéristique du câble T15

**7.2.4. Détermination de la valeur de P0 :**

$$P_0 = \sigma_{p_0} \times A_p$$

$$\sigma_{p_0} = \min (0.80 f_{prg}, 0.90 f_{peg})$$

$$\sigma_{p_0} = \min (0.80 \times 1860; 0.90 \times 1644)$$

$$\sigma_{p_0} = \min (1488; 1479.6) = 1479.6 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \sigma_{p_0} \times A_p$$

$$P_0 = 1479.6 \times 1680 \times 10^{-6}$$

$$P_0 = 2.4857 \text{ MN}$$

**7.2.5. Calcul du nombre de câbles :**

On estime les pertes de précontrainte à 25%, donc :

$$P_1 = 0.75 \times P_0$$

$$P_1 = 1.8642 \text{ MN}$$

$$P_{\min} \leq NP_1$$

$$N \geq \frac{P_{\min}}{P_1} ; N \geq \frac{5.46}{1.86} \quad N \geq 2.93$$

On prend 3 câbles de 12T15

**7.2.6 Détermination du nombre de câble à l'about :**

Les câbles en zone d'about doivent être tirés à 100 % avant la mise en place de la dalle, et pour le calcul, nous utiliserons les caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi- travée (section critique) ; on estime les pertes de précontrainte à 15 % ( $P = 0.85 \times 2.4857 = 2.1128 \text{ MN}$ )

Section de la poutre seule à mi- travée						
V (cm)	V'(cm)	I <sub>G</sub> nette (cm <sup>4</sup> )	B nette (cm <sup>2</sup> )	P (75%) MN	ρ	e <sub>0</sub> =(v'-d') (cm)
81.2	98.8	25294382.58	6270	2.1128	0.503	-0.868

Tableau7.2.6 ; Caractéristiques de la poutre seule section mi- travée

- Fibre supérieure :  $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$

- Fibre inférieure :  $\sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I_n} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_n} \right) \geq \sigma_{bt} = -1.5 f_{tj} \quad (\text{BPEL 91})$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{min} \cdot V'}{I_n} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V'}{I_n} \right) \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

Avec  $M_{min} = 290.75 \text{ t.m}$

$$\sigma_{sup} = 9.32 + P(1.5948 - 3.429) \geq 4.05$$

$$\sigma_{sup} \Rightarrow P \leq 11.05 \text{ MN}$$

$$\sigma_{inf} = -11.349 P (1.5948 + 3.429) \leq 21$$

$$\sigma_{inf} \Rightarrow P \leq 6.4385 \text{ MN}$$

Donc  $P = 6.4385 \text{ MN}$  ;  $P_0 = 2.1128 \text{ MN}$  ;  $N = \frac{P}{P_0}$  ;  $N = 3.04$  (3 câbles de 12T15)

- ✓ On en déduit donc une seule et unique famille de câbles, elle est constituée de trois câbles à l'about (câbles d'intrados).

### 7.2.7 Vérification des contraintes normales :

Nous devons l'inégalité suivante dans chaque phase (étape) d'exécution de la précontrainte (il y a cinq étapes à vérifier) :

$$\sigma = \frac{M_p \times V}{I_n} + \frac{N}{B_n} + \frac{M_g \times V}{I_n} \leq \sigma_{max}$$

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

### PHASES DE VERIFICATION :

#### PREMIER PHASE :

Nous prendrons dans cette phase les caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée. Nous allons tirer seulement les trois câbles.

Après le septième jour, la mise en tension des trois câbles est de 50 %.

Les pertes sont estimées de 10% ;

Nous prendrons le poids de la poutre seule.

$$f_{c7} = \frac{7x f_{28}}{4.76 + (0.83x7)} = 23.19 \text{ MPA}$$

$$F_{t7} = 0.6 + 0.006f_{c7} = 1.99 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt} = -1.5f_{ti} = -2.98 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 13.9 \text{ MPA}$$

✓ Sous combinaison permanente (en construction)

### DEUXIEME PHASE :

La mise en tension des trois câbles est de 100 à 21 jours.

Les pertes sont estimées de 20%

$$f_{c21} = 33.12 \text{ MPA} \quad f_{t21} = 2.597 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt} = -1.5f_{ti} = -3.88 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 0.6f_{cj} = 19.87 \text{ MPA}$$

✓ Sous combinaison permanente (en construction)

### TROISIEME PHASE :

Nous posons les poutres sur leurs appuis définitivement, et nous coulons l'hourdit sur place.

Nous prendrons le poids de la poutre avec hourdit, vu que l'hourdis n'est pas assez encore résistant, donc on prend l'inertie de la poutre seule.

Les pertes sont estimées de 25%

La mise en tension des 3 câbles est de 100 au 28 jours.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} \quad f_{T28} = 2.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt} = -1.5f_{ti} = -4.05 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 0.6f_{ci} = 21 \text{ MPA}$$

✓ Sous combinaison permanente (en construction)

### QUATRIEME PHASE (OUVRAGE A VIDE) :

Même hypothèses que l'étape précédente, seulement qu'on prend cette fois -ci le poids de l'ouvrage à vide (MG), et l'inertie de la poutre avec hourdis.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} \quad f_{T28} = 2.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt} = -1.5f_{ti} = -4.05 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 0.5f_{ci} = 17.5 \text{ MPA}$$

✓ Sous combinaison permanente (en service)

### CINQUIEME PHASE (OUVRAGE EN SERVICE) :

Même données que l'étape précédente, mais l'ouvrage est en service, donc on prend la combinaison max à l'ELS pour la poutre la plus sollicitée (MG+MD240).

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} \quad f_{T28} = 2.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPA}$$

✓ Sous combinaison rare (en service)

### APPLICATION NUMERIQUE :

#### PREMIERE PHASE :

##### 1-Contraintes dues au moment de la précontrainte :

$$F1 = F2 = F3 = 2.4857 \times 0,5 (\text{on tire les deux câbles à } 50) \times 0,9 (10 \text{ de perte})$$

$$M_p = n \times F \times e_0$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(0.988 - 0.12) = -0.868 \text{ m}$$

$$M_p = 3 \times 2.4857 \times 0.5 \times (-0.868) \times 0.9$$

$$M_p = -2.9 \text{ mn.m}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{px} v}{I_n} = -9.35 \text{MPa}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{px} v'}{I_n} = 11.37 \text{MPa}$$

**2-Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = 3XP \times 0.5 \times 0.9 = 3.35 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{Bn} = 5.3520 \text{MPa}$$

**3-Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$$M_g(\text{sous poids propre de la poutre seule}) = 2.90574 \text{ MN}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g x v}{I_n} = 9.32 \text{ MPA}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g x v'}{I_n} = -11.34 \text{ MPA}$$

✓

**4-Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \sum \sigma_{\text{sup}} = 5.32$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sum \sigma_{\text{inf}} = 5.37$$

$$-2.98 \text{ MPA} \leq \sigma_{\text{sup}} = 5.32 \leq 13.9 \text{ MPA}$$

$$-2.98 \text{ MPA} \leq \sigma_{\text{inf}} = 5.37 \leq 13.9 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

**DEUXIEME PHASE :****1-Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

$$F_1 = F_2 = F_3 = 2.4857 \text{ X (on tire les trois câbles à 100\%)} \times 0.8 \text{ (20\% de perte)}$$

$$M_p = n \times F \times X \times e_0$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(0.988 - 0.12) = -0.868 \text{ m}$$

$$M_p = 3 \times 2.4857 \text{ X } (-0.868) \times 0.8$$

$$M_p = -5.17 \text{ mn.m}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{px} v}{I_n} = -16.62 \text{MPa}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{px} v'}{I_n} = 20.266 \text{MPa}$$

**2-Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = 3XP \times 0.8 = 5.96 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{Bn} = 9.51 \text{ MPA}$$

**3-Contraintes dues au poids propre de la poutre :**

$$M_g(\text{sous poids propre de la poutre seule}) = 2.90574 \text{ MN.M}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g x v}{I_n} = 9.32 \text{ MPA}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g x v'}{I_n} = -11.34 \text{ MPA}$$

**4-Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \sum \sigma_{\text{sup}} = \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sum \sigma_{\text{inf}} = \text{MPa}$$

$$-3.88 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{sup}} = 2.21 \leq 19.87 \text{MPa}$$

$$-3.88 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{inf}} = 18.39 \leq 19.87 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

**TROISIEME PHASE:****1-Contraintes dues au moment de la précontrainte**

F1=F2=F3=2. 4857 X (on tire les trois câbles à 100) X 0,75(25% de perte)

$$M_p = n \times F \times e_0$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(0.988 - 0.12) = -0.868 \text{m}$$

$$M_p = 3 \times 2.4857 \times (-0.868) \times 0.75$$

$$M_p = -4.854 \text{mn.m}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_p \times v}{I_n} = -15.58 \text{MPa}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_p \times v'}{I_n} = 18.96 \text{MPa}$$

**2-Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = 3 \times P \times 0.75 = 5.59 \text{MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{Bn} = 8.92 \text{MPa}$$

**3-Contraintes dues au poids propre de la poutre avec hourdis :**

Mg(sous poids propre de la poutre avec hourdis) = 4.53MN.M

$$\checkmark \quad \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g \times v}{I_n} = 14.55 \text{MPa}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g \times v'}{I_n} = -17.70 \text{MPa}$$

**4-Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \sum \sigma_{\text{sup}} = 7.89 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sum \sigma_{\text{inf}} = 10.17 \text{MPa}$$

$$-4.05 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{sup}} = 7.89 \leq 21 \text{MPa}$$

$$-4.05 \text{MPa} \leq \sigma_{\text{inf}} = 10.17 \leq 21 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

**QUATRIEME PHASE:****1-Contraintes dues au moment de la précontrainte :**

F1=F2=F3=2. 4857 X 0,75(25% de perte)

$$M_p = n \times F \times e_0$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(1.351 - 0.12) = -1.231 \text{m}$$

$$M_p = 3 \times 2.4857 \times (1.231) \times 0.75$$

$$M_p = -6.88 \text{mn.m}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{px} v}{I_n} = -10.15 \text{ MPA}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{px} v'}{I_n} = 20.52 \text{ MPA}$$

**2-Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = 3XP \times 0.75 = 5.59$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{Bn} = 5.4 \text{ MPA}$$

**3-Contraintes dues au poids propre de la poutre avec hourdis :**

$$M_{\text{MIN}} (\text{OUVRAGE A VIDE}) = 5.6 \text{ MN}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{gx} v}{I_n} = 8.27 \text{ MPA}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{gx} v'}{I_n} = -16.716 \text{ MPA}$$

**4-Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \sum \sigma_{\text{sup}} = 3.52$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sum \sigma_{\text{inf}} = 9.2$$

$$-4.05 \text{ MPA} \leq \sigma_{\text{sup}} = 3.52 \leq 17.5 \text{ MPA}$$

$$-4.05 \text{ MPA} \leq \sigma_{\text{inf}} = 9.2 \leq 17.5 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

**CINQUIEME PHASE:****1-Contraintes dues au moment de la précontrainte**

$$F_1 = F_2 = F_3 = 2.4857 \times 0.75 \text{ (25\% de perte)}$$

$$M_p = n \times F \times e_0$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(1.351 - 0.12) = -1.231 \text{ m}$$

$$M_p = 3 \times 2.4857 \times (1.231) \times 0.75$$

$$M_p = -6.88 \text{ mn.m}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{px} v}{I_n} = -10.15 \text{ MPA}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{px} v'}{I_n} = 20.52 \text{ MPA}$$

**2-Contraintes dues à la précontrainte :**

$$N = 3XP \times 0.75 = 5.59$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{Bn} = 5.4 \text{ MPA}$$

**3-Contraintes dues au poids propre de la poutre avec hourdis :**

$$M_{\text{max}} (\text{sous combinaison ELS G+D240}) = 9.4 \text{ MN.M}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{gx} v}{I_n} = 13.87 \text{ MPA}$$

$$\checkmark \sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{gx} v'}{I_n} = -28.011 \text{ MPA}$$

**4-Contrainte totale :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \sum \sigma_{\text{sup}} = 9.11 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sum \sigma_{\text{inf}} = -2.08 \text{ MPA}$$

$$-2.7 \text{ MPA} \leq \sigma_{\text{sup}} = 9.11 \leq 21 \text{ MPA}$$

$$-2.7 \text{ MPA} \leq \sigma_{\text{inf}} = -2.08 \leq 21 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

**7.2.8 Tracé des câbles**

Principe de disposition des câbles :

On subdivise la moitié de la poutre en 3 zones :

- Zone d'about : on dispose les trois câbles de telle sorte que le centre de gravité des 03 câbles concorde avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment du au précontrainte nul ou faible.
- Zone centrale : où tous les câbles sont placés à l'excentricité maximale (avec signe négatif), afin d'obtenir un moment maximum négatif, tout en respect l'enrobage.
- Zone intermédiaire : ou les moments diminuent progressivement jusqu'à s'annuler à l'about de poutre.

**La disposition des câbles :**

La disposition des câbles se fera selon la théorie simplifiée qui exige et admet deux conditions :

- La précontrainte  $P(x)$  est admise constante sur le tronçon considéré.

- L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  (axe longitudinal) est faible.

$$p(x) = p_0 = C^{\text{te}}$$

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 :

$$Y = ax^2 + bx + c$$

$$Y' = 2ax + b$$

$$Y'' = 2a$$

f: La flèche de la parabole

$$\Rightarrow a = \frac{4f}{l^2}$$

**Position des câbles sortants à l'about :****➤ A l'about :**

nous fixons un espacement de 45cm entre deux câbles successifs, puis nous choisissons un

enrobage  $d'$  de 12 cm, après nous déterminerons la distance  $D_2$  telle sorte que le point

d'application de résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

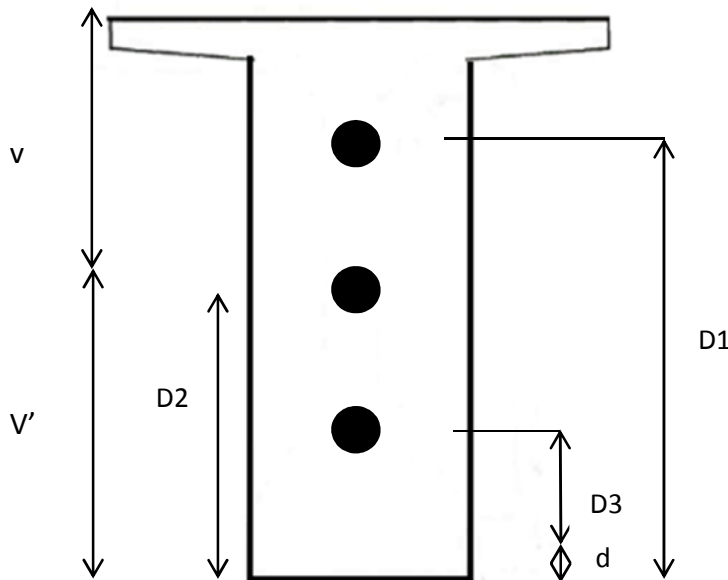
$$\begin{cases} Y_g = V' = 0.988 \text{ m} & \Rightarrow D_3 = 0.521 \text{ m} \\ Y_g = D_3 + d & /d = 0.12 \text{ m} \end{cases}$$

On aura donc :

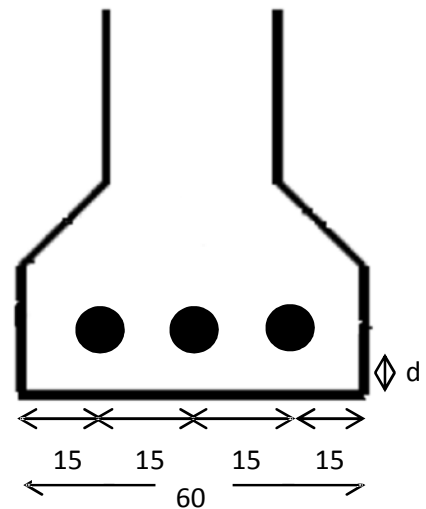
- ✓ D1=1.421 m
- ✓ D2=0.971 m
- ✓ D3=0.521 m

➤ A mi travée :

Les câbles seront placés le plus bas possible pour reprendre le moment maximum tout en respectant l'enrobage tel que  $d=0.12\text{m}$   
L'espacement entre chaque câble est de 15cm



**Poutre A l'about**



**Poutre A mi-travée**

**TRACE DES CABLES :**

Après qu'on a fixé le repaire sur la section d'about, et avoir écrit l'équation des câbles sous forme générale qui est :  $Y=ax^2+bx+c$

Nous utiliserons les conditions aux limites de chaque câble pour déterminer les constants de l'équation.

En fin nous tracerons pour chaque demi-câble leur tracé, et on déduit l'autre côté par symétrie.

**Tracé du câble N°1 :**

$Y(x)=ax^2+bx+c$

Pour :

X=0	Y(0)= 1.421
X=17.925	Y(17.925)=0.12
X=17.925	Y'(17.925)=0

Donc :  $Y(x) = 4.049 \times 10^{-3} X - 0.14516 x + 1.421$

LES ABCISSES ET LES ANGLES EN TOUS POINTS DU CABLE 1 (DEMI-CABLE) :

x (m)	y(m)	$\theta(x)$	$\theta(x)$ degré	cos $\theta(x)$
0	1,421	-0,14516039	-8,31707773	0,98948272
1	1,27988871	-0,13706218	-7,85308455	0,99062167
2	1,14687564	-0,12896397	-7,38909137	0,99169567
3	1,02196077	-0,12086576	-6,92509819	0,99270462
4	0,90514411	-0,11276756	-6,46110501	0,99364847
5	0,79642566	-0,10466935	-5,99711183	0,99452716
6	0,69580541	-0,09657114	-5,53311866	0,99534063
7	0,60328338	-0,08847293	-5,06912548	0,99608882
8	0,51885955	-0,08037472	-4,6051323	0,99677169
8,9625	0,44525	-0,0725802	-4,15853886	0,99736721
10	0,37430653	-0,0641783	-3,67714594	0,99794128
11	0,31417733	-0,0560801	-3,21315276	0,99842792
12	0,26214634	-0,04798189	-2,74915958	0,99884909
13	0,21821356	-0,03988368	-2,28516641	0,99920475
14	0,18237898	-0,03178547	-1,82117323	0,99949488
15	0,15464262	-0,02368726	-1,35718005	0,99971947
16	0,13500446	-0,01558905	-0,89318687	0,99987849
17	0,12346451	-0,00749084	-0,42919369	0,99997194
17,925	0,12	0	0	1

Tableau 7.2.8.1 : tracé du câble n°1

**Tracé du câble N°2 :**

$Y(x)=ax^2+bx+c$

Pour :  $X=0 \quad Y(0)= 0.971$   
 $X=17.925 \quad Y(17.925)=0.12$  donc :  $Y(x) = 2.648 \times 10^{-3} X^2 - 9.495 \times 10^{-2} X + 0.971$   
 $X=17.925 \quad Y'(17.925)=0$

LES ABCISSES ET LES ANGLES EN TOUS POINTS DU CABLE 2 (DEMI-CABLE) :

x (m)	y (m)	$\theta(x)$	$\theta(x)$ degré	$\cos \theta(x)$
0	0,971	-0,09495119	-5,44030219	0,99549552
1	0,87869738	-0,08965405	-5,13679858	0,99598377
2	0,7916919	-0,08435691	-4,83329497	0,99644407
3	0,70998356	-0,07905977	-4,52979136	0,9968764
4	0,63357236	-0,07376264	-4,22628775	0,99728077
5	0,56245829	-0,0684655	-3,92278414	0,99765715
6	0,49664136	-0,06316836	-3,61928054	0,99800554
7	0,43612156	-0,05787122	-3,31577693	0,99832593
8	0,38089891	-0,05257409	-3,01227332	0,9986183
8,9625	0,33275	-0,04747559	-2,72015109	0,99887325
10	0,28634501	-0,04197981	-2,4052661	0,99911898
11	0,24701376	-0,03668268	-2,10176249	0,99932727
12	0,21297966	-0,03138554	-1,79825888	0,99950751
13	0,18424269	-0,0260884	-1,49475527	0,99965972
14	0,16080286	-0,02079126	-1,19125166	0,99978387
15	0,14266016	-0,01549413	-0,88774806	0,99987997
16	0,1298146	-0,01019699	-0,58424445	0,99994801
17	0,12226618	-0,00489985	-0,28074084	0,999988
17,925	0,12	0	0	1

Tableau 7.2.8.2 : tracé du câble n°2

**Tracé du câble N°3 :**

$$Y(x) = ax^2 + bx + c$$

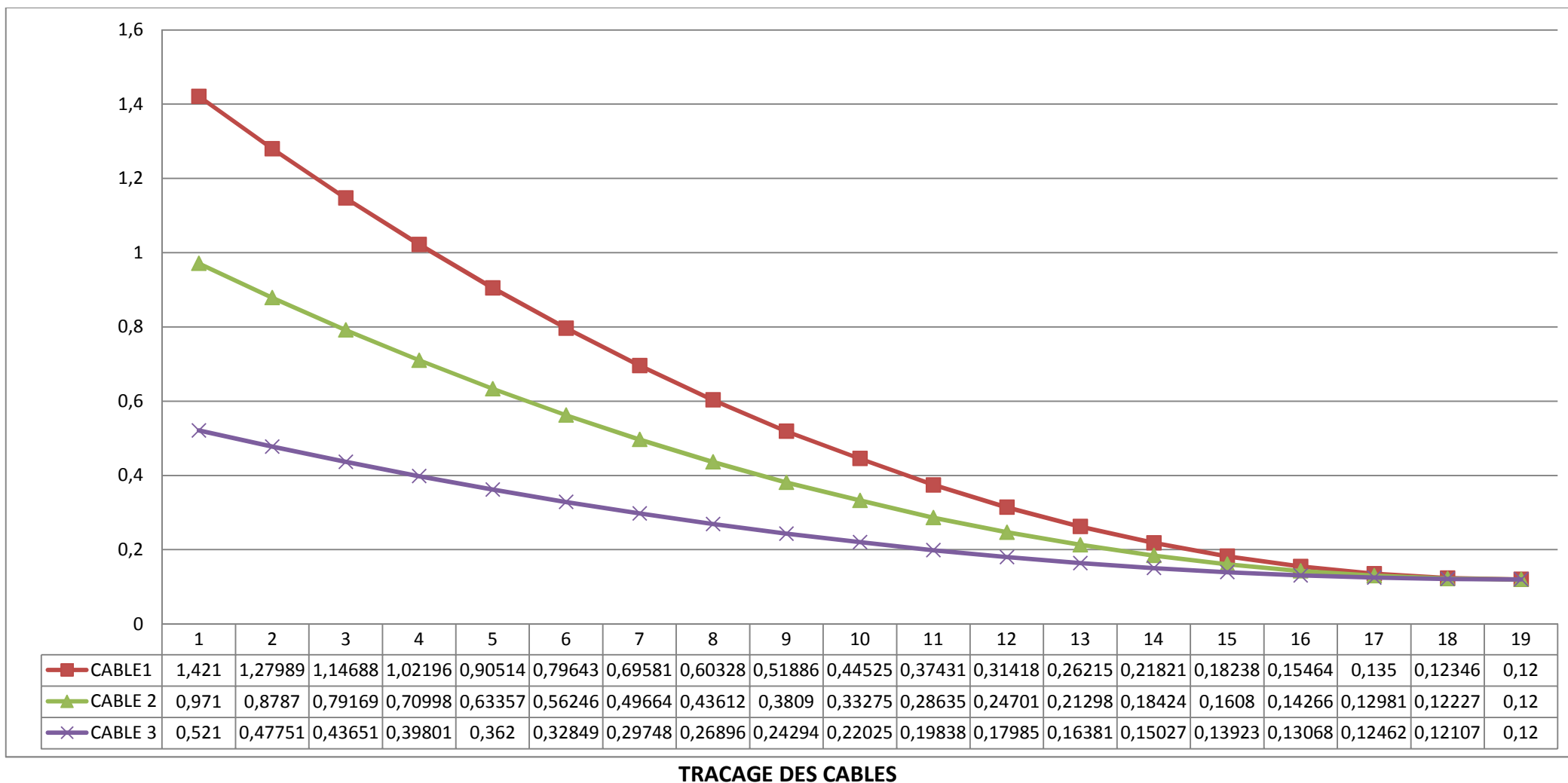
Pour :

X=0	Y(0)= 0.521	
X=17.925	Y(17.925)=0.12	donc : $Y(x) = 1.248 \times 10^{-3} X - 4.4742 \times 10^{-2} X + 0.521$
X=17.925	Y'(17.925)=0	

LES ABCISSES ET LES ANGLES EN TOUS POINTS DU CÂBLE 3 (DEMI-CÂBLE) :

d	y(m)	$\theta(x)$	$\theta(x)$ degré	$\cos \theta(x)$
0	0,521	-0,04474198	-2,56352665	0,99899924
1	0,47750605	-0,04224591	-2,42051261	0,99910777
2	0,43650817	-0,03974985	-2,27749857	0,99921008
3	0,39800635	-0,03725378	-2,13448453	0,99930616
4	0,3620006	-0,03475772	-1,99147049	0,99939601
5	0,32849092	-0,03226165	-1,84845645	0,99947964
6	0,2974773	-0,02976559	-1,70544241	0,99955704
7	0,26895975	-0,02726952	-1,56242838	0,99962821
8	0,24293826	-0,02477345	-1,41941434	0,99969315
8,9625	0,22025	-0,02237099	-1,28176332	0,99974978
10	0,19838349	-0,01978132	-1,13338626	0,99980436
11	0,1798502	-0,01728526	-0,99037222	0,99985061
12	0,16381298	-0,01478919	-0,84735818	0,99989064
13	0,15027182	-0,01229312	-0,70434414	0,99992444
14	0,13922673	-0,00979706	-0,5613301	0,99995201
15	0,1306777	-0,00730099	-0,41831606	0,99997335
16	0,12462474	-0,00480493	-0,27530202	0,99998846
17	0,12106785	-0,00230886	-0,13228799	0,99999733
17,925	0,12	0	0	1

Tableau 7.2.8.3 : tracé du câble n°3



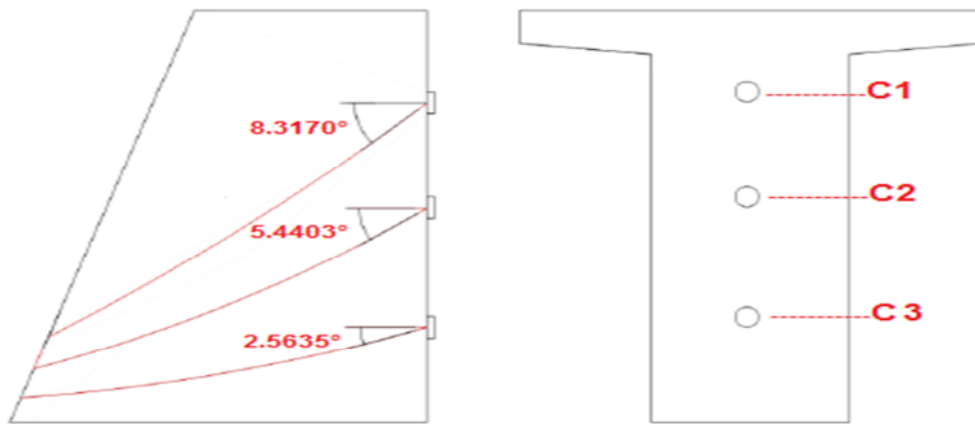
7.2.9 Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL :

Il faut que l'angle  $\alpha$  de relevage vérifie la condition suivante:

$$\arcsin\left(-\frac{\bar{T}-T_M}{p}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{\bar{T}+T_m}{p}\right)$$

Avec :

$\alpha$  : l'angle de relevage ( $\alpha = \theta_0$  de chaque câbles a  $x=0$ )



- ✓  $T_m$  : l'effort tranchant du poids propre
- ✓  $T_M$  : l'effort tranchant la plus défavorable

$$T_M = T (G+D240) = 0.71002534MN$$

$$T_m = T (G) = 0,625914MN$$

$\bar{T}$  : Effort tranchant limité que peut supporter la section d'appuis.

Avec :

$$\bar{T} = \tau \times b_n \times 0.8 h / : \text{Effort de } \tau \text{ cisaillement limite}$$

$$\bar{\tau} = \left( 0.4f_{jt} \left( f_{jt} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \right)^{1/2}$$

Donc la contrainte normale au niveau de fibre neutre  $\sigma_x$  vaut :

$$\sigma_x = \frac{P}{Bn} = \frac{3 \times 2.485728 \times 0.75}{1.609 - 3 \times 3.14 \times \left(\frac{0.079}{4}\right)}$$

$$\sigma_x = 3.5080 \text{ MPA}$$

$$\tau = \left( 0.4 \times 2.7 \times \left( 2.7 + 3.5080 \times \frac{2}{3} \right) \right)^{1/2}$$

$$\tau = 2.332 \text{ MPA}$$

$$b_n = b - nk \phi$$

Avec :

- N= 1 Nombre de câble par lit
- K=0, 5 Gaine injectée du ciment
- $\phi=7.9$  cm Diamètre de la gaine

$$b_n = 0.65 \text{ m}$$

$$T = 2.332 \times 0.56 \times 0.8 \times 2.2$$

$$T = 2.111061 \text{ MPA}$$

L'inégalité donne le résultat suivant :

$$-14.5^\circ \leq \alpha \leq 29.29^\circ$$

$$-14.5^\circ \leq (-2.5635), (-5.4403), (-8.3170) \leq 29.29^\circ$$

Les angles de relevage sont vérifiés.

### **7.3. CALCUL DES PERTES :**

#### **7.3.1 Perte instantanées :**

##### **7.3.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :**

$$\Delta \sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{(-f\alpha - \phi l)})$$

Telles que :

$$\alpha(x) = \theta(x) - \theta_0$$

- l : Longueur en courbe des câbles.
- f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0,18/\text{rad}$ .
- $\phi$  : Perte relative de tension par mètre, telle que  $\phi = 0,002/\text{m}$ .
- $\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p0} = 148000 \text{ t/m}^2$ .

#### **REMARQUE :**

Pour faciliter le calcul de la longueur du courbe l, nous avons utilisé le logiciel AutoCAD 2010

Numéro de câbles	La demi-longueur (m)	La longueur totale (m)
Câble 1	17.988	35.976
Câble 2	17.9519	35.9038
Câble 3	17.9308	35.8616

**Tableau 7.3.1.1.1 : longueur des câbles**

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

section	câble N°	longueur du câble(m)	alfa rad	$f\alpha+\phi$	$\Delta \sigma_f$	$\Delta \sigma_f$ (MPa)
0,25L	1	8,994	0,0725802	0,031052	45,11543	38.5820
	2	8,97595	0,04747559	0,0264975	38,58476	
	3	8,9654	0,02237099	0,021957	32,04602	
0,5L	1	17,988	0,14516039	0,062104	88,85559	76.1391
	2	17,9519	0,09495119	0,052995	76,16359	
	3	17,9308	0,04474198	0,043915	63,39816	

Désignation	X=0.00L	X=0.25L	X=0.5L
$\Delta \sigma_f$ (MPa)	0.00 MPA	38.5820 MPA	76.1391 MPA

**Tableau 7.3.1.1.2 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine**

**7.3.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage :**

On procède au calcul de la longueur d sur laquelle se fait sentir la rentrée d'ancrage :

$$d = \sqrt{\frac{g E_p}{K \times \sigma_{p_0}}}$$

Tel-que :

- g : l'intensité du recul d'ancrage 6 mm
- E<sub>p</sub> : module d'élasticité de l'acier 195000 MPa.
- σ<sub>p0</sub> : Contrainte de tension de l'ancrage =1480 MPA

$$K(x) = f\alpha(x) + \phi = k \times x$$

	$\alpha = \theta_0$	$\phi$	f	$K = f \times \alpha + \phi$	g	E <sub>p</sub>	σ <sub>p0</sub>	d
Câble 1	0,1451	0.002	0.18	0.00342108	0.006	195000	1480	15.12
Câble 2	0,0949	0.002	0.18	0.00295348	0.006	195000	1480	16.36
Câble 3	0,0447	0.002	0.18	0.00244887	0.006	195000	1480	17.91

**Tableau 7.3.1.2.1: calcul de d**

**Remarque :**

(d) est inférieur à la moitié de la longueur de la poutre donc les armatures de précontrainte seront tendu par les deux extrémités

Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :

$$\Delta \sigma_{p(x)} = \sigma_{p(x)} - \sigma'_{p(x)}$$

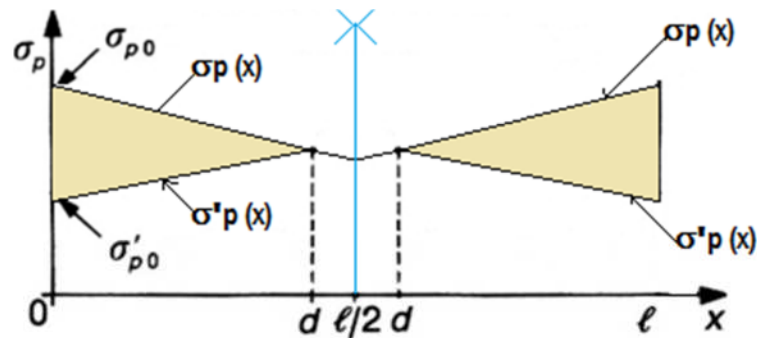


Figure 6.3.1.2.1. Pertes de tension dues au recul d'ancrage

$$\sigma_{p(x)} = \sigma_{p(0)} \times e^{-k \cdot x}$$

$$\sigma'_{p(x)} = \sigma_{p(0)} \times e^{-k(2d-x)}$$

$$\Delta \sigma_{p(x)} = \sigma_{p(x)} - \sigma'_{p(x)}$$

$$\Delta \sigma_{p(x)} = \sigma_{p(0)} \times (e^{-k \cdot x} - e^{-k(2d-x)})$$

X = 0.00L	d (m)	$\sigma_{p(x)}$ (MPa)	$\sigma'_{p(x)}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{p(x)}$ (MPa)
Cable1	15.12	1480	1333.06	146.939
Cable2	16.36	1480	1343.66	136.334
Cable3	17.91	1480	1355.01	124.995
X = 0.25 L	d(m)	$\sigma_{p(x)}$ (MPa)	$\sigma'_{p(x)}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{p(x)}$ (MPa)
Cable1	15.12	1434.83	1375.02	59.82
Cable2	16.36	1441.34	1379.70	61.63
Cable3	17.91	1447.69	1385.24	62.46
X=0.5L pour les trois câbles				$\Delta \sigma_{p(x)}$ (MPa)
				0.00 MPA

Tableau 7.3.1.2.2: calcul des pertes dues au recul d'ancrage par câble.

Donc les valeurs moyennes des pertes sont données dans le tableau suivant:

Désignation	X=0.00L	X=0.25L	X=0.5L
$\Delta \sigma_{p(x)}$ moyen	136.08 MPA	61.30 MPA	0.00MPa

Tableau 7.3.1.2.3: perte du recul d'ancrage moyenne.

**7.3.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané de béton :**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée

$$\Delta\sigma_i = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p \sigma'_{bj(x)}}{E_i}$$

Avec :

- n : le nombre de câble
- $E_p$  : module d'élasticité d'acier 195000 MPA .
- $E_i$  : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- $\sigma_b(x)$ : contrainte parabole du béton.

$$\sigma_{bj(x)} = \frac{P_i}{B_n} + \frac{P_i e^2(x)}{I_g} + \frac{M_g \cdot e(x)}{I_g}$$

Avec :

$e(x)$  : excentricité de câble de précontrainte

$$P_i = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_{recul}) \times A_p \times$$

**Remarque :**

Le BPEL préconise de prendre un coefficient « 2 » pour les variations de contraintes dues à la contrainte relative à la phase de mise en tension et aux actions permanentes appliquées simultanément à cette mise en tension, et la valeur de « 1 » pour les variations de contrainte dues aux actions permanentes postérieures à cette phase de précontrainte, y compris celles dues aux armatures de précontrainte mises en tension ultérieurement.

**Au 7<sup>eme</sup> jour** ; la mise en tension est de 50% :

$$P_i = (A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g)/2(50\%)) \times 2$$

$$E_{i7} = 11000 \sqrt[3]{f_{c7}} = 31363,39 \text{ MPA}$$

**À 21<sup>eme</sup> jours** ; la mise la mise en tension est 50% :

$$P_i = (n \cdot A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g)/2(50\%)) \times 2 + (n \cdot A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g)/2(50\%)) \times 1$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73 \text{ MPA}$$

Les étapes et les résultats de calculs sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

	Jours	Pi	$e_0=y-v'$	Bnette	Ig	$\frac{P_i}{B_n} + \frac{P_i e^2(x)}{I_g}$
0.0L	7	6,7733080	0	1,1596	0,32022	5,84085876
	28	10,159962	0	1,1596	0,32022	8,76128814
0.25L	7	6,9557779	0.53525	0,63964	0,25294	18,7528221
	28	10,433666	0.53525	0,63964	0,25294	28,1292331
0.5L	7	7,0754588	0.868	0,63964	0,25294	32,1366996
	28	10,613188	0.868	0,63964	0,25294	48,2050494

	Jours	$\frac{M_g e(x)}{I_g}$	$E_p/3E_i$	$\sigma'_{bj(x)}$	$\Delta\sigma_i(x)$	$\Delta\sigma_i(x)_{(total)}$
0.0L	7	0	2.0724	5,84085876	12,1050632	27,9320881
	28	0	1.8064	8,76128814	15,8270249	
0.25L	7	6,14878553	2.0724	24,9016076	51,6080846	125.978585
	28	19,0229422	1.8064	41.168911	74.3705003	
0.5L	7	9,97131403	2.0724	42,1080136	87,2680175	212,54892
	28	21,1460821	1.8064	69,3511314	125,280903	

Désignation	X=0.00L	X=0.25L	X=0.5L
$\Delta \sigma_{i(x)} \text{moyen} = \Delta\sigma_i(x)_{(total)} / n$	9.31 MPA	41.9928 MPA	70.4896 MPA

**Tableaux 7.3.1.3 : pertes moyennes dues au raccourcissement instantané de béton**

**7.3.1.4 Totalité des pertes instantanées :**

Nous additionnent tous les pertes instantanées pour les différentes sections, et nous reportent les résultats dans le tableau suivant :

Désignation	X=0.00L MPA	X=0.25L MPA	X=0.5L MPA
$\Delta \sigma_{i(x)}$	9.31 MPA	41.9928 MPA	70.486 MPA
$\Delta \sigma_{p(x) \text{recul}}$	136.08 MPA	61.30 MPA	0.00MPA
$\Delta \sigma_{f(x) \text{frot}}$	0.00 MPA	38.5820 MPA	76.1391 MPA
$\Delta \sigma_{\text{totale}}$	145.39	141.8748	146.6251

**Tableau7.3.1.4 : somme des pertes instantanées**

**7.3.2 Pertes différées :****7.3.2.1 Pertes dues au retrait de béton :**

La perte finale due au retrait du béton est donnée selon (ARTICLE 3.3.21. DE BPEL 91) par la relation:

$$\Delta \sigma = \varepsilon_r (1-r(j)) \times E_p$$

Avec :

- $\varepsilon_r = 0,0004$  étant le retrait total du béton.
- $E_p$  : module d'élasticité d'acier 195000 MPA
- $J$  : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.
- $r(t)$  : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(j) = \frac{J}{J+9xr(m)}$$

Avec :

- $r(m) = B_n / p$ .
- $B_n$  : la section nette.
- $p$  : le périmètre de la section

**Pour la poutre d'about :**

$$B_n = 1.16529499 \text{ m}^2 \quad P = 6.306 \text{ m} \quad r(m) = 18.4791467$$

**À 7 jours :**

- $r(7) = 7 / (7 + 9 (18.4791467))$
- $r(7) = 0.04038951$
- Alors:  $\Delta \sigma = 0,0004 (1 - 0,04038951) 195000. \Rightarrow \Delta \sigma_r = 74.84 \text{ MPA}$ .

**A 28 jours :**

- $r(28) = 28 / (28 + 9 (18.491467))$
- $r(28) = 0.1409791$
- Alors:  $\Delta \sigma = 0,0004 (1 - 0.1409791) 195000. \Rightarrow \Delta \sigma_r = 66.76 \text{ MPA}$

**Pour la poutre à mi- travée (0.5L) :**

$$B_n = 0.645295 \text{ m}^2 \quad P = 0.6719 \text{ m} \quad r(m) = 9.60403338$$

**A 7 jours :**

- $r(7) = 7 / (7 + 9 (9.60403338))$
- $r(7) = 0.07491735$
- Alors :  $\Delta \sigma = 0.0004 (1 - 0.07491735) 195000 \Rightarrow \Delta \sigma_r = 72.15 \text{ MPa}$

**A 28 jours :**

- $r(28) = 28 / (28 + 9 (9.60403338))$
- $r(28) = 0.24467761$
- Alors :  $\Delta \sigma = 0.0004 (1 - 0.24467761) 195000 \Rightarrow \Delta \sigma_r = 58.91 \text{ MPA}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Désignation	jours	r(j)	$\Delta \sigma$ MPA
0.0L	7 jours	0.04038951	74.84
	28 jours	0.1409791	66.76
0.25L	7 jours	0.07491735	72.15
	28 jours	0.24467761	58.91
0.5L	7 jours	0.07491735	72.15
	28 jours	0.24467761	58.91

**Tableau 7.3.2.1 Pertes dues au retrait de béton**

### 7.3.2.2 Perte par relaxation de l'acier :

La relaxation est un relâchement de tension de câbles, elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés dans le béton précontraint que pour des tensions supérieures de 30 à 40% de leur tension de rupture garantie

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement, on distingue les aciers à relaxation normale dite RN, et les aciers à très basse relaxation dits TBR.

On préconise toujours des aciers TBR malgré le surplus en coût que cela engendre, ce dernier est vite compensé par l'économie sur la tension non perdue.

La perte de tension due à la relaxation est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_p = 0.06 \rho_{1000} [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

- $\mu_0$ : 0.43 pour les câbles TBR
- $\rho_{1000}$ : 2.5% valeur de la relaxation à t=1000 h
- $\sigma_{pi}$ : valeur probable de la tension initiale (perte instantanées déduites)
- $\sigma_{p0}$ : 1480 MPA
- $f_{prg}$ : Limite de rupture 1860 MPA

$\sigma_{pi}$ : valeur probable de la tension initiale (perte instantanées déduites) : est donnée par la formule suivante

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{p \text{ instantanées}}$$

Les étapes de calculs et les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Désignation	$\Delta\sigma_p$ instantanées (MPa)	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(relexations)}$ (MPa)
0.0L	145,39	1334,61	0,57561514
0.25L	141.8748	1338.1252	0,58092461
0.5L	146,6251	1333,3749	0,57375434

**Tableau 7.3.2.2 Perte par relaxation de l'acier**

**7.3.2.3 Perte due au fluage :**

Le fluage est une déformation différée sous contrainte de compression ; la perte de tension due au fluage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{fluage}} = (\sigma_b + \sigma_m) \times \frac{E_p}{E_i}$$

Avec :

- $E_p$  : module d'élasticité d'acier 195000 MPA
- $E_i$  : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73$  MPA
- $\sigma_b$  : la contrainte finale du béton
- $\sigma_m$  : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Avec :

$$\sigma_{(x)} = \frac{P_i}{B_n} + \frac{P_i e^2(x)}{I_g} + \frac{Mg.e(x)}{I_g}$$

$$P_i = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{instantanées}}) \times A_p \times n$$

Designation	0.0L	0.25L	0.5L
$\sigma_m$ MPA	1,93347933	2,11075929	3,76878682
$\sigma_b$ MPA	1,93347933	12,6911717	20,9267466
$\sigma_m + \sigma_b$ MPA	3,86695865	14,801931	24,6955335
$\Delta\sigma_{\text{fluage}}$ MPA	20,9566615	80,2178368	133,835394

**Tableau 7.3.2.3 : pertes dues au fluage.**

**7.3.2.4 Totalités des pertes différées :**

Désignation	X=0.00L	X=0.25L	X=0.5L
$\Delta\sigma_{\text{fluage}}(\text{MPa})$	20.9566	80.21783	133.8353
$\Delta\sigma_{\text{p(relaxations)}}(\text{MPa})$	0,57561514	0,58092461	0,57375434
$\Delta\sigma_{\text{retrait}}(\text{MPa})$	74.84	72.15	72.15
$\Delta\sigma_{\text{différées}}(\text{MPa})$	96,3722615	152,9487368	206,5591444

**Tableau 7.3.2.4 ; somme des pertes différées****7.3.3 Calcul du pourcentage des pertes totales :**

Désignation	X=0.00L	X=0.25L	X=0.5L
$\Delta\sigma_{\text{différées}}(\text{MPa})$	96,3722615	152,9487368	206,5591444
$\Delta\sigma_{\text{instantanée}}(\text{MPa})$	145.39	141.8748	146.6251
$\Delta\sigma_{\text{insta}}+\Delta\sigma_{\text{dif}}(\text{MPa})$	241,762262	294,8187368	353.1791444
% des pertes	16,34%	19,92%	23.62 %

**Tableau 7.3.3: Calcul du pourcentage des pertes totales**

Ainsi on remarque que la plus forte perte est localisée à mi travée et qu'elle est de l'ordre de 23.62 % ce qui est inférieur aux 25 % envisagés lors de du dimensionnement de la précontrainte.

**7.4 JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS :**

Le calcul justificatif revient à vérifier en tous point de la poutre, et dans chaque phase de réalisation, les contraintes normales et tangentielles admissibles suivants les Règles de **BPEL**.

**PHASES DE VERIFICATION :****PREMIER PHASE :**

✓ (Sous combinaison permanente (en construction))

Nous prendrons dans cette étape les caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi- travée.

Après le septième jour, nous tirerons les 3 câbles

La mise en tension est de 50 % de P0.

Nous avons 50 % des pertes instantanées.

Nous prendrons le poids propre de la poutre seule pour calculer le moment.

$$\text{➤ } f_{c7} = \frac{7x f_{28}}{4.76 + (0.83x7)} = 23.19 \text{ MPA}$$

$$\text{➤ } F_{t7} = 0.6 + 0.006f_{c7} = 1.99 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt} = -1.5t_i = -2.98 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c_j} = 13.9 \text{ MPA}$$

**DEUXIEME PHASE :**

✓ (Sous combinaison permanente (en construction))

La mise en tension des 3 câbles est de 100 à 21 jours.

On enregistre 100 % de pertes instantanées, et 40 % des pertes différées

$$f_{c21}=33.12 \text{ MPA} \quad f_{t21} = 2.597 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt}=-1.5f_{tj}=-3.88 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc}=0.6f_{cj}= 19.87 \text{ MPA}$$

**TROISIEME PHASE :**

✓ (Sous combinaison permanente (en construction))

Nous poserons les poutres sur leurs appuis définitivement, et nous procéderons au coulage l'hourdit sur place.

Nous prendrons le poids de la poutre avec hourdit, vu que l'hourdis n'est pas assez encore résistant, donc on prend l'inertie de la poutre seule.

Nous perdrons 100 % de perte instantanées, et 40 % des pertes différées.

La mise en tension et de 100 % pour les 3 câbles a 28 jours

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} \quad f_{T28} = 2.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt}=-1.5f_{ti}=-4.05 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 0.6f_{ci}=21 \text{ MPA}$$

**QUATRIEME PHASE :**

✓ (Sous combinaison permanente (en service))

Même hypothèses que l'étape précédente, seulement on prend le poids de l'ouvrage à vide (MG), et on prend l'inertie de la poutre avec hourdis, et on prend 100 % des pertes totales.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} \quad f_{T28} = 2.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt}=-1.5f_{ti}=-4.05 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 0.5f_{ci}=17.5 \text{ MPA}$$

**CINQUIEME PHASE (OUVRAGE EN SERVICE) :**

✓ (Sous combinaison rare (en service))

Même hypothèses que l'étape précédente, mais l'ouvrage est en service, donc on prend la combinaison max à l'ELS pour la poutre la plus sollicitée (MG+MD240).

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} \quad f_{T28} = 2.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt}=-f_{t28}=-2.7 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 0.6f_{c28}=21 \text{ MPA}$$

**7.5 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :**

-Caractéristique géométrique de la poutre sans hourdis et avec hourdis à mi- travée (0.5L) :

Caractéristique	Sans hourdis	Avec hourdis
V (m)	0,812	0,669
V' (m)	0,988	1,351
IG nette m <sup>4</sup>	0,25294383	0,45336409
e <sub>0</sub> =(v'-d) (m)	0.868	1.231
B nette (m <sup>2</sup> )	0.64492	1.0732
ρ	0.503	0,485

- Totalité des pertes instantané à mi travée  $\Delta \sigma_{\text{instantanée}} = 146.6251 \text{ (MPa)}$
- Totalités des pertes différées à mi travée  $\Delta \sigma_{\text{différées}} = 206,5591 \text{ (MPa)}$

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

$\sigma_{\text{sup}}$  et  $\sigma_{\text{inf}}$  sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (P \cdot e_0 + M) \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I} (P \cdot e_0 + M) \end{cases}$$

Avec :

$$P = n \times A_p \times (\% \text{ de la mise en tension}) \times (\sigma_{p_0} - \% \Delta \sigma_{\text{instantanée}} - \% \Delta \sigma_{\text{différées}})$$

	%Perte instantanées	%Perte différées	% Mise en tension	Force de précontrainte Mn	Inertie a prendre	Moment due à la charge permanente Mn.m
Phase1	50%	0%	50% 3cable	$P_1 = 3,360104$	Poutre seule	Mg (poutre seule) =2.9
Phase2	100%	40%	100% 3cable	$P_2 = 6.303786$	Poutre seule	Mg (poutre seule) =2.9
Phase3	100%	40%	100% 3cables	$P_3 = 6,303786$	Poutre seule	Mg (poutre +hourdis) =4.53
Phase4	100%	100%	100% 3cable	$P_4 = 5.67$	Poutre avec hourdis	Mg (section a vidé)=5.9
Phase5	100%	100%	100% 3cable	$P_5 = 5.67$	Poutre avec hourdis	Mg (section chargés) =9.4

**Tableau 7.5.1: calcul de  $\sigma_{\text{sup}}$  et  $\sigma_{\text{inf}}$**

	P/B	v/l	V'/l	(Pxe <sub>0</sub> +M)	$\sigma_{\text{supérieur}}$	$\sigma_{\text{inferieur}}$
Phase 1	5,210110941	3,21019893	3,9060056	-0,01657092	5,156914987	5,274837052
Phase2	9,774524376	3,21019893	3,9060056	-2,57168647	1,518899197	19,81954615
Phase3	9,774524376	3,21019893	3,9060056	-0,93772725	6,764233365	13,43729226
Phase4	5,288244383	1,47563516	2,97994482	-1,39103538	3,235583658	9,433453113
Phase5	5,288244383	1,47563516	2,97994482	2,40896462	8,842997279	-1,89033732

**Tableau 7.5.2 : calcul de  $\sigma_{\text{sup}}$  et  $\sigma_{\text{inf}}$**

**Vérification des contraintes :**

	$\sigma$ supérieur	$\sigma$ inférieur	Vérification	
Phase 1	5,1569	5,2748	$-1.5f_{t7} = -2.98 \leq \sigma_{inf} ; \sigma_{sup} \leq 0.6 f_{c7} = 13.9$	Vérifiée
Phase 2	1,5188	19,81954	$-1.5f_{t21} = -3.88 \leq \sigma_{inf} ; \sigma_{sup} \leq 0.6 f_{c21} = 19.87$	Vérifiée
Phase 3	6,76423	13,437	$-1.5f_{t28} = -4.05 \leq \sigma_{inf} ; \sigma_{sup} \leq 0.6 f_{c28} = 21$	Vérifiée
Phase 4	3,2355	9,43345	$-1.5f_{t28} = -4.05 \leq \sigma_{inf} ; \sigma_{sup} \leq 0.5 f_{c28} = 17.5$	Vérifiée
Phase 5	8,8429	-1,89033	$-f_{t28} = -2.7 \leq \sigma_{inf} ; \sigma_{sup} \leq 0.6 f_{c28} = 21$	Vérifiée

**Tableau 7.5.3 : vérifications des contraintes normales.**

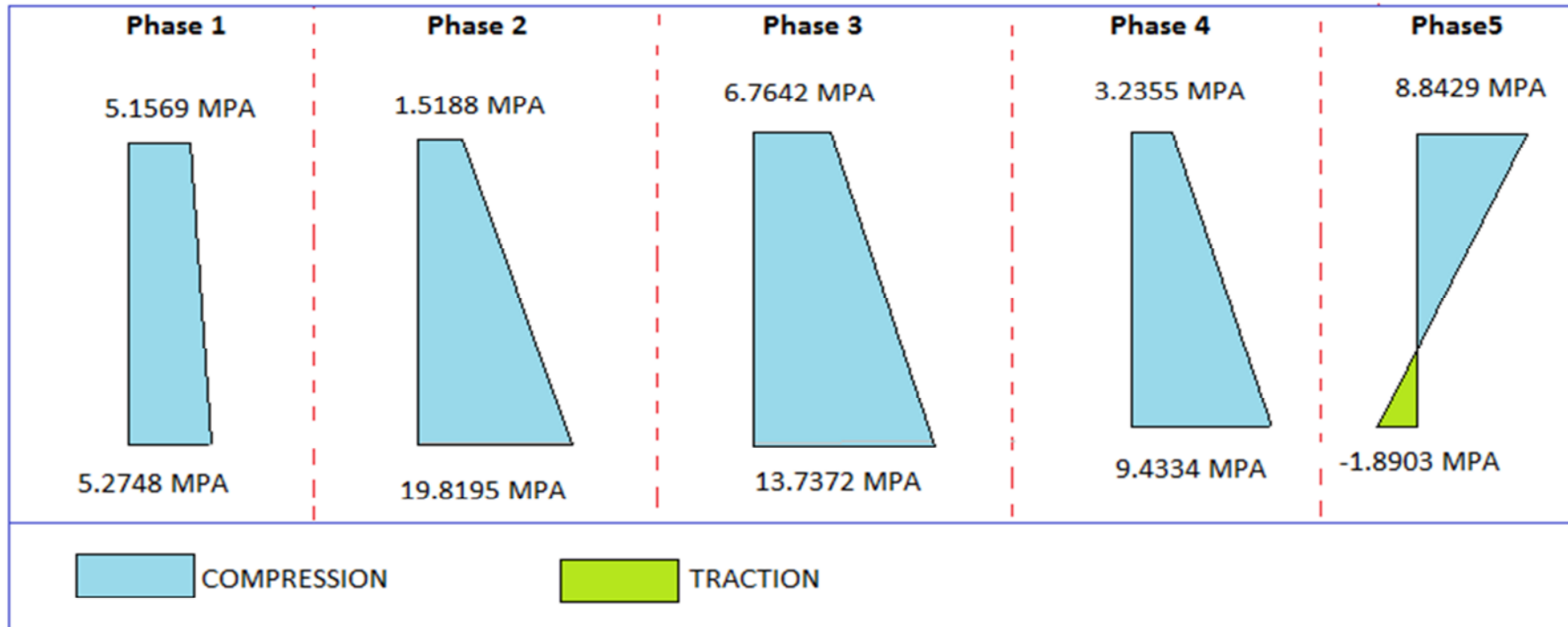


Figure 7.5.3 : vérification des contrainte

**7.6 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :**

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales).

La contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S}{bn \times I}$$

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau^2 \leq \tau^2 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + 2/3 \sigma_x]$$

Avec :

- $V_{red}$  : 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).
- $bn$  : Épaisseur nette de l'âme (m)
- $I$  : Moment d'inertie de la section considérée (m<sup>4</sup>)
- $f_{tj}$  : la résistance de la traction du béton à l'âge j
- $\sigma_x$  : la contrainte due à la précontrainte appliquée  
 ✓  $V_{red} = V_s - V_p$
- $V_s$  = effort tranchant à l'ELS.
- $V_p$  = % de la mise en tension x  $A_p$  x  $\sigma_i$  ( $\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 + \sin\alpha_3$ )

⇒ AVEC :

- $\alpha_1 = 8.3170^\circ ; \alpha_2 = 5.4403^\circ , \alpha_3 = 2.5635^\circ$
- $\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{perte}$

Les calculs sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

	%Perte instantanées	%Perte différées	% Mise en tension	Force de précontrainte	Vp
Phase1	50%	0%	50% 3cable	1,1210724	0,31859187
Phase 2	100 %	40 %	100% 3cables	2,17738416	0,61877974
Phase3	100%	40%	100% 3 cables	2,17738416	0,61877974
Phase4	100%	100%	100% 3cable	2,0802432	0,59117374
Phase5	100%	100%	100% 3cable	2,0802432	0,59117374

**TABEAU 7.6.1 : calcul de Vp**

On procède à la vérification a l'about ou l'effort tranchant est maximal, les caractéristique géométrique sont les suivants :

Section	$B_{nette} \text{ cm}^2$	$I_{nette} \text{ cm}^4$	$V'(\text{cm})$	$V(\text{cm})$	$S \text{ cm}^3$
Poutre seule	11650.18	35 345 557.03	97.1	82.9	1131232.478
Poutre + dalle	15990.41	63 240 382.36	122.5	79.5	1958825.225

Tableau 7.6.2 : caractéristique de la section d'about

Le tableau suivant donne les contraintes tangentielles au niveau de l'about à chaque phase de construction :

Phase	$V_{service}$	$V_p$	$V_{red}$	$\tau$	$\tau^2$	$f_{tj}$	$\sigma_x = p/B$	$\bar{\tau}^2$	$\tau^2 \leq \bar{\tau}^2$
Phase 1	0,343	0,3185	0,024	0,1394	0,019	1,99	0,96227	2,08	Vérifiée
Phase 2	0,343	0,6187	-0,27	-1,5761	2,484	2,59	1,86897	3,97	Vérifiée
Phase 3	0,5352	0,6187	-0,083	-0,4776	0,228	2,7	1,86897	4,24	Vérifiée
Phase 4	0,6259	0,5911	0,034	0,1920	0,036	2,7	1,30093	3,84	Vérifiée
Phase 5	0,71	0,5911	0,118	0,6572	0,431	2,7	1,30093	3,84	Vérifiée

Tableau 7.6.3 : vérification de la contrainte tangentielle.

Les contraintes tangentielles sont largement respectées dans toutes les phases de constructions.

### 7.7 FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE :

#### 7.7.1 Armatures longitudinales dans la zone tendue :

Les armatures passives seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires :

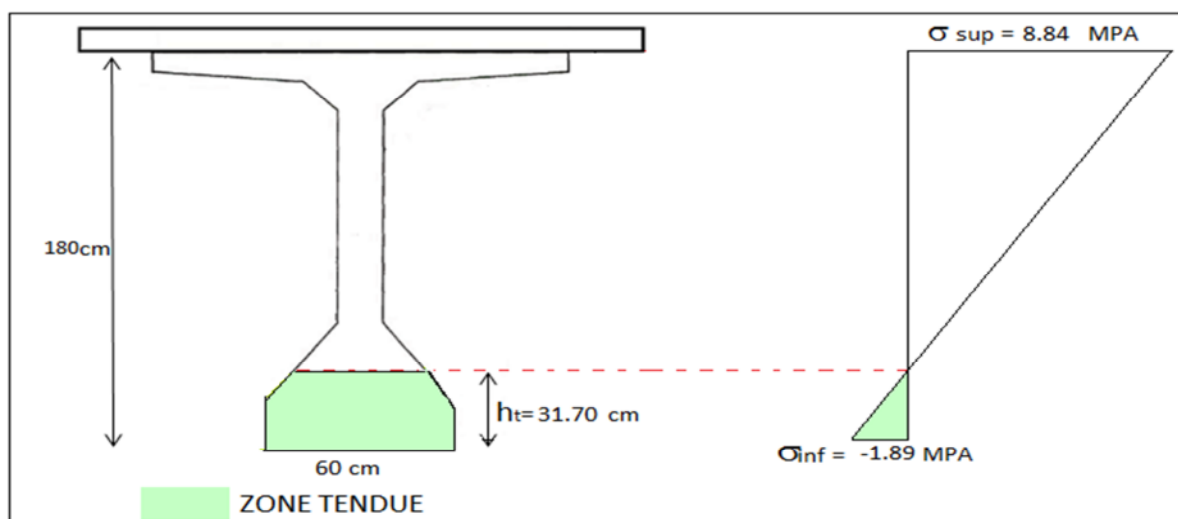


Figure 7.7.1 : désignation de la zone tendue

C'est pour équilibrer les sollicitations de traction dans la zone tendue :

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{\sigma_{Bt}} \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec:

- $B_t$  : surface du béton tendu ( $m^2$ ).
- $N_{Bt}$ : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendue.
- $f_{tj} = f_{t28} = 2,7 \text{MPa}$
- $\sigma_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- $h_t$  : hauteur de la partie tendue.
- $f_e = 400 \text{MPa}$
- 
- ⇒  $h_t = h / (1 + \sigma_{\text{sup}} / \sigma_{\text{inf}})$   
 $= 1.80 (1 + 8.84 / 1.89) = 0.3170 \text{ m} = 31.70 \text{ cm}$
- ⇒  $B_T = (0.6 \times 0.2) + (0.6 + 0.366) \cdot (0.117 / 2)$   
 $= 0.176 \text{ m}^2 = 1765.11 \text{ cm}^2$
- ⇒  $\sigma_{BT} = \sigma_{\text{inf}} = 1.89 \text{MPa}$
- ⇒  $N_{BT} = 0.5 \times \sigma_{BT} \times B_T = 0.5 \times 1.89 \times 0.176511 = 0.1668 \text{ MN}$
- ✓  **$A_s \geq 7.72 \text{ cm}^2$**

**On prend 4 barres de HA14 + 2barre de HA12 section minimale  $6.16 + 2.26 = 8.42 \text{ cm}^2$**

### 7.7.2 Armature de peau :

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se poursuivre avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tel-que le retrait différentiel et gradients thermiques longitudinales.

#### Longitudinales :

$A_s \geq \max (3 \text{ cm}^2 \times \Omega \text{ (le périmètre} = 6.719 \text{ m)} ; 0.1\% B \text{ (} B : \text{ section de béton de la poutre)})$

$A_s \geq \max (3 \times 6.71; 0.001 \times 6449.2)$

$A_s \geq \max (20.157 \text{ cm}^2, 6, 4492 \text{ cm}^2) \quad A_s \geq 20.157 \text{ cm}^2$

**On prend 26 barres de HA10 section minimale  $20.42 \text{ cm}^2$  réparti sur le périmètre**

**Transversement :**

Ecartement maximum entre les armatures transversales est donné par :

$$S_t \leq \min (0,8x h; 3x b; 1m)$$

$$S_t \leq \min (1.44; 1.8 ; 1m)$$

$$\Rightarrow S_t=1m$$

$\Rightarrow$  Nous prenons un écartement de 10 cm au droit des appuis pour atteindre 40cm au centre.

$$\frac{At}{br \cdot St} \geq \frac{\gamma_s(\tau u - 0,14\sqrt{f_c j})}{0,9f_e}$$

**Avec :**

- Br =largeur reduite= $b_{about}-\phi_{gaine}=60-8 = 52$  cm
- $\gamma_s=1.15$
- $F_{c28}=35$  MPA
- $F_e= 400$  MPA

$$\tau u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{62.59}{0.22 \times (0.9 \times 1.8)} = 175.36 \text{ t/m}^2$$

$$A_t \geq b_r \cdot S_t \times \frac{\gamma_s(\tau u - 0,14\sqrt{f_c j})}{0,9f_e}$$

$$A_t \geq 52 \times 10 \times 1.15 \times \frac{1.75 - 0.14 \times 5.91}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 1.53 \text{ cm}^2$$

**Donc on prendra un cadre HA 14 espacés de 10cm à l'about jusqu'à 40cm au centre.**

**7.7.3 Cadres du talon :**

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre.

$$\bar{\sigma}_{28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Soit  $c=5$  cm: l'enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre

$$\frac{W_t}{t} = c \times \frac{\bar{\sigma}_{28}}{\sigma_{en}} \times 100 = 5 \times \frac{21}{348} \times 100 = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous choisirons **4 cadres HA10/ml** avec une section nominale de **6,28 cm<sup>2</sup>**.

Nous fixerons l'espacement  $S_t = 15$  cm à l'about et à 20cm en travée.

**7.7.4 Armatures supérieurs de la table de compression :**

La table de compression est entièrement comprimée, donc de points vue mécanique, nous n'avons pas besoin de ferrailage longitudinale, mais nous mettrons des barres

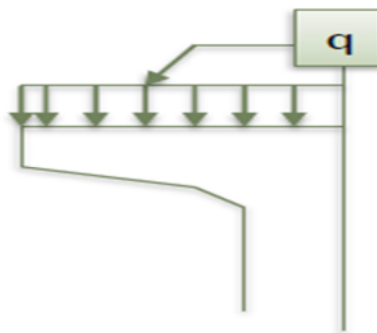
Constructives, soit **6 barres HA10/ml** avec une section nominale de **6,79cm<sup>2</sup>(inclusive avec les armatures de peau)**

Transversalement, L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

Le poids propre :  $q_1 = 0.1150 \times 2.5 = 0.2875 \text{ t/ml}$

Le béton frais hourdis  $q_2 = 0.22 \times 0.7 \times 2.5 = 0.385 \text{ t/ml}$

Une surcharge de 450 kg/m<sup>2</sup> (fascicule 61 titre2) provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction :  $q_3 = 0,45 \times 0,7 \times 1,2 = 0,44 \text{ t/ml}$



REPARTITION DE Q SUR LA TABLE DE COMPRESSION

$$\Rightarrow q = \sum q_i = 1.1125 \text{ t/ml}$$

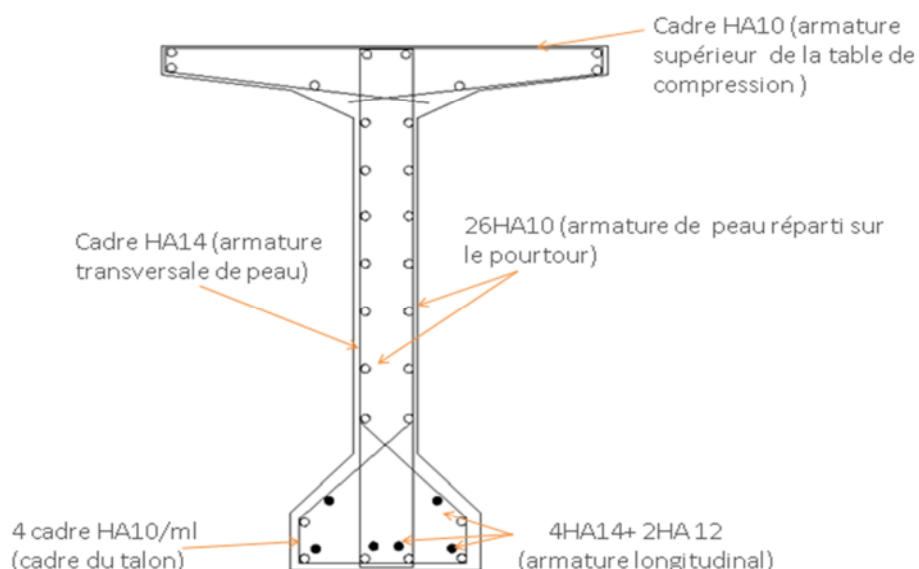
L'aile de la poutre est donc supposée comme une console, le moment est :

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{1.1125 \times 0.7^2}{2} = 0.2725 \text{ t.m/ml}$$

D'où:

$$A_s = \frac{M}{z \times \sigma_s} = \frac{0.2725}{0.9 \times 1.8 \times 3480} = 0.483 \text{ cm}^2$$

**Nous perdrons des cadres de HA10 tous les 20 cm.**



**FERRAILAGE PASSIF DE LA POUTRE**

**7.7.5 Etude de la plaque d'about :**

L'about de la poutre est soumis à des efforts importants dus à l'application des forces de précontraintes dans les zones d'ancrages et à la transmission des réactions à l'appui.

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 1ère zone de régularisation.

- Une zone de surface : tendue.
- Une zone intermédiaire : comprimée.
- Une zone d'éclatement : tendue.

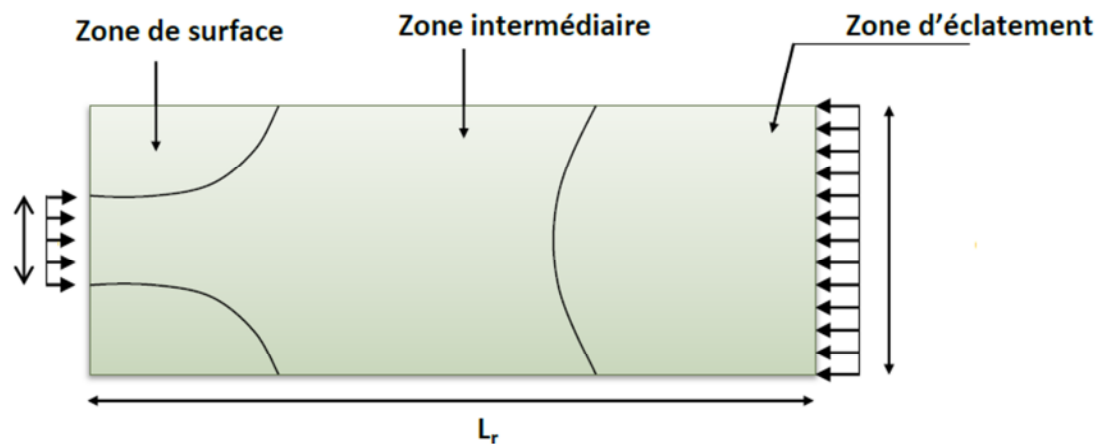


Figure 7.7.5 zone de régularisation

**7.7.5.1 Justifications dans la zone de régularisation :****1. Effet de surface :**

Au voisinage de \$S\_a\$ il y a lieu de disposer une section d'acier \$A\_s\$ d'où :

$$A_s = 0.04 \times (F_j / \sigma_s)$$

\$F\_j\$ : force de la précontrainte à l'ancrage \$F\_j = 2.5\$ MN

\$\sigma\_s = 2/3 f\_e = 266.67\$ MPA

\$A\_s = 0.04 \times 2.5 / 266.67\$

\$A\_s = 3.75\$ cm\$^2\$ on dispose

- **Verticalement** : 1 cadre de HA16 \$A\_s = 4.02\$ cm\$^2\$
- **Horizontalement** : 1 cadre de HA16 \$A\_s = 4.02\$ cm\$^2\$

**2. Effet d'éclatement :**

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_i = 0.25 \left(1 - \frac{a_i}{d_i}\right) F_{j0}$$

Pour chaque niveau d'ancrage \$j\$, nous calculerons une section d'aciers d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \alpha \sigma_s}$$

Le coefficient  $K_j$  prenant les valeurs :  $\begin{cases} 1 & \text{si } j \text{ est un niveau extrême} \\ 1.5 & \text{si } j \text{ est un niveau intermédiaire} \end{cases}$

$$R_i = 0.25 \left( 1 - \frac{27}{60} \right) 2.4864$$

$$R_i = 0.34188 \text{ Mn}$$

$$A_{ej} = \frac{0.34188}{1 \times 266.4}$$

$$A_{ej} = 12.83 \text{ cm}^2$$

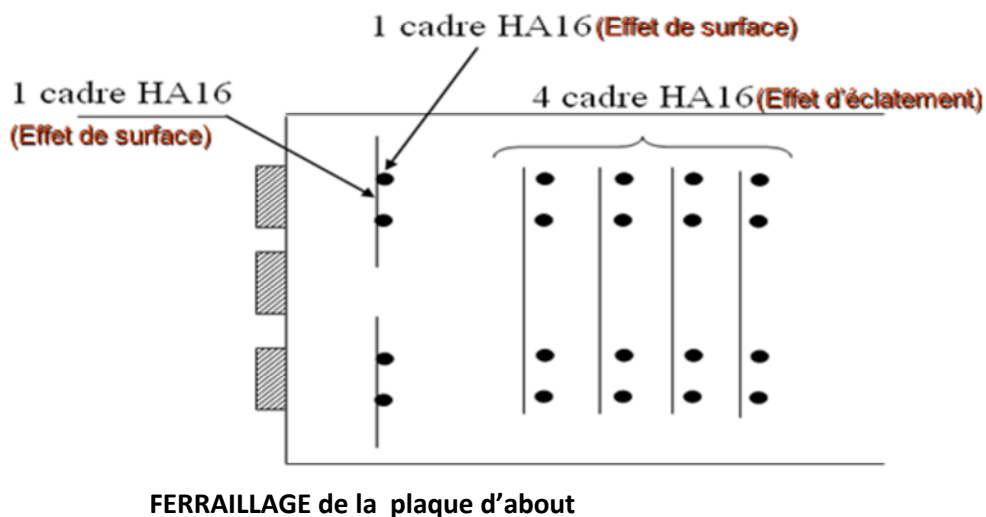
Nous disposons, en définitif, une section d'aciers transversale sur une zone de longueur égale à  $\max(d_j)$  en aval de Sa.

$$A_e = \sup \left( A_{ej}; 0.15 \left( \frac{F_{j0}}{\sigma_s} \right) \right)$$

$$\Rightarrow A_e = 14 \text{ cm}^2$$

Donc nous choisirons **4 cadres HA16/ml** avec une section nominale de **16,08cm<sup>2</sup>**.

- ✓ [Plan vertical](#) : 4 cadres de HA16 chaque plaque d'ancrage.
- ✓ [Plan horizontal](#) : 4 cadres de HA16 autour de chaque plaque d'ancrage.



### 7.7.5.2 Vérification des contraintes du béton :

#### 1. Contrainte de traction du béton :

$$\Rightarrow \sigma_{tej} = 0.5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq 1.25 f_{tj} :$$

**2. Contrainte de compression du béton :**

$$\Rightarrow \sigma_{xm} = \frac{Fj}{b.dj} \leq 2/3 f_{tj}$$

Avec :

- dj : hauteur du prisme symétrique associé au niveau j= 55cm
- aj : dimension d'étalement des gaines d'ancrages au niveau j = 27 cm

**Application Numérique :**

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{27}{55}\right) \times \frac{2.5}{0.6 \cdot 0.55} = 1.92 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{tej} = 1.92 \text{ MPA} < 1.25 f_{t21} = 3.24 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

$$\Rightarrow \sigma_{xm} = \frac{Fj}{b.dj} = 7.57 \text{ MPA} < \frac{2}{3} f_{c21} = 33.12 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$



# CHAPITRE 8

## Calcul Des Déformation

**8.1 Introduction :**

La résistance mécanique et la déformation sont des caractéristiques importantes du béton, car elles jouent un grand rôle non pas seulement pour la stabilité, mais aussi la durabilité des ouvrages.

L'ingénieur attache une importance particulière aux caractéristiques de résistance mécanique et de déformation des matériaux, car leur connaissance lui est indispensable pour réaliser des constructions à la fois sûres et économiques.

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

- Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et les surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

**8.2 CALCUL DES FLECHES :****8.2.1 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 » L

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_g = \frac{5.ML^2}{48.Ev.I}$$

$$L = 34.85 \text{ m}$$

$$M = 5.60976 \text{ MN}$$

$$Ev = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 12102.94 \text{ MPA}$$

$$I = 0,45336409 \text{ m}^4 \text{ (poutre avec hourdis section mi- travée)}$$

$$f_g = \frac{5 \times (5.60976) \times (34.85)^2}{48 \times 0.45336409 \times 12102.94}$$

$$f_g = 12.9342311 \text{ cm}$$

**8.2.2 Flèche due aux surcharges :**

Le cas le plus défavorables de surcharge seul, est de convoie D240.

$$F_q = \frac{5.ML^2}{48.Ei.I}$$

$$M_{D240} = 378.9894 \text{ t.m}$$

$$M_{D240} = 3.7894 \text{ Mn.m}$$

$$f_g = \frac{5 \times (3.7894) \times (34.85)^2}{48 \times 0.45336409 \times 36000}$$

$$F_q = 2.93 \text{ cm}$$

**8.2.3 Contre-flèche de précontrainte :**

$$F_p = \int \frac{M.M}{Ev I} dx$$

Calcul des moments du a la précontraintes :

$$M_p = \sum P_i.e$$

P<sub>i</sub> : effort de précontrainte

e : excentricités

**Section d'about :**

$$\begin{aligned} P_1 \times e &= 1680 \times 10^6 \times (1480 - 353.17) \cos 8.31^\circ \times (1.421 - 1.225) \\ &= 1.89 \times 0.989 \times 0.196 \\ &= 0.366 \text{ Mn.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 \times e &= 1680 \times 10^6 \times (1480 - 353.17) \cos 5.44^\circ \times (0.971 - 1.225) \\ &= 1.89 \times 0.99549 \times (-0.255) \\ &= -0.47 \text{ Mn.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 \times e &= 1680 \times 10^6 \times (1480 - 353.17) \cos 2.56^\circ \times (0.521 - 1.225) \\ &= 1.89 \times 0.999 \times (-0.704) \\ &= -1.32 \text{ Mn.m} \end{aligned}$$

$$M_p = -1.32 - 0.47 + 0.336 \quad M_p = 1.424 \text{ Mn.m}$$

**Section médiane :**

$$P_1 \times e = 1680 \times 10^6 \times (1480 - 294,818) \times (0.12 - 1.351) = 1.991105 \times (-1.231) = -2.45 \text{ Mn.m}$$

$$P_2 \times e = 1680 \times 10^6 \times (1480 - 294,818) \times (0.12 - 1.351) = 1.991105 \times (-1.231) = -2.45 \text{ Mn.m}$$

$$P_3 \times e = 1680 \times 10^6 \times (1480 - 294,818) \times (0.12 - 1.351) = 1.991105 \times (-1.231) = -2.45 \text{ Mn.m}$$

$$M_p = (-2.45) \times 3 = -7.35 \text{ MN.m}$$

$$\int MM dx = -1/6 (8.9625) \times (17.925) \times (1.424 + 2 \times (-7.35)) = 431.72$$

$$f_{\text{précontrainte}} = 2 \times (-431.72) / (12102.94 \times 0.5428861456)$$

$$f_{\text{précontrainte}} = -13.14 \text{ cm}$$

**8.2.4 Fleche en service :**

$$\text{➤ Fleche à vide} = -13.14 + 12.91 = 0.23 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Fleche en charge} = -13.50 + 12.91 + 2.93 = 3.16 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche admissible :

$$\text{Fleche}_{\text{service}} \leq L/500 \quad 3.16 \text{ cm} \leq 7.17 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

Donc la condition de flèche limite à l'ELS est vérifiée.

8.3 CALCUL DES ROTATIONS :

8.3.1 Rotation sous poids propre :

$$\theta_G = \frac{q \times L \times L^2}{24 E v \times I}$$

Avec :

- I : moment d'inertie (poutre avec hourdis) à l'about :
- I= 0.632408236 m<sup>4</sup>
- Q= 0.0349185 mn
- L= 34.85
- Ev=12102,94

⇒  $\theta_G = 8.0457 \times 10^{-3}$  rd

8.3.1 Rotation sous surcharge :

Le cas le plus défavorables de surcharge seul (convoie D240), La rotation est donnée par :

$$\theta_q = \frac{P \times a \times (3L^2 - a^2)}{48 \times E_i \times I}$$

- P : surcharge réparti =12.9 t/ml
- a : longueur de la surcharge D240=18.6 m

a =0.5L =17.425 M

$\theta_q = 7.33 \times 10^{-3}$  rd

8.3.2 Rotation sous l'effet de la précontrainte :

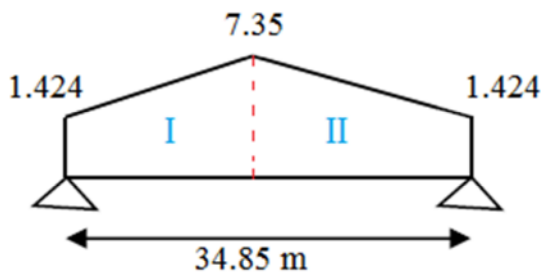


Diagramme de M

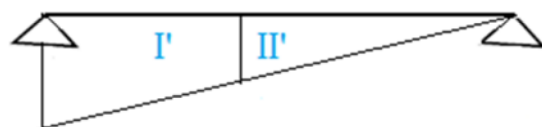


Diagramme de  $\bar{M}$

$$\int M \bar{M} dx = I \cdot I' + II \cdot II'$$

$$I.I' = - \frac{17.425}{6} (2 \times 1.424 + 7.35) + 0.5 (1.424 + 2 \times 7.35) = -53.02$$

$$II.II' = (1/6) \times (1/2) \times 17.425 \times (1.424 + 2 \times 7.35) = -23.41$$

$$\theta_p = \frac{-(53.02 + 23.41)}{12102.94 \times 0.5428861456}$$

$$\Rightarrow \theta_p = -11.63 \times 10^{-3} \text{rd}$$

### 8.3.4 Rotation en service :

$$\text{A vide } \theta = \theta_p + \theta_g = (-11.63 + 8.047) \times 10^{-3} = -0.00358 \text{ rd}$$

$$\text{En service : } \theta = \theta_p + \theta_g + \theta_s = 0.003747 \text{ rd}$$

## 8.4 Calcul de déplacement :

### 8.4.1 Déplacement due à la rotation :

$$\Delta h_{\text{rotation}} = \theta \times \frac{h}{2} = 3.747 \times 10^{-3} \times \frac{1.8}{2} = 3.37 \times 10^{-3} \text{m}$$

### 8.4.2 Déplacement du au retrait :

$$\Delta h_{\text{retrait}} = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = 4 \times 10^{-4} \times \frac{34.85}{2} = 6.97 \times 10^{-3} \text{m}$$

### 8.4.3 Déplacement du au gradient thermiques :

$$\Delta h_{\text{gradient } T} = \varepsilon_t \times \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{34.85}{2} = 5.2275 \times 10^{-3} \text{m}$$

### 8.4.4 Déplacement du au fluage :

$$\Delta h_{\text{fluage}} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta \sigma_{(b+m)}}{E_I} = 11.95 \times 10^{-3} \text{m}$$

### 8.4.5 Déplacement total :

$$\Delta h_{\text{totale}} = \Delta h_{\text{fluage}} + \Delta h_{\text{gradient } T} + \Delta h_{\text{retrait}} + \Delta h_{\text{rotation}}$$

$$\Delta h_{\text{totale}} = 27.52 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$\Delta h_{\text{totale}} = 2.752 \text{cm.}$$

# CHAPITRE 9

## ETUDE DE L'HOURLDIS

**9.1 : Introduction**

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier, On calcule les moments transversaux par la méthode de GUYON-MASSONET.

Par ailleurs, parallèlement à ce raisonnement on supposera que le pont est rigidement entretoisé, ceci veut dire que dans une section transversale du tablier les poutres restent dans un même plan, les moments correspondants seront donnés par l'effet local dans l'hourdis (flexion simple).

Donc on étudier les deux types de flexions

- flexion transversale des hourdis (générale);
- flexion localisée.

**9-2 : Etude de la flexion transversale**

D'après la méthode de Gayon-Massonet, le moment transversal est donné par la relation :

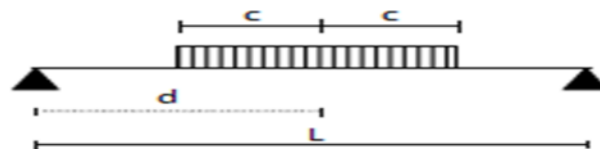
$$My = P \cdot b \cdot \mu_{\alpha} \cdot \sin (\pi x / L)$$

Avec:

- b : demi-largeur du pont.
- x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale.
- L : la portée de la travée.
- P : le poids de la charge à étudier.
- $\mu_{\alpha}$  : Coefficient de répartition transversale est donnée par la formules d'interpolation suivantes :

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.5}$$

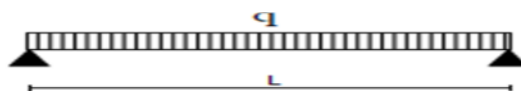
**Pour une charge partiellement répartie (q) :**



$$P = \frac{4xq}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{L} \times \sin \frac{\pi d}{L}$$

$$My = \frac{4xq}{\pi} b \sin \frac{\pi c}{L} \sin \frac{\pi d}{L} \sin \frac{\pi x}{L} \mu_{\alpha}$$

**Pour une charge uniformément répartie (q) :**

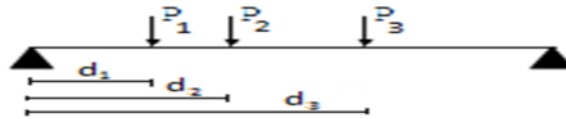


$$c = L/2 ; d = L/2$$

$$P = \frac{4xq}{\pi} \times \sin^2 \left( \frac{\pi}{2} \right)$$

$$My = \frac{4xq}{\pi} b \sin^2 \left( \frac{\pi}{2} \right) \sin \frac{\pi x}{L} \mu_{\alpha}$$

**Pour une charge concentrée (p) :**



$$P = 2/L \sum p_i \sin \frac{\pi d_i}{L}$$

$$M_y = 2b/L \sum p_i \sin \frac{\pi d_i}{L} \sin \frac{\pi x}{L} \mu_\alpha$$

**9.2.1 Calcul des coefficients de répartition  $\mu_\alpha$  :**

**9.2.1.1 Calcul des coefficients  $\mu_0$  et  $\mu_1$  pour  $\theta = 0.9247$  :**

Valeurs de  $\mu_0$  et  $\mu_1$  pour  $\theta = 1$  et  $\theta = 0.9$  sont données par les tableaux suivants :

- Les valeurs de  $\mu_0 10^{-4}$  pour  $\theta = 1$  : voir annexe
- Les valeurs de  $\mu_1 10^{-4}$  pour  $\theta = 0.9$  : voir annexe
- Les valeurs de  $\mu_0 10^{-4}$  pour  $\theta = 1$  : voir annexe
- Les valeurs de  $\mu_1 10^{-4}$  pour  $\theta = 0.9$  : voir annexe

Par interpolation on trouve les valeurs de  $\mu_0$  et  $\mu_1$  pour  $\theta = 0.9247$  les résultats sont mentionnée dans les tableaux ci-dessous :

	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-185,76	-178,509	-131,774	86,50467	837,3235	86,50467	-131,774	-178,509	-185,76
b/4	-113,782	-129,669	-143,222	-113,555	90,5976	827,1829	57,6983	-189,851	-285,536
b/2	-66,2996	-83,4788	-107,76	-130,833	-110,987	79,91676	792,2283	-28,9771	-391,586
3b/4	-33,0871	-44,3924	-62,7525	-87,4922	-111,493	-97,5878	66,00131	685,9159	-403,717
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**Tableau 9.2.1.1.1 Les valeurs de  $\mu_1$  pour  $\theta = 0.9247$**

	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-565,636	-409,421	-173,525	318,0886	1278,647	318,0886	-173,525	-409,421	-565,636
b/4	-228,043	-252,069	-244,526	-85,9315	361,8248	1277,521	217,2945	-480,246	-1047,88
b/2	-56,1244	-111,788	-155,148	-145,311	-0,58729	395,9002	1150,98	-249,002	-1492,82
3b/4	-2,43906	-26,9375	-49,5436	-61,2245	-39,7169	53,04759	263,4564	618,1674	-1430,81
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**Tableau 9.2.1.1.2 Les valeurs de  $\mu_0$  pour  $\theta = 0.9247$**

9.2.1.2 Calcul de  $\mu\alpha$  pour  $\theta= 0.9274$  :

Formule d'interpolation :

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.5}$$

Avec :  $\alpha=0.126257$ 

$$\alpha^{0.5} = 0,35532661$$

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \times 0.3553$$

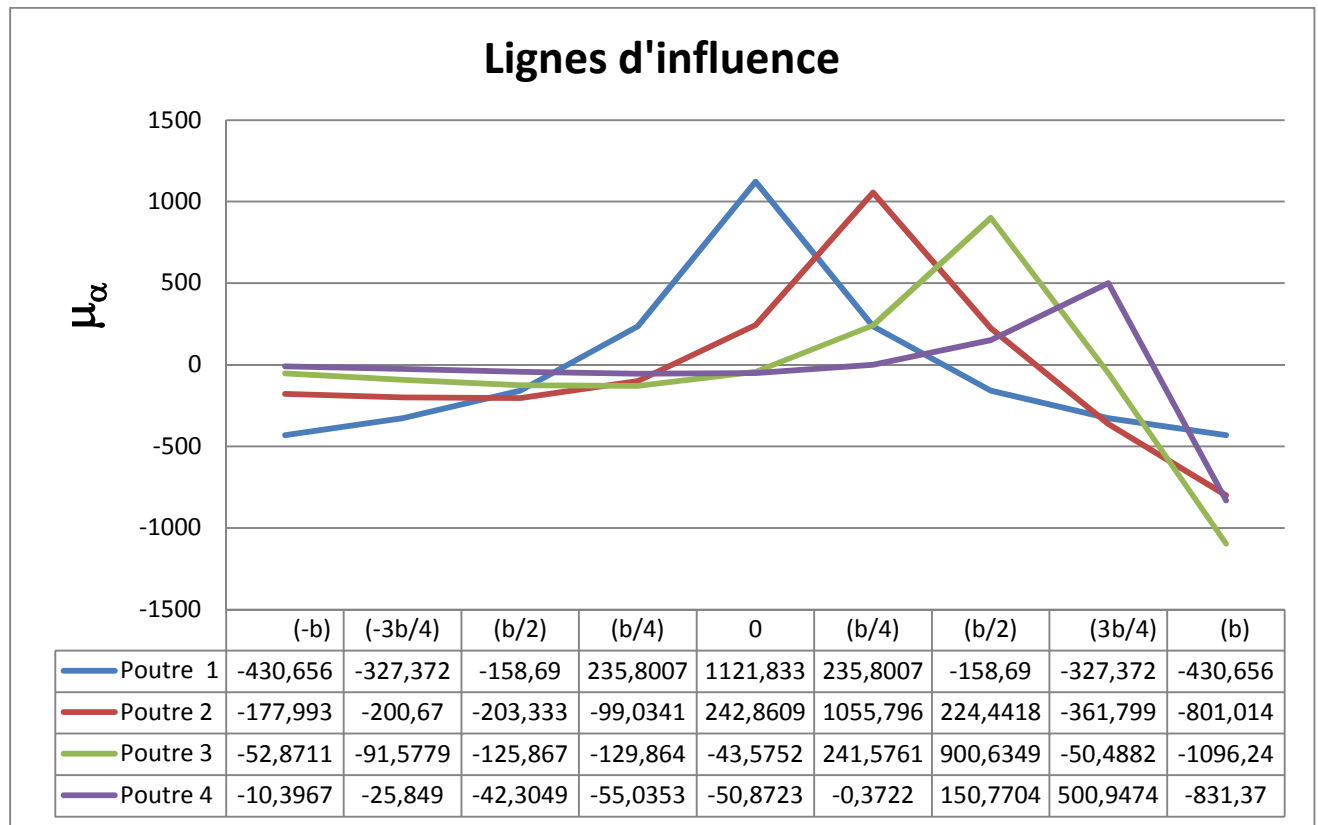
Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-430,656	-327,372	-158,69	235,8007	1121,833	235,8007	-158,69	-327,372	-430,656
b/4	-187,443	-208,577	-208,53	-95,747	265,4506	1117,504	160,5857	-377,061	-776,999
b/2	-59,7399	-101,729	-138,31	-140,166	-39,8151	283,6229	1023,506	-170,821	-1101,52
3b/4	-13,3291	-33,1397	-54,2371	-70,5581	-65,2208	-0,47718	193,2953	642,2402	-1065,86
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 9.2.1.2 .1 Les valeurs de  $\mu\alpha$  pour  $\theta =0.9247$ 

	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
Poutre 1	-430,656	-327,372	-158,69	235,8007	1121,833	235,8007	-158,69	-327,372	-430,656
Poutre2	-177,993	-200,67	-203,333	-99,0341	242,8609	1055,796	224,4418	-361,799	-801,014
Poutre3	-52,8711	-91,5779	-125,867	-129,864	-43,5752	241,5761	900,6349	-50,4882	-1096,24
Poutre 4	-10,3967	-25,849	-42,3049	-55,0353	-50,8723	-0,3722	150,7704	500,9474	-831,37

Tableau9.2.1.2 .2 Positionnement des poutres



Après avoir déterminé les valeurs des  $\mu_{\alpha}$  et les traces des lignes d'influence pour les différentes positions, on détermine les valeurs maximales positives et négatives de  $\mu_{\alpha}$ , pour les chaque système de charge.

On a utilisé le logiciel AUTO-CAD pour calculer les valeurs de  $\mu^+$  et  $\mu^-$ . Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Désignation		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
		$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$
A(l)	1 voie	0.017	0.0201	0.0451	0.0193	0.0528	0.0116	0.0160	0.00398
	2 voies	0.0533	0.0201	0.0453	0.0101	0.0242	0.0083	0.0200	0.00432
	3 voies	0.0468	0.0187	0.0554	0.0159	0.0527	0.0118	0.0201	0.0032
Bc	1 voie	0.0041	0.0258	0.065	0.0314	0.0455	0.0116	0.0215	0.0037
	2 voies	0.0588	0.0258	0.060	0.0153	0.0381	0.00915	0.0158	0.00365
	3 voies	0.0464	0.0258	0.0595	0.0126	0.0223	0.00933	0.0158	0.00365
Mc120		0.056	0.0291	0.075	0.023	0.0507	0.0111	0.0193	0.0039
D240		0.0499	0.0081	0.050671	0.01269	0.03866	0.01139	0.0077	0.0050

**Tableau 9.2.1.2.3 : Valeurs des coefficients  $\mu_{\alpha}$  m pour les différentes positions étudiées**

**9.2.3 Calcul des moments fléchissant transversaux  $M_y$  :**

Le moment fléchissant transversal est maximum à mi portée  $X = 0.50L$

**9.2.3.1 Surcharge A (I) :**

$A(L) = 0.98235 \text{ t/m}^2$

$P = \frac{4xa(l)}{\pi} \times \sin^2 \frac{\pi}{2}$

$M_y = \frac{4xq}{\pi} b \sin^2 \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi}{2} \mu_\alpha$

$P = 1.2507$

**$M_y = 9.083 \mu_\alpha$**

- Pour un file :  $M_y = 9.083 \times 1 \times 1 \times 3.5 \mu_\alpha = 31.790 \mu_\alpha$
- Pour deux files :  $M_y = 9.083 \times 1 \times 1 \times 7 \mu_\alpha = 63.58 \mu_\alpha$
- Pour trois files :  $M_y = 9.083 \times 0.9 \times 1 \times 10.5 \mu_\alpha = 95.37 \mu_\alpha$

**9.2.3.2 Surcharge Bc:**

$P = 2/L \sum p_i \sin \frac{\pi d_i}{L}$

$p_i$	$d_i$	$\sin(\pi x d_i / L)$	$P_i \times \sin(\pi x d_i / L)$
6	9.7	0.7671	4.6026
12	14.2	0.9580	11.496
12	15.7	0.9879	11.8548
6	20.2	0.9688	5.8128
12	24.7	0.7925	9.51
12	26.2	0.7031	8.4372
$\Sigma$			51.7134

$P = 2,9677 \text{ t}$

$M_y = 20.255 \mu_\alpha$

- Pour un file :  $M_y = 20.255 \times 1.2 \times 1.0626 \mu_\alpha = 25.827 \mu_\alpha$
- Pour deux files :  $M_y = 20.255 \times 2 \times 1.1 \times 1.0725 \mu_\alpha = 47.791 \mu_\alpha$
- Pour trois files :  $M_y = 20.255 \times 3 \times 0.95 \times 1.078 \mu_\alpha = 62.229 \mu_\alpha$

**9.2.3.3 Surcharge Mc120 :**

$q = 18,0327 \text{ t/ml}$

$P = \frac{4xq}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{L} \times \sin \frac{\pi d}{L}$

$c = 3.05 ; d = L/2$

$P = 6,2335 \text{ t/ml}$

- $M_y = 6,2335 \times 7.262 \times 1.0689 \times \mu_\alpha$
- $M_y = 48.386 \mu_\alpha$

**9.2.3.4 Surcharge D240 :**

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

$P = \frac{4xq}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{L} \times \sin \frac{\pi d}{L}$

$c = 9.3 ; d = L/2 ; p = 12,2126 \text{ t/ml} \text{ donc } M_y = 120.70 \mu_\alpha$

9.2.4 Récapitulatif des moments transversaux :

- $M+ = My \times \mu+$
- $M- = My \times \mu-$

Désignation		My (t.m/ ml)	Poutre 1				Poutre 2				Poutre 3				Poutre 4			
			$\mu+$	M+	$\mu-$	M-	$\mu+$	M+	$\mu-$	M-	$\mu+$	M+	$\mu-$	M-	$\mu+$	M+	$\mu-$	M-
A(l)	1 voie	31.79	0.017	0.5404	0.020	0.638	0.045	1.433	0.019	0.613	0.052	1.678	0.0116	0.368	0.016	0.507	0.0039	0.126
	2 voies	63.58	0.053	3.8881	0.020	1.271	0.045	2.880	0.010	0.642	0.024	1.538	0.0083	0.527	0.020	1.271	0.0043	0.274
	3 voies	95.37	0.046	4.4633	0.018	1.783	0.055	5.283	0.015	1.516	0.052	5.025	0.0118	1.125	0.020	1.916	0.0032	0.305
Bc	1 voie	25.82	0.004	0.1058	0.025	0.666	0.065	1.678	0.031	0.810	0.045	1.175	0.0116	0.299	0.021	0.555	0.0037	0.095
	2 voies	47.79	0.058	2.8101	0.025	1.233	0.06	2.867	0.015	0.731	0.038	1.820	0.0091	0.437	0.015	0.755	0.0036	0.174
	3 voies	62.22	0.046	2.8874	0.025	1.605	0.059	3.702	0.012	0.784	0.022	1.387	0.0093	0.580	0.015	0.983	0.0036	0.227
Mc120		48.38	0.056	2.7096	0.029	1.408	0.075	3.628	0.023	1.112	0.050	2.453	0.0111	0.537	0.019	0.933	0.0039	0.188
D240		120.7	0.049	6.0229	0.008	0.977	0.050	6.115	0.012	1.531	0.038	4.666	0.0113	1.374	0.007	0.929	0.0050	0.603

Tableau 9.2.4 récapitulatif des moments transversaux :

D'après la méthode de Gayon-Massonet les moments transversaux maximums sont les suivants :

**Moment transversal positif max :**

- Position : Poutre 2
- Surcharge : D240
- Valeur : 6.115 t.m/ml

**Moment transversal min :**

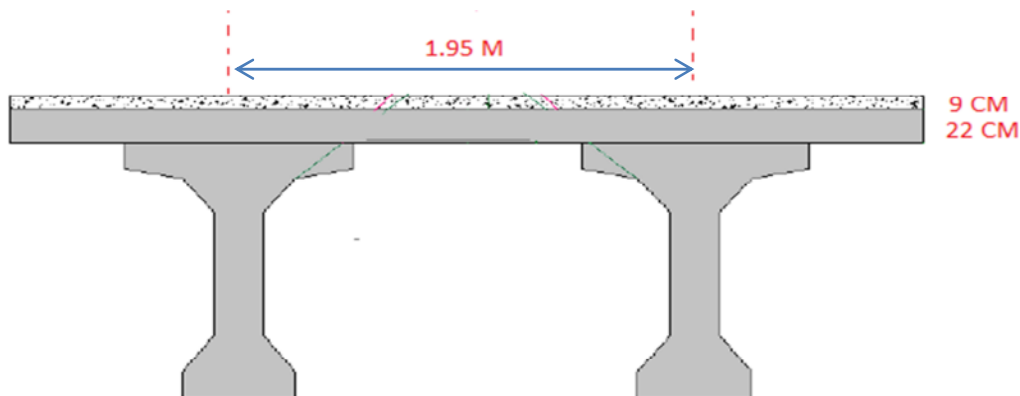
- Position : Poutre 1
- Surcharge : A(I) trois vois chargées.
- Valeur : 1.7834 t.m/ml

**9.3 Etude de la flexion localisée :**

**Moments dans l'hourdis dû à la flexion localisée :**

La dalle a une épaisseur de 22cm recouvert d'une couche de revêtement de 9cm  
Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire, par combinaisons diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges civiles (Bc) ou militaire (système Mc 120 appelé communément char de 110 tonnes).

Les abaques ci-joints visent à déterminer directement les moments fléchissant maximums produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires :



**9.3.1 Moment  $M_a$  et  $M_b$  au centre de la dalle :**

Pour le calcul des moments dues aux surcharges les abaques nous donnent directement ces moments en fonction de  $E$ ,  $a$  et  $b$  où :

- $E$  : la hauteur de répartition
- $a$  : la petite portée  $l_x$
- $b$  : la grande portée  $l_y$

**Calcul de  $E$  :**

$E = \frac{3}{4}(\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2}(\text{épaisseur de la dalle})$

- $E = \frac{3}{4}(9) + \frac{1}{2}(22) = 0,1775 \text{ m.}$
- $l_x = 1.95 \text{ m}$
- $l_y = 35.85 \text{ m}$

D'où :

$$\rho = L_x/L_y \quad \rho' = 1/\rho$$

$$\rho = 0.05439 \quad \rho' = 18.38$$

**Moment  $M_a$  et  $M_b$  :**

**$M_a$**  : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

**$M_b$**  : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

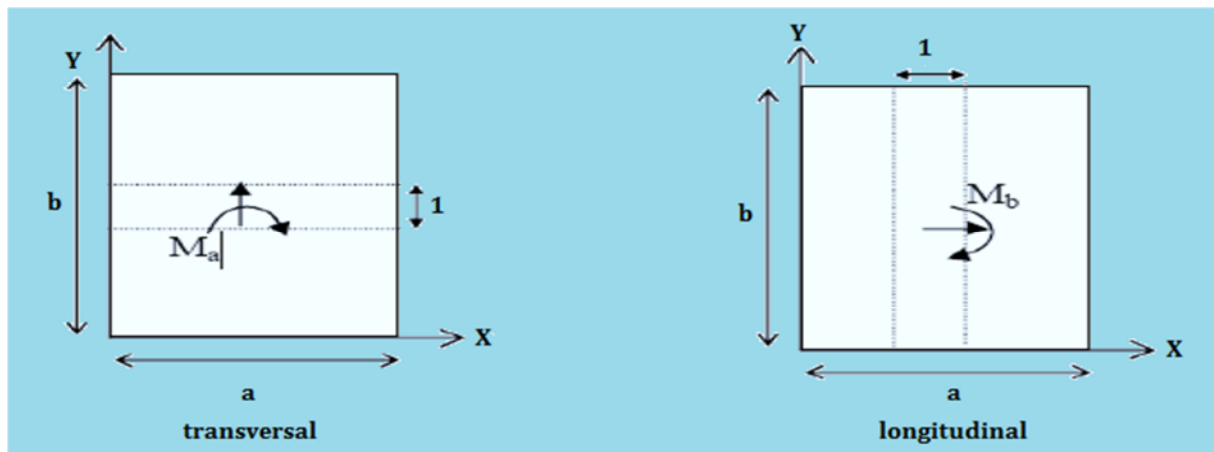


Figure 9.3.1  $M_b$  et  $M_a$

**Charge permanente :**

- Poids propre :  $0.22 \times 2.5 = 0.55 \text{ t/m}^2$ .
- Poids propre du revêtement :  $0.09 \times 2.4 = 0.216 \text{ t/m}^2$ .

Poids totale :  $P_T = (P_P + P_R) \times L_X \times L_Y$

$$P_T = (0.55 + 0.216) \times 1.95 \times 35.85$$

- $P_T = 53.55 \text{ t}$

**9.3.2 Moment due au poids propre :**

Le poids propre étant une charge uniformément répartie nous utiliserons les abaques Pigeaud **abaque n°61** (voir annexe), donnant les moments  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de :

$$\rho = 0.05439 \quad \rho' = 18.38$$

$M_1$  : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée  $l_x = a$

$M_2$  : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée  $l_y = b$

Les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre de la dalle seront donc :

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) P$$

$\nu$  : Coefficient de poisson, = 0.15 pour le béton armé

D'après l'abaque n°61 :

$$\begin{array}{|l} M_1=0.0065 \\ M_2=0.0065 \end{array}$$

### 9.3.3 Moment longitudinale Mb :

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) P = (0.0065 + 0.15 \times 0.0065) \times 53.55 = \underline{0.40 \text{ t.m/ml}}$$

- En travée :  $M_{b\text{Travée}} = 0.8 M_b = \underline{0.32 \text{ t.m/ml}}$
- Sur appui :  $M_{b\text{appuis}} = -0.5 M_b = \underline{-0.2 \text{ t.m/ml}}$

### Moment transversal Ma :

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) P = (0.0065 + 0.15 \times 0.0065) \times 53.55 = \underline{0.40 \text{ t.m/ml}}$$

- En travée :  $M_{a\text{Travée}} = 0.8 M_b = \underline{0.32 \text{ t.m/ml}}$
- Sur appui :  $M_{a\text{appuis}} = -0.5 M_b = \underline{-0.2 \text{ t.m/ml}}$

### 9.3.4 Moment due à la surcharge Bc :

Coefficient de majorations dynamique :

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

Avec :

$L = \min [\text{sup ( entre axes des poutres de rive ,largeur roulable ) , portée de la travée }]$

$$L = \min [\text{sup (11.7 ; 12), 35.85}] = 12\text{m}$$

- Poids propre de l'hourdis :  $0,22 \times 12^2 \times 2,5 = 79.2 \text{ t}$
- Poids propre de revêtement :  $0,09 \times 12^2 \times 2,2 = 28.512 \text{ t}$
- Poids propre de la superstructure :  $1.387 \times 12 = 16.64 \text{ t}$

Poids totale :

$$\text{➤ } G = \underline{124.35\text{t}}$$

Surcharge maximal :  $S = 3 \times 30\text{t} = \underline{90\text{T}}$ .

$$\delta_1 = 1 + 0.088 + 0.11764 = 1.2056.$$

### Moment longitudinal :

Le moment Mb est en fonction de :

- $a = 1,95$  on prend  $a = 2 \text{ m}$
- $E = 0,1775$
- $b = 35.85\text{m}$  (infini)

D'après l'abaque n°25 (voir annexe) :  $M_b = 1,27 \times 1,2056 \times 0,95 \times 1,2 \times 0,8 = 1,3963 \text{ t.m/ml}$ .

#### Moment transversal :

D'après l'abaque n°9 (voir annexe)  $M_a = 2,45 \times 1,2056 \times 0,95 \times 1,2 \times 0,8 = 2,6937 \text{ t.m/ml}$

#### 9.3.5 Moment due à la surcharge MC 120 :

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

- G : la charge permanente (124.35)
- L : longueur de l'élément exprimée en mètre (12m).
- S : charge maximale (110 t)

$$\delta = 1,226.$$

#### Moment longitudinal :

Le moment longitudinal est néant

#### Moment transversal :

D'après l'abaque n°35  $M_b = 2,35 \times 1,226 \times 1,2 \times 0,8 = 2,7611 \text{ t.m/ml}$ .

#### 9.3.6 Moment de continuité sur appui :

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des ponts à poutres sous chaussées, on considère habituellement les cas de charges symétriques par rapport aux appuis de la dalle que sont les poutres principales, les entretoises ( du moins quand la dalle porte sur les entretoises ) ou les pièces de pont des ouvrages métalliques. Sous de tels cas de charge, la dalle se comporte comme si elle était encadrée sur le côté considéré, simplement appuyée sur les trois autres. Les abaques de SETRA visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au milieu des côtés encadrés de la dalle, par les surcharges réglementaires (c'est-à-dire définies par le titre II du fascicule 61 du C. P. C.) en fonction.

— de l'épaisseur E (3/4 de l'épaisseur de chaussée + 1/2 épaisseur de la dalle).

— de la demi-largeur A de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset (réel ou fictif) dessiné à 45°.

- des dimensions a et b de la dalle (a étant la dimension du côté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, b la dimension du côté parallèle à l'axe de l'ouvrage)

NOTA : pour les ponts de première classe les charges les plus défavorables sont Bc et Mc120 (SETRA)

**Système BC :**

De l'abaque N°5 : f (b=infini, a = 2 m, E=0,1775, A = 20cm)

$M_{cp} = 2600 \text{ kg.m/ml}$

$M'_{cp} = 2.60 \times 0.95 \times 1.2056 \times 1.2 = 3.58 \text{ t.m/ml}$

**Système Mc120 :**

De l'abaque N°26 : f (b=infini, a = 2 m, E=0,1775, A = 20cm)

$M_{cp} = 1900 \text{ kg.m/ml}$

$M'_{cp} = 1.9 \times 1.226 \times 1.2 = 2.79528 \text{ t.m/ml}$

**9.4 Récapitulatif des moments à prendre en compte pour le ferrailage de l'hourdis :**

Tous les moments déjà calculés sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

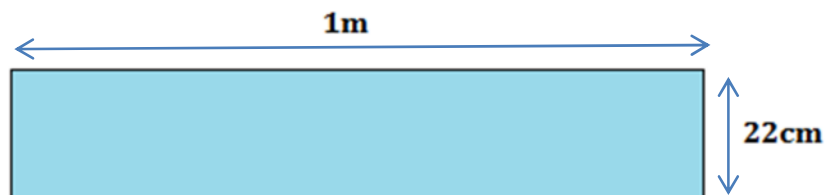
Désignation		Longitudinalement		Transversalement	
		M <sup>+</sup>	M <sup>-</sup>	M <sup>+</sup>	M <sup>-</sup>
Flexion général	D240	/	/	6.11	/
	A(L)	/	/	/	1.7834
Flexion localisé	C. Permanente	0.32	0.2	0.32	0.2
	Surcharge				
	Bc	1.3963	/	2.6937	/
	MC120	/	/	2.7611	/
Moment de continuité	D240				
	MC120	/	/	/	2.79528
	BC	/	/	/	3.58
M <sub>ELS</sub> (t.m) sous combinaison		1,99556	0,2	9,66244	6,63608
M <sub>ELU</sub> (t.m) sous combinaison		2,66608	0,27	12,99042	8,78144

**Tableau 9.4 récapitulatif des moments à prendre en compte pour le ferrailage de l'hourdis**

**9.5 Ferrailage transversal :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple

**Section d'étude** : rectangle de 1m de largeur



**Figure 9.5.1 Section d'étude**

Le ferrailage a été fait à l'aide du logiciel (calculatrice BA) :

### 9.5.1 Ferrailage de la nappe inférieure :

$$M_{ELS}^+ = 9.66244 \text{ t.m} = 0.096624 \text{ MN.M}$$

$$M_{ELU}^+ = 12.99042 \text{ t.m} = 0.129 \text{ MN.M}$$

$$A_s = 26.37 \text{ cm}^2$$

On prend 6 barres de HA25 avec une section 29.45 cm<sup>2</sup>

#### Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{bxd} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 2.95 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{MIN}$  condition vérifié

### 9.5.2 Ferrailage de la nappe supérieure :

$$M_{ELS}^- = 6,6360 \text{ t.m} = 0.066360 \text{ MN.M}$$

$$M_{ELU}^- = 8,78144 \text{ t.m} = 0.0878144 \text{ MN.M}$$

✓  $A_s = 17.67 \text{ cm}^2$

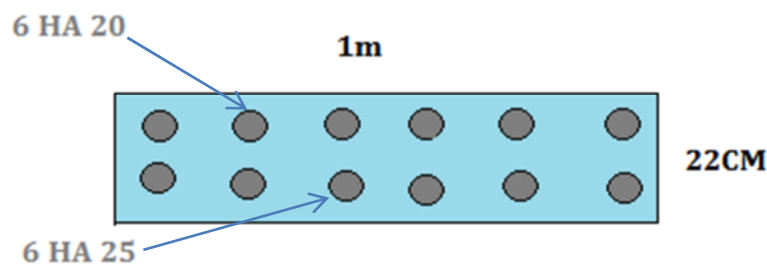
✓ On prend 6 barres de HA20 avec une section 18.85 cm<sup>2</sup>

#### Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{bxd} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 2.95 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{MIN}$  condition vérifié



**Figure 9.5.2 : ferrailage transversal de la dalle**

## 9.6 Ferrailage longitudinale:

### 9.6.1 Ferrailage de la nappe inférieure :

$$M_{ELS}^+ = 1.99556 \text{ t.m} = 0.0199556 \text{ MN.M}$$

$$M_{ELU}^+ = 2.66608 \text{ t.m} = 0.02666 \text{ MN.M}$$

✓  $A_s = 5 \text{ cm}^2$  on prend 5 barres de HA12 avec une section de 5.65 cm<sup>2</sup>

**Vérification de condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{bxd} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 2.95 \text{ cm}^2$$

$A_S \geq A_{MIN}$  condition vérifié

**9.6.2 Ferrailage de la nappe supérieur :**

$$M^+_{ELS} = 0.2 \text{ t.m} = 0.002 \text{ MN.M}$$

$$M^+_{ELU} = 0.27 \text{ t.m} = 0.0027 \text{ MN.M}$$

$$A_S = 0.47 \text{ cm}^2$$

Disposition constructive:

$$A_{min} = 2.95 \text{ cm}^2$$

$A_S \geq A_{min}$  on prend 5 barre de HA10 avec une section de 3.93 cm<sup>2</sup>

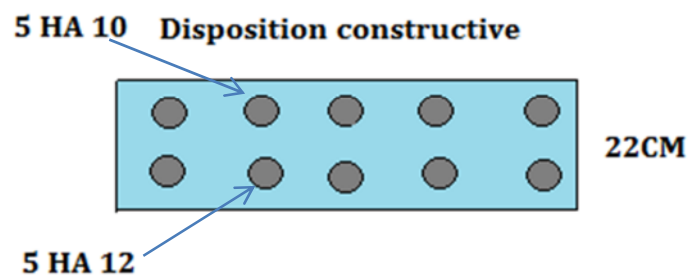


Figure 9.5 Ferrailage longitudinale:

**10.1 Introduction :**

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps. On désigne (équipement) l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usages. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonction :

- Sécurité des personnes et de la circulation ; ce sont les dispositifs retenue (garde-corps, glissière et barrière) ;
- Protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux, et étanchéité ;
- Fonctionnement correct de la structure : appareils d'appui et joints de chaussée

Par ailleurs, les équipements sont caractérisés par une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujets a usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée ou des appareils d'appui, d'où la nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou ; plus généralement de les remplacer dans de bonne conditions.

**10.2 LES APPAREILS D'APPUIS****10.2.1 Définitions :**

Les tabliers de ponts reposent, généralement, sur les appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, l'objectif de ces appareils c'est

1. transmettre aux appuis les actions provenant du tablier
2. permettre de libres mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Dans nôtre cas les appareils d'appui utilisés sont des appareils en élastomère fretté.

Pour la détermination d'appareil d'appuis, on considère les sollicitations suivantes.

**10.2.2 Dimensionnement des appareils d'appuis :****10.2.2.1 Détermination de la section :**

la section d'appareil d'appuis doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_{\text{adm}} = 15 \text{MPa}$$

Tel que :  $R_{\max} = (VG + VD240) = 62,5914 + 8.41134 = 71.00274 \text{ t}$

$$0.04733 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0.3550 \text{ m}^2$$

**10.2.2.2 Hauteur nette de l'élastomère :**

La hauteur de l'élastomère doit vérifier la condition suivante :

$$T \geq \frac{U_1}{0.5}$$

$U_1$  : déformation lente (retrait, fluage, température).

$$U_1 = 27.52 \text{ mm}$$

$$T \geq \frac{27.52}{0.5} = 55.04 \text{ mm}$$

On prend  $T = 60 \text{ mm}$  donc 5 feuille de 12 mm

**10.2.2.3 Dimensions en plan de l'appareil :**

Il demandé de respecter les inégalités suivantes qui concernent la **condition de non- flambement** et la condition de l'épaisseur minimale pour les irrégularités de la surface de pose :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

En choisit en général un appui rectangulaire avec le coté  $a$  parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage et  $a < b$ , afin de limiter les contraintes dues à la rotation.

$$5T \leq a \leq 10 T \text{ d'où : } 300 \text{ mm} \leq a \leq 600 \text{ mm.}$$

On choisit :  $a = 450 \text{ mm}$ .

D'après l'inégalité (1) on trouve que :

$$0.0212 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0.0281 \text{ m}^2$$

$$\frac{0.04733}{a} \leq b \leq \frac{0.3550}{a}$$

$$0.0471 \text{ m} \leq b \leq 0.788 \text{ m}$$

Donc on choisit  $b = 500 \text{ mm}$

Les dimensions de l'appareil d'appui doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

Vérification

**10.2.2.4 Vérification des appareils d'appuis :**

**Répartition des efforts horizontaux :**

**Calcul des efforts horizontaux:**

➤ **Effort de freinage :**

**EFFORT DE FREINAGE DE BC :**

On suppose qu'un seul camion freine.

La force de freinage de convoi Bc est égale à son poids propre :

$$HBC = 30/2 t = 15 t \Rightarrow 15/7 = 2.14 t$$

**EFFORT DE FREINAGE DE A(L) :**

On a déjà calculé :

$$HBC = 8.67 \text{ t} \Rightarrow 8.67/7 = 1.238 \text{ t.}$$

➤ **Effort Sous l'effet du vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal du pont, il développe une pression de  $P = 2000 \text{ N/m}^2$ .

$$H_v = p \times S$$

$$S = L_p \times H_t$$

$H_t$  : Hauteur du tablier = Poutre + dalle + revêtement + corniche.

$$H_t = 2,02 \text{ m}$$

$$L_p : l \text{ de poutre} = 35.85 \text{ m}$$

$$S = 31 \times 2,02 = 72.417 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } H_v = 72.417 \times 2000/12 = 1.206 \text{ t}$$

➤ **Effort Sous l'effet du vent Effort sous L'effet du séisme (calculer selon RPOA):**

$$e_h = 0.25 \text{ G horizontalement}$$

$$e_v = \pm 0.075 \text{ G verticalement}$$

Avec le poids propre du tablier :  $G = 896.25 \text{ t}$

$$H_S = e_h \times G$$

$$H_S h = 0.25 \times 896.25 \text{ t} = 224.0625 \text{ t} = 16 \text{ t (par appui)}$$

$$H_S v = 0.075 \times 896.25 \text{ t} = 67.21875 = 4.80 \text{ t (par appui)}$$

**Sollicitation sous charge verticale :**

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

$$R_{max} = 71.00274 \text{ t}$$

$$\sigma_m = \frac{71.00274}{4.5 \times 5} = 3.15 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA}$$

$$\tau_N = 1.5 \sigma_m / \beta \leq 3.G$$

$$\beta = (a \times b) / 2t(a+b) = 11.84$$

$$\tau_N = 1,5 (3.15) / 11.84 = 3.99 \text{ kg/cm}^2 \leq 24 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Vérifiée)}$$

**Sollicitation due s à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :**

➤ **Sous un déplacement lent :**

$$\tau_{h1} = G U_1 / T < 0.5 G = 4 \text{ Kg /cm}^2$$

$$\tau_{h1} = 8 \times 2.752 / 7.5 = 3,66 \text{ Kg /cm}^2 < 0.5 G = 4 \text{ Kg /cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

➤ **Force de freinage du à Bc :**

$$\tau_{h2} = H_2 / (a \times b) = 2.14 \times 10^3 / 50 \times 50 = 0.856 \text{ kg/cm}^2.$$

➤ **Déformation lente + déformation rapide :**

Il faut que :  $\tau_H \leq 0,7 G$ .

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2}.$$

$$\tau_H = 3,66 + 0,5 \times 0,856 = 4,088 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ Kg / cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

**Sollicitation due à la rotation :**

$$\tau_\alpha = \frac{G\alpha^2 (\alpha + \alpha_0)}{2t^2n}$$

$\alpha_0$  = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués  $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2}$  rad.

$\alpha_T$  = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$-\alpha_T = -0,00358 \text{ rd}$$

$$\tau_\alpha = \frac{0,8 \times 45^2 \times (-0,001934 + 0,01)}{2 \times 1^2 \times 5} = 1,306 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 \text{ G}$$

$$\tau = 3,99 + 5,6 + 1,306 = 10,896 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Vérifié}$$

**Condition de non cheminement et non glissement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} \geq 20 \text{ Kg / cm}^2. \\ H \leq f N_{\min}. \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\min} = 62,5914 / 50 \times 45 = 27,81 \geq 20 \text{ Kg / cm}^2. \text{ (Vérifiée)}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0,1 + (6 / \sigma_{\min}) = 0,315$$

$$f \times N_{\min} = 62,5914 \times 0,315 = 19,75 \text{ t.}$$

H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à  $N_{\min}$ .

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 80 \times 45 \times 50 \times 2,752 / 7,5 = 6,6 \text{ t} < 19,75 \text{ t. (Vérifiée)}$$

**Condition de non flambement :**

$$T = 75 \leq (a / 5) = 450 / 5 = 90 \text{ (vérifiée)}$$

**10.2.2.5 Dimensionnement de frettes :**

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \Rightarrow t_s \geq 2 \text{ mm} \quad \text{tel que } \beta = (a \times b) / 2t(a+b) = 11,84$$

$$t_s \geq \frac{50 \times 31,5}{11,84 \times 2200} \Rightarrow t_s \geq 0,06 \text{ mm}$$

$$\text{On prendra : } \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ frette } t_s = 3 \text{ mm} \\ 5 \text{ feuille } t = 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on aura } T = (5 \times 10) + (4 \times 3) = 75 \text{ mm}$$

**10.3 Les Dés d'appuis :****10.3.1 Dimensionnement de dés d'appuis :**

Les des d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

$$A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50 \text{ mm}$$

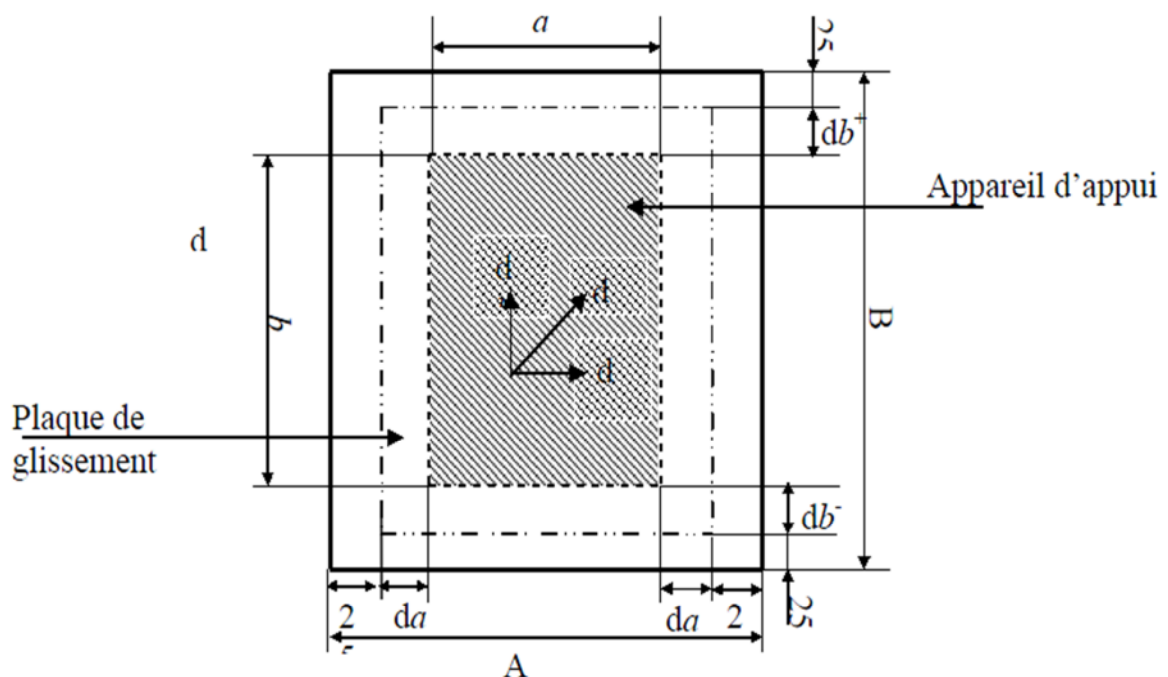
$d_+$  : Déplacement dans un sens parallèle a l'axe de l'ouvrage.

$d_-$  : Déplacement dans le sens opposé.

$$B = b + |d_a^+| + |d_a^-| + 50 \text{ mm}$$

$d_+$  : Déplacement dans sens perpendiculaire a l'axe de l'ouvrage

$d_-$  : Déplacement dans le sens opposé



**Figure 10.3.1** vue en plan de dés d'appui

Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm :

- $A = 450 + 100 + 50 = 600 \text{ mm}$
- $B = 500 + 100 + 50 = 650 \text{ mm}$
- $E = 250 \text{ mm}$

**10.3.2 Ferrailage des dés d'appui :**

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

**10.3.2.1 Armatures de chaînage:**

La section calculée doit reprendre un effort  $R = 25\%R_{max}$

$$A_c = \frac{R_{max} \times 0.25}{\sigma_s}$$

$$A_c = \frac{1.35 \times 71.00274 \times 0.25}{400/1.15}$$

$A_c = 6.8 \text{ cm}^2$  donc on prendra des armatures de 8HA 12 «  $9.05 \text{ cm}^2$  »

### 10.3.2.2 Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = \frac{R_{max} \times 0.125}{\sigma_s}$$

$A_h = 3.44 \text{ cm}^2$  donc on prendra des armatures de 6 HA 10 «  $4.71 \text{ cm}^2$  »

### 10.3.2.3 Armatures de diffusion :

#### Ferraillage de surface:

##### ➤ FRETTE SUPERIEURE :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R max, Placés à la face supérieure des dés d'appuis.

$$A_S = \frac{R_{max} \times 0.04}{\sigma_s} = 1.1 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra 4HA 10 « } 3.14 \text{ cm}^2 \text{ »}$$

##### ➤ FRETTE INFERIEUR :

$$A_S = \frac{R_{max} \times 0.1}{\sigma_s} = 2.75 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra 4HA10 « } 3.14 \text{ cm}^2 \text{ »}$$

### 10.4 Joints de chaussée :

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

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

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

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

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

- Confort et esthétique :
  - Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
  - Absence de bruits de vibrations.
- Résistance  
Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.
- Etanche  
En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage qu'il équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.
- Fiable  
La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

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

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

#### 10.4.1 Le déplacement dû aux variations linéaires :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta t_{\text{ret}} + \Delta t_{\text{temp}} + \Delta t_{\text{flu}} = 2.752\text{cm}$$

#### 10.4.2 Déplacement dû au freinage :

$$\varepsilon_f = \frac{T \times H}{G \times S}$$

G : module de déformation transversale

G = 8 kg/cm<sup>2</sup> pour des variations lentes

G = 16 kg/cm<sup>2</sup> pour des variations instantanées

$$\varepsilon_f = \frac{7.5 \times 2.14 \times 10^3}{16 \times 50 \times 45} = 0,445 \text{ cm}$$

10.4.3 Déplacement dû au séisme :

$$\epsilon_s = \frac{T \times H_s}{G \times S} \quad H_s = 16 \text{ t/appareil}$$

$$\epsilon_s = \frac{7.5 \times 16 \times 10^3}{16 \times 45 \times 50} = 3.33 \text{ cm}$$

D'où

1ère condition:  $W > (4.45 + 27.52) = 31.97 \text{ mm}$

2ème condition :  $W > (1/1,3) (27.52 + 33.3) = 60.82 \text{ mm}$

- Comme on a un souffle de 60.82 mm, nous choisirons un joint de type D80 avec un souffle maximal de 80 mm

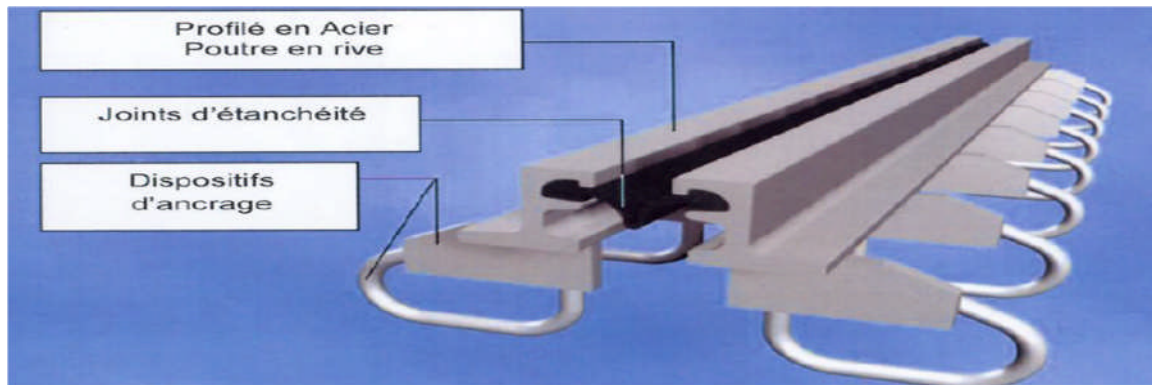
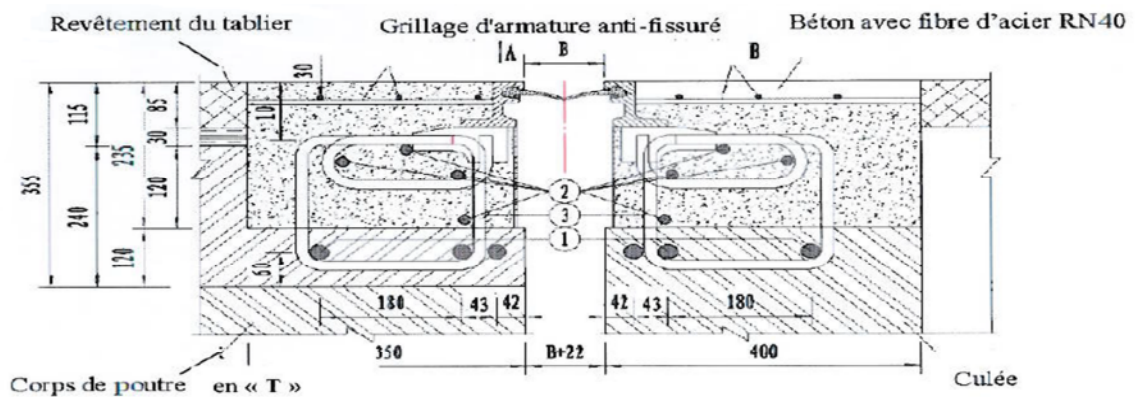


Figure 10.4.1 : joint de chaussée de type D80



- ① Barres d'attente
- ② Filants Ø 16
- ③ Barre soudée

Fig 10.4.2 Coupe transversale du joint de chaussée de type D80

**10.5 PLOT PARASISMIQUE :**

Ils sont des éléments en béton armé, ils sont encastrés au chevêtre de la pile et sur mur garde grève au niveau des culées.

Ils sont destinés à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

**10.5.1 CONCEPTION DES PLOTS PARASISMIQUE :**

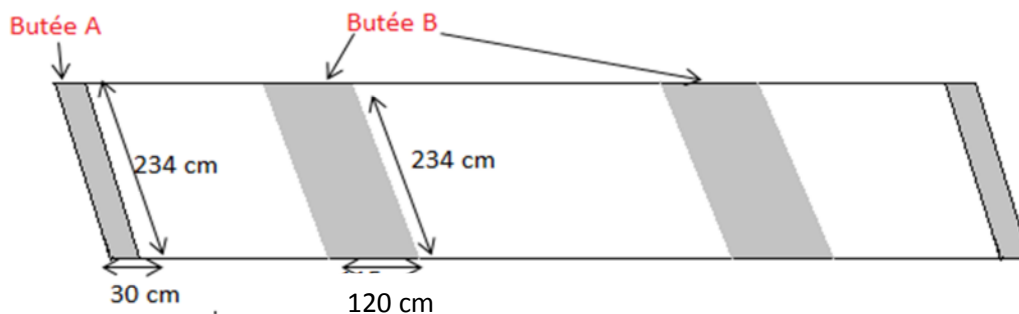
On choisit deux plots parasismiques qui pendent les Caractéristiques suivantes :

**Sur pile :****Butée B :**

- une hauteur de 60 cm.
- une section de 234x121
- un espacement de 8 cm par rapport aux dés d'appuis.

**Butée A**

- Une hauteur de 140 cm
- Une section de 234x30 cm<sup>2</sup>



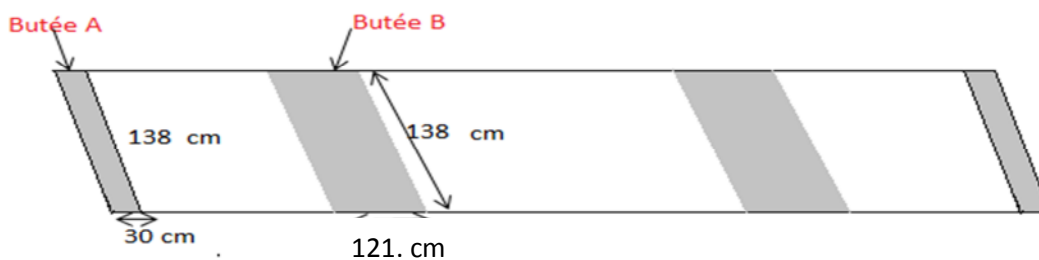
Sur Pile

**Sur culée :****Butée B :**

- une hauteur de 60 cm.
- une section de 138 x121.
- un espacement de 8 cm par rapport aux dés d'appuis.

**Butée A :**

- une hauteur de 140 cm.
- une section de 138 x30



Sur Culée

**CHAPITRE 11**  
**ÉTUDE DE**  
**L'INFRASTRUCTURE**

## 1-conception de la pile :

### 1-1 Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire, 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 franchir ;
- Mode d'exécution des fondations ;
- Liaison avec le tablier...

### Choix de type de pile :

Les piles sont classées en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau  
Le choix du type des piles fait appel à quatre critères:

- Critères géométriques ;
- Critères mécaniques ;
- Critères économique ;
- Critères esthétiques.

On opte pour une pile de type poteau : C'est une succession de colonnes reliées en tête par un chevêtre. Les colonnes peuvent être le simple prolongement des pieux (radiers semi-submersibles). Elles s'appuient sur une semelle éventuellement raidie.

### 1-2 Pré dimensionnement des éléments de la pile :

Les poteaux peuvent être libres en tête s'ils sont placés au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liés par un chevêtre dans le cas contraire. La présence d'un chevêtre devient obligatoire, car il joue un rôle actif de transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (Freinage, séisme ...), il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appui, opération qui peut être rendue difficile si l'on ne dispose que de la surface offerte par les colonnes ou poteaux.

#### 1-2.1 Pré-dimensionnement du chevêtre de la pile :

La hauteur du chevêtre est déterminée par la condition suivante  $h_c \leq 1.25ht$

Avec ( $ht = 2.02m$  hauteur du tablier) on fixe

- Hauteur du chevêtre  $h_c = 1.50m$
- La largeur du chevêtre est donc de l'ordre  $L = 2.2 m$
- Longueur du chevêtre  $= 13.85$

### 1.2.2 Les fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant :

Pour une section circulaire le diamètre minimal est de 0.6 m

Les dimensions géométriques :

- Diamètre des futs : 1.6 m
- Hauteur des futs : 12 m
- Espacement entre axe des futs : 5 mètre d'où on 'a 3 futs

### 1.2.3 Les fondations :

Les fondations ont le rôle de transmettre toutes les charges au substratum .dans le cas d'un substratum pas très profond, les fondations sont superficielles, elle consiste en une semelle qui transmet les charges directement au sol sous-jacent.

Dans le cas d'un substratum profond, on passe aux fondations profondes, la semelle repose ainsi sur un ensemble de pieux

#### Choix et types de fondation :

D'après le rapport géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour notre ouvrage est de type profond : pieux de 18 m de longueur et de diamètre  $\phi = 1.2m$

- Espacement entre pieux =  $3\phi$  ce qu'est égale à  $L'=3.6m$

#### Nombre de fils de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistances

Pour le choix de l'entre axe et le nombre de fils de pieux, il est préférable de prendre un assez grand espacement entre les pieux : en général  $3\phi$  car un espacement faible présente des inconvénients tant que sur le plan mécanique :

On opte pour

- 2 fils chaque file comporte 4 pieux
- Diamètre du pieux  $\phi = 1.2m$
- Espacement entre axe des fils  $e \geq 3\phi$  on prend  $L= 5m$

### 1.2.4 La semelle :

- **La longueur :**

la longueur de la semelle est donnée par la formule suivant :

$$L_s = (N-1) \times L' + 2\phi$$

$$L_s = 13.2 \text{ m}$$

- **La largeur :**

Elle est en fonction du nombre de fils et d'espacement entre fils ainsi le diamètre des pieux ce qui nous amène à prendre cette largeur :

$$B = 7m$$

- **La hauteur :**

$$h_s \geq 3.6/2.5 \text{ on prend}$$

$$h_s = 1.8m$$

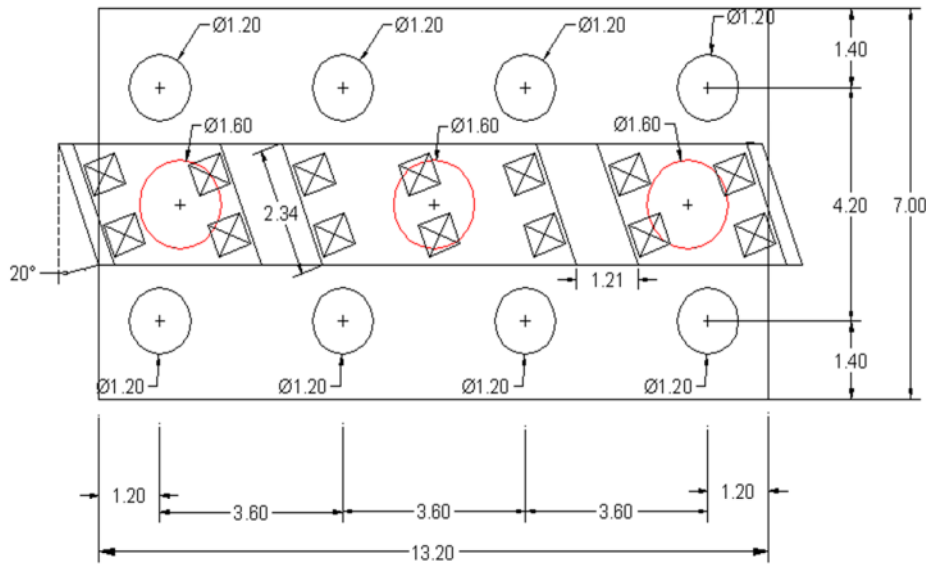


Fig : vue en plan de la pile

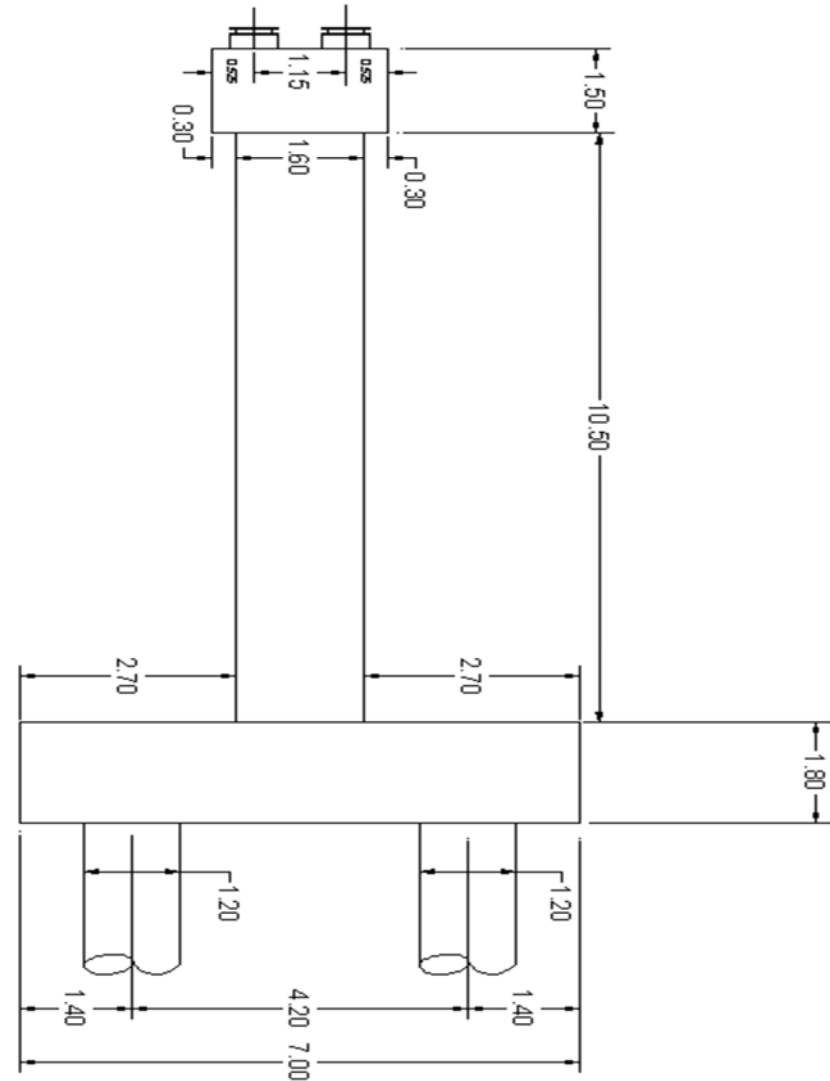


Fig : vue latérale de la pile



## 2-conception de la culée :

### 2.1 Introduction :

La culée est une partie essentielle dans l'infrastructure du pont, elle fonction comme un appui d'extrémité, elle assure la continuité entre le tablier et le terrain naturel.

La culée doit remplir des fonctions mécaniques qui consistent à la transmission des efforts au sol de fondation. Elle réside, également, dans la limitation des efforts horizontaux en tête et la limitation des déplacements verticaux. Dans certains cas, les culées ont aussi pour rôle de retenir les terres de remblais.

### Choix de type de culée :

Le choix de la culée se fait en général suivant des paramètres différents, qui sont les suivantes :

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

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. Raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un sommier d'appuis sur lequel repose le tablier. Ce sommier étant la semelle elle-même.
- Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- Deux mârs latéraux du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- La dalle de transition ; elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

**2-2 Pré dimensionnement des éléments de la culée:****2-2-1- Mur garde grève :**

- **Hauteur :**

$H$  = hauteur de (la poutre + la dalle) + hauteur de (l'appareil d'appui + dé d'appui)

$$H = 1.8 + 0.22 + 0.135 + 0.25 \quad \text{On prendra } h_{\text{mgg}} = 2.40 \text{ m}$$

- **Epaisseur (couronnement) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm jusqu' à } 1,2 \text{ m de hauteur} \\ 25 \text{ cm de } 1,2 \text{ m à } 2,00 \text{ m de hauteur} \\ 30 \text{ cm au-delà de } 2,00 \text{ m de hauteur} \end{array} \right.$$

Donc  $e = 30 \text{ cm}$

- **Longueur :  $L = 14.50 \text{ m}$**

**2.2.2 Butées latérales** (voir chapitre équipement du pont)**2.2.3 Mur en retour :**

Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- La longueur du mur est  $L = 4,5 \text{ m}$
- La hauteur du mur est  $h = 2,4 \text{ m}$
- L'épaisseur du mur en retour varie entre 30cm et 40cm, soit  $e = 40\text{cm}$ .

**2.2.4 Dalle de transition :**

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

La longueur se donne par la formule suivante :

$$L = \min (6\text{m}, \max (3\text{m}, 0,6H)).$$

$H$  : hauteur de remblais = 4m

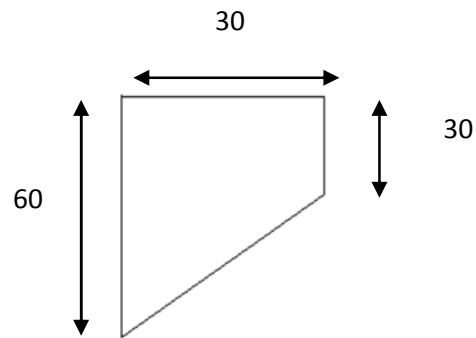
$$\text{Donc : } L = \min (6\text{m}, \max (3\text{m}, 2.4\text{m})).$$

$$L = 3 \text{ m}$$

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de **30cm**,

Et appuyé sur le corbeau, elle est mise en place avec une pente de **10%**.

**2.2.5 Le corbeau arrière :** il sert d'appui pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 60cm, une petite base de 30cm et une hauteur de



**Fig 1 : dimensionnement du corbeau arrière**

**2.2.5 La semelle :**

- L'épaisseur de la semelle ;  $E_s = 1.3$  m.
- Longueur de la semelle ;  $L = 14.5$  m.
- Largeur de la semelle ;  $B = 1.6$  m.

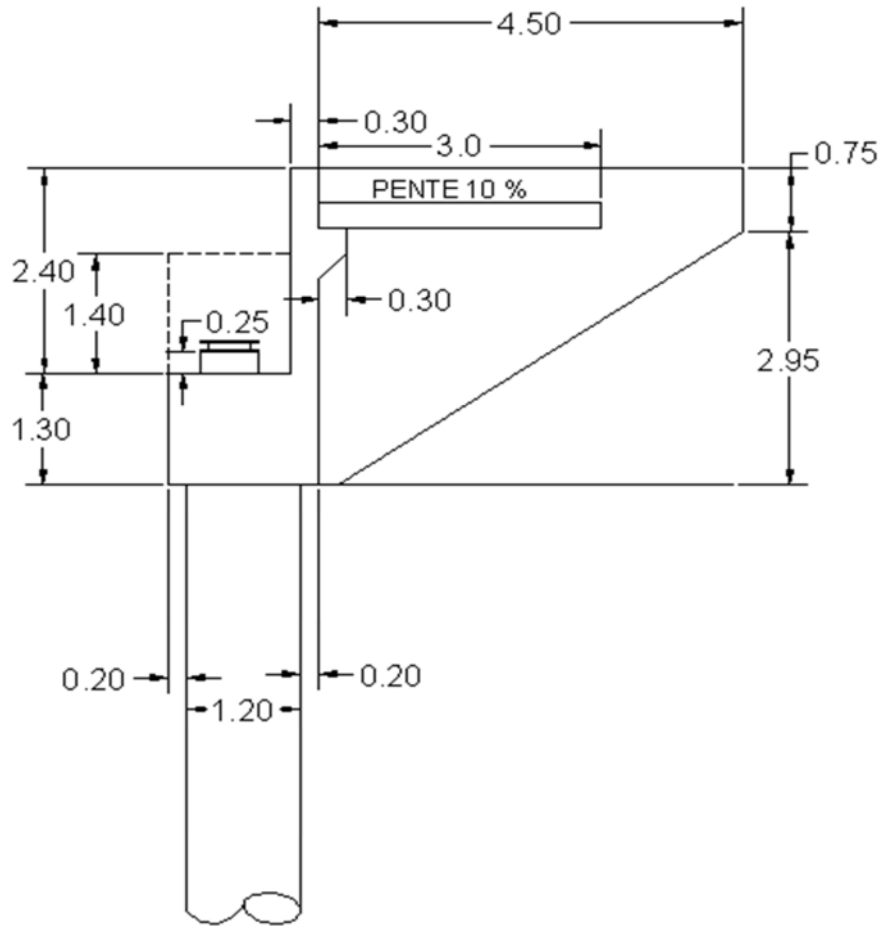


Fig : Vue laterale de la culée

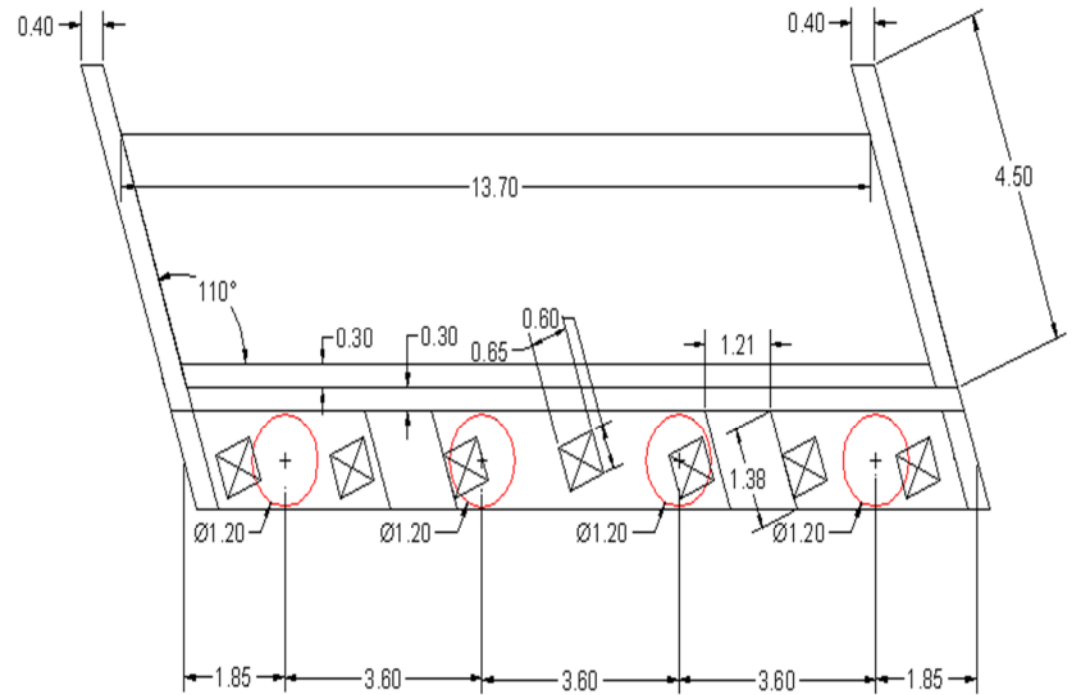


Fig : Vue laterale de la culée

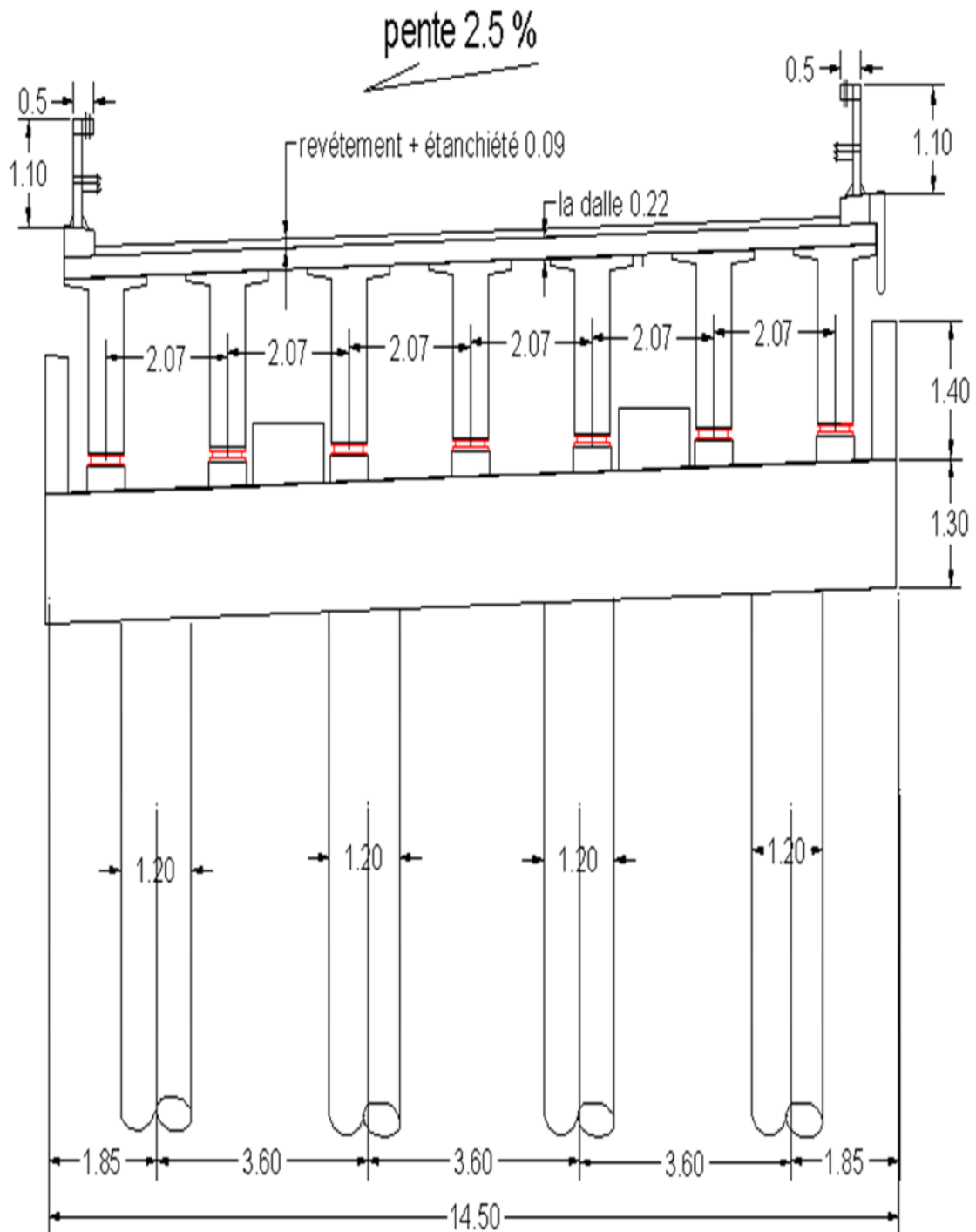


Fig : Coupe transversale de la culé

**3- Analyse sismique :**

**3-1 Calculs des raideurs :**

$K_{\text{corps d'appui}} = 3 \text{ nombre de futs} \times E I / h^3$

Avec :

$$\begin{aligned} E &= 11000 \times \sqrt{30} = 34179.557 \text{ MPA} \\ I &= 0.321699087 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$K_{\text{corps d'appui}} = 28,4950626 \times 1000 = 28495,0626 \text{ kn/m}$

**Raideur des appareils d'appui :**

**Pour pile**

$K_{\text{appareils d'appuis}} = n \times G \times a \times b / e$

Avec :

$$\begin{aligned} N &= 7 \\ G &= 1.2 \text{ MPA sous séisme.} \\ A &= 0.45 \\ B &= 0.5 \\ E &= 0.075 \end{aligned}$$

$K_{\text{appareils d'appuis}} = 25200 \text{ kn/ m (pour une file des appareils d'appui)}$

$K_{\text{appareils d'appuis}} = 25200 \times 2 = 50400$

**Pour culée :**

$K_{\text{appareils d'appuis}} = 25200 \text{ kn/m}$

$K_{\text{culées (corps d'appuis)}} = \infty$

**Raideur totale :**

$K_{\text{pile 1/2}} = 1 / ((1/k_{\text{corps d'appuis}}) + (1/k_{\text{appareils d'appuis}}))$

$K_{\text{culé 1/2}} = 1 / ((1/k_{\text{corps d'appuis}}))$

Les résultats sont résumées donne le tableau ci-dessous :

	Culée 1	Pile 1	Pile 2	Culée 2
$K_{\text{corps d'appuis}}$	/	28495,0626	28495,0626	/
$K_{\text{appareils d'appuis}}$	25200	50400	50400	25200
$K_{\text{total}}$	25200 kn	18203.30 kn	18203.30 kn	25200 kn
$\sum k$	86806,61678 KN			
$K_i / \sum k$	0.2903	0.209	0.209	0.2903

**Tableau 3-1 calcul des rigidités**

**3-2 Analyse monomodale :****3-2-1 Critère à vérifier :**

- ✓ L'analyse monomodale ne s'applique qu'aux ouvrages dont le biais et la courbure sont limités. L'angle de biais doit être supérieur à 60° (67 grad) et que l'angle balayé en plan par la tangente à l'axe de l'ouvrage doit être inférieur à 25° (28 grad). Au-delà de ces limites un couplage entre les mouvements longitudinaux et transversaux intervient et l'analyse monomodale ne donne plus les bons résultats. Donc l'analyse monomodale est applicable sur notre pont vue que l'angle de biais est de 77.8 (grade) est bien supérieur à 67 grade : **condition vérifiée**
- ✓ Dans le cas où le tablier est bloqué longitudinalement sur un certain nombre de piles de masse totale (hors fondation)  $M_{PB}$ , la condition qui doit être vérifiée :

$$M_T + 0.5 M_{PB} \geq 0.7 (M_T + M_P)$$

Avec :

$M_T$  : masse totale du tablier = 2628.84 t

$M_P$  : masse de la pile hors fondation = 272.59 t

$M_{PB}$  : masse des piles hors fondation = 545.18 t

$2628.84 + 0.5 \times (545.18) \geq 0.7 (2628.84 + 272.59)$  : **condition vérifiée**

- ✓ La distance entre le centre des masses et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5 % de la distance entre extrémités du tablier. L'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement, l'excentricité est donc nulle et **la condition vérifiée**

**3-2-2 Composante horizontale du séisme :****1-les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier :**

**Calcul de la période du système :**

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{k}}$$

Avec :  $M$  = masse du tablier = 2628.84465 t

$T = 1.0928 = \mathbf{1.0928 \text{ s}}$

Le spectre de réponse ( $S_{ae}^h$ ) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique  $T$  et du taux d'amortissement.

$$Sae (T, \xi) (m/s^2) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta Ag S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique associées à la catégorie de site.

S : coefficient du site.

A : coefficient d'accélération  $A = 0.25$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$$(\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)})$$

$\xi$  : coefficient d'amortissement de l'amortissement  $\xi = 0.05$

Classe du pont	1
Zone sismique	II A
A	0.25
$\xi$	5%
$\eta$	1
Site	S2
$T_1$	0.15
$T_2$	0.40
S	1.1
T	1.0928 s
Cas	$T_2 \leq T \leq 3.0s$
$Sae (T ; \xi)$	$2.5 \eta A g S T_2 / T \text{ m/s}^2$
$Sae (T ; \xi)$	2.516M/S <sup>2</sup>
%	25.16 %.g

**Effort horizontal:**

L'effort maximal est donné par les valeurs ci-dessous :

$$F_{\text{longitudinale}} = M \times Sae (T ; \xi)$$

$$F_{\text{longitudinale}} = 2628.84 \times 2.516$$

$$F_{\text{longitudinale}} = 661.416 \text{ t}$$

$$F_{\text{longitudinale}} = \underline{6614.16 \text{ kn}}$$

$$F_{\text{longitudinale}}^i = \frac{ki}{\sum ki} F_{\text{longitudinale}}$$

**Sur pile :**

$$F_{\text{longitudinale}}^i = 0.209 \times 6614.16 = \underline{1382.35 \text{ kn}}$$

**Sur culée :**

$$F_{\text{longitudinale}}^i = 0.2903 \times 6614.16 = \underline{1920.09 \text{ kn}}$$

**Calcul des déplacements :****Déplacement du tablier par rapport au sol :**

$$d_{\text{tablier}}^{\text{longitudinal}} = \frac{T^2 \times Sa(T)}{4\pi^2}$$

$$d_{\text{tablier}}^{\text{longitudinal}} = \underline{0.0751 \text{ m}}$$

**Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol :**

$$d_{\text{pile}}^{\text{longitudinal}} = \frac{F_{\text{longitudinale}}}{K_{\text{APPUI}}}$$

$$d_{\text{pile}}^{\text{longitudinal}} = \frac{1382.35}{28495.0626} = \underline{0.0485 \text{ m}}$$

**Déplacement de la tête de la culée :**

$$d_{\text{culée}}^{\text{longitudinal}} = \frac{1920.09}{\infty} = \underline{0 \text{ m}}$$

**2-les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui :**

Les efforts sismiques provenant de l'accélération propre de l'appui se calculent comme suit :

- Pour une pile, en utilisant le spectre de réponse défini pour l'ouvrage et en calculant la fréquence propre de la pile comme celle d'une console de caractéristiques géométriques constantes présentant la même rigidité que l'appui vis-à-vis d'un effort horizontal en tête.

Le calcul de la période propre s'effectue comme suit :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho \cdot s \cdot L^4}{E \cdot I}}$$

**Console équivalente de caractéristiques constante****Avec :** $\rho$  : masse volumique du matériau de l'appui (en kg/m<sup>3</sup>)

E : Module d'Young du matériau de l'appui (en Pa)

S : section équivalente (en m<sup>2</sup>) de l'appui pour retrouver la masse totale de l'appuiI : inertie (en m<sup>4</sup>) à ajuster pour retrouver la même flèche " d " en tête sous l'action d'une charge " F " :

$$I = FL^3 / S \cdot E$$

L : hauteur de la pile

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho \cdot s \cdot L^4}{E \cdot I}}$$

$$\checkmark \quad \rho = 2500 \text{ kg/ml}$$

- ✓  $E = 34.179557 \cdot 10^9 \text{ P}$
- ✓  $S = \pi \times D^2 / 4 = 2.010 \text{ m}^2$
- ✓  $I = 0.32 \text{ m}^4$
- ✓  $L = 10.5 \text{ .m}$

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{2500 \times 2.01 \times 10.5^4}{34.179 \times 10^9 \times 0.32}}$$

$$T = 0.1333 \text{ s}$$

$0 \leq T \leq T_1$  d'où :

$$Sae(T; \zeta) = AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5n - 1) \right)$$

$$Sae(T; \zeta) = \underline{6.4167 \text{ m/s}^2}$$

On applique cette accélération à l'ensemble du fût. La charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par

$$P = Sae(T; \zeta) \times Q$$

Avec :

$$Q = \text{masse linéique du fut} = S \times \rho$$

**Donc :**

$$P = Sae(T; \zeta) \times S \times \rho$$

$$P = 6.4167 \text{ m/s}^2 \times 2.010 \text{ m}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$P = 32243.9175 \text{ N/ML} = \underline{0.0322439 \text{ MN/ml}}$$

**Par suite, en pied de pile on a :**

$$V_{PL} = P \times L = 0.0322439 \times 10.5 = \underline{0.3385 \text{ MN}}$$

Et

$$M_{PL} = P \times L^2 / 2 = 0.0322439 \times 10.5^2 / 2 = \underline{1.777 \text{ MN}}$$

**Composante longitudinale horizontale :**

On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile :

$$E_L : \quad \left| \begin{array}{l} V_{PL} = \sqrt{V_p L^2 + V_{TL}^2} \text{ avec : } V_{TL} = \frac{F \text{ longitudinale}}{3} = \frac{1382.35 \text{ kn}}{3} = \underline{0.46078 \text{ MN}} \\ M_{PL} = \sqrt{M_p L^2 + M_{TL}^2} \text{ avec : } M_{TL} = \frac{F \text{ longitudinale} \times 10.5}{3} = \frac{1382.35 \times 10.5}{3} = \underline{4.838 \text{ MN.m}} \end{array} \right.$$

**Ainsi les sollicitations totales en pieds de fut sont :**

$$E_L = \left| \begin{array}{l} V_{PL} = 0.5733 \text{ MN.} \\ M_{PL} = 5.154 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

**3.2.3 Composante transversal du séisme :**

**1- Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier :**

Le tablier est " infiniment rigide suivant cette direction et est bloqué transversalement sur chacune des culées et des piles par des butées. L'analyse sismique dans ce sens se limite au calcul de la force s'appliquant sur chacune de ces butées ; Pour cela, on applique à la masse

du tablier une accélération égale au plateau du spectre (6.875 m/s<sup>2</sup>), puis on répartit celle-ci de manière égale sur les piles et les culées.

$$F_{TRANS} = M_{totale} \times Sae(T; \zeta)$$

Sur culées :

$$F_{TRANS} = 3.012 \text{ MN}$$

Sur pile :

$$F_{TRANS} = 6.024 \text{ MN}$$

2- Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{2500 \times 2.01 \times 10.5^4}{34.179 \times 10^9 \times 0.32}}$$

$$E_T : \quad \begin{cases} V_{PT} = P \times L = 0.0322439 \times 10.5 = \underline{0.3385 \text{ MN}} \\ M_{PT} = P \times L^2 / 2 = 0.0322439 \times 10.5^2 / 2 = \underline{1.777 \text{ MN}} \end{cases}$$

### 3.2.4 Composante vertical du séisme :

#### 1- Les efforts provenant de la mise en mouvement du tablier

Calcul de la période :

$$T = \lambda \cdot L^2 \sqrt{\frac{P}{g E I}}$$

Avec :

$\lambda = 0.636 \longrightarrow$  Premier mode

L= porté d'une travée = 35.85 m

P= surcharge répartie 24.443 t/ml

E= module de yang = 35981.72 MPA

I = 129.02 m<sup>4</sup>

$$T = 0.06 \text{ s}$$

Le spectre de réponse de la composante verticale, est donnée en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement  $\xi$  de l'ouvrage par :

$$Sae^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \alpha Ag \eta \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \alpha Ag \eta \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec

$$g= 9.81 \text{ m/s}^2$$

$T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique associées à la catégorie de site.

S : coefficient du site dans le cas de la composante verticale est égal à 1

A : coefficient d'accélération  $A=0.25$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$\alpha$ : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité

$\alpha=0.7$  pour les zones sismiques I,IIA,II B

**Calcul de la période verticale T :**

Classe du pont	1
Zone sismique	II A
A	0.25
$\eta$	1
Site	S2
$T_1$	0.15s
$T_2$	0.40s
T	0.3091 s
Cas	$0 \leq T \leq T_1$
$Sae^v(T)$	$\alpha Ag(1+(T/T_1).(2.5\eta-1)) \text{ m/s}^2$
$Sae^v(T)$	2.8 M/S <sup>2</sup>
%	28%.g

**Effort vertical :**

On applique cette accélération au tablier. La charge statique équivalente au chargement sismique s'en déduit par :

$$P= Sae^v(T) \times Q \text{ avec } Q=24.443 \text{ t/ml}$$

$$P= 6.844 \text{ T}$$

$$F_{TV} = P \times L = 6.844 \times 34.85 = \underline{238.5134 \text{ t}}$$

**2- Les efforts provenant de la mise en mouvement de l'appui :**

Une pile étant toujours très raide vis-à-vis des efforts normaux, on se place sur le plateau du spectre :

$$N_{pv} = m_p \times a = (2.010 \times 2500 \times 10,5) \times (4.375) = 230835.93 \text{ N} = \underline{0,23083MN}$$

où  $m_p$  est la masse totale de la pile et  $a$  l'accélération au plateau.

**Composante verticale :**

On combine les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile :

$$E_v = \sqrt{Npv^2 + Ntv^2} \text{ avec : } N_{Tv} = \frac{F \text{ VERTICALE}}{3} = \frac{2385.134 \text{ kn}}{3} = \underline{0.795 \text{ MN}}$$

D'où :

$$E_v = \underline{0.8276 \text{ MN}}$$

**3.2.5 Combinaisons de directions :**

Les efforts sismiques sont découplés suivant les directions. On peut donc se limiter à 3 :

$$E_1 = E_L + 0.3 (E_T + E_V)$$

$$E_2 = E_T + 0.3 (E_L + E_V)$$

$$E_3 = E_V + 0.3 (E_T + E_L)$$

Avec :  $E_L$  les effets de la composante longitudinale du séisme,  $E_T$  les effets de la composante transversale et  $E_V$  les effets de la composante verticale (définis précédemment).

Désignation	$E_L$	$E_T$	$E_V$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
Effort horizontaux longitudinaux, VL	0.4607	/	/	0.4607	0.1382	0.1382
Efforts horizontaux transversaux, VT	/	0.3385	/	0.1015	0.3385	0.1015
Moment longitudinal, ML	4.838	/	/	4.838	1.4514	1.4514
Moment transversal, MT	/	1.777	/	0.5331	1.777	0.5331
Effort normal, N	/	/	0.8276	0.2482	0.2482	0.8276

**Tableau 3.2.5 : combinaison de directions.**

**3.2.6 Combinaisons d'actions en pied de fût :**

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus.

On a 6 combinaisons :

N	Combinaisons
1	$E_1 + R + PP_p$
2	$E_2 + R + PP_p$
3	$E_3 + R + PP_p$
4	$-E_1 + R + PP_p$
5	$-E_2 + R + PP_p$
6	$-E_3 + R + PP_p$

(Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

Où  $PP_p$  est le poids propre de la pile :  $PP_p = 2.01 \times 10.5 \times 0,025 = \underline{0,5276 \text{ MN}}$ .

$$R = Q \times \frac{L}{2} \times 2 \quad \text{avec : } Q = 24.443 \text{ t/ml}$$

Donc  $R = 851.83 \text{ T} = 8.5183 \text{ MN}$  (dû au poids du tablier)

$R = 1.14265 \text{ MN}$  (dû au poids du chevron).

Donc  $R = 8.5183 + 1.14265 = 9.66095 \text{ MN}$

D'où la réaction par fut est égale 3.22 MN.

Désignation	1	2	3	4	5	6
Effort horizontaux longitudinaux, VL	0,4607	0,1382	0,1382	0,4607	0,1382	0,1382
Efforts horizontaux transversaux, VT	0,1015	0,3385	0,1015	0,1015	0,3385	0,1015
Moment longitudinal, ML	4,838	1,4514	1,4514	4,838	1,4514	1,4514
Moment transversal, MT	0,5331	1,777	0,5331	0,5331	1,777	0,5331
Effort normal, N	3,9958	3,9958	4,5752	3,4994	3,4994	2,92

Tableau 3.2.6 Combinaison d'action pour chaque fut.

### 3.2.7 La semelle de la pile :

Les efforts à appliquer sur les pieux sont : les efforts inertiels du tablier, les efforts inertiels de la pile, et les efforts inertiels de la semelle des pieux.

Les coefficients sismiques sont :  $\sigma_H = a_n = 0.25$  et  $\sigma_v = 0.5 \sigma_H = 0.125$

$$P_{\text{semelles}} = 13.2 \times 1.8 \times 7 \times 2.5 = 415.8 \text{ t}$$

$$V_{SL} = V_{ST} = P_{\text{semelle}} \times \sigma_H = 103.95 \text{ t} = 1.0395 \text{ MN.}$$

$$N_{sv} = P_{\text{semelle}} \times \sigma_v = 51.975 \text{ t} = 0.519 \text{ MN.}$$

$$P_{\text{des terres sur semelle}} = [(3 \times 13.2 \times 7) - (3 \times \pi / 4 \times 1.6^2 \times 3)] \times 1.8 = 477.25 \text{ t.} = 4.7725 \text{ MN}$$

$$V_{TL} = V_{ST} = P_{\text{poids des terres}} \times \sigma_H = 1.193 \text{ MN.}$$

$$N_{Tv} = P_{\text{poids des terres}} \times \sigma_v = 0.5965 \text{ MN.}$$

Les efforts en base de la semelle dans les directions longitudinales sont :

$$V_{SL} = \sqrt{V_{sL}^2 + V_{TL}^2 + (3V_{pL})^2 + FL^2}$$

$$V_{SL} = \sqrt{1.0395^2 + 1.193^2 + (3 \times 0.3385)^2 + 1.3823^2}$$

$$V_{SL} = \sqrt{1.08056 + 1.42 + 1.0312 + 1.910}$$

$$V_{SL} = 2.33 \text{ MN}$$

$$M_{SL} = \sqrt{((1.0395) \times 0.9)^2 + (1.193 \times 3.3)^2 + (3 \times 0.3385 \times 7.05)^2 + (1.3823 \times 13.8)^2}$$

$$M_{SL} = \sqrt{0.875 + (15.49) + 51.25 + 363.883}$$

$$M_{SL} = 20.78 \text{ MN. M}$$

De même, les efforts sismiques dans le sens transversal sont :

$$V_{ST} = \sqrt{V_{sT}^2 + V_{TL}^2 + (V_{pT})^2 + FLT^2}$$

$$V_{ST} = \sqrt{1.0395^2 + 1.193^2 + (3 \times 0.3385)^2 + 0^2}$$

$$V_{ST} = 1.89 \text{ MN}$$

$$M_{ST} = \sqrt{0.875 + (15.49) + 51.25}$$

$$M_{ST} = 8.22 \text{ MN}$$

Et les efforts verticaux valent :

$$N_{SL} = \sqrt{N_{sL}^2 + N_{TL}^2 + (N_{pL})^2 + NFL^2}$$

$$N_{SL} = \sqrt{0.519^2 + 0.5965^2 + 2.38^2 + (3 \times 0.23083)^2}$$

$$N_{SL} = 2.52 \text{ MN}$$

Comme précédemment, on combine les directions de séisme avec :

$$E_1 = E_L + 0.3 (E_T + E_V)$$

$$E_2 = E_T + 0.3 (E_L + E_V)$$

$$E_3 = E_V + 0.3 (E_T + E_L)$$

Désignation	$E_L$	$E_T$	$E_V$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
Effort horizontaux longitudinaux, VL	2.33	/	/	2.33	0.699	0.699
Efforts horizontaux transversaux, VT	/	1.89	/	0.567	1.89	0.567
Moment longitudinal, ML	20.78	/	/	20.78	6.234	6.234
Moment transversal, MT	/	8.22	/	2.466	8.22	2.466
Effort normal, N	/	/	2.52	0,756	0,756	2,52

Tableau 3.2.7.1 combinaison de directions.

Et la combinaison d'action sont numérotées par :

N	Combinaisons
1	$E_1 + R + PP_p$
2	$E_2 + R + PP_p$
3	$E_3 + R + PP_p$
4	$-E_1 + R + PP_p$
5	$-E_2 + R + PP_p$
6	$-E_3 + R + PP_p$

R = c'est la réaction du au tablier

PP= c'est le la réaction du au poids des éléments de la pile et le poids des terres sur semelle

D'où :

$$R = 8.76 \text{ MN}$$

$$PP = 11.656 \text{ MN}$$

Désignation	1	2	3	4	5	6
Effort horizontaux longitudinaux, VL	2.33	0.699	0.699	2.33	0.699	0.699
Efforts horizontaux transversaux, VT	0.567	1.89	0.567	0.567	1.89	0.567
Moment longitudinal, ML	20.78	6.234	6.234	20.78	6.234	6.234
Moment transversal, MT	2.466	8.22	2.466	2.466	8.22	2.466
Effort normal, N	21,17	21,17	22,936	19,66	16,9166	17,496

Tableau 3.2.7.2 Combinaison d'action pour la semelle de la pile

**4 Etude de la pile :**

**4.1 Répartition des charges et des surcharges :**

**Calcul de poids propre de la pile :**

$$P_{\text{Chevêtre}} = (13.85 \times 1.5 \times 2.2) \times 2.5 = 114.2625 \text{ t}$$

$$P_{\text{futs}} = 3 \times \pi / 4 \times 1.6^2 \times 10.5 \times 2.5 = 158.336 \text{ t}$$

$$P_{\text{semelles}} = 13.2 \times 1.8 \times 7 \times 2.5 = 415.8 \text{ t}$$

$$P_{\text{des terres sur semelle}} = [(3 \times 13.2 \times 7) - (3 \times \pi / 4 \times 1.6^2 \times 3)] \times 1.8 = 477.25 \text{ t.}$$

$$\text{Poids totale de la pile} = P_{\text{Chevêtre}} + P_{\text{futs}} + P_{\text{semelles}} + P_{\text{des terres sur semelle}} = 1165.64 \text{ t}$$

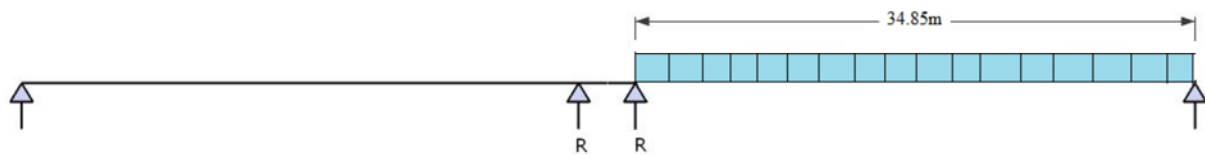
**Charge permanente due au tablier :**

D'après le chapitre : calcul des charge et des surcharges : on 'a  $R_{\text{max}}$  due au poids propre est de 438.140 T

D'où  $L = 876.28 \text{ t}$

**Surcharge A(L) :**

Trois voies chargées sur une seule travée :



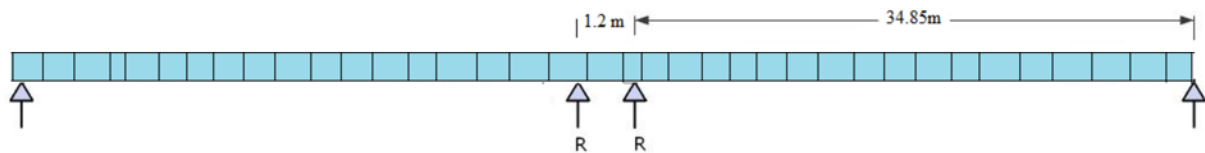
$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{12 + 34.85} ; A(L) = 0.982 \text{ t/m}^2 ; a_1 = 0.9 ; a_2 = 1$$

$$A(L) \times a_1 \times a_2 = 0.884 \text{ t/m}^2$$

$$R_T = 0.884 \times 10.5 \times 35.85 / 2$$

$$R_T = 166.4 \text{ t}$$

Trois voies chargées sur les 2 travée :



$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{12 + 2 \times 35.85} = 0.6601 \text{ t/m}^2$$

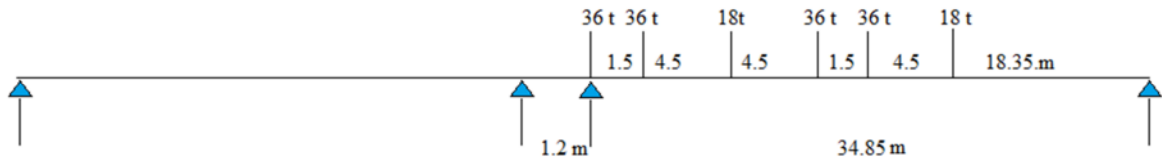
$$A(L) \times a_1 \times a_2 = 0.59409 \text{ t/m}^2$$

$$R_T = 0.59409 \times 10.5 \times 35.85$$

$$R_T = 223.63 \text{ t}$$

**Surcharge Bc :**

Trois voies chargées sur une seule travée :



$$R = \frac{1}{34.85} [(36 \times 34.85) + (36 \times 33.35) + (18 \times 28.85) + (36 \times 24.35) + (36 \times 22.85) + (18 \times 18.35)]$$

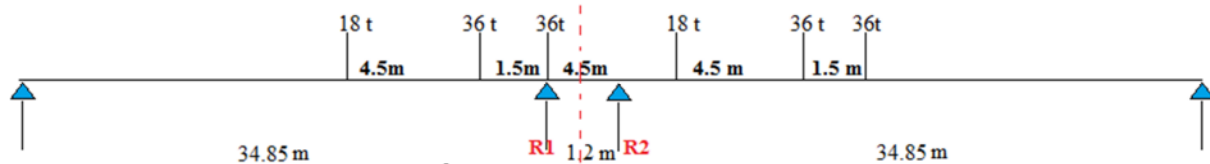
**R=143.5868 t**

$R = R_x b_c \times \delta_{3\text{voie}}$

$R_{3\text{voie}} = 143.58 \times 1.07886 \times 0.95$

**$R_{3\text{voie}/1 \text{ travée}} = 147.16 \text{ t}$**

Trois voies chargées sur deux travées :



$$R_1 = \frac{1}{34.85} [18 \times 28.85 + 36 \times 33.5 + 36 \times 34.85] = 85.50 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{1}{34.85} [18 \times 31.55 + 36 \times 27.05 + 36 \times 25.55] = 70.63 \text{ t}$$

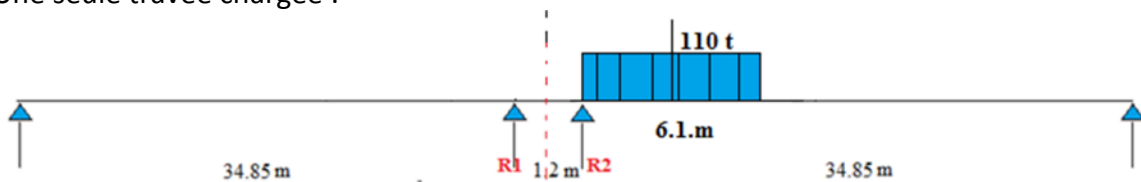
$R_{3\text{voie}/2\text{travée}} = (R_1 + R_2) \times b_c \times \delta_{3\text{voie}}$

$R_{3\text{voie}/2\text{travée}} = (85.50 + 70.63) \times 1.07886 \times 0.95$

**$R_{3\text{voie}/2\text{travée}} = 160.0209 \text{ t}$**

**Surcharge MC120 :**

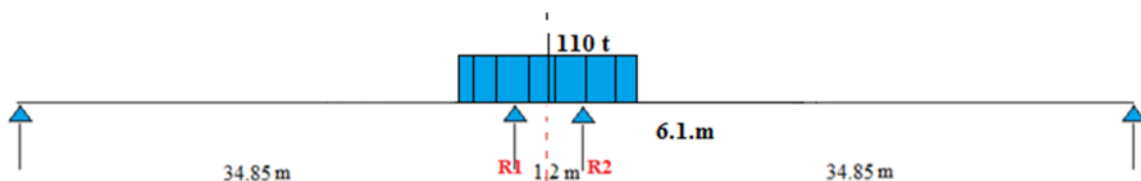
Une seule travée chargée :



$$R_t = \frac{110}{34.85} \times 31.8 = 100.37 \text{ t}$$

$\delta = 1.06895 \longrightarrow R_{T1} = 100.37 \times 1.06895 = 107.29 \text{ t}$

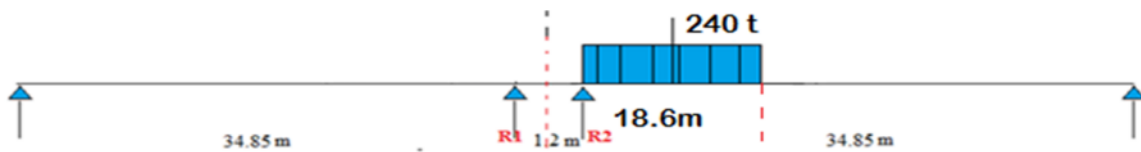
Deux travées chargées :



$R_{T2} = 33.625 / 34.85 \times 110 \times 1.06895 = 113.45 \text{ t}$

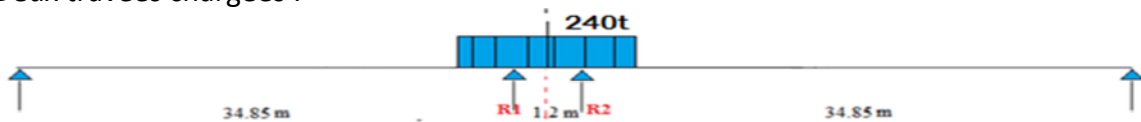
**Surcharge D240 :**

Une seule travée chargée :



$$R_t = \frac{240}{34.85} \times 25.55 = 175.95 \text{ t}$$

Deux travées chargées :



$$R_t = 210.04 \text{ t}$$

**4.2 Etude des éléments de la pile :**

**4.2.1 Etude du chevêtre :**

**4.2.1.1 Calcul des sollicitations :**

Notre chevêtre est placé sur trois futs : donc on le suppose comme une poutre continue simplement appuyée sur les trois futs :

**Calcul Els :**

$$P_1 = (876.28 + 223.63 \times 1.2) / 13.85 = 82.64 \text{ t/ml} \quad \text{(tablier + surcharge)}$$

$$P_2 = 1.5 \times 2.2 \times 2.5 = 8.25 \text{ t/ml} \quad \text{(chevêtre)}$$

$$P = P_1 + P_2$$

$$P = 90.89 \text{ t/ml}$$

$$P = 908.9 \text{ kn}$$

**Moment fléchissant :**

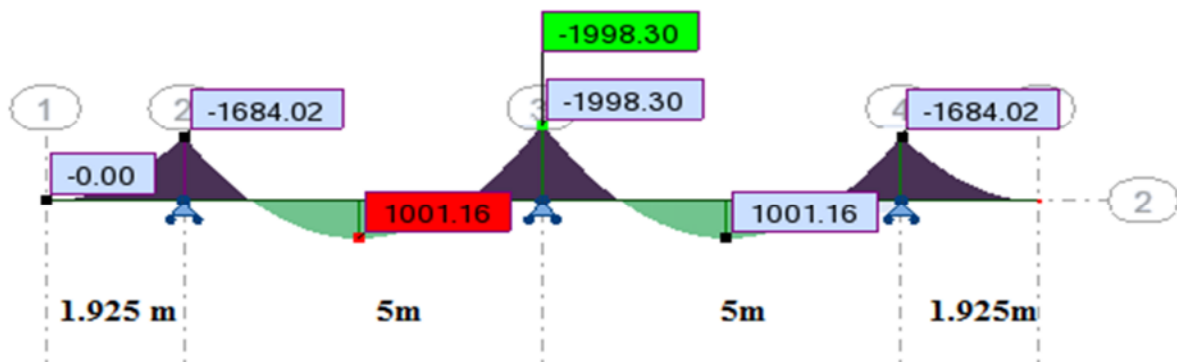
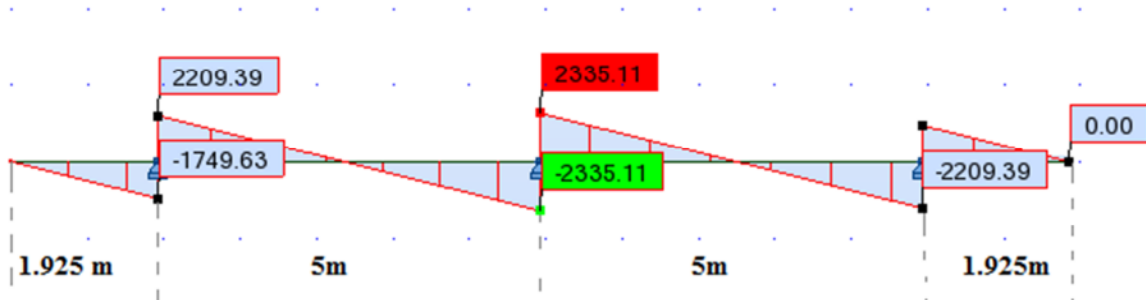


Diagramme de moment fléchissant a L'ELS

**Effort tranchant :**

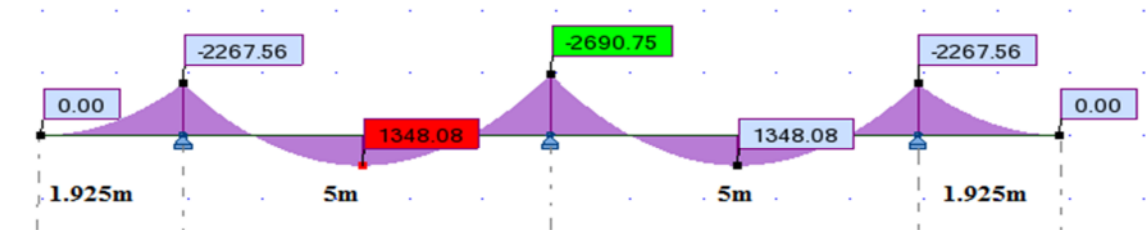


**Diagramme de l'Effort tranchant a L'ELS**

**Calcul Elu :**

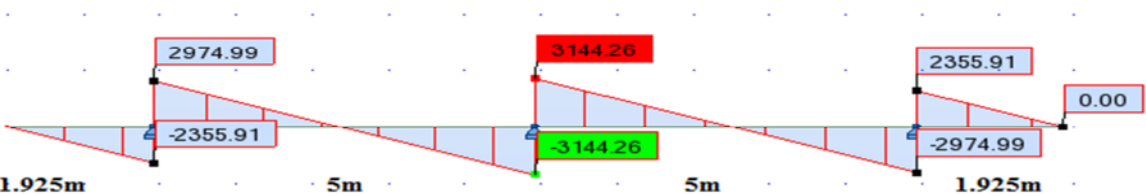
$P1 = 1.35 \times 876.82 + 223.63 \times 1.6 = \underline{111.24 \text{ t/ml}}$  (tablier + surcharge)  
 $P2 = 1.35 \times 8.25 = 11.1375 \text{ t/ml}$  (chevêtre)  
 $P = p1 + p2 = 122.385 \text{ t}$   
 $P = \underline{1223.85 \text{ kn}}$

**Moment fléchissant :**



**Diagramme de moment fléchissant a L'ELU**

**Effort tranchant :**



**Diagramme de l'Effort tranchant a L'ELU**

Note = les résultats des diagrammes de moment ELS, ELU sont donné par **KN.M**.  
 Les résultats des diagrammes d'effort tranchant ELS, ELU sont donné par **KN**.

**4.2.1.2 Moment de torsion :**

La torsion dans le chevêtre et due à l'excentricité transversal dans le cas où une seule travée chargée, (e=0.6m)

$M_t = R(A(L)) \text{ une travée chargée} \times e$

$M_t = 1.2 \times 166.4 \times 0.6$

$M_t = \underline{119.80 \text{ t.m}}$

## 4.2.1.3 Ferrailage du chevêtre a la flexion :

A L'ELU :

Moment fléchissant max :

M (-) = 269.075 t.m

M(+) = 134.808 t.m

Effort tranchant max :

 $T_{\max} = 314.426$  t

Armature longitudinale :

Désignation	Section d'armature supérieure (sur appuis)	Section d'armature inférieure (mi- travée)	Commentaire
Béton	30 MPA	30MPA	
ACIER	Fe400	Fe400	
Type de fissuration	Préjudiciable	Préjudiciable	
$M_u$ (ELU)	2.69075 MN.m	1.34808 MN.m	
$f_{bu}$	17 MPA	17MPA	
$\gamma_s$	1.15	1.15	
$\mu$	0.03422	0.01714	$\mu \leq \mu_r$
$\mu_r$	0.39	0.39	Sans armature
$\epsilon_s$	$10 \times 10^{-3}$	$10 \times 10^{-3}$	Comprimé
$\epsilon_{es}$	$1.74 \times 10^{-3}$	$1.74 \times 10^{-3}$	
$\alpha_r$	0.66	0.66	
$\alpha$	0.0430	0.0214	
Z	1.4240	1.4371m	
$\sigma_{st}$	347.826	347.826 MPA	
$A_s$	54.32 cm <sup>2</sup>	26.97 cm <sup>2</sup>	
<b>Note</b> : Article 8-4-1 flexion simple BAEL; lorsque la fissuration est préjudiciable on se trouve contraint de redimensionner les sections d'armature vue $\overline{\sigma}_{st}$ ( <u>le calcul E.L.S est prépondérant</u> )			
$M_{ser}$	1.998 MN.m	1.00116 MN.m	
$A_s$	69.11 cm <sup>2</sup>	33.88cm <sup>2</sup>	
<b>ARMATURES A PRENDRE</b> Section en cm <sup>2</sup>	<b>15HA25</b> <b>(73.63 cm<sup>2</sup>)</b>	<b>12 HA 20</b> <b>(37.69 cm<sup>2</sup>)</b>	
<b>Vérification des contrainte</b>			
$\sigma_{st ELS}$	210.906	194.247	$\sigma_{st ELS} \leq \overline{\sigma}_{st}$
$\overline{\sigma}_{st}$	215.55	215.55	Vérifié
$\sigma_{bc}$	<b>4,123</b>	<b>2,679</b>	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc ELS}$
$\overline{\sigma}_{bc ELS}$	18	18	Vérifié
<b>Vérification de condition de non fragilité</b> : $\frac{A_{min}}{bxd} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$			
$f_{tj}$	2.4 MPA	As $\geq A_{min}$ la condition est vérifiée	
$A_{MIN}$	40.986 cm <sup>2</sup>		

Tableau : ferrailage du chevêtre armature longitudinale

**Armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min [0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPA}] = 3 \text{ MPA.}$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton .

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à L'ELU.

$$\tau_u = \frac{3.14426}{2.2 \times 0.9 \times 1.5} = 1.058 \text{ MPA} \leq 3 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Soit ST= 15 cm**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} K}{0.9 f_e} \gamma_s b_0$$

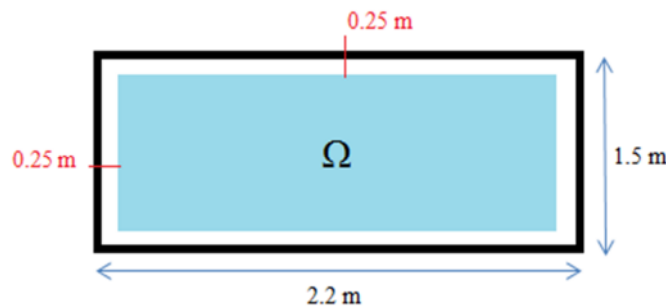
Avec k= 1 pas reprise de bétonnage.

$$\Rightarrow A_t \geq S_t \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} K}{0.9 f_e} \gamma_s b_0$$

$$A_{t1} \geq \underline{3.56 \text{ cm}^2}$$

**4.2.1.4 Ferrailage du chevêtre à la torsion :**

$$M_T = \underline{119.80 \text{ t.m}}$$



Selon BAEL A.5.4 :

$$b_n = H/6$$

$$b_n = 0.25 \text{ m}$$

**La contrainte tangentielle :**

$$\tau_{bt} = \frac{C_{max}}{2 \Omega b_n}$$

**Avec :**

$$C_{max} = M_t = 119.80 \text{ t.m}$$

$$\Omega = (2.2 - 0.25) \times (1.5 - 0.25)$$

$$\Omega = 2.438 \text{ m}^2$$

$$\tau = 1.039 \text{ MPA.}$$

$$U = 6.4 \text{ m}$$

**Armatures longitudinales:**

$$A_t \geq \frac{M_{max} U}{2 \times \Omega \times f_e / \gamma_s}$$

$$A_l \geq [119.80 \times 6.4 \times 1.15] / [2 \times 2.438 \times 400 \times 100]$$

$$A_l \geq 45.22 \text{ cm}^2$$

On prend 10HA25 avec une section 49.09 cm<sup>2</sup>.

**Armatures transversales:**

$$A_{t2} \geq \frac{M_{\max}}{2 \times \Omega \times f_e / \gamma_s}$$

$$A_{t2}/st \geq 0.707 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 3.56 + 0.707 = 4.267$$

On prend 2 cadres de HA12 avec une section de 4.52 cm<sup>2</sup>

**Ecartement des armatures transversales :**

10 cm sur appuis.

20 cm en travée.

#### 4.2.2 Etudes des futs :

- Hauteur de fut : 10.5 m
- Diamètre de fut :  $\phi = 1.6$  m
- Nombre de fut :  $n = 3$  futs

##### 4.2.2.1 Vérification de flambement du fut :

$$\lambda = L_c / i$$

$L_c$  : longueur de flambement.  $L_c = 0,7L = 0,7 \times 10.5 = 7.35$  m

$i$  : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement.

$$i = \Phi / 4 = 1.6 / 4 = 0.40 \text{ m}$$

$$\lambda = 7.35 / 0.40 = 18,375 < 50 \text{ pas de risque de flambement.}$$

##### 4.2.2.3 Evaluation des efforts agissant sur les futs :

**Sollicitation horizontale :**

**Freinage du à A(L) :**

$$F_A = 17.345 \text{ t}$$

$$M = 0.5 \times [34.69 \times (0.9 + 1.5 + 10.5 + 0.25)]$$

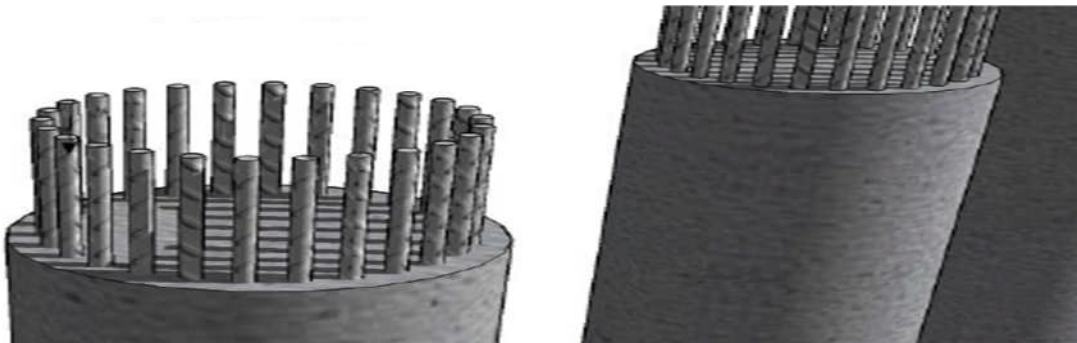
$$M = 114.043 \text{ t.m}$$

**Freinage du à Bc : (camion de 30t)**

$$M = 0.5 \times 30 \times 13.15$$

$$M = 197.25 \text{ t.m}$$

##### 4.2.2.3 Ferrailage des futs :



**Armatures longitudinales :****Détermination des forces :**

La combinaison la plus défavorable est celle du séisme **ELA** :

**ELA:**

- $M_r = 4.838 \text{ MN}$
- $N_r = 4.5752 \text{ MN}$

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, et pour cela, nous utiliserons **les abaques de Walther**.

Solen l'abaque de Walther (voir annexe) on a :

$$\checkmark H'/D = 0.05 / 1.6 = 0.03$$

Avec:

- $H'$ : l'enrobage
- $D$ : diamètre du fut:
- $W$ = degré mécanique d'armature

**Paramètre à déterminer :**

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D B \omega} = \frac{4.838}{\pi \times 0.8^2 \times 1.6 \times 30} = 0.05$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 B \omega} = \frac{4.5752}{\pi \times 0.8^2 \times 30} = 0.0756$$

On tire  $w$  a partir de l'abaque Walter

$$W = 0.21$$

**Fa** : aire totale de l'armature passive

$$F_a = \frac{\pi R^2 B \omega \cdot w}{\sigma_f}$$

$$F_a = 0.0275 \text{ m}^4 = 275.22 \text{ cm}^2$$

- ✓ On prend 36 barres d'HA 32 avec une section de 289.53 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 10 cm

**Dispositions constructives :**

Les fûts doivent comporter au moins le pourcentage minimum de ferrailage requis suivant :

- 1,4/fe, soit 0,35% pour une nuance d'acier FeE 400,

$$\text{Pourcentage d'acier} : \frac{A_s}{s} = \frac{289.53}{\pi \times 80^2} = 1.44 \%$$

- ✓ Ce qui est largement supérieur à 0.35 % **vérifiée**

- L'espacement des barres longitudinales doit être inférieur à 250 mm.

10 cm ≤ 25 cm **vérifiée**.

**Armature transversales :**

Chaque barre (ou groupe de barres) du ferrailage longitudinal doit être maintenue au moins un lit sur deux par des armatures transversales qui s'opposent au flambement vers l'extérieur.

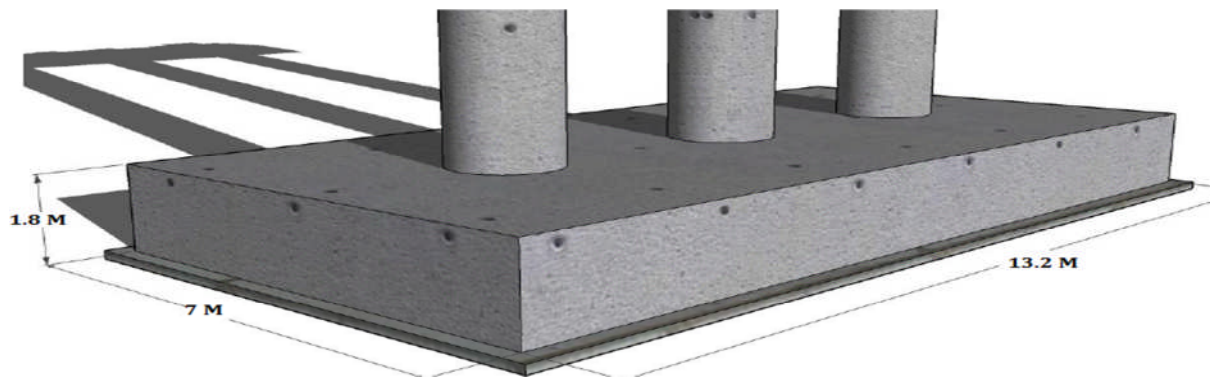
L'espacement maximum entre 2 cours d'armatures est de :

Min  $[12 \Phi L ; b ; 200 \text{ mm}]$

où  $\Phi L$ : diamètre des armatures longitudinales.

$b$  : plus petit côté du rectangle circonscrit.

Avec un espacement de 15cm, On prend des cercles de HA14 ( $3.08\text{cm}^2$ )

**4.2.3 La semelle :****4.2.3.1 Les sollicitations :**➤ **Condition normal :**Sollicitation verticale :

Réaction du au poids du tablier = 876.2815 t

Poids totale de la pile =  $P_{\text{Chevêtre}} + P_{\text{futs}} + P_{\text{semelles}} + P_{\text{des terres sur semelle}} = 1165.64 \text{ t}$

Surcharge max :  $A(L)_2 \text{ VOIS CHARGES} = 223.63 \text{ t}$

$N_{\text{ELU}} = 1.35 \text{ G} + 1.6 \text{ A(L)}$

$N_{\text{ELU}} = 31.14 \text{ MN}$

$N_{\text{ELU}} = \text{G} + 1.2 \text{ A(L)}$

$N_{\text{ELS}} = 23.10 \text{ MN}$

Sollicitation horizontale :

Freinage du à Bc : (camion de 30t)

$M = 0.5 \times 30 \times 14.05$

$M = 210.75 \text{ t.m}$

Le vent :

$S_{\text{TABLIER}} = (2.25 \times 35.85) = 80.6625 \text{ m}^2$

$F_{\text{T.vent}} = 2 \times 80.662 = 161.324 \text{ kn} .$

$S_{\text{Chevêtre}} = (2 \times 1.5) = 3 \text{ m}^2$

$F_{\text{CH.vent}} = 2 \times 3 = 6 \text{ kn} .$

$S_{\text{FUT}} = 8.5 \times 1.6 = 13.6 \text{ m}^2$

$F_{\text{F.vent}} = 2 \times 13.6 = 27.2 \text{ kn} .$

$$M = F_{T.vent} \times 14.05 + F_{CH.vent} \times 13.05 + F_{F.vent} \times 8.05$$

$$M_{vent} = 2.5572 \text{ MN.m}$$

**Combinaisons :**

$$M_{X_{ELU}} = 1.6 \times 2.1075 = 3.372 \text{ MN.M}$$

$$M_{X_{ELS}} = 1.2 \times 2.1075 = 2.552 \text{ MN.M}$$

$$M_{Y_{ELU}} = 1.5 \times 2.5572 = 3.8358 \text{ MN.M}$$

$$M_{Y_{ELS}} = 2.5572 \text{ MN.M.}$$

<b>ELU :</b>	<b>N= 31.14 MN</b>	<b>ELS</b>	<b>N=23.10 MN</b>
	<b>M<sub>x</sub>=3.372 MN.M</b>		<b>M<sub>x</sub>=2.529 MN.M</b>
	<b>M<sub>y</sub> = 3.8358 MN.M</b>		<b>M<sub>y</sub>= 2.552 MN.m</b>

➤ **Condition accidentelle :**

Dans le chapitre d'étude sismique on a calculé les efforts en bas de la semelle :

<b>ELA :</b>	<b>N= 22.936 MN</b>
	<b>M<sub>L</sub>= 20.78 MN.m</b>
	<b>M<sub>T</sub>=8.22 MN.m</b>

#### 4.2.3.2 Détermination du nombre de pieu :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$N = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}} = \frac{31.14}{400} = 7.78 \text{ on prend 8 pieu}$$

#### 4.2.3.3 Effort revenant à chaque pieu :

On a 2 files de pieux de 4 chacune

- ⇒ Admettons les hypothèses suivantes :
- ⇒ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- ⇒ Semelle infiniment rigide.
- ⇒ Pieux identique

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

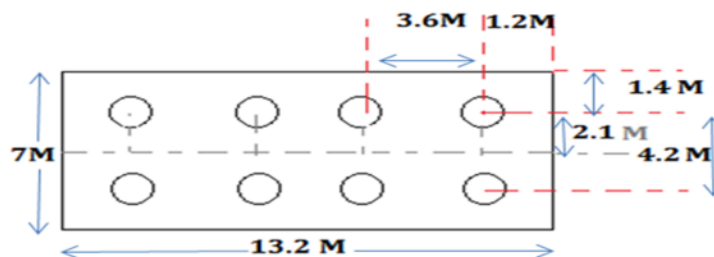


Figure 4.2.3.3 : semelle sur pieux

**Avec :**

- N : le nombre de pieux
- Mx : Moment longitudinale
- My : moment transversal

Combinaisons	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Ni +	Ni-
ELU (MN)	31.14 MN	3.372 MN.M	3.8358MN.M	4,27076058	3,51423942
ELS (MN)	23.10 MN	2.552 MN.M	2.552 MN.M	3,15755291	2,61744709
ELA (MN)	22.936 MN	20.79 MN	8.22 MN.M	4,48505556	1,24894444

Tableau 4.2.3.3 calcul de N- et N+

**4.2.3.4 Ferrailage de la semelle :**

**Méthode des bielles :**

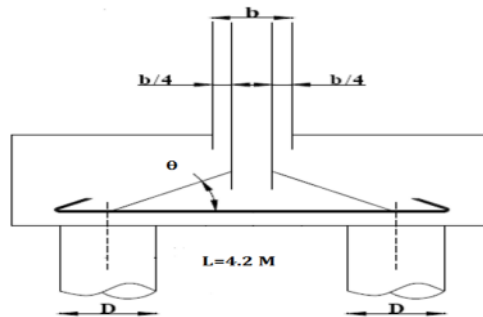


Figure 4.2.3.4 Ferrailage de la semelle

Il faut que  $\theta$  soit supérieur ou égale à  $45^\circ$  ; et H supérieur ou égale à  $\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$

$$\frac{4.2}{2} - \frac{1.6}{4} \leq 1.75$$

$$\theta = \text{Arctg} \left[ \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right] = \text{Arctg} \left[ \frac{1.75}{\frac{4.2}{2} - \frac{1.6}{4}} \right] = 45.83^\circ \geq 45^\circ$$

✓ donc la méthode est applicable.

**Armature transversale inférieure :**

- **Condition normal :**

$$\sigma_a = (2/3) \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^3$$

$$A_1 = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{H} = \frac{4.2}{267} \times \frac{1.7}{1.75} = 0.01528 \text{ m}^4 = 152.8 \text{ m}^3$$

- **Condition sismique :**

$$\sigma_a = 40000 \text{ t/m}^3$$

$$A_1 = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{H} = \frac{4.48}{400} \times \frac{1.7}{1.75} = 0.01088 \text{ m}^4 = \underline{108.8 \text{ cm}^4}$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est  $A_1 = 152.8 \text{ cm}^2$ , on prend 20 barres de HA32 avec une section de  $160.85 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales sont places dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{PIEUX}} = 1.2 + 1.8 = 3\text{m}$

Espacement :

$$St = \frac{\varphi + H - D}{n - 1}$$

**Avec :**

- $\varphi$  = diamètre du pieu.
- H= hauteur de la semelle.
- D= enrobage.
- N= nombre de barre.

$$St = \frac{1.2 + 1.8 - 0.1}{20} = 0.145 \text{ m} = 14.5 \text{ cm}$$

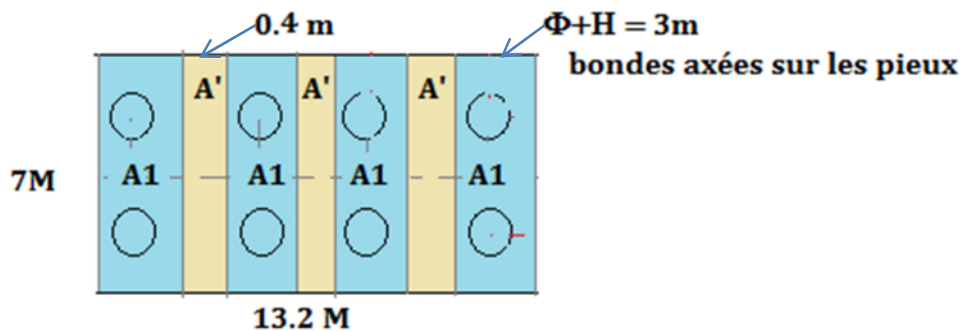
**Armature de répartition :**

Entre les différentes bandes axées sur les pieux, on placera des armatures de répartition  $A'_1$  ayant une densité au moins égale au tiers de la densité  $A_1$  de la bande.

$$A'_1 = \frac{1}{3} \times (A_1/3) \times 0.4$$

$$A'_1 = \frac{1}{3} \times (160.85/3) \times 0.4$$

$$A'_1 = 7.14 \text{ cm}^2 \text{ on prend 2 barre de HA 25 avec une section de } 9.815 \text{ cm}^2$$



Espacement :

On prend St égale à 10 cm

**Armature longitudinale inférieure :**

Les armatures longitudinales sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle. ; en effet ces armatures longitudinales jouent un rôle de répartition dans la transmission des effort entre les futs et les pieux de fondation.

Section d'étude et de 3 m

$$A_2 = \frac{N \max}{\sigma a} \times \frac{\text{projection de PP' sur OY}}{h}$$

$$PP'_y = 0.4 \text{ m}$$

**Condition normal:**

$$\begin{aligned} \sigma_a &= (2/3) \sigma_e = 26700 \text{ t/m}^3 \\ N_{\max} &= 4,27076058 \text{ Mn} \\ A_2 &= 36.55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On prend 8 barres de HA25 avec une section de 39.27 cm<sup>2</sup>.

**Condition sismique:**

$$\begin{aligned} \sigma_a &= 40000 \text{ t/m}^3 \\ N_{\max} &= 4,48 \text{ Mn} \\ A_2 &= 25.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est  $A_2 = 36.55 \text{ cm}^2$ , On prend 12 barres de HA20 avec une section de 37.7 cm<sup>2</sup>.

Espacement

$$St = \frac{\varphi + H - D}{n - 1}$$

$$\checkmark St = 27 \text{ cm}^2$$

**Armature longitudinale de répartition :**

Entre les différentes bandes on placera des armatures de répartition  $A'_2$  ayant une densité au moins égale au tiers de la densité  $A_2$  de la bande longitudinale.

On garde le même type d'armatures de la bande longitudinale avec le même espacement. Pour faciliter l'exécution du travail. On prend 4 barre de de HA25

**Armature de construction :****Armature longitudinale supérieures :**

La section des armatures longitudinales supérieure ne doit pas être inférieure à 1/10 de la section des armatures inférieures.

$$A_{st} = \frac{ALT}{10}$$

**Avec :**

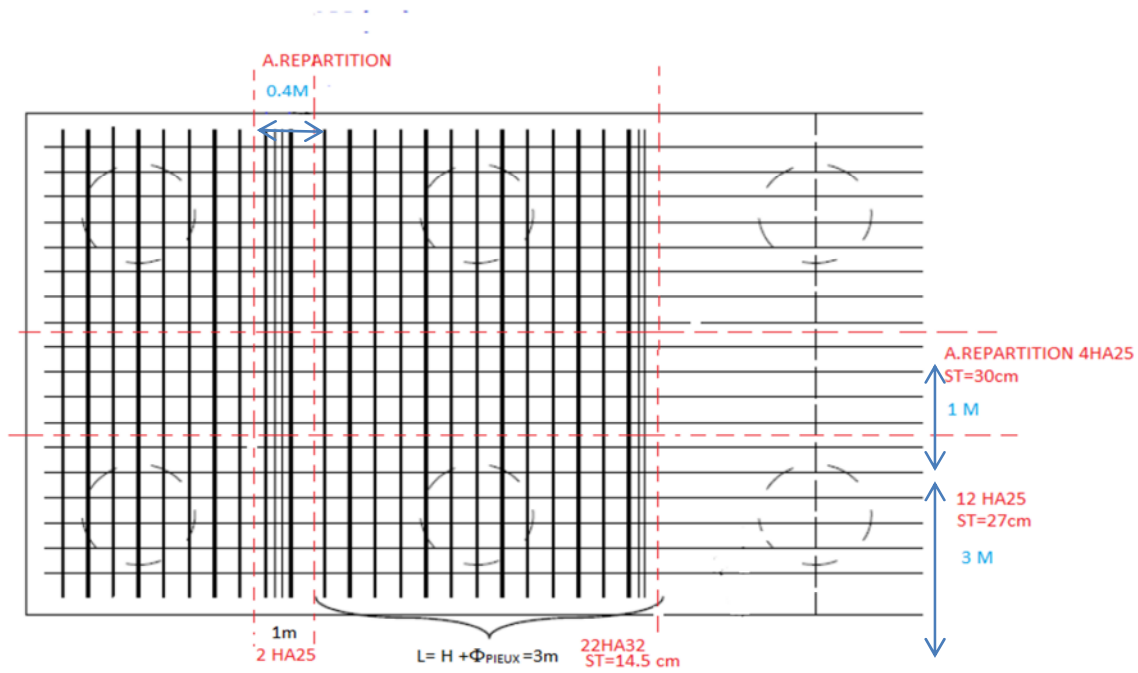
- $A_{LT}$  = section des armatures inférieures.
- $A_{LT} = (137.44 + 29.45 + 643.4) = 810.29 \text{ cm}^2$  section totale des armatures inférieures
- ✓  $A_{st} = \frac{810.29}{10} = 81.1029 \text{ cm}^2$
- ✓ On prend 27 barres de HA20 . Avec une section de 84.82 cm

St = 25cm

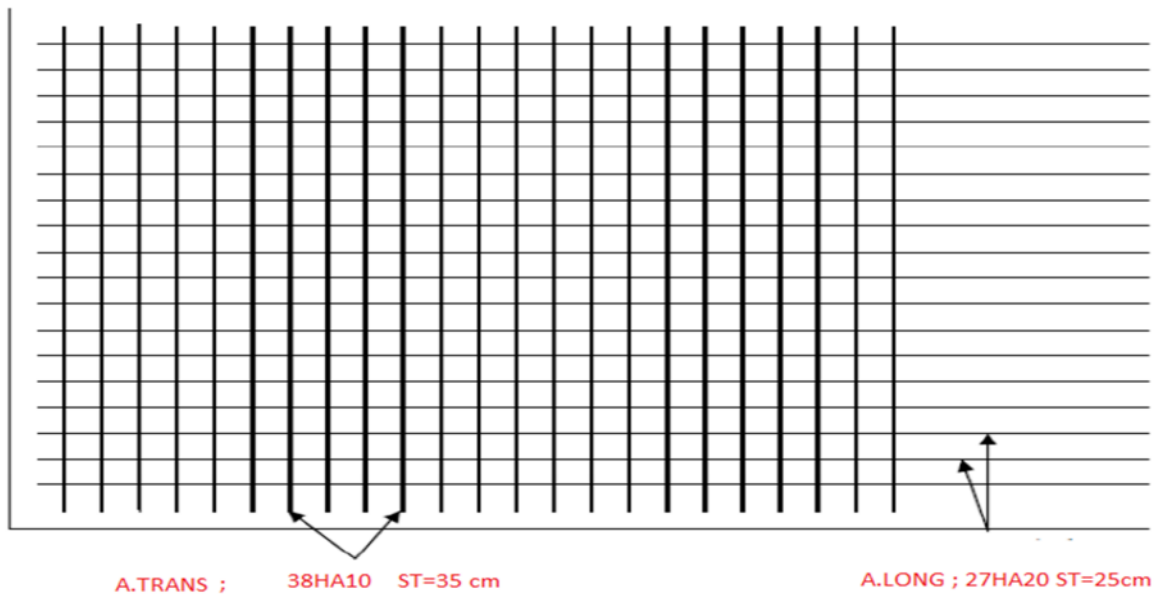
**Armature transversale supérieures :**

$$A_s = \frac{84.82}{3} = 28.27 \text{ on prend 38 barre de HA10}$$

St = 35 cm



**Ferraillage de la semelle (nappe inférieure)**



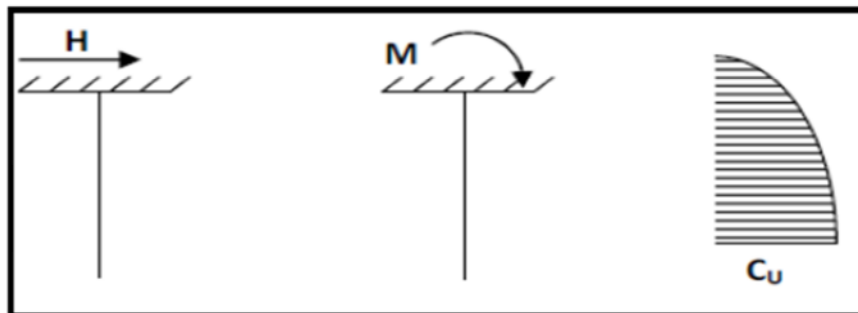
**Ferraillage de la semelle (nappe supérieure)**

**4.2.4 Etude et ferrailage des pieux :**

Quand le sol en surface ne présente pas une bonne portance, ce qui implique descendre à une grande profondeur jusqu'au support (substratum). Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentielle et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. Dans les calculs des pieux, on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

**4.2.4.1 Action sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide d'une équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre :



$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b_y = 0$$

- b : Diamètre du pieu.
- $C_u$  : Module de réaction du sol.
- y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de cette équation est de forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

$\alpha$  : longueur élastique du pieux.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER

Notre pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement où la rotation est nulle.

**Calcul de  $\lambda$  :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

- $\lambda$  = Coefficient d'amortissement du module de WARNER
- E : module d'élasticité du béton =  $11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179.55$  MPA

- $b = \Phi_{PIEU} = 1.20 \text{ m}$
- $C_u = 2000 \text{ t/m}^3$
- $I$  : moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.10178 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{2000 \times 1.2}{4 \times 34179.55 \times 0.10178 \times 10^2}} = 0.2038 \text{ m}^{-1}$$

- ✓ D'où :  $\lambda L = 0.2038 \times 18 = \underline{\underline{3.6684 \text{ m.}}}$

#### 4.2.4.2 Effort tranchant en tête de pieu :

##### Condition normale :

Farinage = 15 t

Le vent = 19.42 t

$H = 15 + 19.42 = 34.42 \text{ t}$

$P(H/8) = 4.3 \text{ T/PIEU}$

##### Condition sismique :

Effort horizontaux longitudinaux,  $V_L = 2.33 \text{ MN} = 233 \text{ T}$

$P(V_L/8) = 29.125 \text{ t/PIEU}$

#### 4.2.4.3 Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissent auquel, le pieu est Soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI \theta_o = X_{\theta M} \times \frac{\overline{M}}{\lambda} + \frac{\overline{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encastéré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = X_{\theta M} \times \overline{M} + \frac{\overline{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

$\overline{M}$  : moment en tête de pieu.

$X_{\theta M}, X_{\theta P}$  : Donnés par les abaques de WERNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(Z) = EI \theta_o = X_{\theta M} \times \frac{\overline{M}}{\lambda} + \frac{\overline{P}}{\lambda^2} X_{\theta P} = 0 \Rightarrow \overline{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \cdot \frac{\overline{P}}{\lambda} \dots\dots(1)$$

##### Détermination des coefficients $X_{\theta M}, X_{\theta P}$ :

On interpole entre les valeurs de  $\lambda L = 3$  et  $\lambda L = 4$  :

$\lambda L = 3 \longrightarrow X_{\theta P} = 1.16 ; X_{\theta M} = 1.48.$

$\lambda L = 4 \longrightarrow X_{\theta P} = 1.26 ; X_{\theta M} = 1.54.$

Par interpolation :

$$\lambda L = 3.6684 \longrightarrow X_{\theta p} = 1.22684 ; X_{\theta M} = 1.520104.$$

D'après la formule (1) on obtient :

**Condition normale:**

$$\bar{P} = 4.3 \text{ T/PIEU} \longrightarrow \bar{M} = -17.028 \text{ t.m.}$$

**Condition sismique:**

$$\bar{P} = 29.125 \text{ T/PIEU} \longrightarrow \bar{M} = -115.339 \text{ t.m.}$$

**Valeurs des coefficients  $X_{\theta M}$ ,  $X_{\theta p}$  en fonction de Z : (Abaques de WERNER),**

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$X_{\theta M}$	0.97	0.88	0.65	0.44	0.26	0.10	0.04	0.01
$X_{\theta p}$	0.38	0.63	0.66	0.56	0.42	0.25	0.14	0.04

Valeurs des coefficients  $X_{\theta p}$  et  $X_{\theta M}$

**4.2.4.4 Déterminations des moments tout le long du pieu**

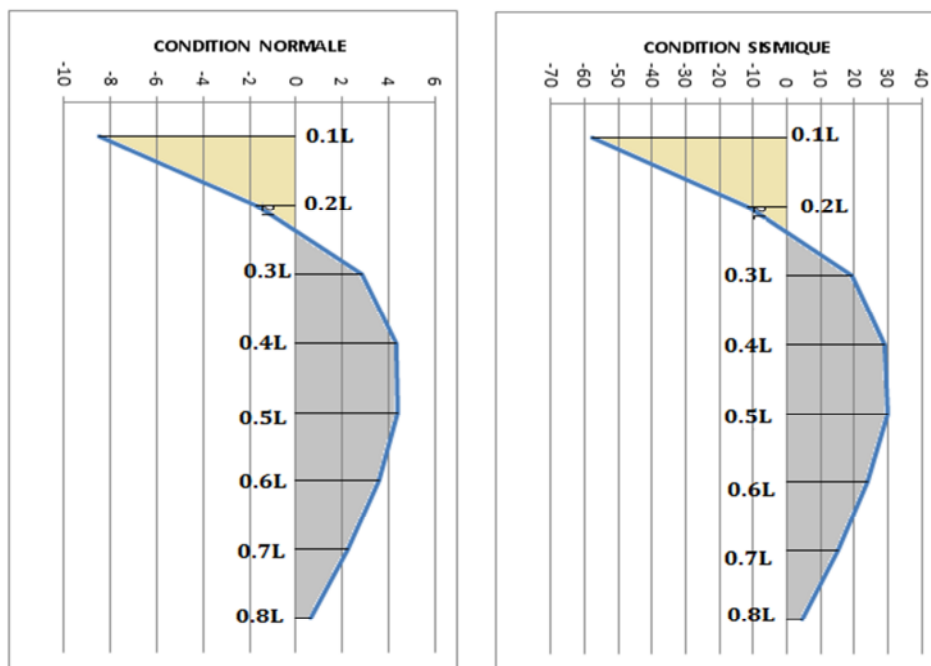
$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta p}$$

Condition normale :  $M(z) = (-17.028) X_{\theta M} + (21.09) X_{\theta p}$

Condition sismique :  $M(z) = (-115.339) X_{\theta M} + (142.90) X_{\theta p}$

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
C.N M(z) t.m	-8,502	-1,69	2,8512	4,31808	4,43052	3,5697	2,27148	0,67332
C.S M(z) t.m	-57,57	-11,4	19,34365	29,27484	30,02986	24,1911	15,39244	4,56261

Valeur Des moments tout le long du pieu



MOMENT TOUT LE LONG DU PIEU

**4.2.4.5 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 :

Données d'entrée de l'abaque :

$M_{max} = -115.339 \text{ T.M}$	$\frac{Nr}{\pi R^2 B \omega} = \frac{448.505}{\pi 0.6^2 3000} = 0.132$	
$N = 448.505 \text{ T}$		$\frac{Mr}{\pi R^2 D B \omega} = \frac{-115.339}{\pi 0.6^2 \cdot 1.2 \cdot 3000} = 0.02834$
$\frac{h'}{D} = 0.05/1.2 = 0.0416$		

On tire w a partir de l'abaque Walter

**W=0.2**

**Fa** : aire totale de l'armature passive

$$Fa = \frac{\pi R^2 B \omega \cdot w}{\sigma f}$$

Fa = 147.36cm<sup>2</sup>

On prend 20 barres de HA32 avec une section de 160.85cm<sup>2</sup>

**Section totale rapporté a la section nominale du pieu :**

$\Rightarrow \frac{As}{S} = \frac{160.85}{11304} = 1.42 \%$

$\Rightarrow 0.5 \% \leq 1.42\% \leq 3\%$  **vérifiée**

**L'espacement :**

$St = 2\pi R^2 / n = 2 \times 3.14 \times 55^2 / 20 = 17.27 \text{ cm}$

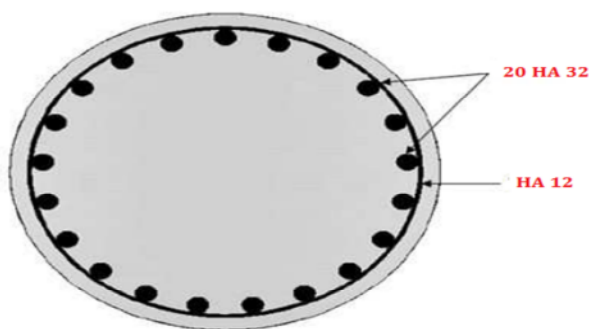
**D'où : St = 17.27 cm**

**Armature transversal:**

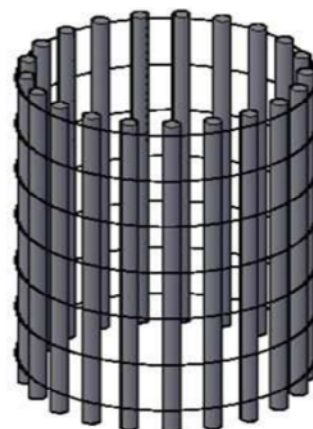
$\Phi_t \geq \frac{\varphi l}{3} = 32/3 = 10.67 \text{ mm}$

$\Phi_t = 12 \text{ mm}$

Donc, on prendra des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.



Ferrailage du pieu (coupe transversale)



Ferrailage du pieu (vue en 3D).

**5- Etude de la culée :**

**5.1. Déterminations des paramètres  $K_{ad}$  et  $\theta$  :**

**En condition normal :**

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.27 \quad \text{avec} \quad \phi = 35^\circ$$

**En condition sismique :**

Le coefficient de poussée dynamique active  $K_{ad}$  peut être calculé suivant la formule dite monorobeOkabe.

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

Avec  $\varphi = 35^\circ$  angle de frottement interne du sol

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{1 + K_v}$$

$k_h$ : Coefficient sismique horizontal.

$k_v$ : Coefficient sismique vertical.

$$\left\{ \begin{array}{l} K_h = A = 0.25 \quad \text{selon RPOA} \\ K_v = 0.3 K_h = 0.075 \end{array} \right.$$

$$K = \sqrt{K^2 h + (1 \pm k^2 v)}$$

Le tableau ci-dessous donne les coefficients de poussées dynamique active dans le cas normal et sismique :

Action du séisme	$K_h$	$K_v$	$\theta$	$K_{ad}$
Condition normal	0	0	0	0.27
Horizontale	0.25	0	14.03	0.435
Horizontale + vertical ↑	0.25	-0.075	15.12	0.452
Horizontale + vertical ↓	0.25	0.075	13.09	0.4206

**Tableau.** Coefficient des poussées dynamique active

**5.2 Ferrailage de la culée :****5.2.1 Mur garde grève :**

- Le mur garde grève est soumis au :
- Poids propre
- Poussée des terres
- Freinage
- Poussée des surcharges
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève
- Séisme

Le mur garde grève est supposé encasté à la base dans les calculs de béton armé.

**5.2.1.1 Evaluation des efforts agissants sur le MGG :****a) Poussée des terres :**

Le moment à l'encastrement est :

$$M_P = P \times \frac{h}{3} = \frac{1}{2} K_{ah} \cdot \delta_R \cdot h^2 \cdot L \cdot \frac{h}{3}$$

Les moments des poussées des terres sont résumés dans ce tableau :

Action du séisme	$K_{ah}$	$\gamma_R(t/m^3)$	$H (m)$	$L (m)$	$P (t)$	$M_p (t.m)$
Condition normal	0,27	2	2.40	1	1.5552	1.2416
Horizontale	0,435	2	2.40	1	2.5056	2.0044
Horizontale + vertical ↑	0,452	2	2.40	1	2.6035	2.0828
Horizontale + vertical ↓	0,4206	2	2.40	1	2.4226	1.9381

**Tableau.** Moments des poussées des terres.

**b) Poussées des surcharges :**

Le moment à l'encastrement est :

$$M_{PS} = P_{PS} \times \frac{h}{2} = K_{ah} \cdot \delta_{SR} \cdot h \cdot L \cdot \frac{h}{2}$$

Les moments des poussées surcharge des terres sont résumés dans ce tableau :

Action du séisme	$K_{ah}$	$\gamma_{SR}(t/m^3)$	$H (m)$	$L (m)$	$P_{PS} (t)$	$M_{PS} (t.m)$
Condition normal	0.27	1,2	2.40	1	0.7776	0.9331
Horizontale	0.435	1,2	2.40	1	1.2528	1.5033
Horizontale + vertical ↑	0.452	1,2	2.40	1	1.3017	1.5621
Horizontale + vertical ↓	0.4206	1,2	2.40	1	1.2113	1.4535

**Tableau.** Moments des Surcharges de poussées des terres.

**c) Moment du à la force de freinage :**

Le moment du à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 \cdot P \cdot h}{0,25 + 2h}$$

Avec :

P : poids d'une roue d'un camion Bc ; P = 6 t.

h : hauteur de mur de garde grève.

Donc le moment du au freinage du B<sub>c</sub> est:

$$M_f = 5.702 \text{ t} \cdot \text{ml}$$

**d) Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seul la sollicitation engendrée par les camions type B<sub>c</sub> (Poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Les rectangles sont de dimension 0.25 × 0.75m<sup>2</sup>.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ donnée par :

$$\Phi = \frac{12}{(0,75 \times 0,25)} = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h est donné par l'expression générale :

$$M'_p = \frac{12k}{0,75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(h+0,25) \cdot \ln(0,25+x) - x]_0^h$$

$$\int_0^{2,40} \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(h+0,25) \cdot \ln(0,25+x) - x]_0^{2,40} = 3.8562$$

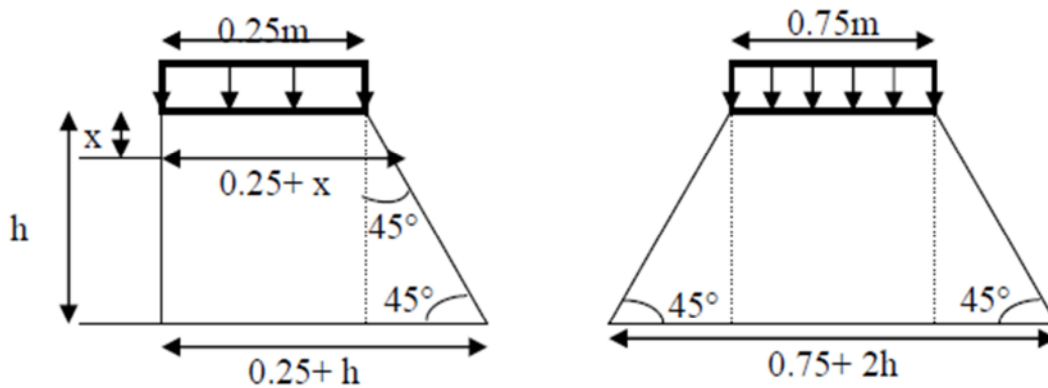
Avec :

$$k = k_{ah} \cdot b_c \cdot \delta$$

$K_{ah}$  = coefficient de poussée des terres.

$b_c = 0.95$  pour trois. vois chargées.

$\delta = 1$  ; coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).



Action du séisme	$K_{ah}$	$b_c$	$\delta$	k	$M'p(t.m)$
Condition normal	0.27	0.95	1	0.2565	2.1309
Horizontale	0.435	0.95	1	0.4132	3.4451
Horizontale + vertical ↑	0.452	0.95	1	0.4294	3.5800
Horizontale + vertical ↓	0.4206	0.95	1	0.3995	3.3305

**e )Charge accidentelle :**

- Les efforts sismiques sont :

L'effort sismique horizontal:  $H_s = kh.G$

L'effort sismique vertical:  $V_s = (1 \pm kv).G$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors :  $h = 2.40$  m.

$e = 0.30$  m.

$L = 1$ m.

$$G = 2.40 \times 0.3 \times 1 \times 2.5 = 1.8 t$$

$$H_s = 0,25 \times 1.8 = 0,45 t$$

$$M_{Hs} = H_s \times \frac{h}{2} = 0,45 \times 1,2$$

$$M_{Hs} = 0.54 t.ml$$

**5.2.1.2 Combinaison des charges :**

**Condition normale :**

$$ELS : G + 1,2S \quad \text{Où} \quad \begin{cases} G = M_p \\ S = M'_p + M_f \end{cases}$$

$$ELU: 1,35G + 1,6S$$

Donc :

$$ELS : M_{ELS} = 1.2416 + 1,2(5.702 + 2.1309) = 10.641 \text{ t.m}$$

$$ELU : M_{ELU} = 1,35(1.2416) + 1,6(5.702 + 2.1309) = 14.2088 \text{ t.m}$$

**Condition sismique :**

$$ELA : G + F_A + S \quad \text{Où} \quad \begin{cases} G = M_p \\ F_A = M_{HS} \\ S = M'_p + M_f \end{cases}$$

$$ELA : M_{ELA} = 2.0828 + 0.54 + 3.58 + 5.702 = 11.904 \text{ t.ml}$$

$$M_{ELS} = 10.6410 \text{ t.m}$$

$$M_{ELU} = 14.2088 \text{ t.m}$$

$$M_{ELA} = 11.904 \text{ t.m}$$

### 5.2.1.3 Ferrailage du MGG :

#### a) Ferrailage verticale :

Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert. On trouve

**As = 22.82 cm<sup>2</sup>** et A's = 0 (pas d'armatures comprimé)

Alors on prendra 8 HA 20 = 25.13 cm<sup>2</sup> avec un espacement st = 13 cm

Pour A's on prend 8 HA 12 (**armateurs constructifs**)

#### b) Vérification des contraintes :

$$A = 0.5$$

$$B = 0.037$$

$$C = -0.0094$$

$$\text{L'axe neutre } X = 10.467 \text{ cm}$$

$$\text{Inertie : } I_1 = 0,00117848 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 9.452 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ ( la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d-X)}{I_1} = 196.828 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 215.55 \text{ MPA} \text{ ( la condition est vérifiée)}$$

**c) Ferrailage horizontale :**

$$A_h = \frac{A_s}{3} \qquad A_h = \frac{25.13}{3} \qquad A_h = 8.376 \text{ cm}^2 \qquad \text{On prend 8HA12}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{Smin} \geq 0,23.100.27. \frac{2,4}{400}$$

$$A_{Smin} \geq 3.72 \text{ cm}^2 \qquad \text{Donc : } A_s \geq A_{Smin} \text{ (vériifié)}$$

**5.2.2 La dalle de transition :**

**5.2.2.1 Evaluation des charges :**

Les charges agissant sur la dalle de transition sont :

**Poids propre :**

$$G_{pp} = 0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}^2$$

**Remblai :**

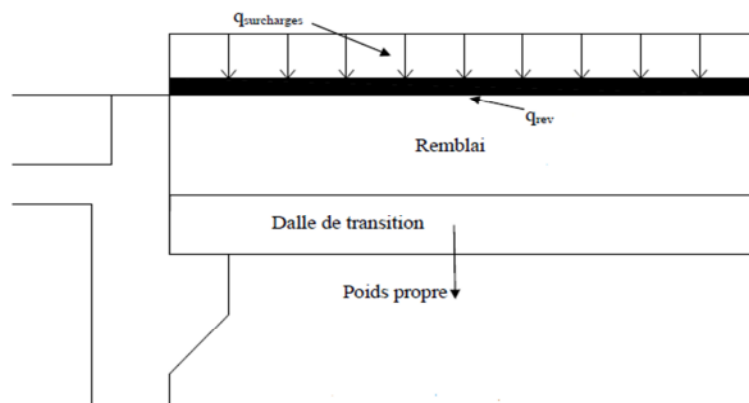
$$G_r = 0,7 \times 2 = 1.4 \text{ t/m}^2$$

**Le revêtement :**

$$G_{rev} = 0,085 \times 1 \times 2,4 = 0,204 \text{ t/m}^2$$

**Surcharges sur remblai :**

$$G_{sur} = 1,2 \times 1 = 1,2 \text{ t/m}^2$$



Le tableau ci-dessous récapitule les efforts tranchant et moments pour chaque charge :

	Poids propres	Remblai	Revêtement	Surcharges
Moment (t.m)	0.844	1.57	0.2295	1.35
Effort tranchant (t)	1.126	2.1	0.306	1.8

Notons que ;  $M_G = 0.844 + 1.57 + 0.2295 = 2.6435 \text{ t.m}$  et  $M_Q = 1.35 \text{ t.m}$

$V_G = 1.126 + 2.1 + 0.306 = 3.532 \text{ t.m}$  et  $V_Q = 1.8 \text{ t}$

### 5.2.2.2 Combinaisons de charges :

#### A l'ELS :

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.S sont :

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q = 4.2635 \text{ t.m}$$

$$V_{ELS} = V_G + 1.2 V_Q = 5.692 \text{ t}$$

#### A l'ELU :

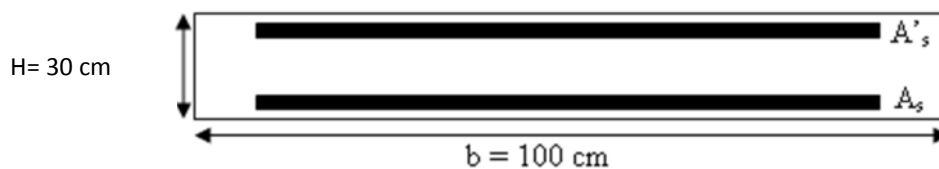
Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 5.7287 \text{ t.m}$$

$$V_{ELU} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 7.6482 \text{ t}$$

### 5.2.2.3 Ferrailage de la dalle de transition :

#### a) Ferrailage verticale :



La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert. On trouve

$A_s = 11.00 \text{ cm}^2$   $A'_s = 0 \text{ cm}^2$  (pas d'armatures comprimées).

Pour la nappe inférieure on prend : **6 HA16**, avec  $St = 17 \text{ cm}$ .

Pour la nappe supérieure on prend : **6 HA12**, avec  $St = 17 \text{ cm}$ .

#### b) Ferrailage horizontale :

$$A_h = \frac{A_s}{3} \quad A_h = \frac{25.13}{3} \quad A_h = 8.376 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 8HA12}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{Smin} \geq 0,23.100.27. \frac{2,4}{400}$$

$$A_{Smin} \geq 3.72 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A_S \geq A_{Smin} \text{ (vérifié)}$$

**c) Vérification des contraintes :**

La vérification se fait à l'ELS avec les deux conditions suivantes :

**Vérification a E.L.S :**

$$A = 0.5$$

$$B = 0.018$$

$$C = -0.0045$$

$$\text{L'axe neutre } X = 7.873 \text{ cm}$$

$$\text{Inertie } : I_1 = 6.9347 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 4.840 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \text{ ( la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d-X)}{I_1} = 157.946 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 215.55 \text{ MPA} \text{ ( la condition est vérifiée)}$$

**Vérification à l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{7.6482}{1 \times 0,27} = 28.32 \text{ t. m}^2$$

$$\tau_u = 0,2832 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\delta_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = 3 \text{ MPa}$$

Alors  $\overline{\tau_u} \geq \tau_u$  Donc la condition est vérifiée.

**5.2.3 Corbeau d'appui de la dalle de transition :**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

**5.2.3.1 Evaluation des efforts :****Réaction des surcharges sur remblai :**

$$R_1 = 1.8 \text{ t/ml.}$$

**Réaction de la dalle de transition :**

$$R_2 = 1.126 \text{ t/ml.}$$

**Poids propre du corbeau :**

$$R_3 = 0.135 \times 1 \times 2.5 = 0.3375 \text{ t/ml.}$$

**Réaction du remblai :**

$$R_4 = 2.1 \text{ t/ml.}$$

**Réaction du revêtement :**

$$R_5 = 0.306 \text{ t/ml.}$$

**5.2.3.2 Evaluation des charges :**

Les charges permanentes donnent :  $R_G = R_2 + R_3 + R_4 + R_5 = 3.87 \text{ t/ml}$

$$M_{RG} = 0.5805 \text{ t.m}$$

Les charges non permanentes donnent  $R_Q = 1.8 \text{ t/ml}$

$$\begin{aligned} R_{ELS} &= R_G + 1.2 R_Q &&= 6.03 \text{ t/ml.} \\ R_{ELU} &= 1.35 R_G + 1.6 R_Q &&= 8.1045 \text{ t/ml.} \\ R_{ELA} &= (1+0.075) R_G + R_Q &&= 5.9602 \text{ t/ml.} \\ \\ M_{ELS} &= M_{RG} + 1.2 M_{RQ} &&= 0.9045 \text{ t.m} \\ M_{ELU} &= 1.35 M_{RG} + 1.6 M_{RQ} &&= 1.2140 \text{ t.m.} \\ M_{ELA} &= (1+0.075) M_{RG} + M_{RQ} &&= 0.8940 \text{ t.m} \end{aligned}$$

**5.2.3.3 ferrailages du corbeau arrière :**

Il se fait en flexion simple à l'aide de la calculette Robot Expert B.A.

$f_{c28} = 30\text{MPa}$ ;  $b_0 = 1 \text{ m}$ ;  $h = 0.6 \text{ m}$ .

On obtient  $A_s = 0.78 \text{ cm}^2$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{Smin} \geq 0,23.0.54.1. \frac{2,4}{400}$$

$$A_{Smin} \geq 7.45 \text{ Cm}^2$$

Puisque  $A_{Smin} \geq A_s$  donc on prendra la section minimal : 7HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup>

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 2.64 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA10 pour } A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

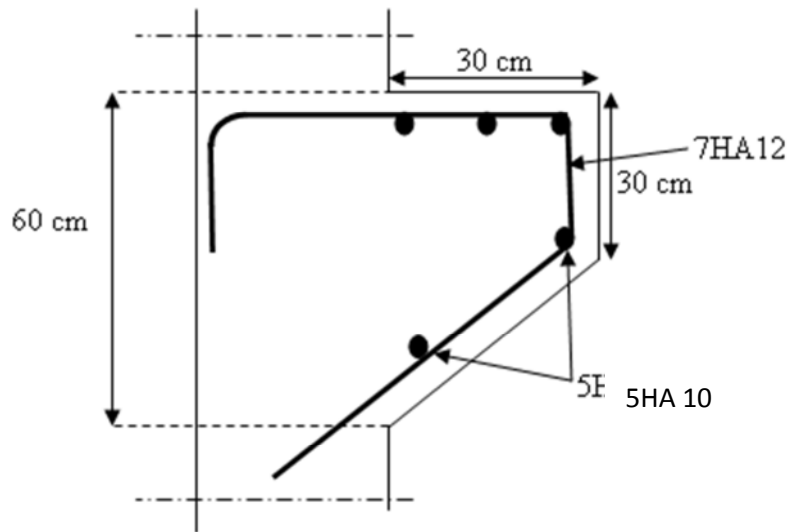


Fig Ferrailage du corbeau arrière

#### 5.2.4 Le mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

##### 5.2.4.1 Etude de l'oreille :

###### ➤ Efforts verticaux :

Les efforts verticaux sont donnés par la formule suivante : (SETRA)

$$T_V = \frac{2.5l.h}{2} \cdot e + 0.3l + P_V$$

$$T_{V\text{ELS}} = \frac{2.5 \times 5.6 \times 3.7}{2} \times 0.4 + 0.3 \times 5.6 + 1.2 \times (4) = 16.84 \text{ t.}$$

$$T_{V\text{ELU}} = 1.35 \times \left( \frac{2.5 \times 5.6 \times 3.7}{2} \times 0.4 + 0.3 \times 5.6 \right) + 1.6 \times (4) = 22.65 \text{ t.}$$

$$M_V = \frac{2.5l^2.h}{6} \cdot e + 0.3 \frac{l^2}{2} + P_V(l - 1)$$

$$M_{V\text{ELS}} = \frac{2.5 \times 5.6^2 \times 3.7}{6} \cdot 0.4 + 0.3 \frac{5.6^2}{2} + 1.2 \times (4(5.6 - 1)) = 46.114 \text{ t.m.}$$

$$M_{V\text{ELU}} = 1.35 \times \left( \frac{2.5 \times 5.6^2 \times 3.7}{6} \cdot 0.4 + 0.3 \frac{5.6^2}{2} \right) + 1.6 \times (4(5.6 - 1)) = 61.885 \text{ t.m.}$$

➤ **Efforts horizontaux :**

Les efforts horizontaux sont donnés par la formule suivante : (SETRA)

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0.5\right) \frac{1h}{2} + P_H.$$

$$T_{H\ ELS} = \left(\frac{3.7}{3} + 0.5\right) \frac{3.7 \times 5.6}{2} + 1.2 \times 2 = 20.357\ t.$$

$$T_{H\ ELS} = 1.35 \times \left(\left(\frac{3.7}{3} + 0.5\right) \frac{5.6 \times 3.7}{2}\right) + 1.6 \times 2 = 35.55\ t.$$

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0.5\right) \frac{l^2 \cdot h}{6} + P_H(1 - 1).$$

$$M_{H\ ELS} = \left(\frac{3.7}{3} + 0.5\right) \frac{5.6^2 \times 3.7}{6} + 1.2 \times 2(5.6 - 1) = 44.49\ t.m.$$

$$M_{H\ ELU} = 1.35 \times \left(\left(\frac{3.7}{3} + 0.5\right) \frac{5.6^2 \times 3.7}{6}\right) + 1.6 \times 2(5.6 - 1) = 56.65\ t.m.$$

**5.2.4.2 Le ferrailage de l'oreille :****Verticalement :**

$$M_V\ ELS = 46.114\ t.m$$

$$M_V\ ELU = 61.885\ t.m$$

Le ferrailage se fait en flexion simple

$f_{c28} = 30\ MPA$  ;  $b = 0.4m$ .  $h = 3.33\ m$

Le ferrailage à l'aide du Logiciel Robot EXPERT on obtient :

$$A_s = 6.68\ cm^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq 0,23 \cdot 0,4 \times 3,33 \times \frac{2,4}{400}$$

$$A_{smin} \geq 18.38\ Cm^2$$

Donc on prendra la section minimale : 6HA 20 = 18.85 cm<sup>2</sup>

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28\ cm^2 . \text{ Soit : } \mathbf{6HA12} \text{ pour } \mathbf{A's = 6.79\ cm^2} .$$

**Horizontalement :**

$$M_H\ ELS = 44.49\ t.m$$

$$M_H\ ELU = 56.65\ t.m$$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$f_{c28} = 30\ MPA$

Le ferrailage à l'aide du Logiciel Robot EXPERT on obtient :

$$A_s = \mathbf{64.06\ cm^2} . \text{ Soit : } \mathbf{21HA20} \text{ pour } A_s = 65.97\ cm^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \text{ avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$65.97 \geq 0.23 \frac{3.7 \times 0.36 \times 2.4}{400} = 18.38 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 21.38 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : } \mathbf{14HA14} \text{ pour } \mathbf{A's = 21.55 \text{ cm}^2}.$$

### 5.2.5 La semelle :

#### 5.2.5.1 calculs des sollicitations :

Le tableau ci-dessous donne l'ensembles des moment et effort agissant sur la culée pour les trois cas existant :

DESIGNATION	CAS	P(t)	$K_h \times P$	$(1+K_v) \times P$	h	v	Ms	Mr
Réaction du au Poids propre du tablier	C N	438.14	0	438.14	0,15	1.68	0	219,07
	H+ V	438.14	219,07	871,350	0,15	1.68	217,83	591,48
	H+V	438.14	219,07	810,559	0,15	1.68	202,64	591,48
M.G.G	C N	26.1	0	26,1	0,65	2.5	15,795	0
	H + V	26.1	6,075	26,1225	0,65	2,5	16,979	15,187
	H+ V	26.1	6,075	22,4775	0,65	2,5	14,610	15,187
CORBEAU	C N	4,893	0	4,556	0,95	2,8	4,3282	0
	H+V	4,893	1,139	4,8977	0,95	2,8	4,6528	3,1892
	H+V	4,893	1,139	4,2143	0,95	2,8	4,0035	3,1892
MUR EN RETOUR 1	C N	6	0	6	3,05	3,34	18,3	0
	H+V	6	1,5	6,45	3,05	3,34	19,672	5,01
	H+ V	6	1,5	5,55	3,05	3,34	16,927	5,01
MUR EN RETOUR 2	C N	12,255	0	12,255	2,3	1,9	28,186	0
	H +V	12,255	3,0637	13,1741	2,3	1,9	30,300	5,8211
	H + V	12,255	3,0637	11,3358	2,3	1,9	26,072	5,8211
SEMELLE	C N	70,2	0	70,2	0	0	0	0
	H + V	70,2	17,55	75,465	0	0	0	0
	H + V	70,2	17,55	64,935	0	0	0	0
DALLE DE TRANSITION	C N	28,575	0	28,575	2,3	3,15	65,722	0
	H + V	28,575	7,1437	30,7181	2,3	3,15	70,651	22,502
	H + V	28,575	7,1437	26,4318	2,3	3,15	60,793	22,502
DES D'APPUIS	C N	1,70625	0	1,70625	0,15	1,42	0	0,2559
	H + V	1,70625	0,4265	1,83421	0,15	1,42	0,2751	0,6078
	H + V	1,70625	0,4265	1,57828	0,15	1,42	0,2367	0,6078

PLOT PARASISMIQUE	C N	5,07	0	5,07	0,15	1,95	0	0,7605
	H + V	5,07	1,2675	5,45025	0,15	1,95	0,8175	10,628
	H + V	5,07	1,2675	4,68975	0,15	1,95	0,7034	9,1450
POUSSEE DES TERRES	C N	46,943	0	46,9430	4,8	1,23		57,739
	H + V	73,126	18,281	78,6104	4,8	1,23	377,33	22,486
	H + V	78,63	19,657	72,7327	4,8	1,23	349,117	24,178
SURCHARGE SUR REMBLAI	C N	15,2248	0	15,2247	4,8	1,85		28,165
	H + V	9,97528	2,4938	10,7234	4,8	1,85	51,472	4,6135
	H + V	11,5203	2,8800	10,6562	4,8	1,85	51,150	5,3281
FREINAGE	C N	17,345	-	-	-	1,75		29.486
	H + V	17,345	-	-	-	1,75		29.486
	H + V	17,345	-	-	-	1,75		29.486
SURCHARGE ROULANTE D 240	C N	176	-	-	0,15	1.68		26.391
	H + V	176	-	-	0,15	1.68		26.391
	H + V	176	-	-	0,15	1.68		26.391
TOTAL	C N	1092,91					132,332	380.80
	H + V	1124,79					514.65	756.80
	H + V	1142,07					508.35	755.87

➤ Conditions normales :

$$N_{\max} = 1092 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 248 \text{ t.m.}$$

➤ Conditions sismiques :

$$N_{\max} = 1142 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 243.143 \text{ t.m.}$$

### 5.2.5.2 Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{1142}{346} = 3.30$$

On disposera 4 pieux disposés sur une file.

**5.2.5.3 Etude de la semelle :**

Elle sera calculée comme un chevêtre simplement appuyée sur les pieux

**Evaluation des efforts :**

- **charge uniformément répartie :**
  - poids propre du mur garde grève :  $G_{m\text{gg}} = 1.8 \text{ t/ml}$
  - poids propre du chevêtre :  $G_s = 5.2 \text{ t/ml}$
  - poids propre du corbeau :  $G_c = 0.3375 \text{ t/ml}$
  - poids propre de la dalle de transition :  $G_{\text{DDT}} = 2.25 \text{ t/ml}$
  - g total =  $9.5875 \text{ t/ml}$
  
- **charges concentrées :**
  - réaction due au poids du tablier :  $P_t = 62.5914 \text{ t}$
  - poids propre du mur en retour :  $P_m = 20.345 \text{ t}$
  - réaction due au chargement D 240 :  $P_{\text{D240}} = 25.136 \text{ t}$

➤ **Calcul de l'élançement du chevêtre :**

$h = 1.3 \text{ m}$   $L = 3.6$  entre axe entre pieux

$\frac{h}{L} = 0.362 > 0.2$  le chevêtre est assimilé à une poutre indéformable reposant sur des appuis élastiques.

**5.2.5.4 Ferrailage du chevêtre en flexion :**

Il se fera à l'aide du logiciel Autodesk robot et on obtiendra :

**1) sur appui :**

ELU :  $M_{\text{max}} = 2469 \text{ kn.m}$

ELS  $M_{\text{max}} = 1441 \text{ Kn.m}$

=>  $A_s = 62.83 \text{ cm}^2$  ; soit 15 HA 25

**Condition de non fragilité :**

$$A_{s\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s\text{min}} \geq 0,23 \cdot 1.17 \cdot 1.6 \cdot \frac{2,4}{400}$$

$$A_{s\text{min}} \geq 25.83 \text{ Cm}^2$$

$A_s \geq A_{s\text{min}}$  La condition est vérifiée

**2) en travée :**ELU :  $M_{max} = 769.32 \text{ kn.m}$ ELS  $M_{max} = 450.59 \text{ Kn.m}$  $\Rightarrow A_s = 19.25 \text{ cm}^2 < A_{smin}$  donc on prendra  $A_s = 25.83 \text{ cm}^2$  : soit 10 HA 20**3) ferrailage transversal :** $\bar{\tau u} = \min(0.1F_c28, 3\text{MPa}) = 3 \text{ MPA}$ 

$$\tau u = \frac{Vu}{b_0 d} = 0.714 \text{ MPA} \Rightarrow \tau u < \bar{\tau u}$$

Pour un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ 

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{b_0}{f_e} \cdot \text{Max}(\tau u/2, 0.4) \Rightarrow A_t > 4.45 \text{ cm}^2$$

**5.2.5.5 Vérification du chevêtre a la torsion**

Les moments calculés dans le tableau précédant donne le moment de torsion

La torsion est reprise par des armatures longitudinales et transversales qui viennent s'ajouter respectivement aux armatures de flexion et d'effort tranchant

**➤ Justification du béton**

$$\tau u + \tau u M_t < \bar{\tau u} \quad \bar{\tau u} = 3 \text{ MPA}$$

$$B_0 = \frac{a}{6} = 0.26 \text{ m}$$

$$\Omega = [(a - a/6) \times (b - a/6)] = 1.3936 \text{ m}^2$$

$$U = [(a - a/6) + (b - a/6)] \times 2 = 4.76 \text{ m}$$

$$Vu = 2.1 \text{ Mn} \quad \tau u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = 1.12 \text{ MPA}$$

$$\tau u (M_t) = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times b_0} = \frac{0.248}{2 \times 1.3936 \times 0.26} = 0.342 \text{ MPA}$$

$$\tau u (M_t) + \tau u (Vu) = 1.46 \text{ MPA} < 3\text{MPA}$$

➤ **Armature longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega_x \times f_e} = 12.176 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 4 \text{ HA20}$$

➤ **Armatures transversale :**

$$A_t = \frac{S_t \times M_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega_x \times f_e} = 1.023 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 2 \text{ cadre HA } 12 (4.52 \text{ cm}^2)$$

**5.2.6 Etude et ferrailage des pieux :**

Les fondations sur pieux (profondes) sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, donc il faut descendre à une grande profondeur pour atteindre le bon sol.

La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrée sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

**5.2.6.1 Action sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

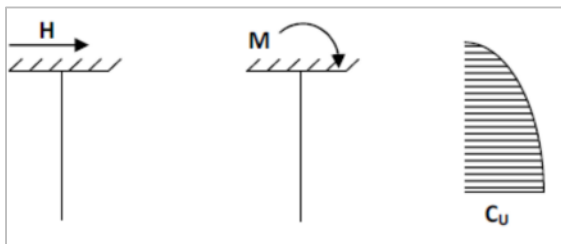
CU : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

$\alpha$  : longueur élastique du pieux.



Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement où la rotation est nulle.

**Calcul de  $\lambda$  :**

$\lambda$  : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

E : module d'élasticité du béton (34179,55 MPa)

I : moment d'inertie du pieu = 0,1017m<sup>4</sup>

$C_U = 2000 \text{ t/m}^3$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}} = 0,2038 \text{ m}^{-1}$$

$$\Rightarrow \lambda L = 0,2038 \times 17 = 3.4646$$

**Effort tranchant en tête du pieu :****Condition normale :**

Freinage :  $H_{A(l)} = 17,345 \text{ t}$ .

$H = 17,345 = 17,345 \text{ t}$

$$P = \frac{H}{4} = 4,336 \text{ t/pieu}$$

**Condition sismique :**

$V_L = H = 1.92 \text{ MN}$ .

$$P = \frac{H}{4} = 48 \text{ t/pieu}$$

**5.2.6.2 Calcul des moments par la formule de WERNER :**

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI_\theta = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu.

$X_{\theta M}$ ,  $X_{\theta P}$  : Données par les abaques de WERNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(z) = EI_\theta = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P} = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P} \bar{P}}{X_{\theta M} \lambda} \dots (1)$$

**Détermination des coefficients  $X_{\theta M}$ ,  $X_{\theta P}$  :**

On interpole entre les valeurs de  $\lambda l = 3$  et  $\lambda l = 4$  :

$$\begin{cases} \lambda l = 3 \rightarrow X_{\theta P} = 1,16; X_{\theta M} = 1,48 \\ \lambda l = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1,26; X_{\theta M} = 1,54 \end{cases}$$

$$\lambda l \Rightarrow \begin{cases} X_{\theta P} = 1.2064 \\ X_{\theta M} = 1.508 \end{cases}$$

D'après la formule (1) on obtient :

Condition normale :  $\bar{P} = 4,336 \text{ t/pieux}$  ;  $\bar{M} = -17,02 \text{ t.m}$

Condition sismique :  $\bar{P} = 48 \text{ t /pieux}$  ;  $\bar{M} = -188.35 \text{ t.m}$

Valeurs des coefficients  $X_{\theta M}$ ,  $X_{\theta P}$  en fonction de Z : (Abaques de WERNER).

$X_{\theta M}$	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,1	0,04	0,01
$X_{\theta P}$	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04

Coefficients  $X_{\theta M}$ ,  $X_{\theta P}$  en fonction de Z

Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

Condition normale :  $M(z) = - 17.02 X_{\theta M} + 21,27 X_{\theta P}$

Condition sismique :  $M(z) = - 188.35 X_{\theta M} + 235,52 X_{\theta P}$

Z (m)	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
	2	4	6	8	10	12	14	16
C.N	-8,4268	-1,5775	2,9752	4,4224	4,5082	3,6155	2,297	0,6806
C.S	-93,201	-17,370	33,0157	49,0172	49,9474	40,045	25,4388	7,5373

Moments fléchissant de pieu en fonctions de Z

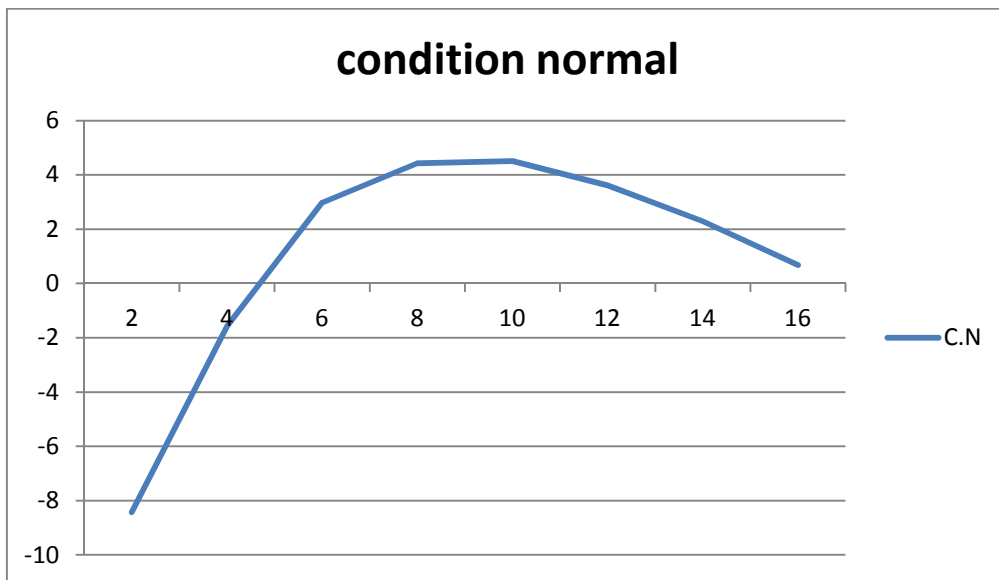
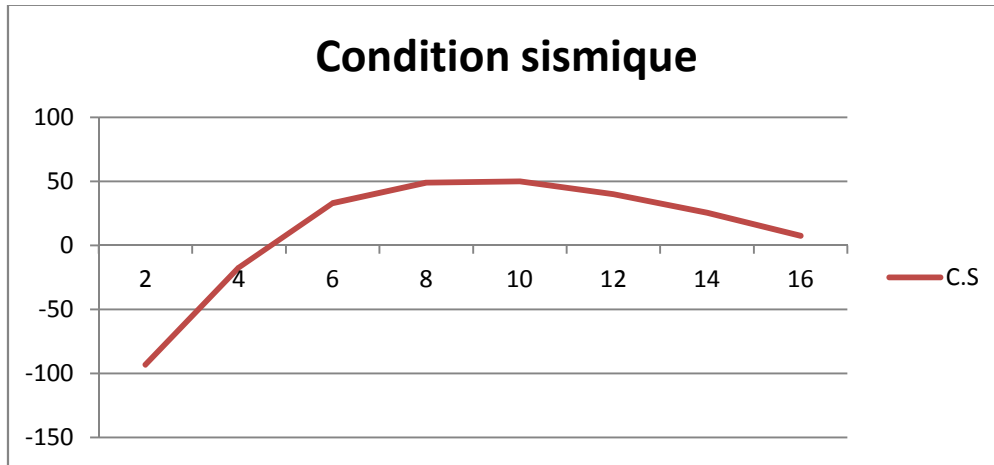


Diagramme de moment (Condition normale)



D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :  $M_{max} = -188.35 \text{ t.m}$

### 5.2.6.3 Ferrailage des pieux

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de WALTHER (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 285,52 \text{ t} \\ M = 188.35 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 285,52 \text{ t} \\ M = 188.35 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Selon l'abaque de Walther (voir annexe) on a :

$$\frac{h}{d} = \frac{0,05}{1,20} = 0,041 \approx 0,04$$

Avec : h : l'enrobage ; D : diamètre du pieu.

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = 0,084$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = 0,0462$$

$\beta_\omega$  : Résistance du béton

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de  $\omega$  :

$$\omega = 0,20$$

$$\omega = \frac{\sigma_f F_a}{\pi R^2 \beta_\omega} \Rightarrow F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_\omega}{\sigma_f}$$

$\omega$  : degré mécanique d'armature.

$F_a$  : aire totale de l'armature passive

$$F_a = \frac{0,20 \times 3,14 \times (0,6^2) \times 30}{400 \times 1,15} = 147,52 \text{ cm}^2$$

On prend **19 HA32** pour :  **$A_s = 152,81 \text{ cm}^2$**

Selon RPOA :

$$0.5\% \leq \rho_G \leq 3\%$$

$$\rho_G = A_s/B = (152,81 \times 10^{-4})/1,1309 = 1,35 \text{ \% (vérifié)}$$

$$St = (2\pi R/21) = 0,1818\text{m}; \text{ on prend : } St = 18 \text{ cm}$$

**Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \phi_L/3 = 32/3$$

D'après RPOA :  $St_{MAX} = 12 \times \phi_L = 38,4 \text{ cm}$

On prend des cerclcs HA14 espacée 20cm

**Zone de renforcement :**

Il doit être prévu des renforts sur une profondeur 2d (2,4m) à partir de la tête du pieu avec un espacement des cerclcs de 10cm

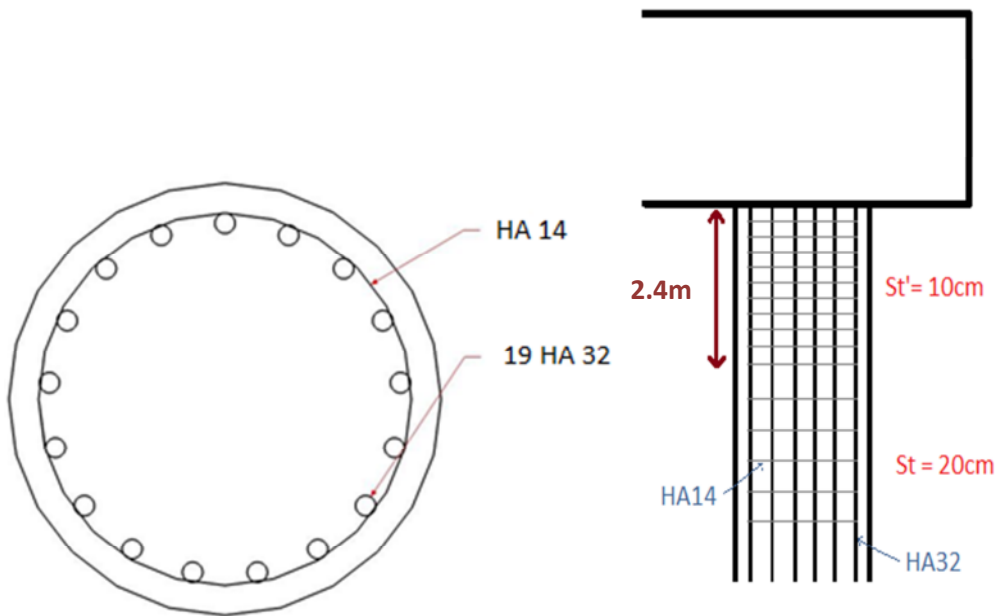


Fig : Ferrailage d'un pieu

## **Conclusion général**

Notre mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc.

Cette thèse de fin d'étude fut un enrichissement conséquent pour nous, en tant que futurs ingénieurs.

Ce projet nous a permis de mettre en application, dans un cas pratique les connaissances acquises au cours de notre cursus universitaire au sein de L'ENSTP, ainsi ils nous a permis de se confronter à l'attache d'ingénieur .

On espère que ce modeste travail va contribuer a consolidé les connaissances dans ce domaine et permettra aux promotions future d'avoir un appui documentaire.

## **Référence bibliographique et web :**

### **Ouvrage :**

- Document SETRA :
- Ponts à poutre préfabriquées par post-tension (VIPP) –GUIDE DE CONCEPTION.
- Pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs - GUIDE DE CONCEPTION.
- Ponts mixtes acier-béton bipoutres -GUIDE DE CONCEPTION.
- Ponts courant en zone sismique -GUIDE DE CONCEPTION.
- Fascicule 61 titre II du CPC
- Conception des ponts J.A Calgaro - A. Benard Gley
- Le béton précontraint aux états limites – Henri Thonier
- Règles BAEL et BPEL
- Règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA

### **Cours :**

- Ouvrage d'art ENSTP
- Béton armé et béton précontraint ENSTP

### **Logiciels :**

- Autocad 2010
- Autodesk Robot expert
- Microsoft office 2010
- RDM 6-Y.debard
- Microsoft Paint

### **Site internet :**

- Wikipédia

# Annexes

**Annexe :**

Ci-dessous les tableaux qui donnent les valeurs de  $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_1$  ET  $\epsilon'_1$  POUR  $\theta= 1$  et pour  $\theta=0.9$  :

**2) Valeur de  $\epsilon_0$ ,  $\epsilon_1$ ,  $\epsilon'_1$  Pour  $\theta= 1$**

$\epsilon_0$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-0,096186	0,0273	0,160435	0,298812	0,376614	0,298812	0,160435	0,027301	-0,096186
b/4	-0,085797	-0,018825	0,0608065	0,169629	0,298812	0,373883	0,290692	0,136351	-0,027476
b/2	-0,050311	-0,02824	0,002927	0,060865	0,160435	0,290692	0,377661	0,320158	0,205943
3b/4	-0,012663	-0,02232	-0,02824	-0,018825	0,027301	0,136351	0,320158	0,533904	0,689696
b	0,023233	-0,012663	-0,050311	-0,085797	-0,096186	0,027476	0,205943	0,689696	1,415132

$\epsilon_1$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	0,029091	0,056274	0,110878	0,23317	0,504573	0,23317	0,110878	0,056274	0,029091
b/4	0,013749	0,026419	0,051824	0,108554	0,234026	0,509165	0,241916	0,122663	0,063319
b/2	0,007332	0,013716	0,026416	0,054413	0,115414	0,247048	0,53001	0,268688	0,138655
3b/4	0,005676	0,009917	0,018157	0,035597	0,071731	0,14532	0,293526	0,589149	0,304009
b	0,007705	0,012556	0,021686	0,039892	0,074616	0,137935	0,247605	0,423426	0,666732

$\epsilon'_1$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-0,016435	0,00938	0,071995	0,2515	0,749412	0,2515	0,071995	0,00938	-0,016435
b/4	-0,012394	-0,00534	0,013694	0,074101	0,253212	0,751259	0,252684	0,0685884	-0,011297
b/2	-0,007021	-0,00550	-0,00036	0,01887	0,081067	0,262948	0,762467	0,256003	0,029706
3b/4	-0,001204	0,000106	0,003374	0,013014	0,040293	0,113897	0,30568	0,79236	0,184593
b	0,007705	0,012556	0,021686	0,039892	0,074616	0,137935	0,247605	0,423426	0,666732

2) Valeur de  $\epsilon_0$  .  $\epsilon_1$  .  $\epsilon'_1$  Pour  $\theta= 0.9$  :

$\epsilon_0$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-0,075043	0,043758	0,166087	0,282836	0,343652	0,282836	0,166087	0,043758	-0,075043
b/4	-0,087423	-0,010275	0,07481	0,176182	0,282836	0,339545	0,275487	0,152231	0,017968
b/2	-0,064325	-0,029463	0,012607	0,07481	0,166087	0,275487	0,349828	0,321546	0,252146
3b/4	-0,030542	-0,032284	-0,029463	-0,010275	0,043758	0,152231	0,321546	0,517557	0,677667
b	0,004753	-0,030542	-0,064325	-0,087423	-0,075043	0,017968	0,252146	0,677667	1,273781

$\epsilon_1$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	0,0361	0,065432	0,119081	0,29722	0,457093	0,229722	0,119081	0,065432	0,0361
b/4	0,018714	0,033608	0,06791	0,116634	0,230876	0,46245	0,23939	0,131333	0,072287
b/2	0,011074	0,019288	0,03416	0,064289	0,1249	0,245534	0,484373	0,265632	0,146121
3b/4	0,009201	0,015013	0,025319	0,0452	0,083973	0,156494	0,291129	0,538273	0,296055
b	0,012121	0,018556	0,029665	0,050219	0,086779	0,148955	0,249507	0,400759	0,600175

$\epsilon'_1$	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
0	-0,014579	0,017567	0,084882	0,254085	0,675004	0,254085	0,084882	0,017567	-0,014579
b/4	-0,012792	-0,001775	0,22521	0,087413	0,256394	0,677666	0,256028	0,081543	-0,004382
b/2	-0,007518	-0,003815	0,004857	0,029518	0,09652	0,268317	0,690336	0,259209	0,042735
3b/4	-0,000153	0,002618	0,008248	0,021859	0,054649	0,131865	0,310203	0,715926	0,19135
b	0,012121	0,018556	0,02965	0,050219	0,08677	0,148955	0,249507	0,400759	0,600175

Annexe dalle :

$\mu_1$	(-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	-67,9	-92,61	-115,24	-96,79	74,96	698,13	-411,46
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de  $\mu_1$  pour  $\theta = 0.9$

$\mu_1$	(-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	-172,14	-237,51
b/2	-45,69	-61,19	-85,23	-113,13	-109,33	50,61	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  $\mu_1$  pour  $\theta = 1$

	(-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	-264,93	-273,56	-241,08	-70,41	393,92	1311,73	230,84	-503,78	-1113,99
b/2	-73,57	-123,99	-160,52	-140,44	16,72	420,82	1167,25	-262,75	-1547,25
3b/4	-6,89	-30,64	-51,9	-60,77	-34,93	61,7	270,98	614,66	-1453,58
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de  $\mu_0$  pour  $\theta = 0.9$

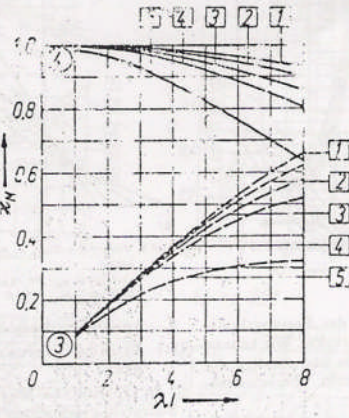
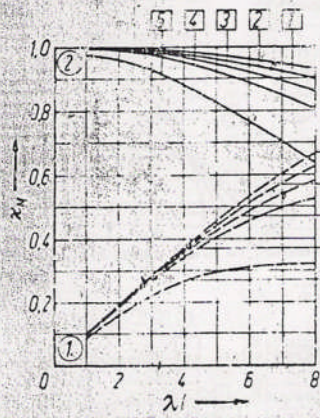
0	(-b)	(-3b/4)	(b/2)	(b/4)	0	(b/4)	(b/2)	(3b/4)	(b)
b/4	-392,86	-329,52	-184,79	230,59	1159,04	230,59	-184,79	-329,52	-392,86
b/2	-115,59	-186,55	-255,03	-133,25	263,98	1173,23	176	-408,5	-846,34
3b/4	-2,94	-74,59	-138,77	-160,16	-53,35	319,93	1101,38	-207,09	-1326,87
b	11,13	-15,65	-42,36	-62,61	-54,31	26,67	240,52	628,86	-1361,41
	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de  $\mu_0$  pour  $\theta = 1$

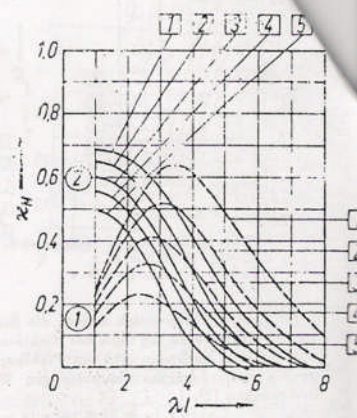
ABAQUE WARNER :

②  $\pi$   
①  $\rho^*$

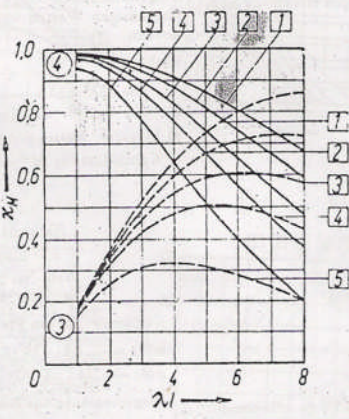
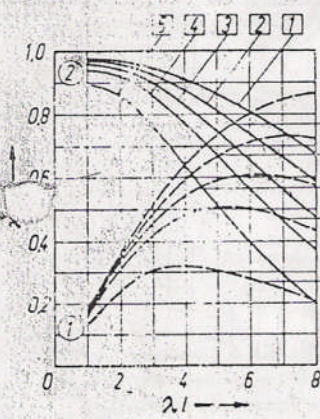
a)  $x = 0.11$



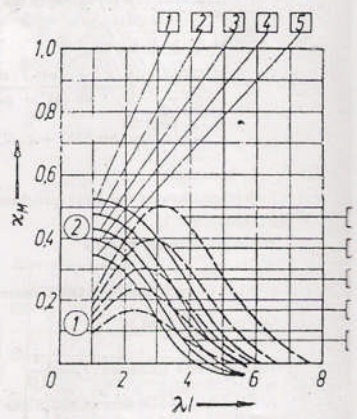
e)  $x = 0.51$



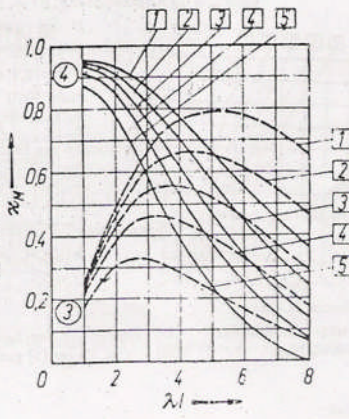
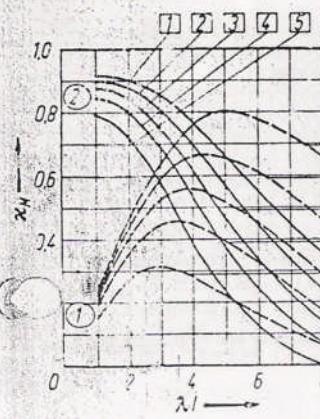
b)  $x = 0.21$



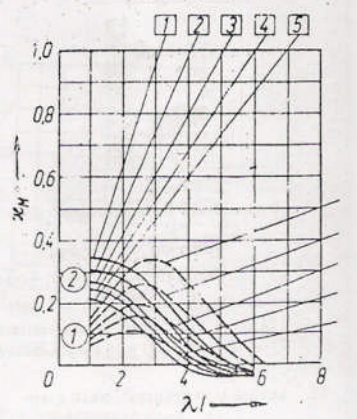
f)  $x = 0.61$



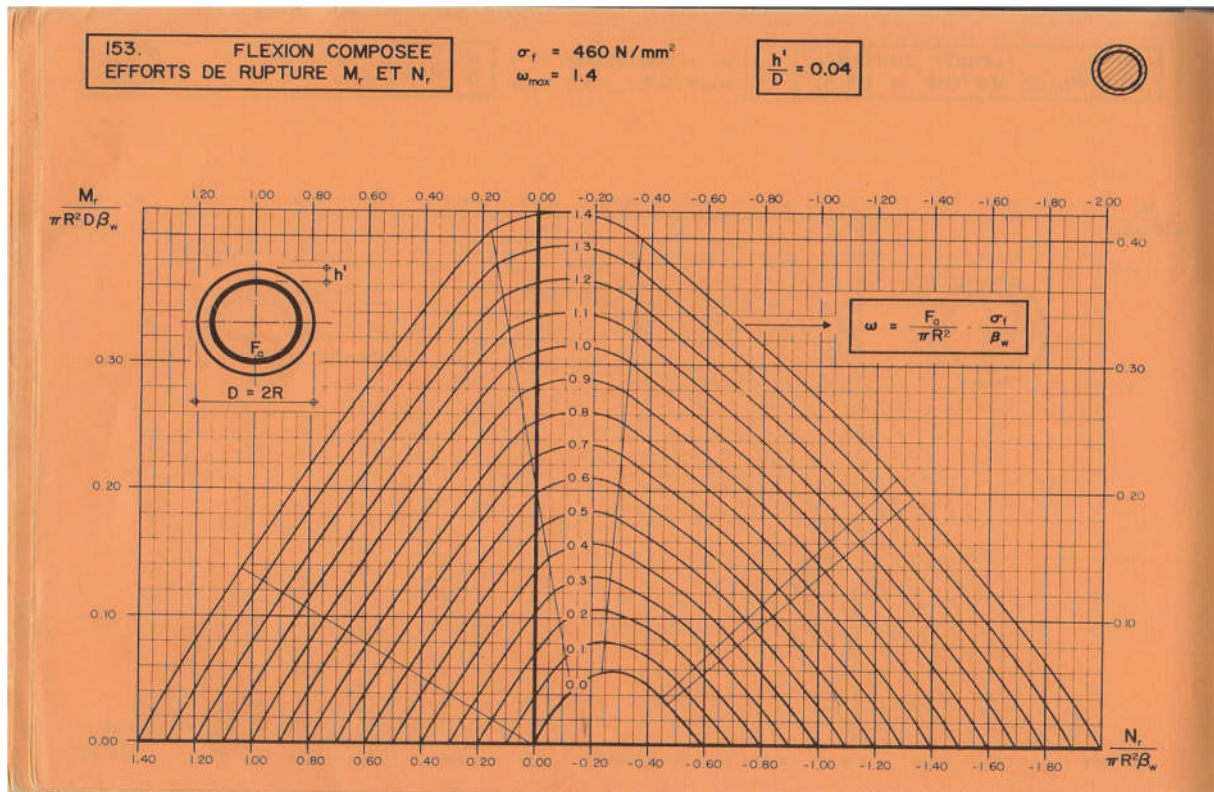
c)  $x = 0.31$



g)  $x = 0.71$



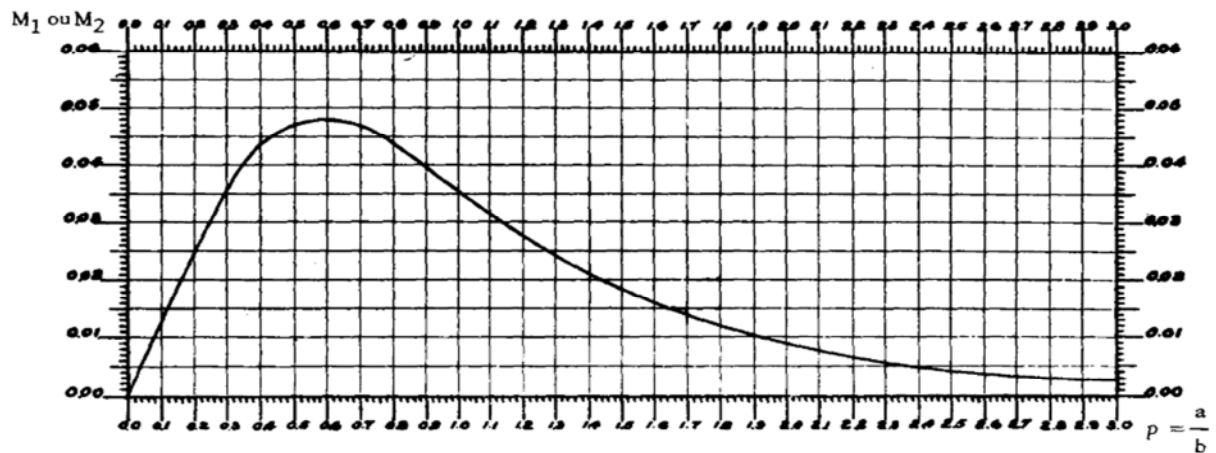
**ABAQUE WALTER :**



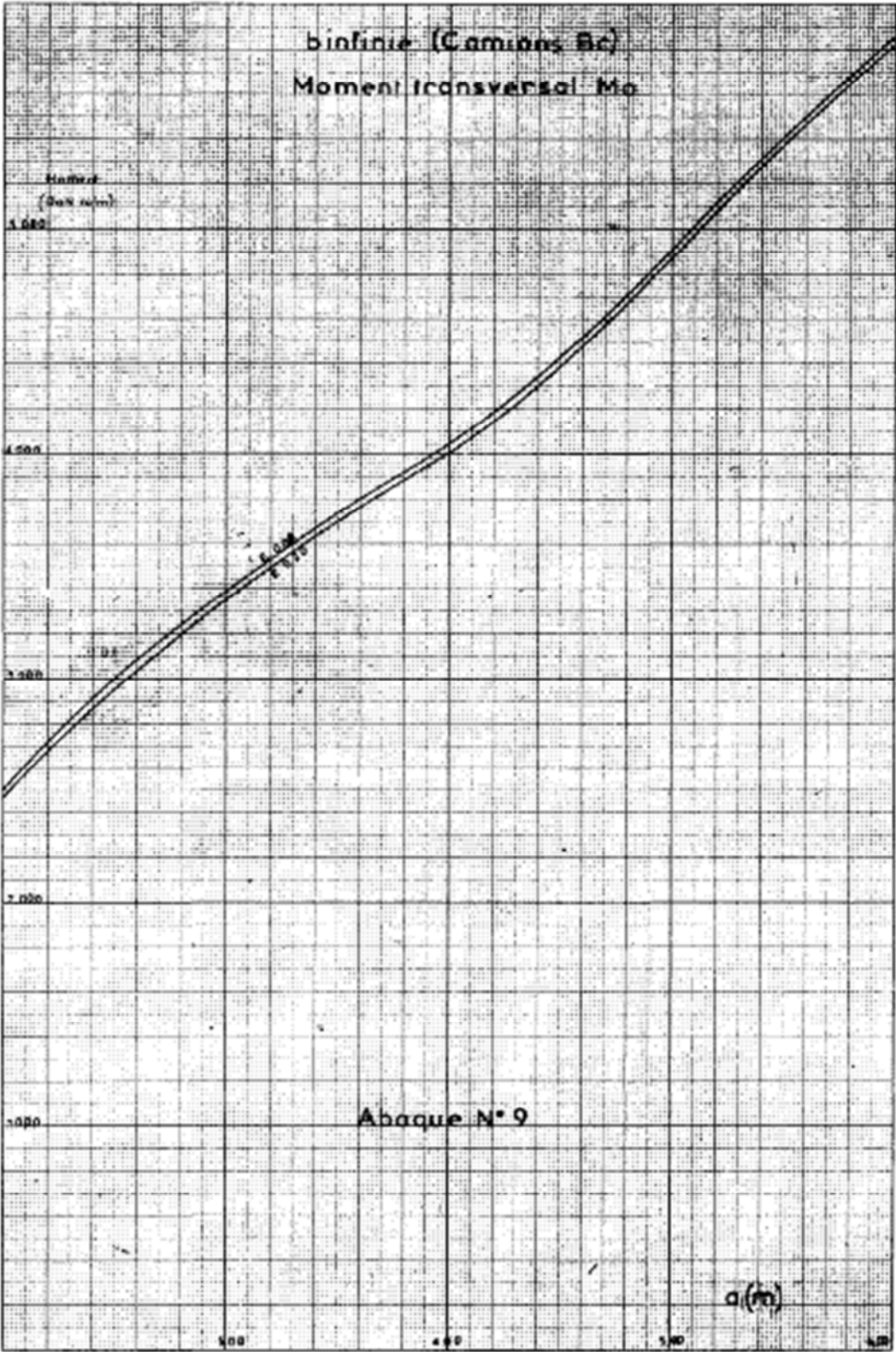
**ABAQUE DE PIGEAUD N°61 :**

**ABAQUE N° - 61 -**

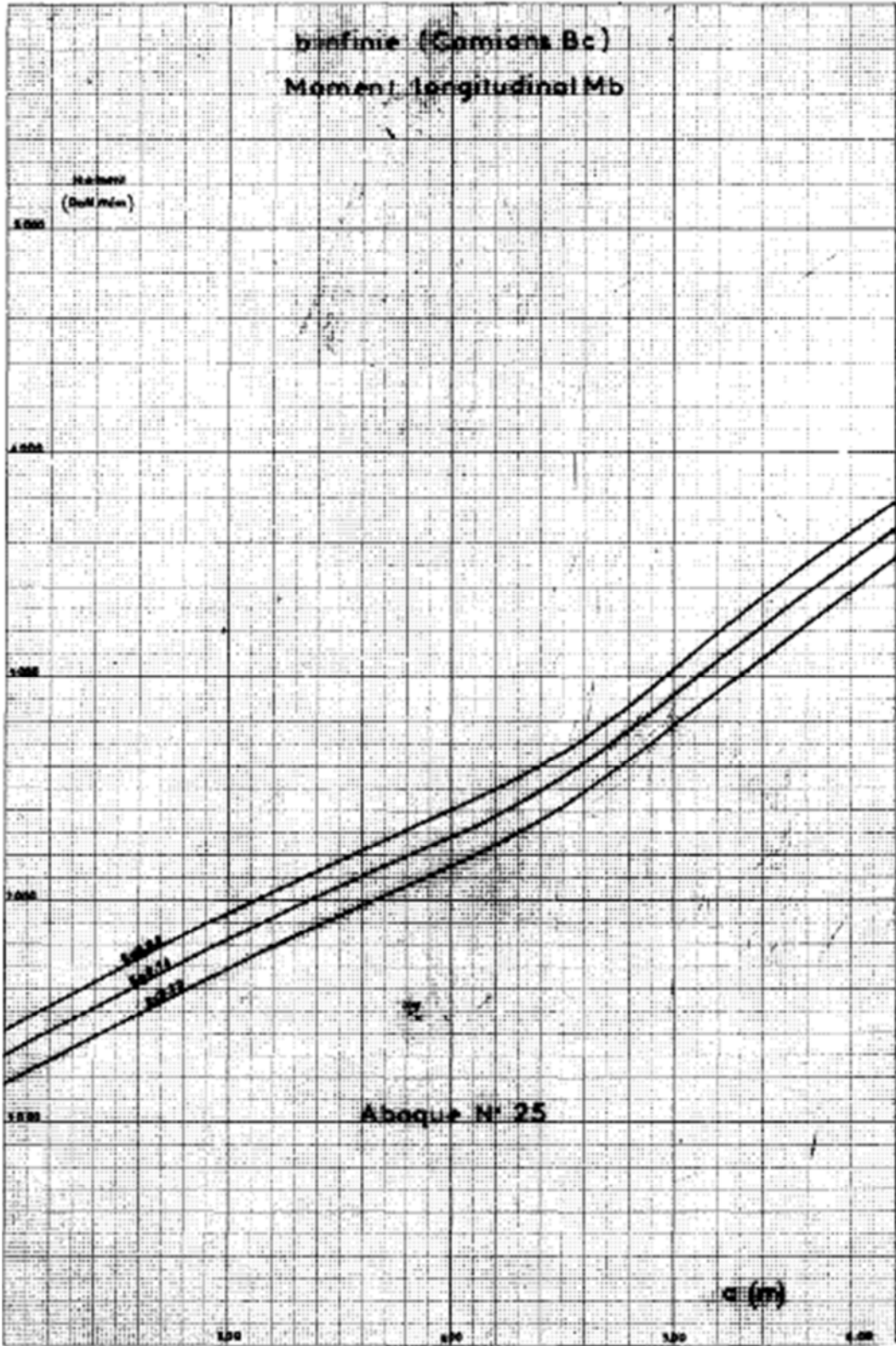
**MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE  
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE  
P = 1 UNIFORMEMENT REPARTIE**



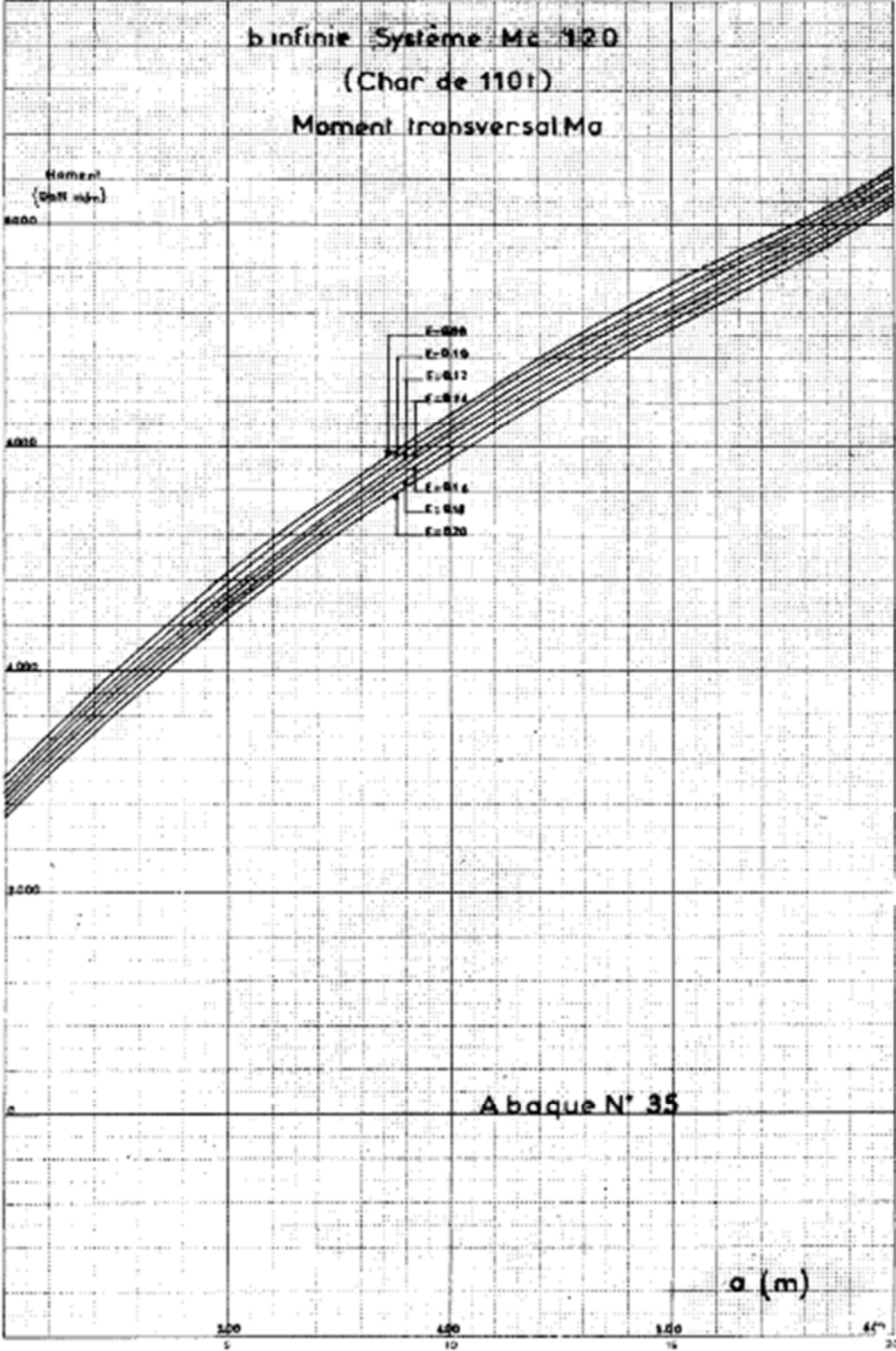
ABAQUE DE PIGEAUD N°9 :



ABAQUE DE PIGEAUD N°25 :

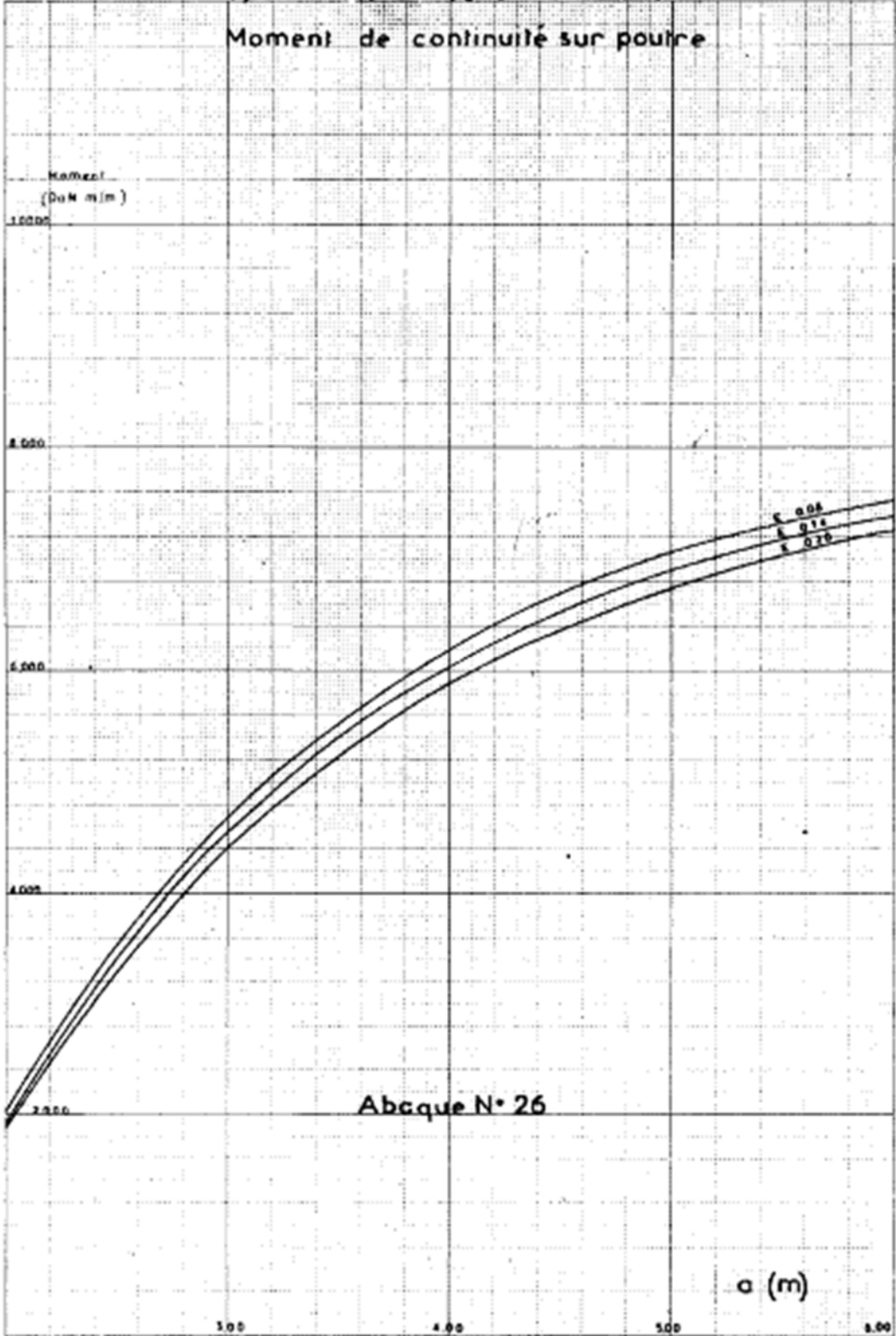


ABAQUE DE PIGEAUD N°35 :

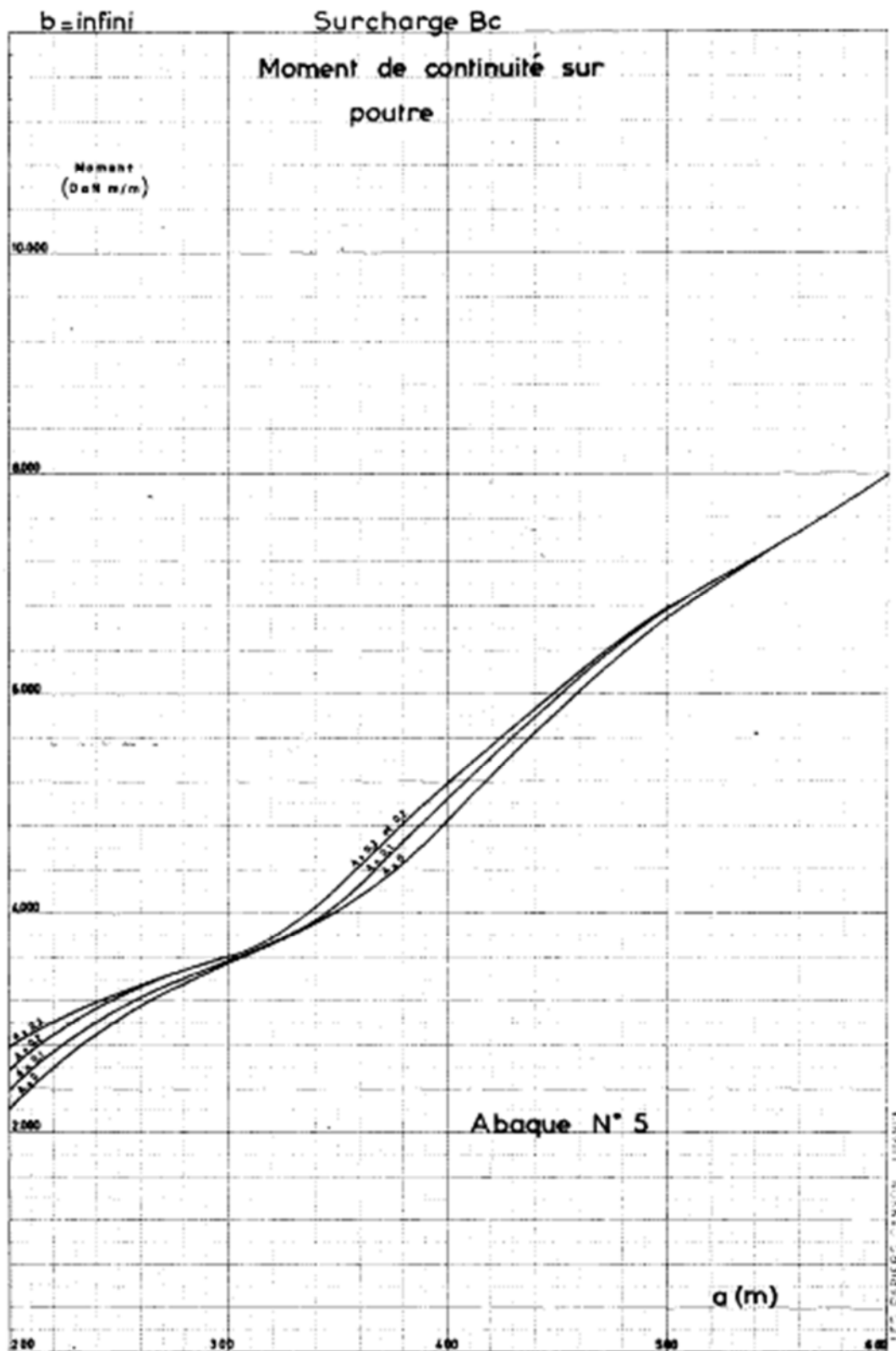


ABaque DE PIGEAUD N°26 :

b infinie A=0.2 Système Mc120 (Char de 110I)



ABAQUE DE PIGEAUD N°5 :



TEPS - 05/2016/05 - 1/10/2016