

2/96

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur & de la  
Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique  
E.N.P

G. Civil

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

المركز الوطني للتعدد التقني  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

THEME

ETUDE COMPARATIVE  
ENTRE TROIS PROCÉDES  
DE CONSTRUCTION DE  
PONT:  
(DALLE, POUTRE,  
ENCORBELLEMENT  
SUCCESSIF)

Proposé par:  
Mr SILHADI

Dérogé par:  
Mr SILHADI

Réalisé par:  
Mr ALLOUACHE REDOUANE  
Mr HADDOUCHE SOFIANE

PROMOTION 1996

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur & de la  
Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique  
E.N.P

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

### THEME

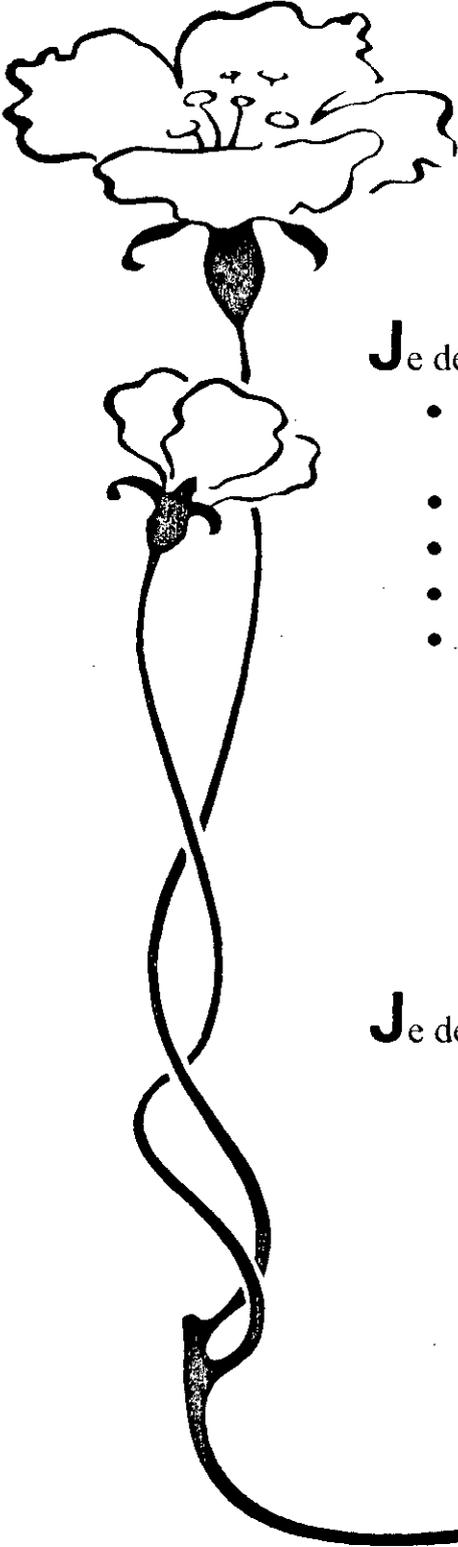
ETUDE COMPARATIVE  
ENTRE TROIS PROCEDES  
DE CONSTRUCTION DE  
PONT:  
(DALLE, POUTRE,  
ENCORBELLEMENT  
SUCCESSIF)

Proposé par:  
Mr SILHADI

Dérogé par:  
Mr SILHADI

Réalisé par:  
Mr ALLOUACHE REDOUANE  
Mr HADDOUCHE SOFIANE

PROMOTION 1996



## DEDICACES

**J**e dédie ce modeste travail à :

- Mes chers parents en signe de reconnaissance pour leurs sacrifices consentis à mon égard.
- Mes frères .
- Ma soeur et sa famille.
- Mes oncles et leurs familles.
- Tous mes amis sans les compter.

**REDOUANE**

**J**e dédie ce modeste travail à :

- Mes chers parents.
- Mes frères et soeurs.
- Toute ma famille.
- Tous mes ami(e)s

**SOFIANE**



## REMERCIEMENTS

**N**ous tenons à exprimer nos vifs remerciements et notre gratitude à tous les enseignants de notre département pour nous avoir fait bénéficier de leur savoir tout au long de notre spécialité .

Nous remercions plus particulièrement :

**M. K. SILHADI**

Nous tenons à remercier également tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

## ملخص

قمنا خلال هذه الدراسة بإجراء مقارنة لثلاث طرق لإنشاء الجسور، حيث أخذنا مخطط لجسر معين وقمنا بالحسابات الكاملة لهذا الجسر وفقا للطرق الثلاث لإنشائه وهي جسر DALLE ، جسر POUTRE وجسر ENCORBELLEMENT وفي الأخير أجرينا المقارنة بين الطرق الثلاث من حيث التكلفة والوسائل اللازمة لإنشائه.

## RESUMÉ

L'étude ici présente est une étude comparative entre trois procédés de construction de ponts. Ayant le tracé du pont, nous avons calculé ce dernier suivant trois procédés de sa construction à savoir -pont poutre-, - pont dallé - , pont par encorbellement puis nous avons fait la comparaison du point de vue coût et moyens d'exécution .

## ABSTRACT

In this research we have done a comparison between three process of construction of bridges. First we have done all the calculus for the three process which are (flag bridge , deam bridge , corbelled bridge ), then we have done the comparison as regards cost and execution means.

# - SOMMAIRE -



## **PARTIE (I):** PRESENTATION DU TRAVAIL

I - 1 INTRODUCTION .....	6
I - 2 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX .....	6

## **PARTIE (II):** PONT DALLE

II - 1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES .....	7
II - 2 CARACTERISTIQUES MECANQUES DE LA DALLE .....	8
II - 3 ETUDE DU BIAIS .....	9
II - 4 CHARGES & SURCHARGES .....	10
II - 5 LIGNES D'INFLUENCES .....	13
II - 6 CALCUL DES MOMENTS LONGITUDINAUX DUS AUX SURCHARGES .....	18
II - 6 - 1 REPARTITION TRANSVERSALE DU MOMENT DE FLEXION LONGITUDINALE .....	18
II - 6 - 2 MOMENTS LONGITUDINAUX .....	22
II - 7 ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE .....	32
II - 8 EFFORT TRANCHANT & REACTION D'APPUI .....	52
II - 9 FLEXION TRANSVERSALE .....	58
II - 10 ETUDE DE LA TORSION .....	63
II - 11 APPAREILS D'APPUIS .....	67

## **PARTIE (III):** PONT POUTRE

### CHAPITRE (I): CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

I - 1 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES .....	70
I - 2 DETERMINATION DU NOMBRE DE POUTRES NECESSAIRE PAR TRAVEE .....	70
I - 3 CARACTERISTIQUES DES SECTIONS BRUTES .....	71

### CHAPITRE (II): ETUDE DU TABLIER

II - 1 CALCUL DES CHARGES PERMANENTES .....	74
II - 2 ETUDE DES SURCHARGES .....	75

CHAPITRE (III):	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX DUS AUX SURCHARGES	
III - 1	UTILISATION DES LIGNES D'INFLUENCE - THEOREME DE BARRE	78
CHAPITRE (IV):	EFFORT TRANCHANT	82
CHAPITRE (V):	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS	
V - 1	METHODE DE GUYON MASSONET - DETERMINATION DE PARAMETRES $\alpha$ & $\theta$ -	85
V - 2	DETERMINATION DU COEFFICIENT $K_{\text{amoy}}$ SOUS DIFFERENTS CAS DE CHARGE	88
V - 3	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANTS	90
CHAPITRE (VI):	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	
VI - 1	AVANTAGES DE BETON PRECONTRAINT	95
VI - 2	CALCUL DU NOMBRE DE CABLE	97
VI - 3	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	102
CHAPITRE (VII):	PERTES DE PRECONTRAINTES	
VII - 1	GENERALITES	106
VII - 2	LES PERTES INSTANTANEEES	106
VII - 3	LES PERTES DIFFEREES	112
CHAPITRE (VIII):	CABLE MOYEN ET FUSEAU LIMITE	
VIII - 1	DEFINITION DU CABLE MOYEN	117
VIII - 2	DEFINITION DU FUSEAU LIMITE - DETERMINATION DU CABLE EQUIVALENT -	118
CHAPITRE (IX):	VERIFICATION A LA RUPTURE, A LA FLEXION & A L'EFFORT TRANCHANT	
-	SECURITE A LA RUPTURE A L'EFFORT TRANCHANT	123
-	SECURITE A LA RUPTURE PAR L'EFFORT TRANCHANT	124
-	RESISTANCE DU BETON	125
CHAPITRE (X):	FERRAILLAGE DE LA POUTRE	126
CHAPITRE (X):	FERRAILLAGE DE L'HOUDIS	128

**PARTIE (IV):**

**PONT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS  
SUCCESSIFS:**

IV - 1 INTRODUCTION .....	130
IV - 2 MODE DE CONSTRUCTION .....	130
IV - 3 CINEMATIQUE DE L'OUVRAGE .....	131
IV - 4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES .....	132
IV - 5 PREDIMENSIONNEMENT .....	133
IV - 6 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER .....	135
IV - 7 TYPE D'APPUI SUR LA PILE .....	137
IV - 8 CHARGEMENT & PHASES DE CALCUL .....	139
IV - 9 ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE LONGITUDINALE .....	158

**PARTIE (V):**

**COMPARAISON:**

V - 1 DIMENSION & FERRAILLAGE D'INFRASTRUCTURE .....	177
V - 2 ETUDE ECONOMIQUE .....	180
V - 3 CONCLUSION .....	185

## PARTIE (I):

### PRESENTATION DU TRAVAIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

#### 1 - 1 INTRODUCTION:

Etant donnée les besoins considérables en matière d'infrastructures de transport, la construction des ouvrages d'art a pris une grande importance où il a fallu d'une part perfectionner ou adopter de nouveaux procédés dont l'objectif est:

- réduire les délais d'exécution,
- assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage,
- une réduction du coût de l'ouvrage.

Le but de notre travail consiste à étudier 3 procédés de construction d'ouvrage d'art, largement utilisés en Algérie, et d'établir une étude comparative de ces 3 procédés du point de vue technico-économique.

#### 1 - 2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES:

**Béton:** Le béton utilisé doit être conforme aux règles BAEL 83.

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3 \text{ dosage à } 400 \text{ kg/m}^3 \text{ de ciment C.P.A 325.}$$

- Résistance à la Compression:

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{si } j > 28 \text{ } 065,25 \\ 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log_{10}(j + 1) & \text{si } j \leq 28 \end{cases}$$

- Résistance à la Traction:

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

- Contrainte Ultime de Compression:

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{cj} / \gamma_b \quad \begin{array}{ll} \gamma_b = 1,5 & \text{en service.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{accidentelle.} \end{array}$$

- Contrainte limite de service:

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

- Coefficient de Poisson:

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

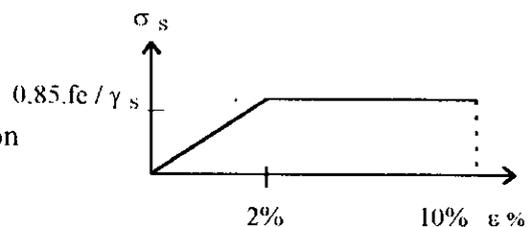
**Acier:** F e E 40 de type (1)

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en phase de construction}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{en phase de service.}$$

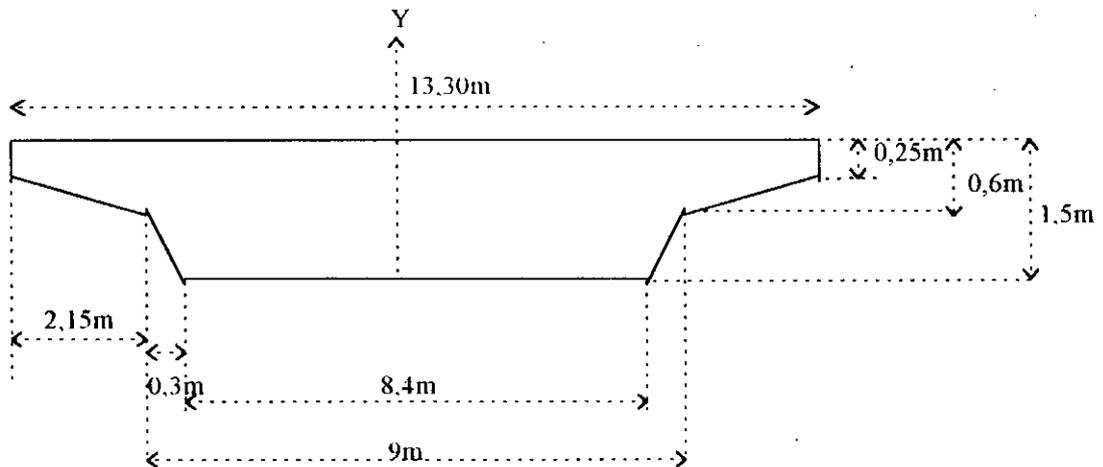


## PARTIE (II)

## PONT DALLE.

### II - 1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES:

\* **Dimensionnement:** On a un pont dalle biais continu à deux travées égales de 30m chacune et de rayon de courbure de 400m.

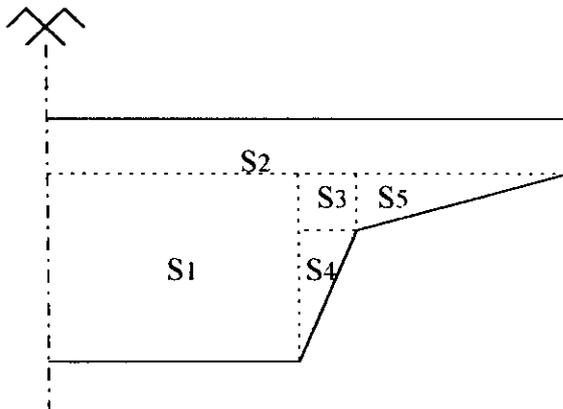


Pour l'épaisseur de la dalle on doit vérifier que:  $L/30 \leq e \leq L/18$   
L: largeur de la travée.  $\Rightarrow 1 \leq e \leq 1,667 \Rightarrow e = 1,50m.$   
 $D \geq 0,5.l \Rightarrow D \geq 6,65m. \Rightarrow D = 9m.$   
 $C \leq 0,2.L \Rightarrow C \leq 6m \Rightarrow C = 2,15m.$   
 $e' = C/4 = 0,53m \Rightarrow e' = 0,6m.$

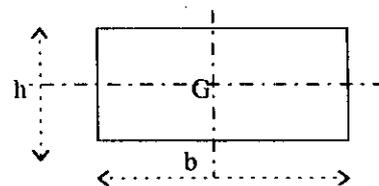
\* **Caractéristiques Géométriques de la Dalle:**

- **Ordonné du Centre de Gravité de la Dalle:**

$$Y_g = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

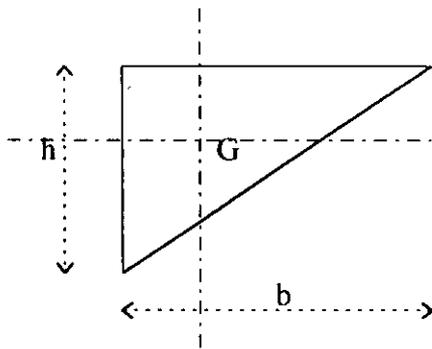


- **Moment d'inertie d'une section rectangulaire:**



$$I_G = \frac{b \cdot h^3}{12}.$$

**- Moment d'inertie d'une section triangulaire:**



$$I.G = b.h^3 / 36.$$

- Moment d'inertie:  $I.G_x = \Sigma [I.G_{xi} + A_i.(Y_i - Y_g)^2]$ .
- Rayon de Giration:  $i^2 = I.G_x / B$ . B: section de la dalle.
- Rendement Géométrique de la section:  $\rho = I.G_x / (B.V.V')$ .

$Y_i$ : l'ordonnée du centre de gravité de la section.

$A_i$ : surface de la section ( i ).

$I.G_{xi}$ : moment d'inertie de la section ( i ).

$V, V'$ : la distance entre l'axe passant par le centre de gravité G et la fibre supérieur et inférieur extrême respectivement.

n° de section	$Y_i / o$ (m)	section $A_i / o$ (m <sup>2</sup> )	moment statique $A_i.Y_i$ (m <sup>3</sup> )	$I.G_{xi}$ (m <sup>4</sup> )	$Y_i - Y_g$ (m)	$A_i.(Y_i - Y_g)^2$ (m <sup>4</sup> )
1	0,575	4,830	2,7770	0,53230	- 0,187	$16,890 \cdot 10^{-2}$
2	1,275	1,663	2,1200	0,10391	0,513	$43,765 \cdot 10^{-2}$
3	1,075	0,045	0,0484	0,00008	0,313	$0,441 \cdot 10^{-2}$
4	0,667	0,150	0,1000	0,00833	- 0,095	$0,135 \cdot 10^{-2}$
5	1,100	0,161	0,1770	0,00020	0,338	$1,839 \cdot 10^{-2}$
$\Sigma$		6,849	5,2224	0,64483		$63,070 \cdot 10^{-2}$

$$\begin{aligned} Y_g &= 0,762 = V_i \\ I.G_x &= 2,551 \text{ m}^4 \\ V_s &= h - V_i = 0,738 \text{ m.} \end{aligned}$$

- Rayon de Giration:  $i^2 = 1,2755 / 6,849 = 0,1862$ .
- Rendement Géométrique:  $\rho = I.G_x / (B.V.V') = i^2 / (V.V') = 0,33116$ .
- Détermination de la largeur équivalente:  
 $I.G_x = 2.bh^3 / 12. \Rightarrow B = 2.b = 9,07 \text{ m.}$

**II - 2 CARACTERISTIQUES MECANQUES DE LA DALLE:**

**II - 2 - 1 Module de Déformation Longitudinale du Béton de la Dalle: E**

a - Charge de courte durée: On a trois charges de courtes durée.

\* les surcharges de trafic ou les surcharges mobiles.

\* les charges dues aux séismes et aux vents.

\* les efforts de démarrages et de freinages.

La déformation maximal du béton est égale à la déformation élastique instantanée:  $\epsilon_b, \max = \epsilon_b, \text{élastique}$ .

$$E = E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 351 \cdot 10^5 \text{ bars.}$$

**b - Charges de Longues Durées:** pour les charges permanentes et constantes.

$$E = E_v = E_i / 3 \Rightarrow E_v = 117132,404 \text{ kg/cm}^2$$

### II - 2 - 2 Module de Déformation Transversal du Béton de la Dalle: G

$$G = E / [2 \cdot (1 + \nu)]. \quad \nu: \text{coefficient de poisson} = 0,2 \text{ pour le béton}$$

\* pour de courtes durées:  $G = 146415,5 \text{ kg/cm}^2$ .

\* pour de longues durées:  $G = 48805,2 \text{ kg/cm}^2$ .

**II - 2 - 3 Constante de la Torsion K:**  $K = \beta \cdot B \cdot h^3$ .  $T_q: B = 9,07 \text{ m.}$   
 $h = 1,5 \text{ m.}$

$\beta$  dépend de  $B/h$  ( $B/h = 6,047$ )  $\Rightarrow \beta = 0,2992$  (interpolation linéaire entre 6 et 8)

Donc:  $K = 9,1589 \text{ m}^4$ .

### II - 2 - 4 Rigidité à la Flexion EI:

a - Courtes Durées:  $E_i \cdot I = 4482071,144 \text{ t.m}^2$

b - Longues Durées:  $E_v \cdot I = 1494023,813 \text{ t.m}^2$

### II - 2 - 5 Rigidité à la Torsion Uniforme GK:

a - Courtes Durées:  $G \cdot K = 1499289,124 \text{ kg/cm}^2$

b - Longues Durées:  $G \cdot K = 499763,041 \text{ kg/cm}^2$

B/h	1	1,5	2	2,5	3	4	6	8	10	$\infty$
$\alpha$	0,208	0,231	0,246	0,258	0,267	0,282	0,299	0,307	0,313	1/3
$\beta$	0,141	0,196	0,229	0,249	0,263	0,282	0,299	0,307	0,313	1/3

## II - 3 ETUDE DU BIAIS:

### 1 - Biais Géométrique $\varphi$ :

Il représente l'angle que fait l'axe de l'ouvrage avec la largeur biaisée. Dans notre cas:

appui A:  $\varphi = 59,166 \text{ grad}$

appui B:  $\varphi = 61,556 \text{ grad}$

appui C:  $\varphi = 63,944 \text{ grad}$

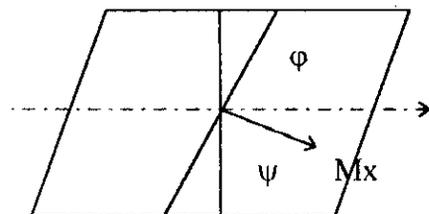
### 1 - Biais Mécanique $\psi$ :

C'est l'angle que fait la largeur droite avec la direction du moment principal.

On détermine un coefficient  $\eta$

$T_q: \eta = \text{portée droite} / \text{longueur droite}$

$$\Rightarrow \eta = 30 \cdot \sin \varphi / 13,30$$



et on a: 
$$\begin{cases} * \psi = \varphi & \text{si: } \eta < 0,5 \\ * \psi = \varphi + (\eta - 0,5) \cdot (100 - \varphi) & \text{si: } 0,5 < \eta < 2,7 \\ * \psi = 100 & \text{si: } \eta > 2,7 \end{cases}$$

Donc, pour notre cas: - appui A:  $\eta = 1,807 \Rightarrow \psi = 83,500 \text{ grad}$   
 - appui B:  $\eta = 1,857 \Rightarrow \psi = 85,264 \text{ grad}$   
 - appui C:  $\eta = 1,903 \Rightarrow \psi = 86,945 \text{ grad}$

## II - 4 CHARGES ET SURCHARGES:

Pour les calculs de dimensionnement et de vérification dans le cas des ponts (dalles) les charges et surcharges à retenir sont:

- Charges Permanentes (ossature + superstructure).
- Surcharge du Trottoir
- Surcharge A.
- Surcharge B (Bc, Bt, Br).
- Surcharge Militaire: type Mc120.

### II - 4 - 1 Charges Permanentes:

- \* poids d'ossature =  $\rho \cdot S = 2,5 \times 13,698 \Rightarrow 34,245 \text{ t/ml}$
- \* revêtement et chape:  $0,08 \times 10,25 \times 2,2 = 1,804 \text{ t/ml}$ .
- \* poids des trottoirs et corniches:  $2 \cdot (0,55 + 0,1 \times 1,10) \cdot 2,5 = 3,30 \text{ t/ml}$ .
- \* équipements des voies:  $0,4 \text{ t/ml}$ .

$\Rightarrow$  le poids total:  $g = 41,399 \text{ t/ml}$

### II - 4 - 2 Surcharge de Trottoir:

Pour l'étude de flexion transversale on prend comme surcharge local la valeur de:  $450 \text{ kg/m}^2$ .

Pour l'étude de flexion longitudinale on prend comme surcharge générale la valeur de:  $150 \text{ kg/m}^2$ .

### II - 4 - 3 Surcharge A:

$L_r = 10,25 \text{ m} > 7 \text{ m} \rightarrow$  pont de la première classe.

largeur d'une voie:  $L_v = L_c / N = 3,42 \text{ m}$ .

$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$  et  $A(L) = 230 + 36000 / (L + 12)$

L: longueur chargée.

$$\begin{cases} a_1 = 0,9 \\ a_2 = L_o / L_v = 3,5 / 3,42 = 1,02 \end{cases}$$

### II - 4 - 4 Surcharge B:

On a trois sous-systèmes:

1 - **Système Bc:** On dispose trois convois et chacun comportant deux camions.  
 Les charges Bc sont pondérées par un coefficient "bc".

Dans notre cas:  $\begin{cases} \text{pont de première classe} \\ \text{trois voies chargées} \end{cases} \Rightarrow bc = 0,95.$

2 - **Système Bt:** Pour les ponts supportants deux voies ou plus, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée.

Les charges Bt sont pondérées par un coefficient "bt".

→ pont de première classe → bt = 1.

**3 - Système Br:** Une roue isolée de masse de 10 tonnes, ayant une surface d'impact rectangulaire, placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir l'effet le plus défavorable.

**II - 4 - 5 Surcharge Militaire Mc120:**

Ce système comporte les véhicules à chenilles. Les véhicules de ce système circulent en un seul convoi dans le sens transversal.

Dans le sens longitudinal, la distance libre entre deux véhicules doit être au moins égale à 30,5m.

**II - 4 - 6 Coefficient de Majoration Dynamique:**

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

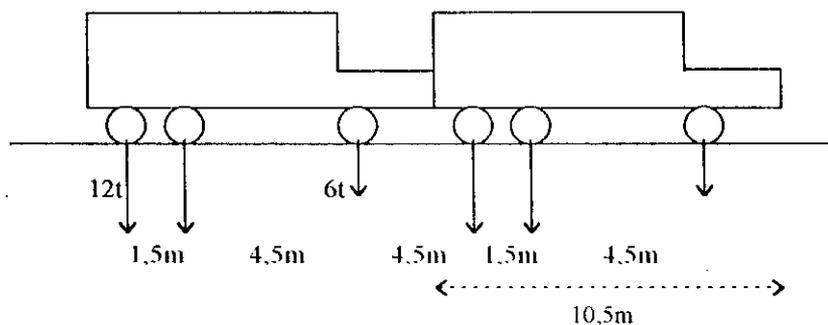
Tq: L: longueur du pont = 60m.

p: charge permanente = g.L = 41,399 x 60 = 2483,94 t..

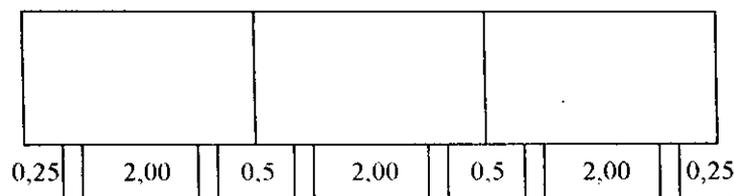
S: surcharge maximale.

	Système B			Mc120
	Bc	Bt	Br	
S(t)	171	64	10	220
δ	1,0409	1,0346	1,0314	1,0440

Système Bc:

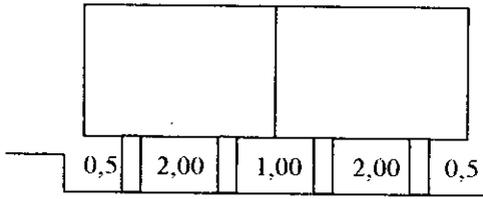


Longitudinalement.

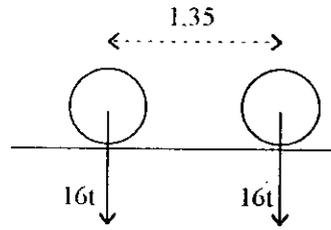


Transversalement

Système Bt

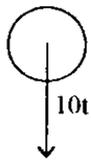


Transversalement

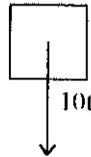


Longitudinalement

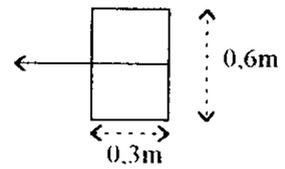
Système Br



Longitudinalement

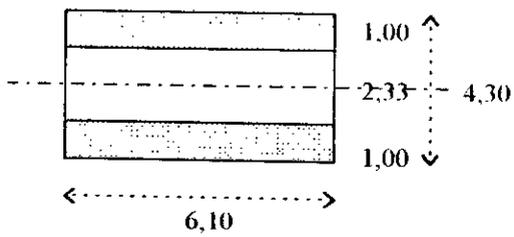


Transversalement

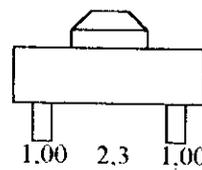


En plan

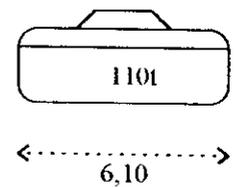
Système Mc120



En Plan



Transversalement



Longitudinalement

## II - 5 LIGNES D'INFLUENCES:

### II - 5 - 1 LI des Moments de Flexion sur Appui Intermédiaire:

1<sup>er</sup> Cas:  $0 \leq \zeta \leq L_1$ .

Formule des 3 moments.

$$M_a \cdot L_1 + 2 \cdot M_b \cdot (L_1 + L_2) + M_c \cdot L_2$$

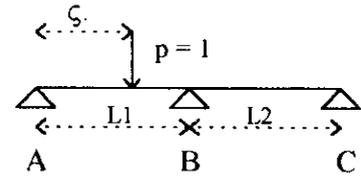
$$= -6/L_1 \int_0^{L_1} \mu_{ab} \cdot x \cdot dx - 6/L_2 \int_0^{L_2} \mu_{bc} \cdot x \cdot dx \dots (1)$$

$$M_a = M_c = 0.$$

$\mu_{ab}$ : moment fléchissant sur la travée AB considérée isostatique et isolée.

$\mu_{bc} = 0$ . car la travée BC n'est pas chargée.

$$\text{de (1): } \left[ \begin{array}{l} 2 \cdot M_b \cdot (L_1 + L_2) = -6/L_1 \int_0^{L_1} \mu_{ab} \cdot x \cdot dx \dots (2) \\ S_a = \int_0^{L_1} \mu_{ab} \cdot x \cdot dx = \zeta / 6 \cdot (L_1^2 - \zeta^2) \Rightarrow \end{array} \right.$$



$$M_b = -\frac{\zeta \cdot (L_1^2 - \zeta^2)}{2 \cdot (L_1 + L_2) \cdot L_1} \quad 0 \leq \zeta \leq L_1$$

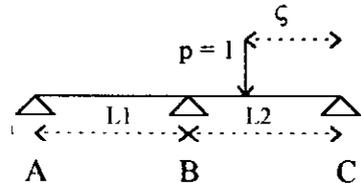
$$\text{On pose: } \zeta = \alpha \cdot L_1 \Rightarrow M_b = -\alpha \cdot L_1^2 \cdot (1 - \alpha^2) / [2 \cdot (L_1 + L_2)] \quad 0 \leq \alpha \leq L_1.$$

$$M_b \text{ est maximale } \rightarrow dM_b / d\alpha = 0 \Rightarrow \alpha^2 = 1/3.$$

2<sup>eme</sup> Cas:  $0 \leq \zeta \leq L_2$ .

On fait les mêmes états de calcul à partir de l'appui C, on trouve:

$$M_b = -\frac{\zeta \cdot (L_2^2 - \zeta^2)}{2 \cdot (L_1 + L_2) \cdot L_2} \quad 0 \leq \zeta \leq L_2$$



$$M_b = -\alpha \cdot L_2^2 \cdot (1 - \alpha^2) / [2 \cdot (L_1 + L_2)] \quad 0 \leq \alpha \leq L_2.$$

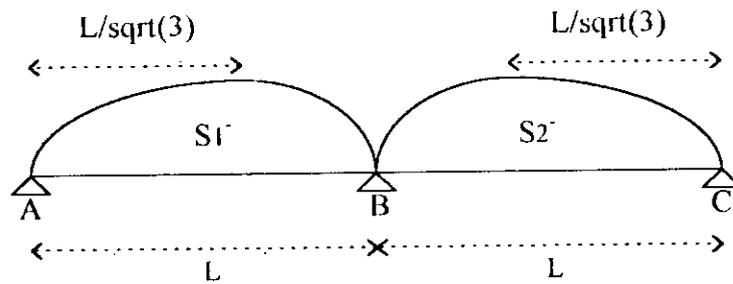
$$M_b \text{ est maximale pour } \alpha^2 = 1/3.$$

$$S_1^- = \int_0^{L_1} M_b \cdot d\zeta = L_1 \int_0^{L_1} M_b \cdot d\alpha = -[L_1^3 / (2 \cdot (L_1 + L_2))] \cdot \int_0^1 \alpha \cdot (1 - \alpha^2) \cdot d\alpha.$$

$$\rightarrow S_1^- = -\frac{L_1^3}{8 \cdot (L_1 + L_2)} \quad \text{de même:} \quad S_2^- = -\frac{L_2^3}{8 \cdot (L_1 + L_2)}$$

$$S_{\text{total}}^- = S_1^- + S_2^- = -(L_1^3 + L_2^3) / [8 \cdot (L_1 + L_2)]$$

$$\text{Dans notre cas: } L_1 = L_2 = L \rightarrow S_{\text{total}}^- = -L^2 / 8, \quad S_1^- = S_2^- = -L^2 / 16.$$



### II - 5 - 2 LI des Moments en Travée:

On étudie une section "S" située à la distance "a" de l'appui A. Nous allons donc, déplacer une charge unitaire  $p = 1$  sur toute la poutre.

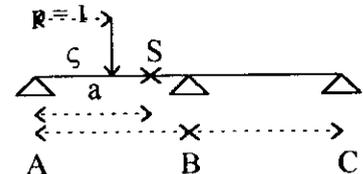
**1<sup>er</sup> Cas:** La charge unitaire  $p = 1$  se trouve sur la travée AB et à gauche de la section S. On a déjà trouver que:

$$* M_b = - \frac{\zeta \cdot (L_1^2 - \zeta^2)}{2 \cdot (L_1 + L_2) \cdot L_1}$$

\* Calcul de  $R_a$ :  $\sum M / B = 0$

$$\Rightarrow R_a = (L_1 - \zeta) / L_1 - \frac{\zeta \cdot (L_1^2 - \zeta^2)}{2 \cdot (L_1 + L_2) \cdot L_1^2}$$

\* Moment dans S:  $M_{s1} = R_a \cdot a - 1 \cdot (a - \zeta)$



$$\text{D'où: } M_{s1} = [a \cdot L_1 / (2 \cdot (L_1 + L_2))] \cdot \alpha^3 + [(L_1 - a - a \cdot L_1 / (2 \cdot (L_1 + L_2)))] \dots (1)$$

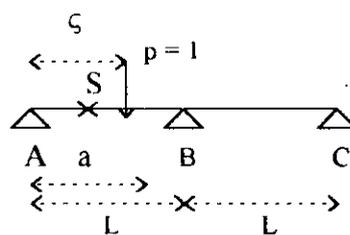
$$(0 \leq \alpha \leq a/L_1)$$

**Remarque:**  $M_s = 0$  pour:  $a \geq 2 \cdot L_1 \cdot (L_1 + L_2) / (3 \cdot L_1 + 2 \cdot L_2)$

**2<sup>ème</sup> Cas:** La charge unitaire  $p = 1$  se trouve sur la travée AB et à droite de la section S. Moment dans la section S:

$$M_{s2} = [1 - ((3 \cdot L_1 + 2 \cdot L_2) / (2 \cdot (L_1 + L_2))) \cdot \alpha + (L_1 / (2 \cdot (L_1 + L_2))) \cdot \alpha^3] \dots (2)$$

$$(a / L_1 \leq \alpha \leq 1)$$



**3<sup>ème</sup> Cas:**  $p = 1$  se trouve sur la travée Bc et son point d'application se trouve à une distance  $\zeta$  de l'appui C. De même:

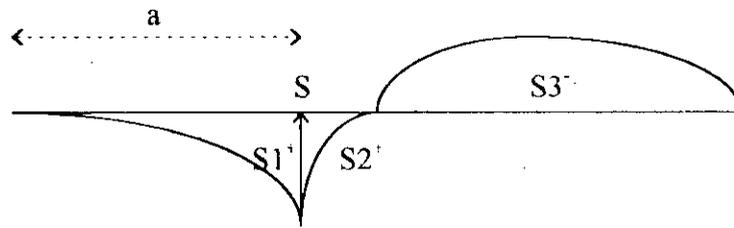
$$* M_b = - \frac{\zeta \cdot (L_2^2 - \zeta^2)}{2 \cdot (L_1 + L_2) \cdot L_2}$$

$$(0 \leq \zeta \leq L_2)$$

$$* M_{s3} = - \alpha \cdot L_2^2 \cdot (1 - \alpha^2) / 2 \cdot (L_1 + L_2) \cdot L_1$$

$$(0 \leq \alpha \leq 1)$$

La valeur de  $\alpha$  pour que  $M_{S_3}$  soit maximale  $\rightarrow dM_{S_3} / d\alpha = 0 \rightarrow \alpha^2 = 1/3$ .  
 A partir de (1), (2) et (3) nous pouvons tracer la ligne d'influence des moments en travée.



**Calcul des aires de la LI:**

$$S1^+ = \int_0^a Ms \cdot d\zeta \Rightarrow S1^+ = a^2 \cdot [a^3 / (4 \cdot (L1 + L2) \cdot L1) + L1 - a - a \cdot L1 / (2 \cdot (L1 + L2) \cdot L2)]$$

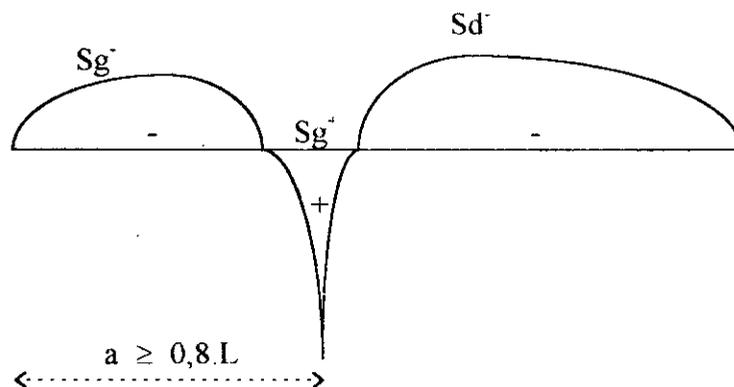
$$S2^+ = \int_a^{L1} Ms \cdot d\zeta \Rightarrow S2^+ = a \cdot L1 \cdot [0,5 - a / L1 - L1 / (4 \cdot (L1 + L2)) + a^2 / 2 \cdot L1^2 + a^2 / 4 \cdot (L1 + L2) + L1 / (8 \cdot (L1 + L2)) - a^4 / (8 \cdot (L1 + L2) \cdot L1^3)]$$

$$S3^- = - a \cdot L2^3 / (8 \cdot (L1 + L2))$$

\* Dans notre cas:  $L1 = L2 \Rightarrow a = (7/16) \cdot L = 0,4375 \cdot L$

$S3^- = - a \cdot L / 16$	et	$S1^+ = (a^2 / 2 \cdot L) \cdot [a^3 / (8 \cdot L^2) + L - 5 a / 4]$
		$S2^+ = a \cdot L \cdot [7/16 - a / L + 5 \cdot a^2 / (8 \cdot L^2) - a^4 / (16 \cdot L^4)]$

\*\* Pour  $a \geq 2 \cdot (L1 + L2) \cdot L1 / (3 \cdot L2 + 2L1) = (4/5) \cdot L = 0,8 \cdot L$ .  
 On aura la ligne d'influence suivante:



$$* Sg^- = L \int_0^{\alpha l} [(a/4)\alpha^3 + (L - a - a/4)\alpha] d\alpha \quad \underline{Tq: \alpha l = \text{sqrt}(5 - 4.L/a)}$$

$$\Rightarrow \boxed{Sg^- = (a.L / 16)\alpha l^4 + (L/2).(L - 5.a / 4).\alpha l^2.}$$

$$* Sg^+ = Sg1^+ + Sg2^+$$

$$Sg1^+ = L \int_{\alpha l}^{a/L} [(a/4)\alpha^3 + (L - 5.a / 4)\alpha] d\alpha$$

$$Sg2^+ = L \int_{a/L}^1 Ms d\alpha$$

$$\boxed{Sg^+ = a.L.[7/16 - a / (2.L) + (5/8 - L/(2.a)).\alpha^2 - \alpha^4 / 16].}$$

$$\boxed{* Sd^- = - a.L / 16}$$

section (x/L)	Travée (A - B)		Travée (B - C)	S total (m²)
	S' (m²)	S- (m²)	Sd- (m²)	
0,00	0	0	0	0
0,03	12,993	0	- 1,856	11,137
0,07	24,361	0	- 3,769	20,592
0,10	34,875	0	- 5,625	29,250
0,13	43,583	0	- 7,313	36,270
0,17	53,933	0	- 9,563	44,370
0,20	60,750	0	-11,250	49,500
0,23	66,758	0	-12,938	53,820
0,27	71,955	0	-14,625	57,330
0,30	77,625	0	-16,875	60,750
0,33	80,933	0	-18,563	62,370
0,37	84,083	0	-20,813	63,270
0,40	85,500	0	-22,500	63,000
0,43	86,108	0	-24,188	61,920
0,47	85,658	0	-26,438	59,220
0,50	84,375	0	-28,125	56,250
0,53	82,283	0	-29,813	52,470
0,57	78,233	0	-32,063	46,170
0,60	74,250	0	-33,750	40,500
0,63	69,458	0	-35,438	34,020
0,67	61,808	0	-37,688	24,120
0,70	55,125	0	-39,375	15,750
0,73	47,633	0	-41,063	6,570
0,77	36,383	0	-43,313	- 6,930
0,80	27,000	0	-45,000	-18,000
0,83	18,332	- 1,525	-46,688	-29,880
0,87	9,878	- 7,920	-48,938	-46,980
0,90	5,500	-15,625	-50,625	-60,750
0,93	2,537	-25,555	-52,313	-75,330
0,97	0,430	-41,898	-54,563	-96,030
1,00	0	-56,250	-56,250	-109,500

## II - 6 - 1 Répartition Transversale du Moment de Flexion Longitudinale:

La méthode utilisée est celle de GUYON et MASSONNET, son principe est de remplacer la structure par une dalle orthotrope et puis tracer les lignes d'influences des coefficients de répartition transversale.

Les coefficients de répartition transversale ( $K$ ,  $\varepsilon$ ,  $\mu$ ,  $\tau$ ) sont données en fonction des valeurs de paramètre de torsion et d'entretoisement ( $\alpha$ ,  $\theta$ ).

Le coefficient de répartition transversale du moment de flexion  $K$  est défini comme étant le rapport du déplacement vertical  $W(x, y)$  d'un point de construction sous l'effet d'une charge  $P(x)$  au déplacement vertical de ce même point  $W_0(x, y)$  sous l'effet d'une charge  $P_0(x)$  supposée répartie sur toute la construction.

$K$  est en fonction de: - l'excentricité ( $e$ ) de la charge,  
- la position transversale ( $y$ ) considérée,  
- le paramètre d'entretoisement  $\theta$ ,  
- le paramètre de torsion  $\alpha$ .

### Détermination des paramètres $\alpha$ et $\theta$ :

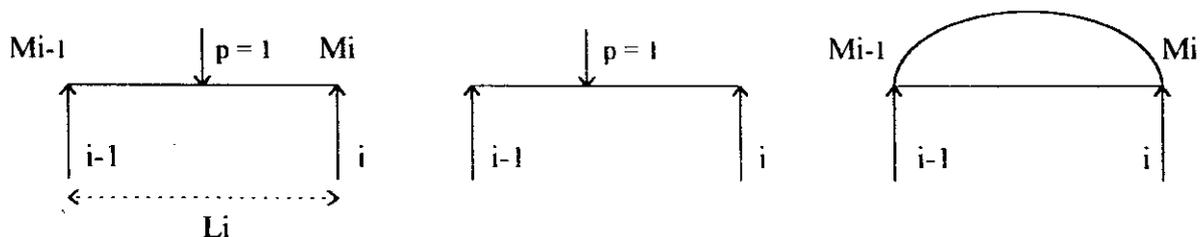
$$\theta = (b / L) \sqrt[4]{\rho_p / \rho_E} \quad \text{paramètre d'entretoisement.}$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \quad \text{paramètre de torsion.}$$

avec:  $\rho_p$ : rigidité flexionnelle longitudinale par unité de largeur.  
 $\rho_E$ : rigidité flexionnelle transversale par unité de largeur.  
 $\gamma_p$ : rigidité torsionnelle longitudinale par unité de largeur.  
 $\gamma_E$ : rigidité torsionnelle transversale par unité de largeur.

On définit par  $I_i^*$  l'inertie fictive de la travée  $n_i$ :  $I_i^* = \mu \cdot I_i$

Calcul de  $\mu$ : On prend la travée isolée  $L_i$ .



\* La flèche de la travée hyperstatique soumise à une charge unité ( $p = 1$ ) centrée d'autre part aux moments de continuité  $M_{i-1}$  et  $M_i$  est donnée par:

$$f_i = (M_{i-1} + M_i) \cdot L_i^2 / (16 \cdot E \cdot I_i) + L_i^3 / (48 \cdot E \cdot I_i)$$

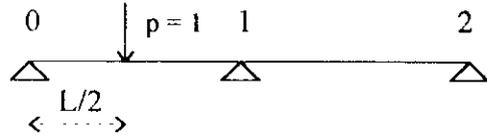
\* La flèche de la travée isostatique associée à la travée ( $i$ ) du système hyperstatique est:

$$f_i' = L_i^3 / (48 \cdot E \cdot I_i^*) \rightarrow f_i = f_i'$$

$$\Rightarrow L_i^3 / (48 \cdot E \cdot I_i^*) = (M_{i-1} + M_i) \cdot L_i^2 / (16 \cdot E \cdot I_i) + L_i^3 / (48 \cdot E \cdot I_i)$$

$$\Rightarrow \boxed{I_i^* = I_i \cdot L_i / [L_i - 3 \cdot (M_{i-1} + M_i)]} \quad \boxed{V = L_i / [L_i - 3 \cdot (M_{i-1} + M_i)]}$$

Dans notre cas  $L1 = L2 = 30m$ .  
 \* pour la première travée  $\mu_{01} \neq 0$ .  
 $\mu_{12} = 0$ .



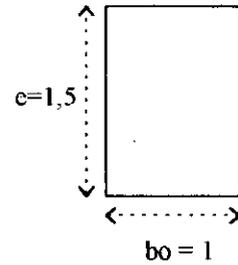
$$\int_0^1 \mu_{01} \cdot x \cdot dx = (L/12) \cdot (L^2 - L^2/4) \quad M1 = -3 \cdot L / 24 \Rightarrow \begin{cases} M1 = -3,75 \\ M0 = 0. \end{cases}$$

$$\mu = 30 / [30 - 3 \cdot (3,75)] \Rightarrow \boxed{\mu = 1,6}$$

\* Calcul des Rigidités Flexionnelles:

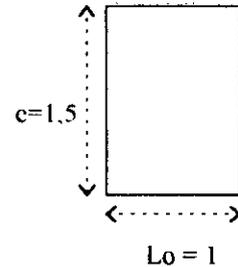
- longitudinalement:  $\rho_p^* = E \cdot I_p^* / b_0$  et:  $I_p^* = \mu I_p$ .  
 $e$ : épaisseur de la dalle,  
 avec:  $I_p = b_0 \cdot e^3 / 12 = e^3 / 12 \Rightarrow I_p^* = \mu \cdot e^3 / 12$

$$\text{Donc: } \boxed{\rho_p^* = E \cdot \mu \cdot e^3 / 12}$$



- transversalement:  $\rho_E = E \cdot e^3 / 12$

$$\text{Donc: } \theta = (b / L) \sqrt[4]{\rho_p^* / \rho_E} = (b / L) \sqrt[4]{\mu}$$



Tq:  $b$ : la demi largeur de la dalle équivalente,  
 $L$ : longueur de la travée.

$$\theta^* = (4,535 / 30) \sqrt[4]{16} \Rightarrow \boxed{\theta^* = 0,170015}$$

\* Calcul des Rigidités Tortionnelles:

$$\alpha^* = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \cdot \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \quad \text{avec: } \gamma_p = G \cdot I_{tp} / b_0 \quad (I_{tp} = I_{tE} = e^3 / 12)$$

$$\gamma_E = G \cdot I_{tE} / L_0$$

$$\Rightarrow \alpha^* = 1 / [2 \cdot (1 + \nu) \cdot \sqrt{\mu}] \quad \text{Tq: } E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu)$$

$$\nu = 0,2$$

$$\Rightarrow \boxed{\alpha^* = 0,3294}$$

**Calcul de  $K_0$ ,  $K_1$ ,  $K\alpha$ :**

Pour calculer  $K_0$  et  $K_1$ , on utilise l'interpolation linéaire en  $\theta^*$  tel que:  
 $(0,15 < \theta^* = 0,170015 < 0,2)$ .

Donc, on aura:  $K_0(\theta^* = 0,170015; \alpha = 0)$  et  $K_1(\theta^* = 0,170015; \alpha = 1)$   
 à partir des tableaux de GUYON et MASSONET.

\* Tableau Donnant  $K_0$  pour  $\theta = 0,170015, \alpha = 0$ :

y \ e	-b	-3.b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9931	0,9970	1,0005	1,0034	1,0046	1,0034	1,0005	0,9970	0,9931
b/4	0,2453	0,4352	0,6250	0,8146	1,0034	1,1903	1,3760	1,5600	1,7437
b/2	-0,5005	-0,1254	0,2497	0,6250	1,0005	1,3760	1,7509	2,1245	2,4977
3b/4	-1,2452	-0,6854	-0,1254	0,4352	0,9979	1,5600	2,1245	2,6897	3,2548
b	-1,9896	-1,2452	-0,5005	0,2453	0,9931	1,7437	2,4977	3,2548	4,0139

\* Tableau Donnant  $K_1$  pour  $\theta = 0,170015, \alpha = 1$ :

y \ e	-b	-3.b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9946	0,9976	1,0004	1,0027	1,0037	1,0027	1,0004	0,9976	0,9946
b/4	0,9612	0,9714	0,9819	0,9925	1,0027	1,0118	1,0189	1,0248	1,0303
b/2	0,9299	0,9466	0,9640	0,9819	1,0004	1,0189	1,0366	1,0527	1,0680
3b/4	0,9001	0,9231	0,9466	0,9714	0,9976	1,0248	1,0527	1,0805	1,1075
b	0,8713	0,9001	0,9299	0,9612	0,9946	1,0303	1,0680	1,1075	1,1479

\* Pour différentes valeurs de  $\theta$  \* la formule d'interpolation de SATTLER nous donne  $K_\alpha$ : - pour:  $0 \leq \theta^* \leq 0,1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,05}$

- pour:  $0,1 \leq \theta^* \leq 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha [1 - e^{((0,065 - \theta) / 0,663)}]$

-  $\theta^* > 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$ .

Pour notre cas:  $0,1 < \theta^* = 0,170015 < 1$ .

$$\Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha [1 - e^{((0,065 - \theta) / 0,663)}] \Rightarrow K_\alpha = 0,15013 \cdot K_0 + 0,84987 \cdot K_1$$

\* Tableau Donnant  $K_\alpha$  pour  $\theta = 0,170015, \alpha = 0,3294$ :

y \ e	-b	-3.b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9944	0,9975	1,0004	1,0028	1,0038	1,0028	1,0004	0,9975	0,9944
b/4	0,8537	0,8909	0,9283	0,9658	1,0028	1,0386	1,0725	1,1051	1,1374
b/2	0,7151	0,7860	0,8567	0,9283	1,0004	1,0725	1,1438	1,2136	1,2826
3b/4	0,5780	0,6816	0,7857	0,8909	0,9975	1,1051	1,2136	1,3221	1,4298
b	0,4418	0,5780	0,7151	0,8537	0,9944	1,1374	1,2827	1,4298	1,5782

On trace les lignes d'influences de  $K_\alpha$  pour différentes fibres et on dispose nos surcharges de façon à avoir le cas le plus défavorable et on calcul  $K_{\alpha\text{moyen}}$ , en appliquant les formules suivantes:

\* Pour les charges et surcharges uniformément réparties:

$$K_{\alpha\text{moyen}} = S / Lc = (1 / 3n) \cdot [y_0 + 4 \cdot \sum_{i=1,3,5} y_i + 4 \cdot \sum_{i=2,4,6} y_i + y_n]$$

\* Pour les charges concentrées :  $K_{\alpha\text{moyen}} = \sum p_i \cdot K_i / \sum p_i = \sum K_i / n$ .

**Tableau Donnant  $K_{\alpha\text{moyen}}$  pour Différentes Cas de Chargement et Différents  $y_i$ :**

Surcharges \ y	0	b/4	b/2	3b/4	b
charge permanente G	1,00030	1,00000	1,00000	1,00001	1,00001
surcharge A(1)	1,00216	1,00107	1,00026	0,99903	0,99772
surcharge du trottoir	0,99440	0,99556	0,99887	1,00394	1,01000
système Bc	0,99750	0,99803	0,99970	1,00180	1,00390
$M_{c120}$	1,00220	1,03800	1,07210	1,10550	1,13850

On remarque que  $K_{\alpha\text{moyen}}$  est proche de 1 dans tous les cas de chargement.

Donc:  $K_{\alpha\text{moyen}} = 1$ .

Pour le calcul du moment longitudinal max, on utilise les deux combinaisons suivantes:

$$M_{\text{max}} = \max \left[ \begin{array}{l} M.[cp + 1,2.(AL + ST)]. \\ M.[cp + M_{c120}]. \end{array} \right.$$

## II - 6 - 2 Moments Longitudinaux:

### II - 6 - 2 - 1 Moment sous la Charge Permanente:

Le moment est obtenu en multipliant est obtenu en multipliant le poids propre d'un mètre linéaire par l'aire de la ligne d'influence de chaque section de 0 à L.  
- Voir tableau (01) -

### II - 6 - 2 - 2 Moment sous la Surcharge du Trottoir:

La surcharge générale est de 150 Kg/m<sup>2</sup>.

La largeur des trottoirs: 1,75 + 1,75 = 3,50 m.

Pour avoir le moment positif maximal, il faut charger les longueurs où on a la surface de la ligne d'influence positive. Alors que si on calcul le moment négatif, il faut charger les longueurs où on a la surface des lignes d'influences négatives.

- Moment Positif:

\* sections de 0 à 0,8L: charger entièrement la première travée.

\* sections de 0,83 à 0,97L: charger la partie [ $\alpha_1.L = (\sqrt{5 - 4.L / a}).L$ ; L] de la première travée.

- Moment Négatif:

\* sections de 0 à 0,8L: charger entièrement la deuxième travée.

\* sections de 0,83 à 0,97L: charger entièrement la deuxième travée et la partie

de [0; ( $\alpha_1.L = \sqrt{5 - 4.L / a}).L$ ] de la première travée.

\* sur appui: charger les deux travées.

- Voir Tableau (02) -

### II - 6 - 2 - 3 Moment sous la Charge A:

$$A.(L) = 230 + 36000 / (L + 12). \quad a_1 = 0,9 \quad a_2 = 1,02$$

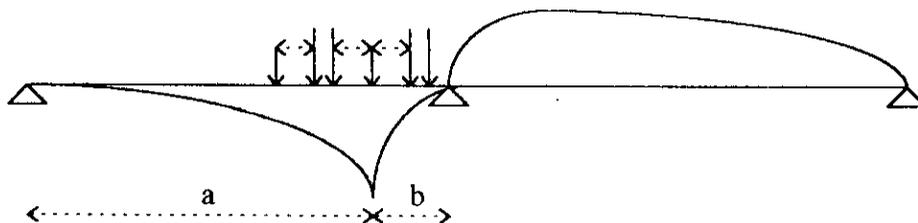
$$A = a_1 . a_2 . A.(L)$$

Pour calculer le moment positif maximal et le moment négatif maximal, on applique les mêmes cas de chargements des surcharges du trottoir.

### II - 6 - 2 - 4 Moment sous les Charges Bc:

#### 1) Disposition des Camions en Vue d'Obtenir $M_{max}^+$ :

a - Pour des sections allant de 0,0.L à 0,80.L:



On place l'un des essieux au droit de la section "S". Pour obtenir la position la plus défavorable, on vérifie que l'inégalité:  $(\sum P_g) / a > (\sum P_d) / b$

change de sens quand la charge  $P_i$  placée à gauche de l'inégalité passe vers la droite.  
 Avant le passage  $P_i$  en "S" on doit vérifier que:

$$\left( \sum_1^i P\alpha \right) / a > \left( \sum_{i+1}^n P\alpha \right) / b$$

Après le passage, nous devons vérifier:  $\left( \sum_1^{i-1} P\alpha \right) / a < \left( \sum_i^n P\alpha \right) / b$

D'où:  $M_{\max} = \sum p_i \cdot y_i$

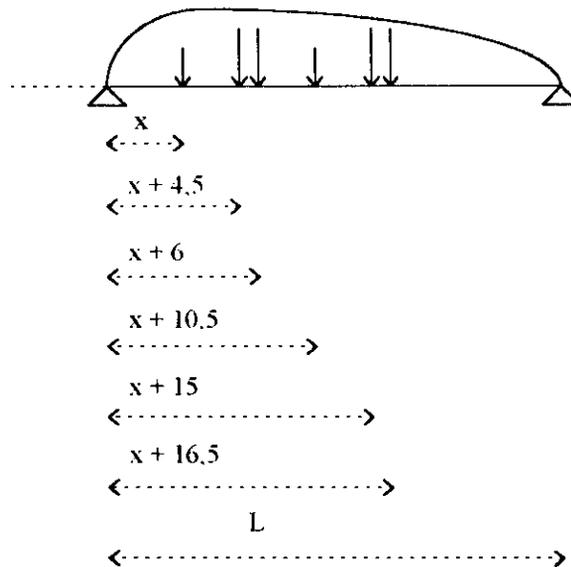
b - Pour des sections allant de  $0,83.L$  à  $0,97.L$ :

On procède par élimination d'essieux qui se trouvent sur une valeur négative de  $y_i$ .  
 Donc, le calcul s'effectue par essieux et non par camion.

### 1) Disposition des Camions en Vue d'Obtenir $M_{\max}^-$ :

Le moment le plus défavorable sera obtenu en chargeant la travée 2:

$$M^- = \sum p_i \cdot y_i$$



Les  $y_i$  sont calculés par l'expression de la ligne d'influence sur la deuxième travée:

$$y_i(a,x) = - a \cdot x \cdot (L - x) \cdot (2L - x) / (4.L^3)$$

- Position de  $P_i$ :
- $x \dots \dots \dots y_i = - a \cdot x \cdot (2L - x) \cdot (L - x) / (4.L^3)$
  - $x + 4,5 \dots \dots y_i = - a \cdot (x + 4,5) \cdot [2L - (x + 4,5)] \cdot [L - (x + 4,5)] / (4.L^3)$
  - $x + 6 \dots \dots \dots y_i = - a \cdot (x + 6) \cdot [2L - (x + 6)] \cdot [L - (x + 6)] / (4.L^3)$
  - $x + 10,5 \dots \dots y_i = - a \cdot (x + 10,5) \cdot [2L - (x + 10,5)] \cdot [L - (x + 10,5)] / (4.L^3)$
  - $x + 15 \dots \dots \dots y_i = - a \cdot (x + 15) \cdot [2L - (x + 15)] \cdot [L - (x + 15)] / (4.L^3)$
  - $x + 16,5 \dots \dots y_i = - a \cdot (x + 16,5) \cdot [2L - (x + 16,5)] \cdot [L - (x + 16,5)] / (4.L^3)$

D'où le moment fléchissant:  $M_{\min} = \sum_{i=1}^6 - p_i \cdot a \cdot (2L - x) \cdot (L - x) \cdot x / (4.L^3)$

$M_{\min}(x)$  atteint son point minimal pour des  $d [M_{\min}(x)] / dx = 0$ .

$$d [M_{\min}(x)] / dx = d [\sum - p_i \cdot a \cdot (2L - x_i) \cdot (L - x_i) \cdot x_i / (4.L^3)] / dx$$

$$\Rightarrow d (30 \cdot x^3 - 1804,5 \cdot x^2 + 13317,75 \cdot x + 234160,875) / dx = 0$$

$$\Rightarrow 90.x^2 - 3609.x + 13317,75 = 0 \Rightarrow \begin{cases} x = 4,112\text{m} \\ x = 35,988\text{m} \dots\dots (x > L) \text{ impossible.} \end{cases}$$

Donc:  $x = 4,11\text{m}$  la position du premier essieu

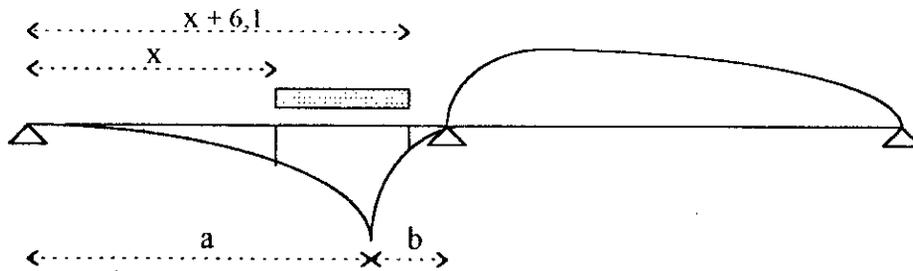
Les résultats sont représentés au tableau (04) pour une file de roue, ces valeurs sont multipliées par 6. [ 6 files = 3 convois ]

### II - 6 - 2 - 5 Moments sous les Surcharges Militaires (Mc120):

La charge est uniformément répartie sur une longueur de 6,1m.

\*  $0 < a \leq 0,8L$ :

$q = (110 / 6,1) \text{ t/ml}$



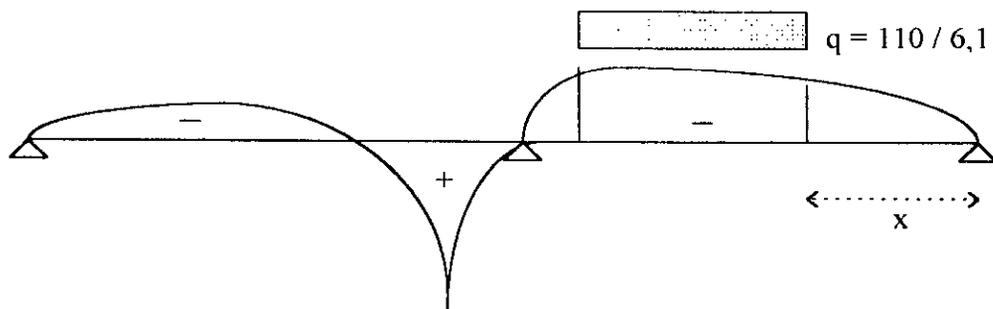
$$S = L \int_{x/L}^{a/L} [(a/4) \cdot \alpha^3 + \alpha \cdot (L - 5a/4)] d\alpha + L \int_{a/L}^{(x+6,1)/L} [1 - 5 \cdot \alpha/4 + \alpha^3/4] \cdot a \cdot d\alpha$$

$\Rightarrow S = A \cdot x^3 + B \cdot x^2 + C \cdot x + D$  Tq: A, B, C et D sont en fonction de a.

S est maximal pour x tel que:  $dS / dx = 0 \Rightarrow$  On tire la valeur de x.  $\Rightarrow S_{\max}$ .

\*  $0,8L < a \leq L$ :

Le moment extrême sera négatif en chargeant la portion de travée correspondant à l'aire maximal de la deuxième travée.



$$S = - a \cdot L / 4 \int_{x/L}^{(x+6,1)/L} (\alpha - \alpha^3) d\alpha \Rightarrow S = - a \cdot L / 4 [\alpha^2/2 - \alpha^4/4]$$

$$S = a / 108000 \cdot [6,1 x^3 + 55,815 \cdot x^2 - 5263,019 \cdot x - 16398,355]$$

Pour l'aire maximal:  $dS / dx = 0 \Rightarrow 18,3 \cdot x^2 + 111,63 \cdot x - 5263,019 = 0$ .

$\sqrt{\Delta} = 630,6459 \Rightarrow x = 14,181 \text{ m.}$  Donc:  $S_{\max} = - 0,019264$

- Les résultats sont donnés dans le tableau (05) -

Section (x/L)	Mmin.(t.m)	Mmax.(t.m)
0,00	0	0
0,03	0	461,07
0,07	0	852,53
0,10	0	1210,95
0,13	0	1501,58
0,17	0	1836,92
0,20	0	2049,30
0,23	0	2228,15
0,27	0	2373,46
0,30	0	2515,05
0,33	0	2582,12
0,37	0	2619,38
0,40	0	2608,20
0,43	0	2563,49
0,47	0	2451,71
0,50	0	2328,75
0,53	0	2172,26
0,57	0	1911,44
0,60	0	1676,70
0,63	0	1408,43
0,67	0	998,57
0,70	0	652,05
0,73	0	272,00
0,77	- 286,90	0
0,80	- 745,18	0
0,83	-1237,03	0
0,87	-1944,97	0
0,90	-2515,05	0
0,93	-3118,66	0
0,97	-3975,64	0
1,00	-4533,20	0

TABLEAU (01)

Section (x/L)	Mmin.(t.m)	Mmax.(t.m)
0,00	0	0
0,03	- 0,97	6,82
0,07	- 1,98	12,79
0,10	- 2,95	18,31
0,13	- 3,84	22,88
0,17	- 5,02	28,31
0,20	- 5,91	31,89
0,23	- 6,79	35,05
0,27	- 7,68	37,77
0,30	- 8,86	40,75
0,33	- 9,75	42,49
0,37	-10,93	44,53
0,40	-11,81	44,89
0,43	-12,70	45,21
0,47	-13,88	44,97
0,50	-14,77	44,30
0,53	-15,65	43,20
0,57	-16,83	41,07
0,60	-17,72	38,98
0,63	-18,60	36,47
0,67	-19,79	32,45
0,70	-20,67	28,94
0,73	-21,56	25,01
0,77	-22,74	19,10
0,80	-23,63	14,18
0,83	-25,,31	9,62
0,87	-29,85	5,19
0,90	-34,78	2,89
0,93	-40,88	1,33
0,97	-50,64	0,23
1,00	-59,06	0,00

TABLEAU (02)

- 98 -

Section	x(m)	L-x (m)	A.(L)(kg/m <sup>2</sup> )	A (kg/m <sup>2</sup> )	q=3.A.Lv (t/m)	Mmax(t.m)	L+x (m)	A.(L) (kg/m <sup>2</sup> )	A(kg/m <sup>2</sup> )	q=3.A.Lv(t/m)	Mmax(t.m)
0,00	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	0
0,03	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	133,04	30,00	1087,14	997,99	10,239	- 19,01
0,07	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	249,43	30,00	1087,14	997,99	10,239	- 38,59
0,10	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	357,10	30,00	1087,14	997,99	10,239	- 57,60
0,13	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	446,24	30,00	1087,14	997,99	10,239	- 74,87
0,17	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	552,21	30,00	1087,14	997,99	10,239	- 97,91
0,20	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	622,02	30,00	1087,14	997,99	10,239	-115,19
0,23	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	683,53	30,00	1087,14	997,99	10,239	-132,47
0,27	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	736,75	30,00	1087,14	997,99	10,239	-149,75
0,30	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	794,80	30,00	1087,14	997,99	10,239	-172,78
0,33	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	828,67	30,00	1087,14	997,99	10,239	-190,06
0,37	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	860,92	30,00	1087,14	997,99	10,239	-213,10
0,40	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	875,43	30,00	1087,14	997,99	10,239	-230,38
0,43	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	881,65	30,00	1087,14	997,99	10,239	-247,66
0,47	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	877,05	30,00	1087,14	997,99	10,239	-270,69
0,50	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	863,92	30,00	1087,14	997,99	10,239	-287,97
0,53	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	842,49	30,00	1087,14	997,99	10,239	-305,25
0,57	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	801,02	30,00	1087,14	997,99	10,239	-328,29
0,60	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	760,25	30,00	1087,14	997,99	10,239	-345,57
0,63	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	711,18	30,00	1087,14	997,99	10,239	-362,84
0,67	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	632,85	30,00	1087,14	997,99	10,239	-385,88
0,70	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	564,42	30,00	1087,14	997,99	10,239	-403,16
0,73	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	496,71	30,00	1087,14	997,99	10,239	-420,44
0,77	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	372,52	30,00	1087,14	997,99	10,239	-443,48
0,80	0	30,00	1087,14	997,99	10,239	276,45	30,00	1087,14	997,99	10,239	-460,76
0,83	12,75	17,25	1460,77	1340,99	13,758	187,70	42,75	887,53	814,75	8,359	-403,01
0,87	19,03	10,97	1797,26	1649,88	16,928	101,14	49,03	819,87	752,64	7,722	-439,06
0,90	22,36	7,64	2062,99	1893,82	19,431	56,32	52,36	789,35	724,62	7,435	-492,57
0,93	25,08	4,92	2357,66	2164,33	22,206	25,98	55,08	766,67	703,80	7,221	-562,28
0,97	28,08	1,92	2816,21	2585,28	26,525	4,40	58,08	743,70	682,72	7,005	-675,70
1,00	30,00	0	3230,00	2965,14	30,422	0	60,00	730,00	670,14	6,876	-773,55

TABLEAU (03)

Section X/L	1 file de roue du système Bc		6 files de roue du système Bc	
	Mmin (t.m)	Mmax (t.m)	Mmin (t.m)	Mmax (t.m)
0,00	0	0	0	0
0,03	- 2,43	16,10	- 14,58	69,58
0,07	- 4,86	33,56	- 29,16	201,40
0,10	- 7,28	49,98	- 43,68	299,87
0,13	- 9,71	61,40	- 58,26	368,39
0,17	-12,14	79,13	- 72,84	474,76
0,20	-14,57	87,71	- 87,42	526,28
0,23	-17,00	92,66	- 102,00	555,95
0,27	-19,42	98,72	- 116,52	592,33
0,30	-21,85	103,65	- 131,10	621,89
0,33	-24,28	105,44	- 145,68	632,64
0,37	-26,71	106,94	- 160,26	641,66
0,40	-29,14	108,92	- 174,84	653,50
0,43	-31,56	107,35	- 189,36	644,08
0,47	-33,99	106,75	- 203,94	640,48
0,50	-36,42	102,44	- 218,52	614,67
0,53	-38,85	97,83	- 233,10	588,96
0,57	-41,28	89,72	- 247,68	538,30
0,60	-43,70	86,95	- 262,20	521,68
0,63	-46,13	83,18	- 276,78	499,05
0,67	-48,56	80,98	- 291,36	485,86
0,70	-50,99	79,14	- 305,94	474,86
0,73	-53,42	51,42	- 320,52	308,50
0,77	-55,84	42,06	- 335,04	252,42
0,80	-58,27	34,80	- 349,62	208,82
0,83	-60,70	22,82	- 364,20	136,92
0,87	-63,13	15,21	- 378,78	91,29
0,90	-65,56	7,24	- 393,36	43,45
0,93	-67,98	3,32	- 407,88	19,91
0,97	-70,41	0,58	- 422,46	3,46
1,00	-72,84	0	- 437,04	0

TABLEAU (04)

Section (x/L)	Mmin (t.m)	Mmax (t.m)
0,00	0	0
0,03	- 10,45	12,38
0,07	- 20,90	37,63
0,10	- 31,19	76,27
0,13	- 41,66	122,81
0,17	- 52,11	182,13
0,20	- 62,50	244,34
0,23	- 73,03	308,36
0,27	- 83,30	364,37
0,30	- 93,77	421,97
0,33	- 104,22	449,74
0,37	- 114,66	480,22
0,40	- 124,96	504,93
0,43	- 135,42	515,92
0,47	- 145,88	522,05
0,50	- 156,34	520,61
0,53	- 166,80	512,19
0,57	- 177,00	496,81
0,60	- 187,54	475,01
0,63	- 197,98	446,92
0,67	- 208,46	413,17
0,70	- 218,94	374,10
0,73	- 229,19	330,18
0,77	- 239,65	289,80
0,80	- 250,11	229,56
0,83	- 260,55	173,87
0,87	- 271,03	115,37
0,90	- 281,30	54,64
0,93	- 291,76	52,47
0,97	- 302,23	16,64
1,00	- 312,65	0

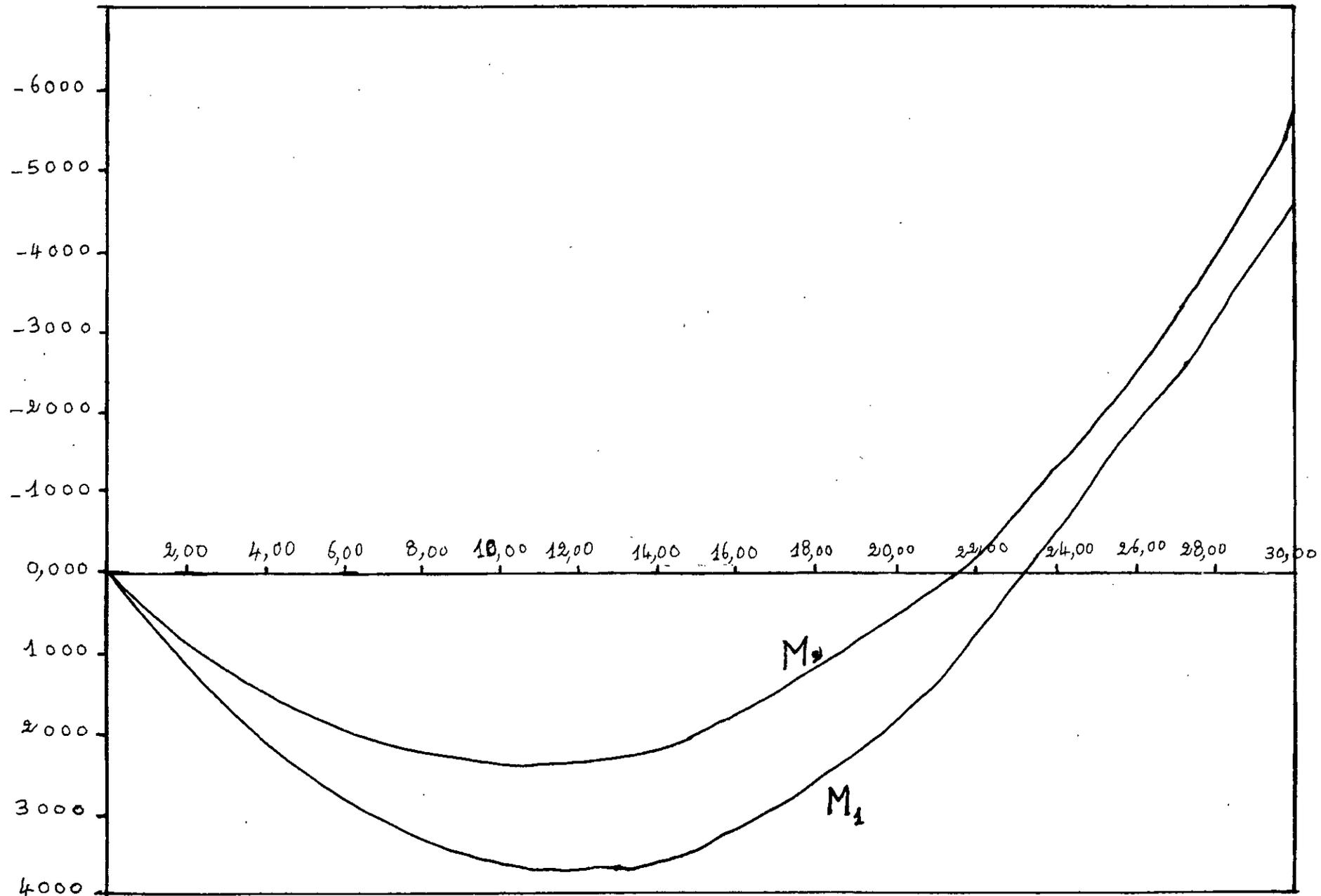
TABLEAU (05)

Section	Charge permanente		surcharge du trottoir		surcharge A		surcharge Bc		surcharge militaire	
	Mmin(t.m)	Mmax(t.m)	Mmin(t.m)	Mmax(t.m)	Mmin(t.m)	Mmax(t.m)	Mmin(t.m)	Mmax(t.m)	Mmin(t.m)	Mmax(t.m)
0,03	0	461,070	- 0,984	6,889	- 19,051	133,327	- 14,472	197,666	- 12,842	14,715
0,07	0	852,525	- 1,998	12,917	- 38,673	249,969	- 28,945	203,679	- 24,842	44,727
0,10	0	1210,950	- 2,983	18,492	- 57,724	357,871	- 43,357	303,244	- 37,072	90,650
0,13	0	1501,578	- 3,877	23,110	- 75,032	447,204	- 57,830	372,544	- 49,517	145,971
0,17	0	1836,918	- 5,070	28,598	- 98,122	553,403	- 72,302	480,111	- 61,938	216,480
0,20	0	2049,300	- 5,965	32,213	-115,439	623,364	- 86,774	532,211	- 74,287	290,420
0,23	0	2228,148	- 6,860	35,399	-132,756	685,006	-101,240	562,211	- 86,803	366,515
0,27	0	2373,462	- 7,755	38,151	-150,073	738,340	-115,660	599,008	- 99,010	433,088
0,30	0	2515,050	- 8,948	41,161	-173,153	796,517	-130,132	628,899	-111,454	501,551
0,33	0	2582,118	- 9,842	42,914	-190,471	830,460	-144,604	639,776	-123,875	534,558
0,37	0	2619,378	-11,035	44,978	-213,560	862,780	-159,076	648,892	-136,284	570,787
0,40	0	2608,200	-11,930	45,336	-230,878	877,321	-173,548	660,865	-148,527	600,157
0,43	0	2563,488	-12,825	45,658	-248,195	883,554	-187,961	651,340	-160,959	613,219
0,47	0	2451,708	-14,018	45,420	-271,275	878,944	-202,433	647,700	-173,392	620,505
0,50	0	2328,750	-14,917	44,730	-288,592	865,786	-216,906	621,597	-185,825	618,786
0,53	0	2172,258	-15,808	43,630	-305,909	844,310	-231,378	593,568	-198,257	608,786
0,57	0	1911,438	-17,000	41,482	-328,999	802,750	-245,850	544,368	-210,381	590,505
0,60	0	1676,700	-17,895	39,371	-346,316	761,892	-260,263	527,559	-222,969	564,594
0,63	0	1408,428	-18,900	36,830	-363,624	712,716	-274,735	504,677	-235,318	531,206
0,67	0	998,568	-19,983	32,773	-386,714	634,217	-289,208	491,330	-247,774	491,091
0,70	0	652,050	-20,878	29,257	-404,031	565,639	-303,680	480,213	-260,231	444,653
0,73	0	271,998	-21,773	25,257	-421,348	488,763	-318,152	311,974	-272,414	392,450
0,77	- 286,902	0	-22,966	19,291	-444,438	373,325	-332,565	255,260	-284,847	334,946
0,80	- 745,000	0	-23,861	14,317	-461,755	277,047	-347,037	211,176	-297,279	272,854
0,83	-1237,032	0	-25,564	9,720	-403,881	188,105	-361,510	138,461	-305,688	206,661
0,87	-1944,972	0	-30,150	5,237	-440,008	101,358	-375,982	92,322	-322,145	137,128
0,90	-2515,050	0	-35,129	2,916	-493,634	56,442	-390,454	43,944	-334,351	64,945
0,93	-3118,660	0	-41,289	1,344	-563,490	26,036	-404,867	20,134	-346,784	62,366
0,97	-3975,642	0	-51,147	0,228	-677,160	4,442	-419,339	3,501	-359,229	19,778
1,00	-4533,300	0	-59,653	0	-775,221	0	-433,811	0	-371,614	0

Moment Longitudinaux Avec Prise En Compte de S et K.

**Les Résultats Finaux des Moments Longitudinaux sont Représentés dans le Tableau Suivant:**

Section (x/L)	M1 (t.m)	M2 (t.m)
0	0	0
0,03	- 437,028	629,329
0,07	- 803,710	1167,988
0,10	-1138,102	1662,586
0,13	-1406,887	2065,955
0,17	-1413,088	2535,319
0,20	-1903,615	2835,992
0,23	-2060,609	3092,634
0,27	-2184,068	3305,251
0,30	-2296,529	3520,264
0,33	-2341,742	3630,167
0,37	-2349,864	3708,688
0,40	-2316,831	3715,388
0,43	-2250,264	3566,542
0,47	-2109,356	3560,945
0,50	-1964,539	3421,369
0,53	-1786,198	3237,786
0,57	-1496,239	2924,516
0,60	-1239,647	2638,215
0,63	- 949,399	2307,887
0,67	- 510,532	1798,956
0,70	- 142,159	1365,973
0,73	- 286,902	888,822
0,77	- 847,787	184,237
0,80	-1327,739	- 395,363
0,83	-1817,060	- 977,375
0,87	-2443,820	-1774,000
0,90	-3149,566	-2433,617
0,93	-3844,395	-3042,208
0,97	-4849,610	-3951,635
1,00	-5535,149	-4533,300



- Courbe enveloppe des Moments -

## II - 7 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE:

### II - 7 - 1 RAPPEL:

" Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges, a des forces additionnelles déterminant des contraintes que leur composition avec celles provenant des charges donnent en tout points des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération".

*Eugène Freyssinet*

Autrement dit, en béton précontraint, on applique en général ce principe de manière que le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que de faibles contraintes de traction.

Pour la recherche d'un équilibre entre d'une part, les moments dus au poids propre et aux surcharges, d'autre part, le moment de précontrainte, le câble moyen doit satisfaire les deux conditions suivantes:

- a) Condition mécanique:   - le fuseau limite existe dans chaque section,  
                                  - le câble moyen doit être à l'intérieur de ce fuseau.
  
- b) Condition Géométrique: La forme propre du câble ne doit pas sortir des limites extrêmes de notre structure.

### II - 7-2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX: :

#### A/ Béton:

##### A-1 Résistance Nominale:

- résistance nominale à la compression:  $\sigma_n = \sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$
- résistance nominale à l'attraction:  $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 70 + 0,6 \sigma_{28} = 250 \text{ t/m}^2$

##### A-2 Contraintes Admissibles:

- à la mise en tension:  $\sigma_j = 2800 \text{ t/m}^2$   
Compression:  $\sigma'_b = 0,55 \sigma_j = 1540 \text{ t/m}^2$   
Traction:  $\sigma'_b = 0$
- en service à 90 j:  $\sigma_b = 0,42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$   
 $\sigma'_b = 0$
- à la rupture:  $\sigma_b = 0,8 \sigma_{28} = 2400 \text{ t/m}^2$   
 $\sigma'_b = 0,8 \sigma'_{28} = 200 \text{ t/m}^2$

Déformation différée du béton: fluage:  $E_i / 3 =$  module de déformation différée.

retrait:  $\Delta L / L = 3 \times 10^{-4}$ .

#### B- Armatures de la Précontraintes:

On utilise des câbles possédants les caractéristiques suivantes:

- module d'élasticité:  $E_a = 1,9 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
- force de rupture garantie:  $F_{prg} = 2,974 \text{ MN}$ .
- force utile par câble =  $0,8 F_{prg}$ :  $F_{uc} = 2,3792 \text{ MN}$ .
- section utile d'un câble:  $W = 1680 \text{ mm}^2$ .
- diamètre intérieur de la gaine:  $\phi_i = 80 \text{ mm}$ .

- diamètre extérieur de la gaine:  $\phi_e = 88 \text{ mm}$ .
- coefficient de frottement en courbe:  $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- coefficient de frottement linéaire:  $\phi = 0,002 \text{ m}^{-1}$
- recule d'ancrage =  $\Delta c = 0,009 \text{ m}$ .
- rayon de courbure minimum:  $R_{\min} = 8 \text{ m}$ .
- relaxation à 1000 h:  $\rho_{1000} = 0,03$ .
- relaxation à l'infini:  $\rho_{\infty} = 0,07$ .

### C- Paramètres Utilisés:

- moment d'inertie de la section:  $I = 2,551 \text{ m}^4$
- section transversale de la dalle:  $S = 13,698 \text{ m}^2$
- hauteur de la section:  $h = 1,5 \text{ m}$ .
- largeur supérieure de la nervure:  $b_o = 13,30 \text{ m}$ .
- largeur équivalente:  $b = 9,07 \text{ m}$ .
- ordonnée de la fibre supérieur de la section rapportée à l'axe neutre:  $V_s = 0,738 \text{ m}$ .
- ordonnée de la fibre inférieur de la section rapportée à l'axe neutre:  $V_i = 0,762 \text{ m}$
- rendement géométrique:  $\rho = 0,33116$ .
- $e_1$  = limite supérieur du fuseau de passage
- $e_2$  = limite inférieur du fuseau de passage.
- $C_s$  = limite supérieur du noyau central.
- $C_i$  = limite inférieur du noyau central.
- $F$  : force de la précontrainte
- $M_{\max} = M_2$ : moment de sollicitation maximum.
- $M_{\min} = M_1$ : moment de sollicitation minimum.
- $M_p$ : moment global de précontrainte.
- $M_h$ : moment hyper statique de précontrainte.

### II - 7 - 3 ETUDE DE FUSEAU LIMITE:

Le fuseau du passage est l'ensemble des positions ou les points que peut occuper la résultante dû à la précontrainte. Cette résultante de précontrainte isostatique et hyperstatique est nommée ligne de précontrainte.

$$e_{oo} = e_o + M_h / p.$$

$$\text{A la limite: } \begin{cases} e_o + M_h / p + M_{\max} / p = C_s \\ e_o + M_h / p + M_{\min} / p = - C_i \end{cases}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_{oo} = C_s - M_{\max} / p \\ e_{oo} = - C_i - M_{\min} / p. \end{cases}$$

### II - 7 - 4 DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTES ET DE SON EXCENTRICITE:

**A/ Centre de Pression:** C'est le point de passage de résultante de compression du béton.

On a:  $\rho = \frac{I}{S V_i V_s}$  et:  $C_s = \rho V_s$   
 $C_i = \rho V_i$

Si le centre de pression est situé en  $C_s$ , la contrainte inférieure serait nulle.  
 Si le centre de pression est situé en  $C_i$ , la contrainte supérieure serait nulle.

Il faudra toujours vérifier que: 
$$\left[ \begin{array}{l} e_o + M_h / p + M_{\max} / p < C_s \dots\dots(1) \\ e_o + M_h / p + M_{\min} / p > - C_i \dots\dots(2) \end{array} \right.$$

Cela, pour avoir une section entièrement comprimée => contraintes positifs.

**B/ Section Sous-Critique:** Les inégalités (1) et (2) deviennent égalités:  
 (2)-(1) nous donne:  $\frac{M_{\max} - M_{\min}}{p} = C_s + C_i = \rho h$ .

$$\Rightarrow p = \Delta M / (\rho h)$$

et l'excentricité: 
$$- C_i - \frac{M_{\min} + M_h}{p} \leq e_o \leq C_s - \frac{M_{\min} + M_h}{p}$$

**C/ Section Sur-Critique:** Si  $e_o$  calculée est inférieure à  $-(V_i - d')$ : la section est dite

sur-critique. Donc  $e_o = -(V_i - d')$

et: 
$$p = \frac{M_{\max} + M_h}{\rho V_s + V_i - d'}$$

En pratique, on calcule les deux précontraintes sous-critique et sur-critique, et on retiendra la valeur maximum.

**D/ Calcul de la Hauteur Minimum:** La section critique est située à 0,4 L d'où les valeurs des moments  $M_1$  et  $M_2$  sont:

$M_1 = 2316,831 \text{ tm}$   
 $\Rightarrow \Delta M = 1398,557 \text{ tm}$

$M_2 = 3715,388 \text{ tm}$

La hauteur minimum =  $h_{\min} = \left[ \frac{2 \times \Delta M}{\rho b (\sigma_b - \sigma_b')} \right]^{1/2} \Rightarrow h_{\min} = 0,86 \text{ m}$ .

$h = 1,5 \text{ m} > h_{\min}$  Donc, la hauteur de la dalle est largement suffisante.

**E/ Calcul du Nombre de Câble Nécessaire:**

$p_1 = \Delta M / (\rho h)$   $d'$ : l'enrobage = 0,05 m.  
 $p_2 = (M_{\max} + M_h) / (\rho V_s + V_i - d')$

Dans notre cas, pour éliminer le moment hyperstatique  $M_h$ , on va travailler avec le câble concordant. =>  $M_h = 0$ . Donc:  $p_1 = 2650,946 \text{ t}$ .

$p_2 = 5787,507 \text{ t}$ .

On a:  $p_2 > p_1 \Rightarrow$  section sur-critique.

Le nombre de câbles nécessaire est:  $N = p_2 / (0,75 F_{uc})$ .

$$\text{On a: } \begin{cases} e_1 = C_s - M_{\max} / p & C_s = 0,244. \\ e_2 = -(V_i - d') & C_i = 0,252. \end{cases}$$

**Remarque:** On a estimé les pertes de précontraintes de 25%.

$$F_{uc} = 2,379 \text{ MN} \Rightarrow N = 32,44$$

$$\text{Donc; on prend } \underline{33 \text{ câbles}} \Rightarrow p = 2,379 \times 33 \Rightarrow \boxed{p = 7850,7 \text{ t}}$$

### F/ Recherche d'un Câble Concordant:

Le choix du tracé du câble est de telle manière à rendre le moment hyperstatique de précontrainte nul. Cela nous permet de confondre le tracé du câble avec le passage de la ligne de précontrainte  $e_{00}(x)$  qui est déjà connu.

On doit chercher le tracé du câble qui reste à l'intérieur de la section et à l'intérieur du fuseau ( $e_1, e_2$ ).

D'après l'équation des trois moments:

$$-\int_0^{l_1} \frac{x p e_0(x)}{p E I} dx - \int_0^{l_2} \frac{(L - x / p) p e_0(x)}{p E I} dx / E I = -W_g + W_d \dots \dots \dots (I)$$

$$-W_g + W_d = 4 l M_h / (E I) \quad (\text{deux travées identiques})$$

$$\text{On pose: } J(e_0) = \int_0^l x p e_0(x) / p dx$$

$$\text{Par symétrie, on a: } 4 L M_h = -12 J(e_0)$$

D'où le moment hyperstatique sur l'appui intermédiaire:  $M_h = 3 J(e_0) / L$

- Puisque:  $M_h = 0 \Rightarrow e_{00}(x) = e_0(x) \Rightarrow$  l'équation(I) est vraie que si:  $J(e_0) = J(e_{00}) = 0$ .

- Puisque la ligne de précontrainte  $e_{00}(x)$  est incluse dans le fuseau de passage  $[e_1(x), e_2(x)]$ , on peut toujours définir une ligne de précontrainte et puis un câble de précontrainte qui partage le fuseau dans un rapport constant  $\lambda$  tel que:

$$\begin{cases} e_0(x) = e_1(x) + \lambda (e_2(x) - e_1(x)). \\ \lambda = - \frac{J(e_1)}{J(e_2) - J(e_1)} \end{cases}$$

**Application numérique:** pour calculer les intégrales  $J(e_1)$  et  $J(e_2)$  de la première travée, on utilisera la méthode d'intégration de Simpson:

$$\int_a^b y dx = \frac{b-a}{3n} [y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + 4y_{n-1} + y_n]$$

$$\text{Dans notre cas: } \begin{cases} n = 30 \\ b - a = n = 30 \text{ m. et } y = (x / L) P e_k(x) \end{cases}$$

$$\begin{cases} J(e_1) = 765,2526 P \\ J(e_2) = -3052,6 P \end{cases} \Rightarrow \lambda = 0,2004406$$

$$\Rightarrow \boxed{e_0(x) = e_1(x) + 0,2004406 [e_2(x) - e_1(x)]}$$

**\* Recherche du câble concordant:**

K	X/L	e <sub>1</sub> (cm)	e <sub>2</sub> (cm)	Ke <sub>1</sub> x/L	Ke <sub>2</sub> x/L	e <sub>2</sub> - e <sub>1</sub> (cm)	e <sub>∞∞</sub> (cm)
1	0,00	24,44	- 71,2	0,00	0,00	- 95,64	5,27
4	0,03	16,42	- 71,2	1,970	- 8,544	- 87,62	- 1,14
2	0,07	9,56	- 71,2	1,338	- 9,968	- 80,76	- 6,63
4	0,10	3,25	- 71,2	1,300	- 28,500	- 74,45	-11,67
2	0,13	- 1,87	- 71,2	- 0,486	- 18,500	- 69,33	-15,77
4	0,17	- 7,85	- 71,2	- 5,338	- 48,400	- 63,35	-20,55
2	0,20	-11,68	- 71,2	- 4,672	- 28,500	- 59,52	-23,61
4	0,23	-14,95	- 71,2	-13,754	- 65,500	- 56,25	-26,22
2	0,27	-17,66	- 71,2	- 9,536	- 38,400	- 53,54	-28,39
4	0,30	-20,40	- 71,2	-24,480	- 85,400	- 50,80	-30,58
2	0,33	-21,80	- 71,2	-14,388	- 47,000	- 49,40	-31,70
4	0,37	-22,80	- 71,2	-33,744	-105,400	- 48,40	-32,50
2	0,40	-22,89	- 71,2	-18,312	- 57,000	- 48,31	-32,57
4	0,43	-20,99	- 71,2	-36,103	-122,500	- 50,21	-31,05
2	0,47	-20,92	- 71,2	-19,665	- 66,900	- 50,28	-31,00
4	0,50	-19,14	- 71,2	-38,280	-142,400	- 52,06	-29,57
2	0,53	-16,80	- 71,2	-17,808	- 75,500	- 54,40	-27,70
4	0,57	-12,81	- 71,2	-29,207	-162,300	- 58,39	-24,51
2	0,60	- 9,16	- 71,2	-10,992	- 85,400	- 62,04	-21,60
4	0,63	- 4,95	- 71,2	-12,474	-179,400	- 66,25	-18,23
2	0,67	1,53	- 71,2	2,050	- 95,400	- 72,73	-13,05
4	0,70	7,04	- 71,2	19,712	-199,400	- 78,24	- 8,64
2	0,73	13,12	- 71,2	19,155	-104,000	- 24,32	- 3,78
4	0,77	22,10	- 71,2	68,068	-219,300	- 93,30	3,40
2	0,80	29,48	- 71,2	47,168	-113,900	-100,68	9,30
4	0,83	36,89	- 71,2	122,475	-236,400	-108,09	15,22
2	0,87	47,04	- 71,2	81,850	-123,900	-118,24	23,34
4	0,90	55,44	- 71,2	199,584	-256,300	-126,64	30,06
2	0,93	63,19	- 71,2	117,533	-132,400	-134,39	36,25
4	0,97	74,77	- 71,2	290,108	-133,900	-145,97	45,51
1	1,00	82,18	- 71,2	82,180	- 71,200	-153,38	51,44
J (e) EI				765,253 P	-3052,6 P		

## II -7-5 PERTES DE PRECONTRAINTE:

### 1) Pertes Instantanées:

**a - Pertes par frottement:** L'allongement de l'armature due à la mise en tension de cette dernière provoque un mouvement relatif de l'armature par rapport à sa gaine. Ce déplacement est gêné par la courbure du câble s'il n'est pas rectiligne. Si la gaine est rectiligne, on admet en général une variation parasite de l'ordre de 0,5 à 0,7° d'angle équivalant par mètre de câble.

\* Câble courbe: La perte de tension est:  $\Delta F = F_0 \cdot f \cdot \alpha$

Tel que:  $F_0$ : la tension du premier point d'inflexion

$f$ : coefficient de frottement

$\alpha$ : déviation angulaire entre le début et la fin d'inflexion.

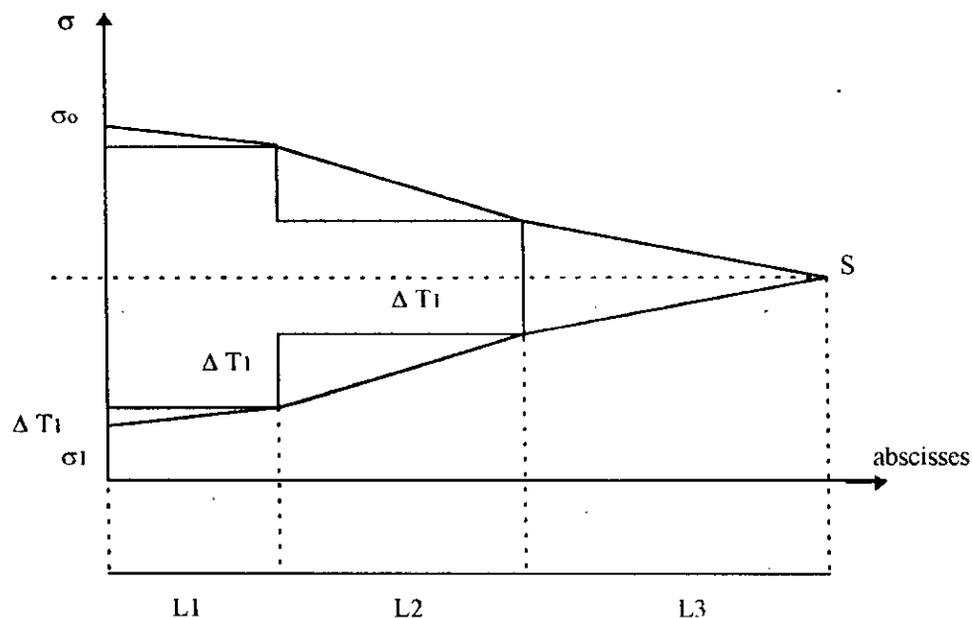
\* Câble rectiligne: On définit un coefficient de frottement par mètre linéaire  $\phi$ .

$$\Delta F = F_0 \cdot \phi \cdot x.$$

Donc, en général:  $\Delta F = F - F_0 = F_0 (f \cdot \alpha + \phi \cdot x)$

**b - Pertes par Recul d'Ancrage:** Le glissement des torons dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes entraînent des pertes de recul d'ancrage. Ces pertes n'affectent qu'une faible partie de la longueur de l'armature de précontrainte car la réaction du câble est contrariée par le frottement de l'acier sur la gaine.

La méthode utilisée est une méthode pratique présentée dans la pièce 1.6 du dossier Pside 67 (SETRA).



Soit  $S_n$  la somme des aires de part et d'autre de l'axe amené par S.

$$S_n = \Delta T_1 \cdot L_1 + \Delta T_2 \cdot L_2 + \dots + \Delta T_s \cdot L_s + 2 \cdot L_1 \cdot [\Delta T_2 + \Delta T_3 + \dots + \Delta T_n] \\ + 2 \cdot L_2 \cdot [\Delta T_3 + \Delta T_4 + \dots + \Delta T_n] + \dots + 2 \cdot L_i \cdot [\Delta T_{i+1} + \Delta T_{i+2} + \dots + \Delta T_n] \\ + \dots + 2 \cdot L_{n-1} \cdot [\Delta T_n].$$

On cherche S de telle manière à avoir:  $S_s = g \cdot E_p$

$$S_{n-1} < S_s = g \cdot E_p < S_n$$

$L_s$  est tiré de l'équation  $S_s = g \cdot E_p$  Tel que:  $\Delta T_s / L_s = \Delta T_n / L_n$ .

**Remarque:** Le glissement  $g$  représente l'intégrale des raccourcissements soit:

$$g = - \int_0^{\lambda} (\Delta\sigma / E_p) dx = - \int_0^{\lambda} (\Delta\sigma_0 / E_p) \cdot q(\alpha - x) dx$$

$$g = \sigma_0 \cdot q \cdot \lambda^2 / E_p \Rightarrow \lambda^2 = g \cdot E_p / (\sigma_0 \cdot q)$$

Tel que:  $\begin{cases} q = (f \cdot \alpha + \varphi \cdot x) \\ \sigma_0 \cdot q: \text{ la pente de la droite de tension dans le câble avant les pertes de recule d'ancrage.} \end{cases}$

**c - Raccourcissement du Béton:** Pour une poutre précontrainte par plusieurs câbles de précontrainte, la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, donc, le  $i^{\text{ème}}$  câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les  $(i-1)$  câbles qui l'on précédées.

\* le raccourcissement total est:  $(n-1) \cdot \Delta L / 2$

\* la perte de tension moyenne par câble est:  $\Delta\sigma_{pi}$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{pi} / E_p = (n-1) \cdot \Delta L / 2 \Rightarrow \Delta\sigma_{pi} = E_p \cdot (n-1) \cdot \sigma_b(x) / (n \cdot E_{bi})$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{pi}(x) = (E_p / 2) \cdot \sigma_p(x) / E_{bi}$$

## 2) Pertes Différées:

**a - Pertes Dues au Retraits:** Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps due à l'évaporation de l'eau excédentaire contenu dans le béton et à des réactions chimiques. Ce raccourcissement engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature qui vaut:  $\Delta\sigma_r = \epsilon_r \cdot E_r$   $\underline{Tq: \epsilon_r = 3 \times 10^{-4}}$

$$E_r = 1,9 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

**b - Pertes Dues aux Relaxations des Armatures:** La relaxation est la perte relative de tension dans les câbles au cours du temps sous une longueur constante.

$$\Delta\sigma_{relax} = \rho_{\infty} \cdot \sigma_{pi}(x) \quad \underline{\text{Selon IPI:}} \quad \rho_{\infty} = \max \begin{cases} 11 \cdot (\sigma_{pi} / R_g - 0,55) \cdot \rho_{120} \\ 8 \cdot (\sigma_{pi} / R_g - 0,55) \cdot \rho_{1000} \end{cases}$$

$\rho_{120}$ ,  $\rho_{1000}$  représentent respectivement les valeurs de la relaxation maximale de l'acier utilisé garanti à 120 heures et à 1000 heures à la température de 20°C pour une tension initiale de 0,8  $R_g$ .

Pour les aciers toronnés, on doit majorer les pertes de relaxations de 20%.

**c - Perte Due au Fluage:** Le fluage est défini comme étant l'augmentation de la déformation du béton dans le temps à effort constant.

$$\text{On a: } \Delta\sigma_{flu} = 2\sigma_{bc} \cdot E_p / E_{bi}$$

A la fin, on a:  $\sigma_{pi} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_p$  instantanées

## 3) Calcul des Pertes:

**a - Pertes Instantanées:** On suppose que les pertes sont linéaires entre deux points d'inflexion successifs.

**1 - Frottement:**  $\Delta\sigma_i = \sigma_0 (f \cdot \alpha + \varphi \cdot x_i)$   $\underline{Tq: \sigma_0 = T_g = 141,607 \times 10^3 \text{ t/m}^2}$   
 $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$   
 $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$

On a (d'après le tracé du câble concordant):

$$\theta_1 = 0,169 \text{ rad; } x_1 = 6,20 \text{ m}$$

$$\theta_2 = 0,128 \text{ rad; } x_2 = 19,80 \text{ m}$$

$$\theta_3 = 0,128 \text{ rad; } x_3 = 4,00 \text{ m}$$

D'où:  $\Delta\sigma_1 = 6063,612 \text{ t/m}^2$

$\Delta\sigma_2 = 8870,262 \text{ t/m}^2$

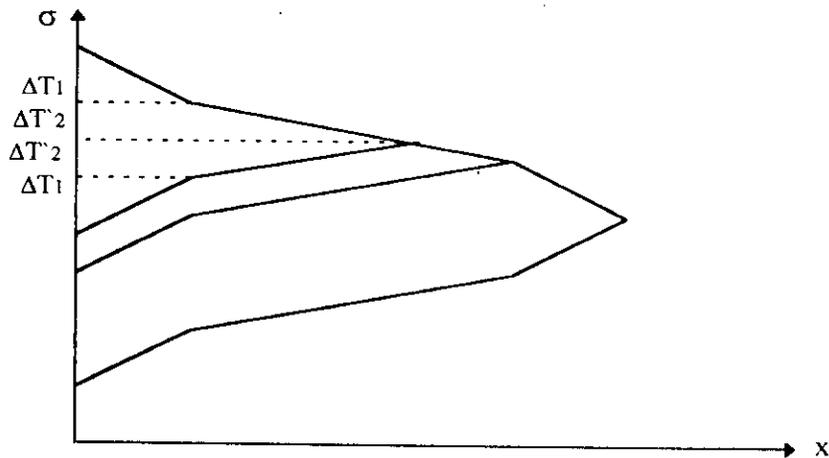
$\Delta\sigma_3 = 4395,481 \text{ t/m}^2$

**2 - Perte par Recul d'Ancre:**  $S_2 = L_1 \cdot \Delta T_1 + 2 \cdot L_1 \cdot \Delta T_2 + L_2 \cdot \Delta T_2$

$S_2 = 323216,831 \text{ t/m}$

$S_3 = L_1 \cdot \Delta T_1 + L_2 \cdot \Delta T_2 + L_3 \cdot \Delta T_3 + 2 \cdot L_1 \cdot (\Delta T_2 + \Delta T_3) + 2 \cdot L_2 \cdot \Delta T_3$

$S_3 = 569356,655 \text{ t/m}$



$g \cdot E_p = 1,9 \times 10^7 \times 0,009 = 171000 \text{ t/m}$

$g \cdot E_p \approx S_s < S_2 \Rightarrow L_s = L_1 + L'_2 \quad Tq: L'_2 < L_2$

Cherchons  $L'_2$ :  $\Delta T_2 / L_2 = \Delta T'_2 / L'_2 \Rightarrow \Delta T'_2 = \Delta T_2 \cdot L'_2 / L_2$

$S_s = E_p \cdot g$  Donc  $\Rightarrow 17100 = L_1 \cdot \Delta T_1 + 2 \cdot L_1 \cdot \Delta T'_2 + L'_2 \cdot \Delta T'_2$

$\Rightarrow (L'_2)^2 + 2 \cdot L'_2 - 297,78 = 0 \Rightarrow L'_2 = 16,28 \text{ m}$

Donc:  $L_s = L_1 + L'_2 = 22,48 \text{ m}$  et  $\Delta\sigma'_2 = 7295,57 \text{ t/m}^2$

x	$\sigma_s \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\Delta\sigma \text{ frott. (t/m}^2\text{)}$	$\Delta\sigma \text{ recul. (t/m}^2\text{)}$	$\sigma(x) \text{ (t/m}^2\text{)}$
0	141607	0	$2(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma'_2) = 26718$	114889
$L_1 = 6,2 \text{ m}$	141607	6063	$2 \cdot \Delta\sigma'_2 = 14591$	120953
$L_1 + L'_2$	141607	14933	0	126674
30 m.	141607	19329	0	122278

**3 - Raccourcissement Elastique:**

On a:  $\Delta\sigma_{el} = E_p \cdot \sigma_b(x) / (2 \cdot E_{bi})$

$Tq: \sigma_b(x) = \frac{M_{avide} \cdot e_0 / I + n \cdot w \cdot \sigma_s \cdot \alpha / S}{1 + A \cdot \alpha}$

et:  $A = 1/2 \cdot (E_a \cdot n \cdot w / E_b \cdot S)$ ;  $\alpha = 1 + (e_l / i)^2$

- Voir le tableau des pertes -

**b - Pertes Différées:**

**1 - Pertes Dues aux Retraits:**  $\Delta\sigma_r = \epsilon_r \cdot E_p \Rightarrow \Delta\sigma_r = 5700 \text{ t/m}^2$

\* à 90 J:  $\Delta\sigma_{90} = 0,45 \Delta\sigma_r \Rightarrow \Delta\sigma_{90} = 2565 \text{ t/m}^2$

**2 - Pertes Dues à la Relaxation d'Armatures:** On a des aciers toronnés.

$$\Delta \sigma_{\text{relax}} = 1,2 [8 \cdot \sigma_p (\sigma_p / R_g - 0,55) \rho_{1000}]$$

Tq:  $R_g = F_{uc} / w =$  contrainte de rupture garantie. ( $R_g = 177024 \text{ t/m}^2$ ).

\* à 90 J:  $\Delta \sigma_{\text{relax}} = 0,55 \Delta \sigma_{\text{relax},\infty}$ .

**3 - Pertes Dues au Fluage:**  $\Delta \sigma_{\text{flu}} = 2 \cdot \sigma_{bc} E_p / E_{bi}$ .

et on a:  $\Delta \sigma_{bc} = M_{\text{avide},e_0} / I + [1 + (e_1 / i)^2] \cdot (n \cdot w \cdot \sigma_s \cdot \alpha / S)$ .

\* à 90 J:  $\Delta \sigma_{\text{flu}90} = 0,45 \Delta \sigma_{\text{flu},\infty}$ .

**Pertes Instantanées (après la mise en tension des câbles):**

X/L	$\Delta \sigma_{\text{frott}}$	$\Delta \sigma_{\text{recul}}$	$\sigma_{sl}(x)(\text{t/m}^2)$	$\sigma_b(x)(\text{t/m}^2)$	$\Delta \sigma_{\text{raccour}}$	$\sigma_s(\text{t/m}^2)$	F(t)
0,00	0	26718	114889	554	1498,2	113390,8	6323,8
0,10	2934,0	20846	118127	519	1403,5	116723,5	6509,7
0,20	5867,0	14975	120765	520	1406,2	119358,8	6656,6
0,30	7317,5	12082	122507	535	1446,8	121060,2	6751,5
0,40	8661,6	9394	123851	561	1517,1	122333,9	6822,6
0,50	10005,7	6706	125195	585	1582,0	123613,0	6893,9
0,60	11349,5	4018	126539	596	1611,7	124927,8	6967,2
0,70	12693,6	1330	127883	597	1614,4	126269,0	7042,0
0,80	14037,8	0	127569	598	1617,1	125952,1	7024,3
0,90	16033,0	0	125574	568	1537,4	124036,6	6917,5
1,00	19329,0	0	122278	374	1011,4	121266,6	6763,0

**Pertes Différées: 1/ à 90 Jours:**

X/L	$\sigma_s(\text{t/m}^2)$	$\Delta \sigma_{\text{relax}}$	$\Delta \sigma_{\text{retrait}}$	$\Delta \sigma_{\text{fluage}}$	$\sigma_s(\text{t/m}^2)$	F(t)
0,00	113391	1626,2	2565	2458,6	106741	5952,9
0,10	116524	2022,1	2565	2246,6	109889	6128,6
0,20	119358	2349,2	2565	2118,3	112326	6264,4
0,30	121060	2566,9	2665	2072,2	113856	6349,8
0,40	122333	2733,4	2565	2148,1	114887	6407,3
0,50	123613	2903,4	2565	2299,9	115845	6460,7
0,60	124928	3081,3	2565	2465,9	116815	6514,8
0,70	126269	3265,9	2565	2585,1	117853	6572,7
0,80	125952	3222,0	2565	2581,1	117583	6557,6
0,90	124036	2960,4	2565	2195,0	116316	6487,0
1,00	121267	2593,7	2565	811,5	115296	6430,1

2) à l'infini:

X/L	$\sigma_s$	RELAXATION		RETRAIT		FLUAGE		$\sigma_s$	F(t)
		$\Delta\sigma_{relax}$	$\sigma_s$	$\Delta\sigma_{retrait}$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\Delta\sigma_{fluage}$		
0,00	113390	2956	110434	5700	104734	405	3660	101074	5539
0,10	116724	3676	113047	5700	107347	382	3447	103900	5712
0,20	119359	4271	115088	5700	109388	375	3390	105998	5843
0,30	121060	4667	116393	5700	110693	371	3350	107343	5921
0,40	122334	4970	117365	5700	111665	380	3404	108261	5966
0,50	123613	5279	118334	5700	112634	393	3547	109087	6105
0,60	124928	5602	119325	5700	113625	406	3665	109960	6038
0,70	126269	5938	120331	5700	114630	412	3719	110911	6083
0,80	125952	5858	120094	5700	114394	411	3713	110681	6052
0,90	124037	5383	118654	5700	112954	361	3261	109693	6022
1,00	121267	4716	116551	5700	110851	127	1147	109704	6088

## II - 7 - 6 VERIFICATION:

### II - 7 - 6 - 1 Vérification Sous les Contraintes Normales:

Pour la vérification, elle doit être faite pour les différentes phases et sous divers cas de charges et sur charge.

**Phase 1:** Immédiatement après la mise en tension des câbles, donc les pertes prises en considération seront les pertes de tension instantanées et les contraintes sont celles engendrées par: - le poids propre de la dalle a vide.  
- la précontrainte des câbles.

**Phase 2:** à 90 J après la mise en place de la super structure, les contraintes sont celles engendrées par: - le poids propre de la dalle + la super structure.  
- la précontrainte des câbles.

**Phase 3:** à 90 J. sous M1 et M2 et la précontrainte.

**Phase 4:** à l'infini, on fait une vérification sous l'effet des charges permanentes.

**Phase 5:** à l'infini sous M1 et M2.

**Remarque:** On a juger la variation du moment d'inertie de la dalle loin d'être négligée vue l'importance des trous de passage des gaines de précontraintes et les valeurs d'excentricité importantes pour certains abscisses. Donc, il faudra recalculer les caractéristiques géométriques avant d'entamer la vérification des contraintes.

X/L	eo(x) (cm)	y(x) (cm)	Vs(x) (m)	Vi(x) (m)	Inette (m <sup>4</sup> ).
0,00	5,27	68,53	0,739	0,761	2,550440
0,10	-11,67	85,47	0,736	0,764	2,548267
0,20	-23,61	98,41	0,734	0,766	2,539812
0,30	-30,58	104,38	0,733	0,767	2,532230
0,40	-32,57	106,37	0,733	0,767	2,529710
0,50	-29,57	103,37	0,734	0,766	2,533450
0,60	-21,60	95,40	0,735	0,765	2,541636
0,70	- 8,64	82,44	0,737	0,763	2,549502
0,80	9,30	64,50	0,739	0,761	2,549264
0,90	30,06	43,74	0,742	0,758	2,532864
1,00	51,44	22,36	0,746	0,754	2,497891

Pour le calcul des contraintes on utilise les formules suivantes:

\* fibre inférieur:  $\sigma_i = [M(x). V_i / I] + (F / S) + (F.e. V_i / I)$

\* fibre supérieur:  $\sigma_s = [M(x). V_s / I] + (F / S) + (F.e. V_s / I)$

		OSSATURE (MG)		OSSATURE + SUPER STRUCTURE			
		PHASE 1 (PHASE INITIALE)		PHASE 2 (EN SERVICE)		PHASE 4 ( A L'INFINIE)	
X/L	Mg (t.m)	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
0,0	0	556,9	367,2	533,7	345,7	496,3	321,5
0,1	1001,7	548,4	413,6	593,7	309,1	577,0	263,0
0,2	1695,2	521,2	464,0	621,7	299,7	619,7	237,2
0,3	2080,4	495,0	505,6	627,2	306,4	633,5	233,6
0,4	2157,5	476,9	535,4	616,5	326,4	626,2	248,5
0,5	1926,3	470,3	553,0	592,4	360,0	598,3	283,6
0,6	1387,0	476,0	558,0	554,7	407,4	549,8	339,7
0,7	539,4	499,7	544,5	509,4	463,7	485,0	413,7
0,8	-616,3	533,2	507,3	448,6	524,2	398,1	501,3
0,9	-2080,4	520,3	504,5	322,7	642,0	247,6	649,8
1,0	-3749,9	436,3	566,5	125,7	830,8	45,6	859,9

		EN SERVICE (à 90 Jours)				A L'INFINIE			
		Sous M1		sous M2		Sous M1		Sous M2	
X/L		$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
0,00		533,7	345,66	533,7	345,7	496,3	321,5	496,3	321,5
0,10		570,7	330,90	724,2	173,7	557,9	284,8	707,4	127,6
0,20		579,6	343,60	849,0	62,4	577,6	281,2	847,0	- 0,05
0,30		564,0	372,60	918,2	1,95	570,8	299,8	925,1	-70,9
0,40		532,1	414,70	937,3	- 9,34	541,8	336,9	947,0	-87,2
0,50		486,9	470,10	908,9	29,6	492,8	393,8	908,9	-46,7
0,60		428,6	539,00	833,0	118,0	423,4	471,3	827,8	50,3
0,70		362,0	616,30	715,8	250,1	337,6	566,3	691,4	200,0
0,80		279,6	698,20	549,9	419,9	229,2	675,3	499,5	397,0
0,90		136,8	831,80	346,5	617,6	61,7	839,7	271,4	625,4
1,00		-173,5	1133,30	125,7	830,8	- 253,3	1162,4	45,6	859,9

On remarque qu'on a dépasser la contrainte admissible de traction sur la fibre inférieure sous M2 (pour les sections: 0,3 L; 0,4 L; 0,5 L).  
 Pour les fibres supérieures on a dépasser la contrainte admissible de traction sous M1 pour la section 1,0 L.

Ce dépassement de contrainte admissible nous oblige à augmenter le nombre de câbles.  
 On ajoute à la force de précontrainte une valeur de 15%; donc on aura 38 câbles:  
 et on vérifie pour N = 38 câbles.

Après recalcul des pertes de précontraintes pour 38 câbles on obtient les forces de précontraintes aux différentes étapes.

SECTION (x/l)	Tinitial(t)	T 90 J(t)	Tinfini(t)
0,0	7238,9	6814,4	6337,4
0,1	7451,6	7015,4	6534,3
0,2	7619,9	7170,9	6682,8
0,3	7728,5	7268,6	6772,7
0,4	7810,0	7334,4	6823,9
0,5	7891,5	7395,5	6864,3
0,6	7975,4	7457,5	6904,0
0,7	8061,0	7523,7	6951,3
0,8	8040,8	7506,5	6936,6
0,9	7918,5	7425,6	6899,6
1,0	7741,7	7360,5	6961,6

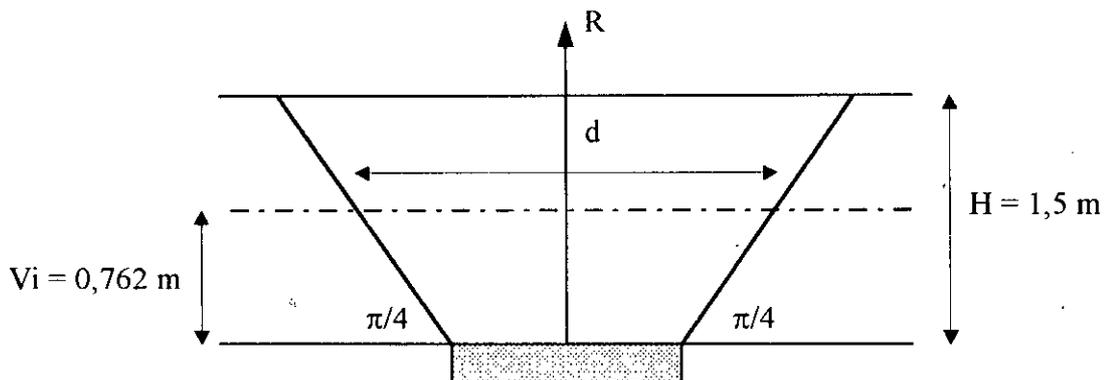
		OSSATURE (MG)		OSSATURE + SUPER STRUCTURE			
		PHASE 1 (PHASE INITIALE)		PHASE 2 (EN SERVICE)		PHASE 4 ( A L'INFINIE)	
X/L	Inette (m <sup>4</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
0,0	2,55036	641,1	412,5	603,5	388,3	561,3	361,1
0,1	2,54785	577,8	508,9	621,4	398,7	602,8	346,5
0,2	2,53812	517,4	596,8	618,2	424,6	616,5	353,6
0,3	2,52939	471,0	661,7	604,8	453,0	613,3	370,1
0,4	2,52648	446,8	699,3	588,5	480,0	600,2	391,5
0,5	2,53079	448,9	708,9	572,5	505,9	579,9	418,9
0,6	2,54022	478,2	690,5	557,0	531,3	551,7	454,4
0,7	2,54928	540,7	637,9	547,7	550,9	520,3	494,2
0,8	2,54900	627,5	545,3	536,6	559,8	479,4	534,2
0,9	2,53012	675,3	478,8	467,8	618,0	382,5	627,6
1,0	2,48984	653,4	476,0	331,2	745,7	239,6	779,7

		EN SERVICE (à 90 Jours)				A L'INFINIE			
		Sous M1		sous M2		Sous M1		Sous M2	
X/L		$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
0,00		603,5	388,3	603,5	388,3	561,3	361,1	561,3	361,1
0,10		600,4	420,6	751,9	263,3	581,7	368,3	733,3	211,1
0,20		576,1	468,6	845,7	187,2	574,4	397,6	844,0	116,2
0,30		541,5	519,3	896,1	148,2	550,0	436,3	904,8	65,3
0,40		503,9	568,4	909,7	143,8	515,6	479,9	921,4	55,3
0,50		466,9	616,1	889,4	175,2	474,2	530,0	896,8	88,2
0,60		578,4	662,0	835,2	241,8	425,2	586,0	829,9	164,8
0,70		400,3	703,5	754,1	337,2	372,9	646,8	724,2	280,5
0,80		367,6	733,7	638,0	455,4	310,5	708,1	580,8	429,8
0,90		281,8	808,1	491,7	593,6	196,4	817,7	406,3	603,2
1,00		31,0	1049,1	331,2	745,7	- 60,6	1083,1	239,6	779,7

**Remarque:** On peut accepter la valeur de  $\sigma_s = -60,6 \text{ t/m}^2 < 0$ , car elle est très proche de 0 et on peut dire que l'écrêtement de la courbe enveloppe des moments fléchissant conduit vers une contrainte supérieure ou égale à 0.

**\* Ecrêtement des moments sur appuis:**

Les courbes enveloppes des moments fléchissants (courbes: M1, M2) au voisinage de l'appui intermédiaire sont écrêtées de part et d'autre de l'appui et sur une distance d correspondant à l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui.



Si  $a = 90,0 \text{ cm} \Rightarrow d = a + 2 \cdot Vi = 2,424 \text{ m}$ .

$\Delta M = R \cdot d / 8$

$R_1 = 776,25 \text{ t}$ .

$R_2 = 1041,50 \text{ t}$ .

$\Rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 235,20 \text{ t.m.} \\ \Delta M_2 = 315,57 \text{ t.m.} \end{cases}$

## II - 7 - 6 - 2 Vérification à la Rupture Vis-à-Vis du moment Fléchissant:

Les règlements du béton précontraint nous donnent la combinaison suivante:

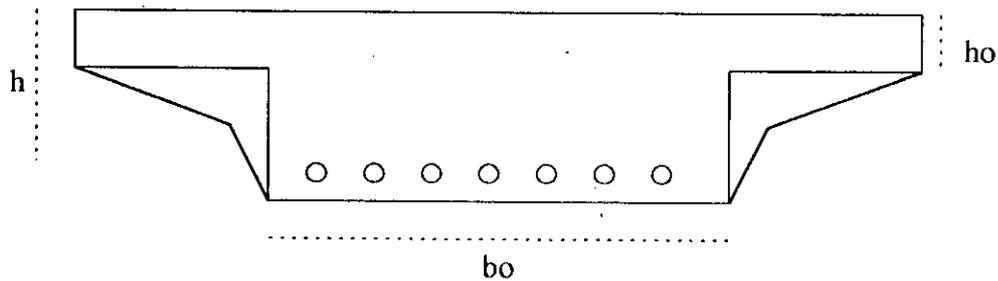
$$M_u = 1,35.MG + 1,5.M_{qst} + 1,6.M_o.$$

MG: moment développé par la charge permanente.

M<sub>qst</sub>: moment développé par les surcharges de trottoir.

M<sub>o</sub>: moment développé par les surcharges (A, Bc, Mc<sub>120</sub>).

### 1) Moment MRB de rupture du béton:



$$MRB = MRB1 + MRB2 \quad \begin{array}{l} Tq: MRB1: \text{moment de rupture de la nervure} \\ MRB2: \text{moment de rupture des encorbellements} \end{array}$$

$$MRB1 = 0,35.bo.h^2.\sigma_{28}.$$

$$MRB2 = \min \left[ \begin{array}{l} 0,8.(L - bo).ho.(h - ho/2).\sigma_{28}. \\ 0,35.(L - bo).h^2.\sigma_{28}. \end{array} \right.$$

### 2) Moment MRA de Rupture des Armatures de Précontrainte:

$$MRA = 0,9.h.W.Rg \quad \begin{array}{l} Tq: h: \text{distance du câble moyen à la face comprimée.} \\ W: \text{section des armatures dans la section considérée.} \\ Rg: \text{contrainte de rupture garantie d'un fil de câble de} \\ \text{précontrainte.} \end{array}$$

### 3) Moment de fissuration Mf:

$$\left[ \begin{array}{l} M_f = (2.\sigma'_{28} - \sigma_p).I / V_i \dots\dots \text{Si la fibre inférieure est tendue.} \\ M_f = (-2.\sigma'_{28} - \sigma_p).I / (-V_s) \dots\dots \text{Si la fibre supérieure est tendue.} \end{array} \right.$$

$$\text{et: } \left[ \begin{array}{l} \sigma_p = F / S + F.e.V_s / L \dots\dots \text{pour la fibre supérieure.} \\ \sigma_p = F / S + F.e.V_i / L \dots\dots \text{pour la fibre inférieure.} \end{array} \right.$$

$$4) \text{ Vérification à la Rupture: } \quad M_u \leq \left[ \begin{array}{l} 0,9 MRA \quad \text{si: } M_f < MRA \\ 0,8 MRA \quad \text{si: } M_f \geq MRA \\ 0,7 MRB. \end{array} \right.$$

**Vérification à l'ELU:**

$$\sigma = M.V / I + F.e.V / I + F / S$$

PHASE INFINIE						
X/L	Mu1 (t.m)	Mu1 (t.m)	Sous Mu1		Sous Mu2	
			$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
0,00	0	0	569,2	369,1	569,2	369,1
0,10	1538,2	2233,6	705,5	256,6	906,4	48,0
0,20	2573,4	3809,1	776,4	314,5	1133,8	- 169,1
0,30	3105,6	4728,1	792,9	199,5	1263,1	- 292,5
0,40	3134,7	4989,1	761,5	240,2	1299,5	- 322,8
0,50	2660,9	4592,5	684,8	327,0	1245,0	- 257,7
0,60	1684,1	3538,4	562,5	460,9	1099,0	- 97,6
0,70	204,2	1826,7	399,6	636,9	868,7	151,3
0,80	-1778,6	- 542,4	188,5	851,4	546,9	482,4
0,90	-4235,6	-3300,9	- 113,5	1151,7	160,6	871,6
1,00	-7446,1	-6119,8	- 624,4	1670,5	- 227,0	1268,9

**Remarque:** \* la contrainte sur la fibre inférieure sous Mu2 dépasse la contrainte admissible de traction (rupture) pour les sections 0,3 L; 0,4 L; 0,5 L.  
 \* la contrainte sur la fibre supérieure sous Mu1 et Mu2 dépasse la contrainte admissible de traction (rupture) pour la section 1,0 L.

D'où la nécessité de faire une vérification au moment de rupture du béton pour ses sections.

**Vérification du Moment de Rupture du Béton:**

X/L	h (cm)	MRB1 (t.m)	MRB2 (t.m)	MRB (t.m)	MRA (t.m)	$\sigma_p$ (t/m <sup>2</sup> )	Mf (t.m)	Mu (t.m)	0,9 MRA (t.m)
0,1	10,4	7687,6	2161,0	9848,6	10616,6	1141,8	5412,3	4728,1	9554,9
0,2	10,6	7983,6	2207,8	10191,4	10819,0	1127,6	5361,9	4989,1	9737,1
0,3	10,4	7539,6	2137,3	9676,9	10513,9	964,7	4839,3	4592,5	9462,5
1,0	22,4	11495,0	2708,1	14203,1	12982,0	1606,6	7031,0	6119,8	11683,8
								7446,1	

On remarque que:  $M_f < M_{RA}$

et on a aussi:  $M_u < 0,9 M_{RA}$

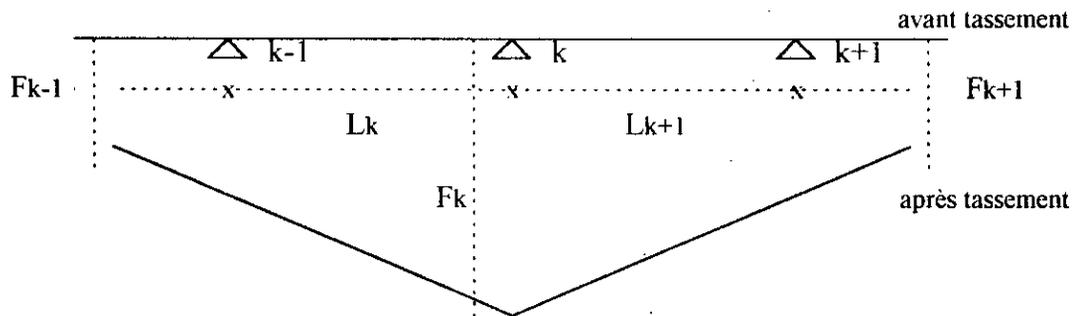
Donc, la condition de non rupture de béton est satisfaisante.

### II - 7 - 6 - 3 Tassement d'Appui:

Les tassements d'appuis engendrés par des tassements différentiels éventuels, introduisent dans le tablier des moments fléchissants, des efforts tranchants et des réactions d'appuis supplémentaires.

Généralement, les appuis et les appareils d'ancrage sur piles-culées sont largement dimensionnés; il en est de même des étriers qui reprennent les cisaillements; les efforts des moments fléchissants sont donc les plus à craindre; ce sont les effets que nous allons considérer.

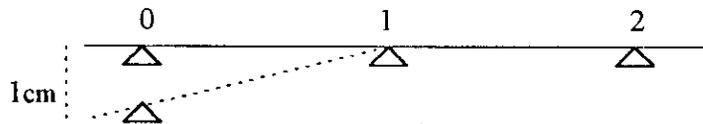
#### 1) Calcul des Efforts Dus aux Tassements d'Appuis:



$$M_{k-1}.L_k + 2.M_k(L_k + L_{k+1}) + M_{k+1}.L_{k+1} = - 6.E.I.[(F_{k-1} - F_k) / L_k + (F_{k+1} - F_k) / L_{k+1}]$$

Notre repère est orienté vers le bas.

#### \* Dénivellation de l'appui (0) de 1cm:



$$M_0 = M_2 = 0.$$

$$F_0 = 1\text{cm}.$$

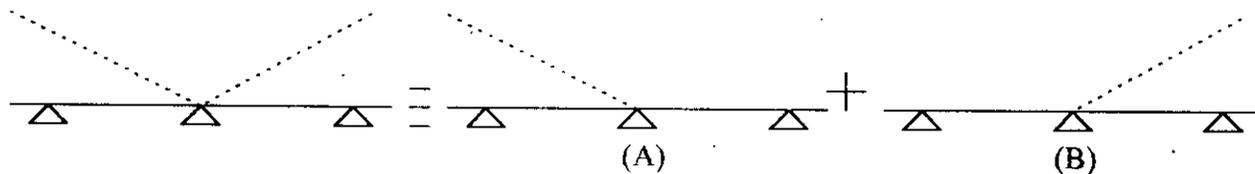
$$L_1 = L_2 = L.$$

$$F_1 = F_2 = 0.$$

$$\text{Donc: } 2.M_1(2.L) = - 6.E.I.(F_0) / L.$$

$$M_1 = - (3/2).E.I.10^{-2} / L^2.$$

#### \* Dénivellation de l'appui (1) de 1cm:



$$M_0 = M_2 = 0.$$

$$\text{Cas (A): } F_0 = -1, \quad F_1 = F_2 = 0 \Rightarrow M_{1a} = (3/2).E.I.10^{-2} / L^2.$$

$$\text{Cas (B): } F_2 = -1, \quad F_1 = F_0 = 0 \Rightarrow M_{1b} = (3/2).E.I.10^{-2} / L^2.$$

$$\text{Par superposition: } M_1 = M_{1a} + M_{1b} = 3.E.I.10^{-2} / L^2.$$

**\* Dénivellation de l'appui (2) de 1cm:**

$$F_0 = F_1 = 0, \quad F_2 = 1 \Rightarrow M_1 = - (3/2).E.I.10^{-2} / L^2.$$

**\* Dénivellation simultanée des deux appuis de rive:**

C'est l'inverse de la dénivellation de l'appui (1)  $\Rightarrow M_1 = - 3.E.I.10^{-2} / L^2.$

**\* Calcul des Réactions d'Appuis Dues aux Tassements d'Appuis:**

$$E.I = 298,805 \cdot 10^4 \text{ t.m}^2.$$

**- Tableau Récapitulatif des Résultats:**

DENIVELLATION	APPUI (0)	APPUI (1)	APPUI (2)	APPUI (0) et (2)
M1 (t.m)	- 49,80	99,60	- 49,80	- 99,60
R0 (t)	- 1,66	3,32	- 1,66	- 3,32
R1 (t)	- 3,32	- 6,64	3,32	6,64
R2 (t)	- 1,66	3,32	- 1,66	- 3,32

**Remarque:** Pour le calcul des réactions on a:

$$\left[ \begin{array}{l} R_0 = R_2 = M_1 / L \\ R_1 = - (R_0 + R_2). \end{array} \right.$$

La vérification se fait pour les cas qui donnent les efforts maximums (tassement d'appui (1); tassement simultané des deux appuis de rive).

**TABLEAU DE VERIFICATION DES CONTRAINTES DUES AUX TASSEMENTS:**

X/L	moment dû au tassement		contrainte due au TA <sup>(+)</sup>		contrainte due au TA <sup>(-)</sup>		à vide + TA <sup>(+)</sup>		à vide + TA <sup>(-)</sup>		sous M2 + TA <sup>(+)</sup>	
	Tassement (+)	Tassement (-)	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
0,0	0	0	0	0	0	0	561,3	361,1	561,3	361,3	561,3	361,3
0,1	9,96	-9,96	2,88	-2,99	-2,88	2,99	605,7	343,5	599,9	349,5	736,1	208,1
0,2	19,92	-19,92	5,76	-6,01	-5,76	6,01	622,3	347,9	610,7	359,9	849,8	110,2
0,3	29,88	-29,88	8,66	-9,06	-8,66	9,01	621,9	361,0	604,6	379,1	913,4	56,2
0,4	39,84	-39,84	11,56	-12,10	-11,60	12,10	611,7	379,4	588,6	403,6	932,9	43,2
0,5	49,80	-49,80	14,44	-15,07	-14,44	15,07	594,3	403,9	565,4	434,0	911,2	73,2
0,6	59,76	-59,76	17,29	-18,00	-17,29	18,00	569,0	436,4	534,4	472,4	847,2	146,8
0,7	69,72	-69,72	20,16	-20,87	-20,16	20,87	540,5	473,3	500,2	515,0	744,3	259,6
0,8	79,68	-79,68	23,10	-23,79	-23,10	23,79	502,5	510,4	456,3	557,9	603,9	406,0
0,9	89,64	-89,64	26,29	-26,86	-26,29	26,86	408,7	600,7	356,2	654,4	432,6	576,3
1,0	99,60	-99,60	29,84	-30,16	-29,84	30,16	269,4	749,6	209,8	809,9	269,4	749,6

## II - 7 - 6 - 4 Vérification sous l'Effet du Séisme:

Pour l'étude du tablier, la combinaison des actions de calcul à considérer ne tient compte que de la composante sismique verticale  $S_v$  de fait que cette action est accidentelle.

En effet, cet effort vertical peut être ascendant ou descendant suivant les recommandations sur les ponts cet effort est donné par l'expression:

$$S_v = \pm \epsilon_v \cdot (G + 0,5 \cdot Q)$$

Tq:  $\epsilon_v = 0,12$  = coefficient de sismicité vertical.

G: ossature + superstructure.

Q: surcharges civiles.

Donc, on a: \* sous les moments max:  $S = G + Q_2 + \epsilon_v \cdot (G + 0,5 \cdot Q_2)$

\* sous les moments min:  $S = G + Q_1 - \epsilon_v \cdot (G + 0,5 \cdot Q_1)$

Les contraintes ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles suivantes:

\* en compression:  $\sigma_b = 0,42 \cdot \sigma_{28} = 1280$  (t/m<sup>2</sup>).

\* en traction:  $\sigma^t_b = 0$ .

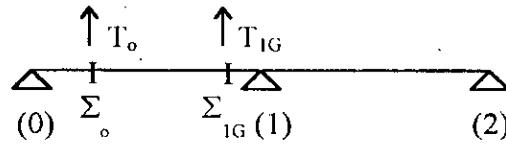
X/L	Ms1	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ms2	$\sigma_s$	$\sigma_i$
0,0	0	496,3	321,5	0	496,3	321,5
0,1	996,3	622,7	325,8	1829,4	781,4	161,1
0,2	1664,6	643,5	325,5	3118,6	925,9	30,7
0,3	2005,1	634,4	348,0	3869,9	1006,1	-40,8
0,4	2017,7	602,4	389,1	4081,0	1027,5	-55,7
0,5	1633,2	550,3	450,6	3752,8	992,9	-12,1
0,6	992,7	477,4	531,7	2885,2	901,3	90,5
0,7	196,2	388,5	630,6	1478,2	756,6	246,9
0,8	-1444,9	276,6	743,1	-468,2	559,7	451,5
0,9	-3481,0	99,2	916,9	-2732,0	318,8	692,6
1,0	-6125,7	-237,5	1261,9	-5077,3	76,6	944,5

## II - 8 EFFORT TRANCHANT & REACTION D'APPUI:

### II - 8 - 1 Effort Tranchant Dû aux Surcharges:

#### 1 - Etude des Efforts Tranchants aux Voisines des Appuis:

En raison de symétrie de la dalle, l'étude se fera pour la 1<sup>ère</sup> travée seulement ( $T_o$  et  $T_{1G}$ ).

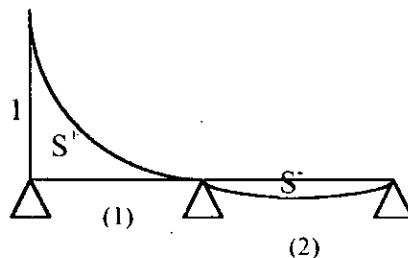


L'expression de la ligne d'influence nous donne:

Dans  $\Sigma_o$ :

$$\text{* pour la travée (1): } t_o(\alpha) = 1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} \Rightarrow S^+ = \frac{7.1}{16}$$

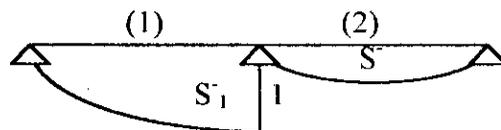
$$\text{* pour la travée (2): } t_o(\alpha) = \frac{3\alpha^2 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3} \Rightarrow S^- = -\frac{1}{16}$$



Dans  $\Sigma_1$ :

$$\text{* pour la travée (1): } t_{1G}(\alpha) = \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3}$$

$$\text{* pour la travée (2): } t_{1G}(\alpha) = \frac{3\alpha^2 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3}$$



$$\text{Donc: } S_1^- = -\frac{9.1}{16} = -16,875 \text{ m}^2 \quad \text{et: } \begin{cases} S^+ = 13,125 \text{ m}^2 \\ S^- = -1,875 \text{ m}^2 \end{cases}$$

#### 2 - Effort Tranchant sous les Différentes Charges & Surcharges:

a) - Charge Permanente:

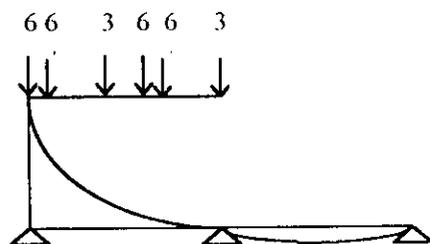
$$T_o = G.(S^+ + S^-) = 41,40.(13,125 - 1,875) = + 465,75 \text{ t.}$$

$$T_1 = G.(S_1^- + S^-) = 41,40.(-16,875 - 1,875) = - 776,25 \text{ t.}$$

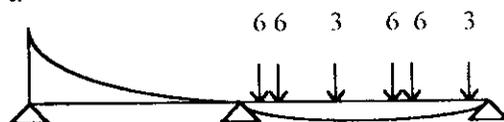
b) - Surcharge A

$$\begin{aligned}
 T_{o \max} &= q \cdot S^+ = (1,1 \cdot 10,239) \cdot 13,125 \\
 T_{o \min} &= q \cdot S^- = (1,1 \cdot 10,239) \cdot (-1,875) \\
 T_{IG} &= q \cdot (S_1^- + S_2^-) = (1,1 \cdot 10,239) \cdot (-16,875 - 1,875)
 \end{aligned}
 \Rightarrow
 \begin{cases}
 T_{o \max} = +147,83 \text{ t.} \\
 T_{o \min} = -21,12 \text{ t.} \\
 T_{IG} = -211,18 \text{ t.}
 \end{cases}$$

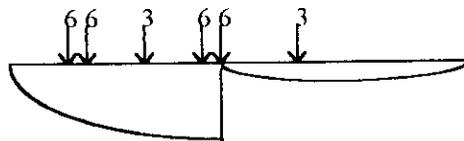
c) - Système B<sub>c</sub>:



$$\begin{aligned}
 * t_{o \max} &= \sum P_i \cdot z_i = 6 \cdot (6 \cdot 1 + 6 \cdot 0,938 + 3 \cdot 0,752 + 6 \cdot 0,573 + 6 \cdot 0,516 + 3 \cdot 0,354) \\
 \Rightarrow t_{o \max} &= 128,88 \text{ t.}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 * t_{o \min} &= \sum P_i \cdot z_i = -6 \cdot (6 \cdot 0,087 + 6 \cdot 0,093 + 3 \cdot 0,095 + 6 \cdot 0,08 + 6 \cdot 0,072 + 3 \cdot 0,041) \\
 \Rightarrow t_{o \min} &= -14,5 \text{ t.}
 \end{aligned}$$



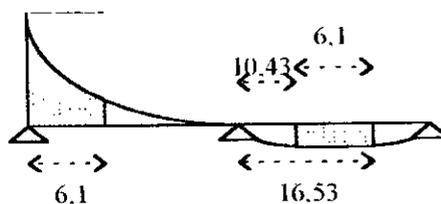
$$\begin{aligned}
 * t_{IG} &= \sum P_i \cdot z_i = -6 \cdot (6 \cdot 0,696 + 6 \cdot 0,744 + 3 \cdot 0,872 + 6 \cdot 0,9732 + 6 \cdot 1 + 3 \cdot 0,059) \\
 \Rightarrow t_{IG} &= -139,64 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

d) - Surcharge Militaire M<sub>c120</sub>:

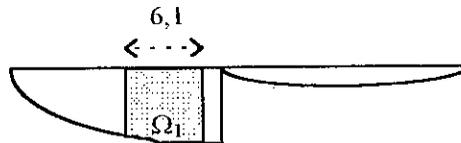
$$\Omega^+ = \int_0^{6,1} \left[ 1 + \frac{a^3 - 5 \cdot a \cdot l^2}{4 \cdot l^3} \right] \cdot da = 5,33 \text{ m}^2.$$

$$\Omega^- = \int_{10,4}^{16,5} \left( \frac{3 \cdot a \cdot l - 2 \cdot a \cdot l^2 - a^3}{4 \cdot l^3} \right) \cdot da = 0,580 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow
 \begin{cases}
 t_{o \max} = q \cdot \Omega^+ = \frac{110}{6,1} \cdot 5,33 = 96,12 \text{ t.} \\
 t_{o \min} = q \cdot \Omega^- = -10,46 \text{ t.}
 \end{cases}
 \quad \text{donc: }
 \begin{cases}
 T_{o \max} = 96,12 \text{ t.} \\
 T_{o \min} = -10,12 \text{ t.}
 \end{cases}$$



$$\Omega_1 = \int_{23,9}^{30} \left( \frac{a^3 - 5 \cdot a \cdot l^2}{4 \cdot l^3} \right) \cdot da \cong -5,73 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad t_{IG} = q \cdot \Omega_1 = -103,33 \text{ t.}$$



e) - Surcharge du Trottoir (150 kg/m²):

$$q = 0,15 \cdot (2 \cdot 1,75) = 0,525 \text{ t.m.}$$

$$t_{o \max} = q \cdot S^+ = 6,89 \text{ t.}$$

$$t_{o \min} = q \cdot S^- = -0,984 \text{ t.}$$

$$t_{1G} = q \cdot (S_1^- + S_1^+) = -9,84 \text{ t.}$$

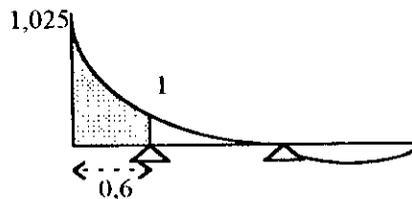
Ce tableau donne les résultats en prenant en considération des coefficients de majoration:

Chagt. Appui	G		A		B <sub>c</sub>		M <sub>c120</sub>		Trottoir	
	T <sub>max</sub> (t)	T <sub>min</sub> (t)								
A <sub>o</sub>	465,75	/	147,83	-21,12	127,44	-14,34	100,35	-10,57	6,89	-0,984
A <sub>1</sub>	/	-776,25	/	-211,20	/	-138,08	/	-107,88	/	-9,84

### II - 8 - 2 Réaction d'Appui:

Pour la détermination des réactions d'appuis, on tiendra compte des charges placées aux abouts.

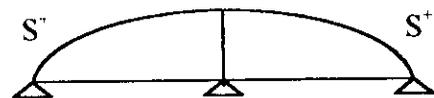
\* Ligne d'Influence de la Réaction d'Appui A<sub>o</sub>:



$$\text{l'Aire d'about} = S = \int_{-0,6}^0 1 + \left( \frac{a^3 - 5 \cdot a \cdot l^2}{4 \cdot l^3} \right) \cdot da = 0,61 \text{ m}^2.$$

\* Ligne d'Influence de la Réaction d'Appui A<sub>1</sub>:

$$R_1(a) = \frac{6 \cdot a \cdot l^2 - 2 \cdot a^3}{4 \cdot l^3}$$



$$S = 2 \cdot S^+ = 2 \cdot \int_0^l R_1(a) \cdot da = \frac{5}{4} \cdot l = 37,5 \text{ m}^2.$$

\* Calcul des Réactions:

a) - Réaction d'Appui A<sub>o</sub>:

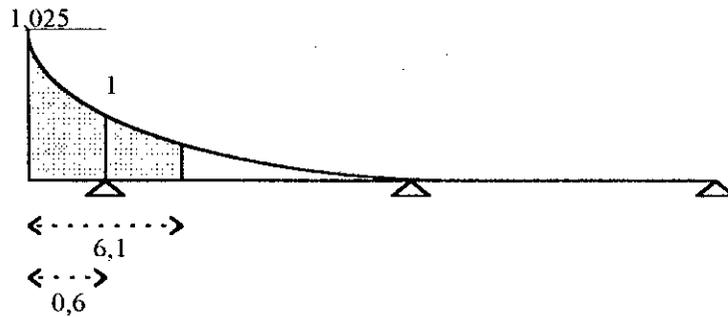
- charge permanente:  $R_o = T_o^+ + S \cdot G = 465,75 + 41,4 \cdot 0,61 = 491 \text{ t.}$

- surcharge A:  $R_o = T_o^+ + S \cdot q = 147,83 + 0,61 \cdot 11,2629 = 154,7 \text{ t.}$

- surcharge de trottoir:  $R_o = T_o^+ + q \cdot S = 6,89 + 0,61 \cdot 0,525 = 7,21 \text{ t.}$

- système B<sub>c</sub>:  $R_o = \sum P_i \cdot z_i$

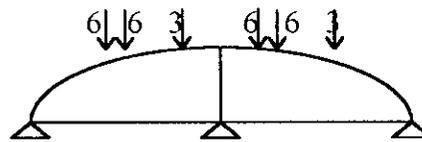
- $\Rightarrow R_o = 0,95 \cdot 1,0409 \cdot [36 \cdot (1,025 + 0,947 + 0,62 + 0,534) + 18 \cdot (0,79 + 0,274)]$   
 $\Rightarrow R_o \cong 132 \text{ t}$   
 - surcharge militaire  $M_{c120}$ :



$$\Omega^+ = \int_{-0,6}^{5,5} \left(1 + \frac{a^3 - 5 \cdot a \cdot l^2}{4 \cdot l^3}\right) \cdot da = 5,48 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad R_o = q \cdot \Omega = 98,82 \text{ t}$$

b) - Réaction d'Appui  $A_1$ :

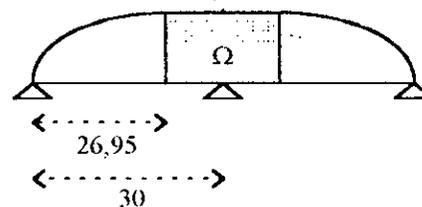
- charge permanente:  $R_1 = 2 \cdot G \cdot S' = 1552,5 \text{ t}$
- surcharge A:  $R_1 = 2 \cdot q \cdot S' = 422,4 \text{ t}$
- surcharge de trottoir:  $R_1 = 2 \cdot q \cdot S' = 19,68 \text{ t}$
- système  $B_c$ : On détermine les positions des charges pour lesquelles, la résultante sera sur l'appui (1); pour ce cas la réaction est maximale.



$$R_1 = 0,95 \cdot 1,0409 \cdot [36 \cdot (0,936 + 0,898 + 0,955 + 0,972) + 18 \cdot (0,998 + 0,823)]$$

$$\Rightarrow R_1 \cong 166,30 \text{ t}$$

- surcharge militaire  $M_{c120}$ :



$$\Omega = 2 \cdot \int_{26,95}^{30} \left(\frac{6 \cdot a \cdot l^2 - 2 \cdot a^3}{4 \cdot l^3}\right) \cdot da = 6,0693 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad R_1 = q \cdot \Omega = 109,45 \text{ t}$$

Tableau Récapitulatif des Réactions:

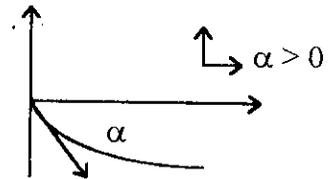
Réaction	G (t)	A (t)	$B_c$ (t)	$M_{c120}$ (t)	Trottoir (t)
$R_o$ (t)	491	154,7	132	103,17	7,21
$R_1$ (t)	1552,5	422,4	166,30	114,27	19,68

### II - 8 - 3 Effort Tranchant Dû à la Précontrainte:

Cet effort tranchant est la composante verticale de force de précontrainte.

$$V = F \cdot \sin \alpha \quad [\alpha] = \text{rad.}$$

F: force de précontrainte au temps 't'.



Section (X/L)	$\alpha$ (rad)	F (t)	V (t)
0,00	- 0,06461	5539	- 357,36
0,10	- 0,05006	5712	- 285,82
0,20	- 0,034	5843	- 198,62
0,30	- 0,0175	5921	- 103,61
0,40	0	5966	0
0,50	0,0362	6105	220,95
0,60	0,0567	6038	342,17
0,70	0,0688	6083	418,18
0,80	0,0791	6052	478,21
0,90	0,0820	6022	493,25
1,00	0	6088	0

\* Appui  $A_0$ :

$$T_{\max} = G + 1,2.(A) + 1,2.(S.T) + P_r$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 293,784 \text{ t.}$$

$$T_{\min} = G + 1,2.(A) + 1,2.(S.T) + P_r$$

$$\Rightarrow T_{\min} = 81,595 \text{ t.}$$

\* Appui  $A_0$ :

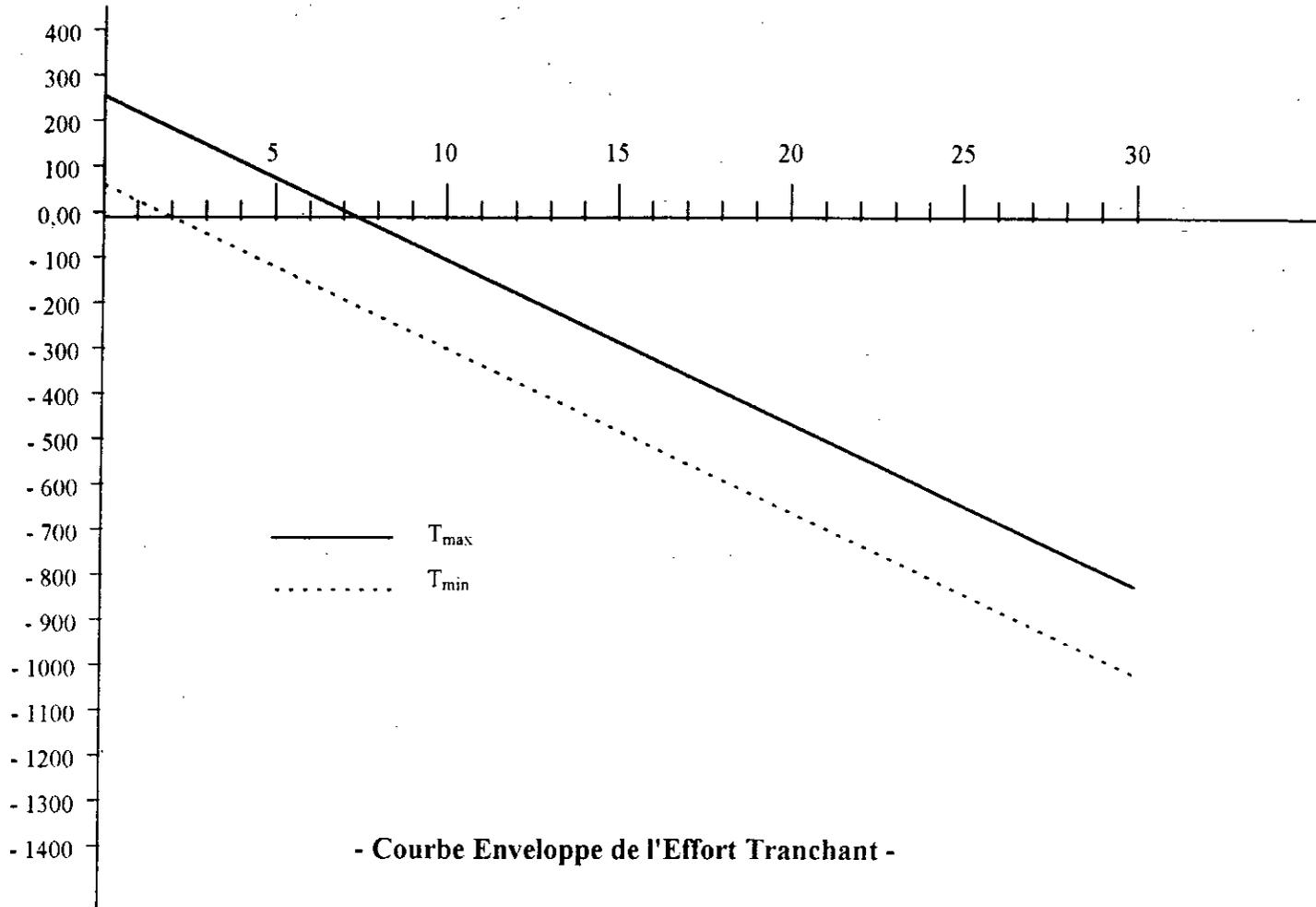
$$T_{\max} = G + 1,2.(0) + P_r$$

$$\Rightarrow T_{\max} = - 776,25 \text{ t.}$$

$$T_{\min} = G + 1,2.(A) + 1,2.(S.T) + P_r$$

$$\Rightarrow T_{\min} = - 1041,498 \text{ t.}$$

Les valeurs d'efforts tranchants maximales et minimales en travée sont calculées par interpolation linéaire.



- Courbe Enveloppe de l'Effort Tranchant -

- 57 -

## II - 8 - 4 Vérification des Contraintes de Cisaillement:

a) - Contrainte de Cisaillement du Béton:  $\tau_b = (T.S) / (I.b')$ .

S: moment statique par rapport à un axe passant par le centre de gravité  
 I: moment d'inertie de la section nette.  
 b': largeur de la dalle prise au niveau de son centre de gravité.  
 T: effort tranchant extrême.

\* Contrainte de Cisaillement Admissible: On doit avoir, pour chaque section:  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Tq:  $\bar{\tau}_b = \sqrt{[\bar{\sigma}'_b / \bar{\sigma}_b] \cdot (\bar{\sigma}_b - \sigma_g) \cdot (\bar{\sigma}'_b - \sigma_g)}$  Formule de CHALOS & BETEILLE

$\sigma_g$ : contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité de la section, donc: ( $\sigma_g = F / B$ ).

$\bar{\sigma}_b = 0,42 \cdot \sigma_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$ .

$\bar{\sigma}'_b = 0,42 \cdot \sigma'_{28} = 0,42 \cdot [70 + (6 / 100) \cdot \sigma_{28}] = 105 \text{ t/m}^2$ .

b) - Contrainte de Traction Admissible des Etriers:  $\bar{\sigma}'_a = \rho'_a \cdot \sigma_{en}$

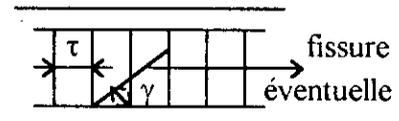
Tq:  $\sigma_{en} = 42000 \text{ t/m}^2$ .

et:  $\rho'_a = 1 - 1/3 \cdot (\tau_b / \bar{\tau}_b)^2$ .

\* la Contrainte de Compression des Bielles de Béton:

$\sigma_b = (2 \cdot \tau_b) / (\sin 2 \cdot \gamma)$

$\text{tg} 2 \cdot \gamma = (2 \cdot \tau_b) / (\sigma_g)$



w: la section d'étriers par mètre linéaire pour toute la longueur du pont.

$w = (b' \cdot \text{tg} \cdot \gamma \cdot \tau_b) / (\bar{\sigma}'_a)$

L'espacement t entre deux cours successifs d'étriers sera:

$t \leq \min \begin{cases} h_t [1,25 - 0,95 \cdot (\tau_b / \bar{\tau}_b)] \\ b_o [5 - 2 \cdot (\tau_b / \bar{\tau}_b)] \\ 4 \cdot b_o \end{cases}$

Tq:  $h_t$ : hauteur totale de la section considérée,

$b_o$ : largeur de la dalle au niveau de son CDG.

### II - 8 - 5 Sécurité à la Rupture Vis-à-Vis de l'Effort Tranchant:

La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par une majoration de 80% de la contrainte de cisaillement sous les surcharges:

$$\tau_{br} = 1,8 \cdot \tau_b = 1,8 \cdot \frac{T.S}{l.b}$$

On détermine la contrainte admissible de cisaillement  $\bar{\tau}_{br}$  par la même condition précédente (CHALOS & BETEILLE).

$$\bar{\tau}_{br} = \sqrt{[\sigma'_{28} / \sigma_{28}] \cdot (\sigma_{28} - \sigma_g) \cdot (\sigma'_{28} - \sigma_g)}$$

et:

$$\sigma'_a = \frac{1,8.T.tg \gamma}{b.w}$$

Section	$\tau_{br}$ (N/m <sup>2</sup> )	$\bar{\tau}_{br}$ (N/m <sup>2</sup> )	tg $\gamma$	w . 10 <sup>4</sup> (m <sup>2</sup> )
0,01	79,09	389,73	0,162	25 . 10 <sup>-4</sup>
0,11	49,96	392,52	0,102	20,06 . 10 <sup>-4</sup>
0,21	38,20	394,59	0,0764	11,14 . 10 <sup>-4</sup>
0,31	68,24	395,82	0,1325	5,05 . 10 <sup>-4</sup>
0,41	98,37	396,52	0,185	2,11 . 10 <sup>-4</sup>
0,51	128,56	397,06	0,234	4,33 . 10 <sup>-4</sup>
0,61	158,45	397,60	0,277	41,12 . 10 <sup>-4</sup>
0,71	188,80	398,23	0,316	56,49 . 10 <sup>-4</sup>
0,81	220,07	398,03	0,354	77,56 . 10 <sup>-4</sup>
0,91	254,178	397,54	0,391	105,77 . 10 <sup>-4</sup>
1,01	292,446	398,37	0,423	146 . 10 <sup>-4</sup>

Section	0	0,11	0,21	0,31	0,41	0,51	0,61	0,71	0,81	0,91	1,01
T (t)	293,784	186,781	143,024	255,333	367,642	479,952	592,261	704,57	816,879	929,189	1041,498
V <sub>s</sub> (m)	0,739	0,736	0,734	0,733	0,733	0,734	0,735	0,737	0,739	0,742	0,746
b' (m)	8,907	8,909	8,911	8,9113	8,9113	8,911	8,910	8,909	8,907	8,905	8,903
S (m <sup>3</sup> )	3,398	3,373	3,356	3,347	3,347	3,356	3,364	3,381	3,398	3,424	3,458
I (m <sup>4</sup> )	2,55036	2,54785	2,53812	2,52939	2,52648	2,53079	2,54022	2,54928	2,54900	2,53012	2,48984
τ <sub>b</sub> (t/m <sup>2</sup> )	43,94	27,755	21,22	37,91	54,65	71,42	88,028	104,89	122,26	141,21	162,47
σ <sub>p</sub> (t/m <sup>2</sup> )	470,59	485,21	496,24	502,91	506,72	509,71	512,67	516,18	515,09	512,34	516,94
τ <sub>b</sub> (t/m <sup>2</sup> )	194,59	195,21	195,62	195,84	195,96	196,05	196,13	196,22	196,20	196,12	196,24
tg γ (t/m <sup>2</sup> )	0,093	0,057	0,043	0,075	0,107	0,137	0,167	0,195	0,225	0,257	0,288
σ <sub>b</sub>	476,56	488,51	494,40	508,31	516,60	531,10	541,81	558,35	570,89	585,75	610,92
σ <sub>α</sub>	41286,15	41716,99	41835,26	41475,39	40911,14	40142,05	39179,79	37999,54	36563,76	34742,03	32403,80
w (m <sup>2</sup> )	8,87 · 10 <sup>-4</sup>	8,38 · 10 <sup>-4</sup>	6,95 · 10 <sup>-4</sup>	3,11 · 10 <sup>-4</sup>	1,48 · 10 <sup>-4</sup>	2,27 · 10 <sup>-4</sup>	33,43 · 10 <sup>-4</sup>	47,95 · 10 <sup>-4</sup>	67,01 · 10 <sup>-4</sup>	93,02 · 10 <sup>-4</sup>	128,56 · 10 <sup>-4</sup>
t (m)	1,55	1,67	1,72	1,59	1,47	1,35	1,23	1,11	0,98	0,84	0,69

- Les Sections des Etriers et l'Espace entre Deux Cours Successifs -

## II - 9 FLEXION TRANSVERSALE:

Le moment fléchissant par Unité de largeur est donnée par l'expression suivante:

$$M_y(x,y) = (b / \sin\psi) \sum \mu_{\alpha n} \cdot p_n \cdot \sin(n\pi x / L)$$

Où:  $p_n$ : charge décomposée en série de fourier,  
 $\mu_{\alpha n}$ : coefficient de flexion transversale correspondant à  $n \theta$ ,  
 $b$ : demi largeur équivalente,  
 $\psi$ : biais mécanique.

Nous constatons les moments dans une bande située à mi portée ( $x = L / 2$ ) et nous prendrons les trois premiers termes impairs de la série de Fourier:

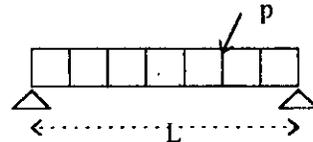
$$M_y(L/2,y) = (\mu_{\alpha 1} \cdot p_1 - \mu_{\alpha 3} \cdot p_3 + \mu_{\alpha 5} \cdot p_5) \cdot b / \sin\psi$$

### II - 9 - 1 Détermination des $p_n$ :

Pour chaque répartition des charges, on a une décomposition en série de Fourier:

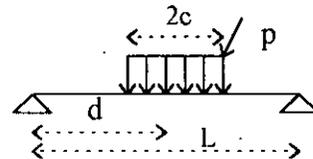
\* Pour une Charge Uniformément Répartie:

$$p_n = (4p / n\pi) \cdot \sin^2(n\pi / 2).$$



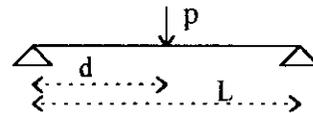
\* Pour une Charge Partielle:

$$p_n = (4p / n\pi) \cdot \sin(n\pi \cdot c / L) \cdot \sin(n\pi \cdot d / L).$$



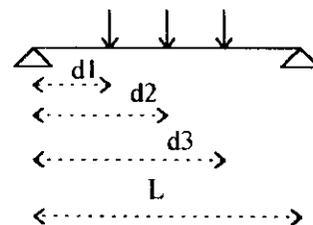
\* Pour une Force Concentrée:

$$p_n = (2p / L) \cdot \sin(n\pi \cdot d / L)$$



\* Pour Plusieurs Forces Concentrées:

$$p_n = (2 / L) \cdot \sum p_i \cdot \sin(n\pi \cdot d_i / L)$$



#### Pour Notre Cas:

- Charge Permanente: On a  $p = 41,399$  t/ml

Alors:  $p_1 = 52,71$  t/ml;  $p_3 = 17,57$  t/ml;  $p_5 = 10,52$  t/ml.

- Surcharge A:

3 voies chargées:  $A = 0,99799$  t/m<sup>2</sup>.

$p = 0,99799 \cdot 10,26 \Rightarrow p = 10,2394$  t/ml.

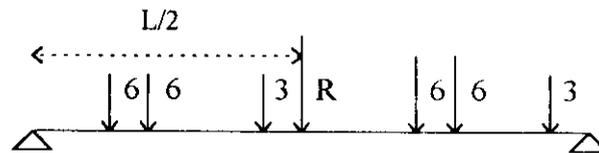
$\Rightarrow p_1 = 13,04$  t/ml;  $p_3 = 4,34$  t/ml ;  $p_5 = 2,61$  t/ml.

Où d'une autre façon:

$$\begin{cases} p_1 = 1,27 \text{ t/m}^2 \\ p_3 = 0,42 \text{ t/m}^2 \\ p_5 = 0,25 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Ces composantes seront multipliées par la largeur chargée pour chaque fibre y.

- Système bc:

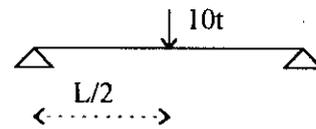


La disposition dans le sens longitudinal est telle que la résultante de toutes les charges ponctuelles correspondant aux essieux bc par  $x = L/2$ .

$$p_n = 2/L \cdot [\sum p_i \cdot \sin(n \cdot \pi \cdot d_i / L)] \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 1,660 \text{ t.} \\ p_3 = 0,123 \text{ t.} \\ p_5 = -0,947 \text{ t.} \end{cases}$$

- Système bn:

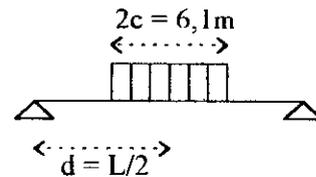
$$p_n = 2p/L \cdot \sin(n \cdot \pi \cdot d / L) \Rightarrow \begin{cases} p_1 = 0,667 \text{ t} \\ p_3 = -0,667 \text{ t} \\ p_5 = 0,667 \text{ t} \end{cases}$$



- Surcharge Militaire: Mc120

$$p = 110 / 6,1 \Rightarrow p = 18,033 \text{ t/m}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} p_1 = 7,209 \text{ t/m} \\ p_3 = -6,262 \text{ t/m} \\ p_5 = 4,591 \text{ t/m} \end{cases}$$



- Surcharge de Trottoir: On a:  $p = 450 \text{ kg/m}^2 = 0,45 \text{ t/m}^2$ .

$$\text{Donc: } \begin{cases} p_1 = 0,573 \text{ t/m}^2 \\ p_3 = 0,191 \text{ t/m}^2 \\ p_5 = 0,115 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

En résumé, les valeurs de  $p_n$  sont représentées dans le tableau suivant:

$p_n$	G(t/m)	A(t/m <sup>2</sup> )	S.T(t/m <sup>2</sup> )	Bc(t)	Mc120(t/m)	Br(t)
$p_1$	52,71	13,04	0,573	1,660	7,209	0,667
$p_3$	17,57	4,34	0,191	0,123	-6,262	-0,667
$p_5$	10,52	2,61	0,115	-0,947	4,591	0,667

## II - 9 - 2 Détermination des Coefficients $\mu_{\alpha n}$ :

\*  $n = 1$ : ( $\theta = 0,170015$ ;  $\alpha = 0,3294$ )

La détermination de  $\mu_0$  et  $\mu_1$  se fera par interpolation linéaire des valeurs de  $\mu_0$  et  $\mu_1$  correspondant à  $\theta = 0,10$  et  $\theta = 0,20$  des tableaux de MASSONNET.

Donc:  $\mu_0 = 0,29985 \cdot \mu_0(\theta = 0,10) + 0,170015 \cdot \mu_0(\theta = 0,20)$

$\mu_1 = 0,29985 \cdot \mu_1(\theta = 0,10) + 0,170015 \cdot \mu_1(\theta = 0,20)$

Après, on calcule  $\mu_{\alpha 1}$  par le biais de la formule:

$$\mu_{\alpha 1} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \cdot \alpha^{1 - e^{[0,065 - \theta / 0,663]}}$$

On aura:

$$\mu_{\alpha 1} = 0,150129 \cdot \mu_0 + 0,84987 \cdot \mu_1 \dots\dots\dots (1)$$

\*  $n = 3$ :  $3 \cdot \theta = 0,510045$ ;  $\alpha = 0,3294$

de même:  $\mu_0 = 0,89955 \cdot \mu_0 (\theta = 0,50) + 0,10045 \cdot \mu_0 (\theta = 0,60)$

$\mu_1 = 0,89955 \cdot \mu_1 (\theta = 0,50) + 0,10045 \cdot \mu_1 (\theta = 0,60)$

et on calcule  $\mu_{\alpha 3}$ :

$$\mu_{\alpha 3} = 0,419 \cdot \mu_0 + 0,581 \cdot \mu_1 \dots\dots\dots (2)$$

\*  $n = 5$ :  $5 \cdot \theta = 0,850075$ ;  $\alpha = 0,3294$

de même:  $\mu_0 = 0,49925 \cdot \mu_0 (\theta = 0,80) + 0,50075 \cdot \mu_0 (\theta = 0,90)$

$\mu_1 = 0,49925 \cdot \mu_1 (\theta = 0,80) + 0,50075 \cdot \mu_1 (\theta = 0,90)$

et on calcule  $\mu_{\alpha 5}$ :

$$\mu_{\alpha 5} = 0,53729 \cdot \mu_0 + 0,46271 \cdot \mu_1$$

A la fin, on dresse les tableaux de  $\mu_{\alpha n}$  et de  $\mu_{\alpha n}$  pour chaque fibre.

y e/b	- 1	- 0,75	- 0,5	- 0,25	0	0,25	0,5	0,75	1
0	- 2074,50	-1072,92	- 41,12	1051,87	2241,39	1051,87	- 48,22	-1072,67	- 2074,50
b/4	- 1840,03	-1140,75	-420,25	344,06	1176,91	2105,97	- 649,18	- 648,00	- 2060,01
b/2	- 1396,27	- 966,62	-588,32	52,49	462,28	1038,82	-1697,47	- 51,54	- 1561,89
3b/4	- 863,82	- 579,52	-377,62	155,39	74,27	340,75	- 647,27	-1005,55	- 1084,13
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de  $\mu_{\alpha 1} \cdot 10^4$

y e/b	- 1	- 0,75	- 0,5	- 0,25	0	0,25	0,5	0,75	1
0	- 1252,57	- 709,29	-105,51	651,54	1697,72	651,54	- 105,51	- 709,29	- 1252,57
b/4	- 903,30	- 605,62	-276,00	139,46	722,90	1595,33	358,49	- 622,47	- 1497,40
b/2	- 540,09	- 411,46	-268,58	- 84,27	185,47	607,84	1285,54	- 200,28	- 1507,10
3b/4	- 225,08	- 194,91	-160,66	- 112,72	- 34,42	103,96	346,26	766,35	- 1095,03
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de  $\mu_{\alpha 3} \cdot 10^4$

y e/b	- 1	- 0,75	- 0,5	- 0,25	0	0,25	0,5	0,75	1
0	- 528,16	- 371,19	-150,58	283,36	1188,93	283,36	- 150,58	- 371,19	- 528,16
b/4	- 274,39	- 254,99	-212,83	- 66,39	316,34	1170,15	179,90	- 208,65	- 847,36
b/2	- 115,69	- 137,87	-153,93	-134,62	- 17,08	311,63	1046,62	- 167,83	- 1106,43
3b/4	- 35,83	- 51,43	- 68,05	- 79,67	- 68,95	0,49	199,65	668,55	- 1009,94
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Les valeurs de  $\mu_{\alpha 5} \cdot 10^4$

		y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3b/4	
		$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$
<b>G</b>		/	0	/	63	/	2	/	48
<b>A</b>		/	960	- 48	1070	- 310	1003	- 190	1204
<b>bc</b>		- 3330	3950	- 2686	2974	- 1684	2330	- 1100	1470
<b>Mc120</b>		- 410	1124,3	- 341	1930	- 220	1520	- 340	936
<b>ST</b>	<b>1T</b>	- 2150	/	- 2205	/	- 1740	/	- 1205	/
	<b>2T</b>	- 4300	/	- 4145	/	- 3368	/	- 2168	/

$\mu\alpha 1\text{ moy} \cdot 10^4$

		y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3b/4	
		$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$
<b>G</b>		/	0	/	51	/	0	/	50
<b>A</b>		/	755	- 22	946	- 286	909	- 107	645
<b>bc</b>		- 2540	2709	- 2680	2160	- 820	1540	- 372	825
<b>Mc120</b>		- 310	1107,3	- 253	1392	- 189	1487	- 307	565
<b>ST</b>	<b>1T</b>	- 1310	/	- 1643	/	- 1672	/	- 1200	/
	<b>2T</b>	- 2620	/	-2614,5	/	- 2322	/	- 1457	/

$\mu\alpha 3\text{ moy} \cdot 10^4$

		y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3b/4	
		$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$	$\mu^-$	$\mu^+$
<b>G</b>		/	0	/	81	/	0	/	51
<b>A</b>		/	511	/	407	- 56	782	- 36	463
<b>bc</b>		- 1104	1810	- 761	1440	- 206	1046	- 184	670
<b>Mc120</b>		- 207	823	- 209,3	760	- 41	607	- 80	398
<b>ST</b>	<b>1T</b>	- 640	/	- 920	/	- 1273	/	- 1132	/
	<b>2T</b>	- 1280	/	- 1201	/	- 1414	/	- 1173	/

$\mu\alpha 5\text{ moy} \cdot 10^4$

### II - 9 - 3 Calcul des Moments Transversaux (My):

$$My (L/2, y) = (\mu\alpha_1.p_1 - \mu\alpha_3.p_3 + \mu\alpha_5.p_5).b / \sin\psi$$

	t.m/ml	G	A	Bc	Mc120	ST
y = 0	M <sup>+</sup>	0	4,899	2,089	8,716	/
	M <sup>-</sup>	/	/	-1,932	-2,709	-0,978
y = b/4	M <sup>+</sup>	1,518	5,053	1,532	12,099	/
	M <sup>-</sup>	/	-0,246	-1,579	-2,318	-0,933
y = b/2	M <sup>+</sup>	0,049	5,176	1,245	10,680	/
	M <sup>-</sup>	/	-1,377	-1,158	-1,634	-0,764
y = 3b/4	M <sup>+</sup>	1,014	0,251	0,789	5,611	/
	M <sup>-</sup>	/	-0,976	-0,744	-2,196	-0,509

### II - 9 - 4 Prise en Compte du Coefficient de Poisson:

D'après ROWE, la valeur non nulle de  $\nu$  influe sur les moments transversaux.

$$M(x,y) = K.\nu.M_x$$

Tq:  $M_x$ : moment longitudinal à l'abscisse x.

$$K = \begin{cases} 1 & \text{si } b/\alpha \geq 1 \\ b/2 & \text{sinon.} \end{cases} \quad b: \text{demi largeur équivalente.}$$

$$\nu = 0,2 \text{ et } K = 0,31 \Rightarrow My = 0,062.M_x$$

		G	A	Bc	Mc120	ST
$My = K.\nu.M_x$ (t.m/ml)	M <sub>max</sub> M <sub>max</sub>	144,38 /	53,56 -17,85	38,41 -13,40	32,28 -9,69	2,75 -0,92

### II - 9 - 5 Moment Transversal Dû à la Précontrainte:

$$M_{ter} = K.\nu.M_{l,p}$$

$$M_{l,p} = F_{90j}.e$$

$M_{l,p}$ : moment longitudinal de précontrainte.

Tq:  $F_{90j}$ : force de précontrainte à 90 jours.

e: excentricité de la force / l'axe neutre.

$$\Rightarrow M_{tpr} = 0,062 . 7395,52 . (-0,2957)$$

$$M_{tpr} = -135,60 \text{ t.m/ml.}$$

	t.m/ml	G	A	B <sub>c</sub>	M <sub>c120</sub>	ST	Précontrainte
y = 0	M <sup>+</sup>	144,38	58,46	40,49	41	2,75	- 135,60
	M <sup>-</sup>	/	/	- 15,33	- 12,40	- 1,90	- 135,60
y = b/4	M <sup>+</sup>	145,90	58,61	39,94	44,38	2,75	- 135,60
	M <sup>-</sup>	/	- 18,10	- 14,97	- 12,01	- 1,85	- 135,60
y = 6/2	M <sup>+</sup>	144,43	58,74	39,65	42,96	2,75	- 135,60
	M <sup>-</sup>	/	- 19,23	- 14,55	- 11,32	- 1,68	- 135,60
y = 3b/4	M <sup>+</sup>	145,39	53,81	39,19	37,89	2,75	- 135,60
	M <sup>-</sup>	/	- 18,83	- 14,14	- 11,89	- 1,43	- 135,60

- Tableau Récapitulatif des Moments Transversaux -

### II - 9 - 6 Ferrailage à la Flexion Transversale:

Le calcul des armatures se fera selon les règles BAEL 83 et pour les fibres les plus sollicitées à la section à mi-travée (x = 0,5 L).

\* à l'ELU: 1,35 G + 1,5 Q + précontrainte

\* à l'ELS : G + Q + précontrainte

T<sub>q</sub>: G: poids propre,  
Q: Max(A,B<sub>c</sub>) + ST

Fibre	Etat	Mmax(t.m/ml)	Mmin(t.m/ml)
y = 0	ELU	151,128	33,468
	ELS	69,990	- 8,450
y = b/4	ELU	153,405	31,440
	ELS	71,660	- 9,650
y = b/2	ELU	151,616	28,016
	ELS	70,320	- 12,080
y = 3b/4	ELU	145,517	30,287
	ELS	66,350	- 10,470

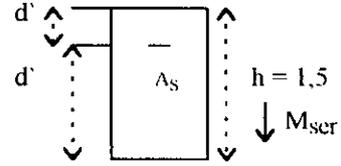
- Moment Max. et Min. après Combinaison -

$$\text{Donc: } M_y^{\max} = \begin{cases} 153,450 \text{ t.m/ml à l'ELU.} \\ 71,660 \text{ t.m/ml à l'ELS.} \end{cases}$$

$$\text{Donc: } M_y^{\min} = \begin{cases} 28,016 \text{ t.m/ml à l'ELU.} \\ - 12,080 \text{ t.m/ml à l'ELS.} \end{cases}$$

**a) - Ferrailage en Travée:**

**\*\* Armatures Supérieures:**



$d' = 0,1 \text{ m} ; d = 1,4 \text{ m} ; M_{ser} = -12,08 \text{ m/ml.}$

La valeur de  $M_{ser}$  est très petite, donc le dimensionnement se fera par la condition de non fragilité.  $A \geq 0,23.(f_{t28} / f_c).bd = 16,91 \text{ cm}^2.$

On prend donc:  $A_s = 6.T.20 = 18,84 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

**\*\* Armatures Inférieures:**

$M_{ser} = 71,660 \text{ t.m/ml.} ; M_u = 153,405 \text{ t.m/ml.} ; \gamma = M_u / M_{ser} = 2,16.$

$\mu_{bu} = (M_u / bd^2.f_{bu}) = 0,04604. \Rightarrow \mu_{lu} = 0,356.\gamma - 0,1756 = 0,59336.$

$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_{sc} = 0 \Rightarrow \alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu_{lu}})$

$\Rightarrow \alpha = 0,05894 ; z = d.(1 - 0,4.\alpha) = 1,367 \text{ m.}$

$\Rightarrow A_s = (M_u / z.f_{su}) = 32,22 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_s = 11.T.20 = 34,56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Vérification à l'ELS: position de l'axe neutre:  $y_1 = 33,27 \text{ cm.}$

moment d'inertie:  $I_1 = 7,11 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$

$\sigma_b = (M_{ser} / I_1).y_1 = 3,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b.$   
 $\sigma_s = 15.(M_{ser} / I_1).(d - y_1) = 161,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s.$

Condition de non Fragilité:  $A_s \geq (0,23.f_{c28}.b.d) / f_c = 16,91 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée.  
 donc:  $A_s = 11.T.20.$

**b) - Ferrailage sur Appui Intermédiaire:**

$M_y = (K_1 / n).M_x$   $T_q:$  n: nombre d'appuis = 2.

$T_q:$   $M_x = (1,35.M_G + 1,5.M_Q + M_{pr}) / (2.b)$  ..... à l'ELU  
 $M_x = (M_G + M_Q + M_{pr}) / (2.b)$  ..... à l'ELS

$K_1 = 1/3.(8.K + 2.K^2 - 4.K^3)$

$K = (4.b) / (L_1 + L_2) = 0,443 \Rightarrow K_1 = 1,196.$

On prend:  $n = 4$

$M_{xu} = 857,92 \text{ t.m/ml} \Rightarrow M_{yu} = 256,52 \text{ t.m}$

$M_{xser} = 707,23 \text{ t.m/ml} \Rightarrow M_{yser} = 211,46 \text{ t.m}$

Calcul de la Section d'Armature:  $\gamma = (M_u) / (M_{ser}) = 1,213.$

$\mu_{bu} = 0,077 \Rightarrow A_{sc} = 0.$

$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.0,077}) = 0,1003. \Rightarrow$  Pivot: B.

$z = d.(1 - 0,4.\alpha) = 1,344 \text{ m.}$

$A_s = 54,85 \text{ cm}^2.$

Vérification à l'ELS:  $y_1 = 40,47 \text{ cm.}$

$I_1 = 0,111236.$

$\sigma_b = 769,34 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_b.$   
 $\sigma_s = 25814,674 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s.$  d'où:  $A_s = 18.\phi.20 = 56,55 \text{ cm}^2.$

### c) - Ferraillage des Encorbellements:

Les deux encorbellements ainsi que les deux trottoirs, sont identiques, d'où on fera l'étude d'un seul encorbellement.

#### Etalement Vertical:

$$U' = V + h_0 + 1,5.e_r.$$

$h_0$ : hauteur de la structure.

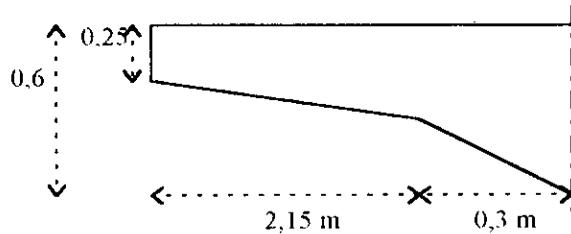
$$V' = V + h_0 + 1,5.e_r.$$

$e_r$ : épaisseur du revêtement.

#### Etalement Longitudinal:

$$C = V' + 2.d$$

$$b = L_1 - U'$$



#### 1 - Effort Dû au Poids Propre:

Poids Propre	Trottoir	Gard Corps	Revêtement
3,2593 t/ml	1,375 t/ml	0,275 t/ml	0,2376 t/ml
0,900 m	2,080 m	2,250 m	0,675 m

d'où:  $M = - 6,573 \text{ t.m/ml.}$

$T = - 5,905 \text{ t/ml.}$

#### 2 - Effort Dû aux Surcharges du Trottoir:

$$q = 0,7875 \text{ t/ml.}$$

$$M = - q \cdot [(a/2) + d] = - 0,7875 \cdot [(1,75 / 2) + 0,7]$$

$$\Rightarrow M = - 1,2403 \text{ t.m/ml.} \quad \text{et:} \quad T = 0,7875 \text{ t/ml.}$$

#### 3 - Roue Isolée de 6 t:

On a un carré d'impact  $(0,25 \cdot 0,25) \text{ m}^2$ .

$$U' = 0,25 + 0,08 + (0,29 / 2) = 0,475 \text{ m.}$$

$$V' = 0,25 + 0,16 + 0,29 = 0,700 \text{ m.}$$

$$b = 2,45 - 0,475 = 1,975 \text{ m} \quad ; \quad C = 4,65.$$

$$M = \frac{-P}{C} \cdot (b + \frac{U'}{2}) \Rightarrow M = - 2,855 \text{ t.m/ml} \quad ; \quad T = - 1,29 \text{ t/ml.}$$

#### 4 - Effort Dû aux Surcharges $B_c$ :

Une file de roues est assimilée à un impact de 1,75 m dans le sens longitudinal, et de 0,25 m dans le sens transversal.

$$p = 12 \text{ t.}$$

$$U = 0,25 \text{ m} \quad ; \quad e = 0,08 \text{ m.}$$

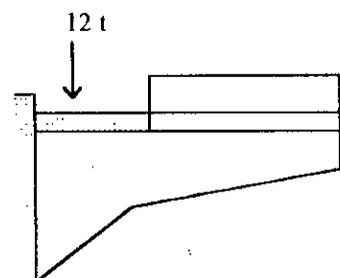
$$V = 1,75 \text{ m} \quad ; \quad h_0 = 0,9$$

$$U' = 1,27 \text{ m.}$$

$$V' = 2,77 \text{ m} \Rightarrow b = 1,18 \text{ m.}$$

$$C = 5,13 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M = - 4,247 \text{ t.m/ml} \quad ; \quad T = - 2,339 \text{ t/ml}$$



## 5 - Effort Dû aux Surcharges Militaires $M_{c120}$ :

La chenille est posée sur l'encorbellement de telle façon à avoir le centre de gravité située au droit de l'encastrement.

$$M = 0. \quad \text{et} \quad T = -9,02 \text{ t/ml.}$$

$$\text{donc: } M_u = 18,429 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ser} = 12,0603 \text{ t.m/ml.}$$

### Dimensionnement à l'ELU:

$$\mu_{bu} = 0,005531 \quad ; \quad \gamma = 1,5281$$

$$\mu_{lu} = 0,356 \cdot \gamma - 0,1756 = 0,368404.$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\alpha = 6,933 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad z = 139,61 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad A_s = 3,79 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Vérification à l'ELS: } y_1 = 12,061 \text{ cm.}$$

$$I = 0,01113472 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_b = 1,3064 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 207,861 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa.}$$

### la Condition de non Fragilité:

$$A \geq 0,23 \cdot (f_{t28} / f_c) \cdot b \cdot h = 18,11 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 6 \cdot T \cdot 20 = 18,85 \text{ cm}^2.$$

## II - 9 - 7 Ferrailage Longitudinal:

Le ferrailage longitudinal est formé par des armatures de constructions passives.

Pour reprendre le surplus des contraintes dues aux tassements d'appuis et l'écrêtement des moments longitudinaux, on prévoit des armatures supérieures.

### \* Contraintes Dues à l'Ecrêtement:

$$\begin{cases} \Delta M_1 = 315,57 \text{ t.m.} \\ \Delta M_2 = 235,20 \text{ t.m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = \Delta M_1 \cdot (V_s / I) = 94,25 \text{ t/m}^2. \\ \sigma_i = \Delta M_1 \cdot (V_2 / I) = 95,26 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

### \* Contraintes Dues aux Tassements d'Appui:

$$\begin{cases} \sigma_s = 29,84 \text{ t/m}^2. \\ \sigma_i = 30,16 \text{ t/m}^2. \end{cases} \quad \text{donc:} \quad \begin{cases} \sigma_s = 124,09 \text{ t/m}^2. \\ \sigma_i = 125,42 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \quad A_s = \left( \frac{1}{2} \right) \cdot b \cdot V_s \cdot \left( \frac{\sigma_s}{\sigma_a} \right) \quad \text{Iq:} \quad \begin{cases} \sigma_a = 240 \text{ MPa} \\ b = 1 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_s = 19,28 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\Rightarrow A_s = 7 \cdot T \cdot 20 = 22,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

## II - 10 ETUDE DE LA TORSION:

La détermination des efforts dus à la torsion se feront de la même manière, par la méthode de "GUYON & MASSONET":

$$M_{xy} = \frac{L}{\pi.n} \tau_{\alpha n} . P_n . \cos\left(\frac{n.\pi.x}{L}\right)$$

avec: L: portée de la travée ;

$\tau_{\alpha n}$ : coefficients de répartition relatif à la torsion.

### II - 10 - 1 Détermination des Coefficients $\tau_{\alpha}$ : $\tau_{\alpha} = \tau_1 \sqrt{\alpha}$

Tq:  $\tau_1$  est obtenue par interpolation linéaire des tableaux de Guyon & Massonet.

$\tau_{\alpha}$  dépend de  $\tau_1$  et  $\tau_1$  dépend de  $\alpha$ ,  $\theta$ , e/b et y.  $\alpha = 0,3294$  et  $\theta = 0,170015$ .

y \ c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	b/2	3b/4	b
y = 0	-0,13907	-0,10624	-0,072665	-0,03754	0	0,03754	0,07665	0,10624	0,139073
y=b/2	-0,13375	-0,10317	-0,071913	-0,039265	-0,00445	0,033401	0,071879	0,108598	0,14446
y=b/2	-0,12914	-0,10010	-0,070431	-0,039479	-0,00652	0,02923	0,068676	0,109458	0,14925
y=3b/4	-0,12588	-0,09773	-0,068986	-0,039017	-0,00714	0,027401	0,06545	0,10798	0,15272
y = b	-0,12464	-0,09678	-0,068336	-0,038685	-0,00716	0,02699	0,064585	0,10658	0,15406

$\tau_{\alpha}$

Le tableau précédent nous permettra de tracer les lignes d'influences de  $\tau_{\alpha}$ .

La disposition des charges la plus défavorable nous donne la valeur de  $\tau_{\alpha \text{ moy}}$  pour chaque cas de chargement.

	y = 0	y = b/4	y = b/2	y = 3b/4	y = b
G	0	$2 \cdot 10^{-3}$	$3,88 \cdot 10^{-3}$	$3,10 \cdot 10^{-3}$	$2,4 \cdot 10^{-3}$
A	0,090	0,095	0,092	0,081	0,076
B <sub>c</sub>	0,0860	0,0868	0,0844	0,0840	0,0731
M <sub>c120</sub>	0,0742	0,0732	0,0710	0,0730	0,0700
S.T	0,1349	0,1392	0,1432	0,1445	0,1450

$\tau_{\alpha \text{ moy}}$

Valeur de  $M_{xy}$  pour différents cas de charge:

y \ Charge	G	A	B <sub>c</sub>	M <sub>c120</sub>	S.T
0	0	11,207	1,363	5,108	0,738
b/4	1,067	11,830	1,376	5,039	0,762
b/2	1,953	11,456	1,338	4,888	0,784
3b/4	1,560	10,086	1,332	5,025	0,791
b	1,208	9,464	1,159	4,819	0,793

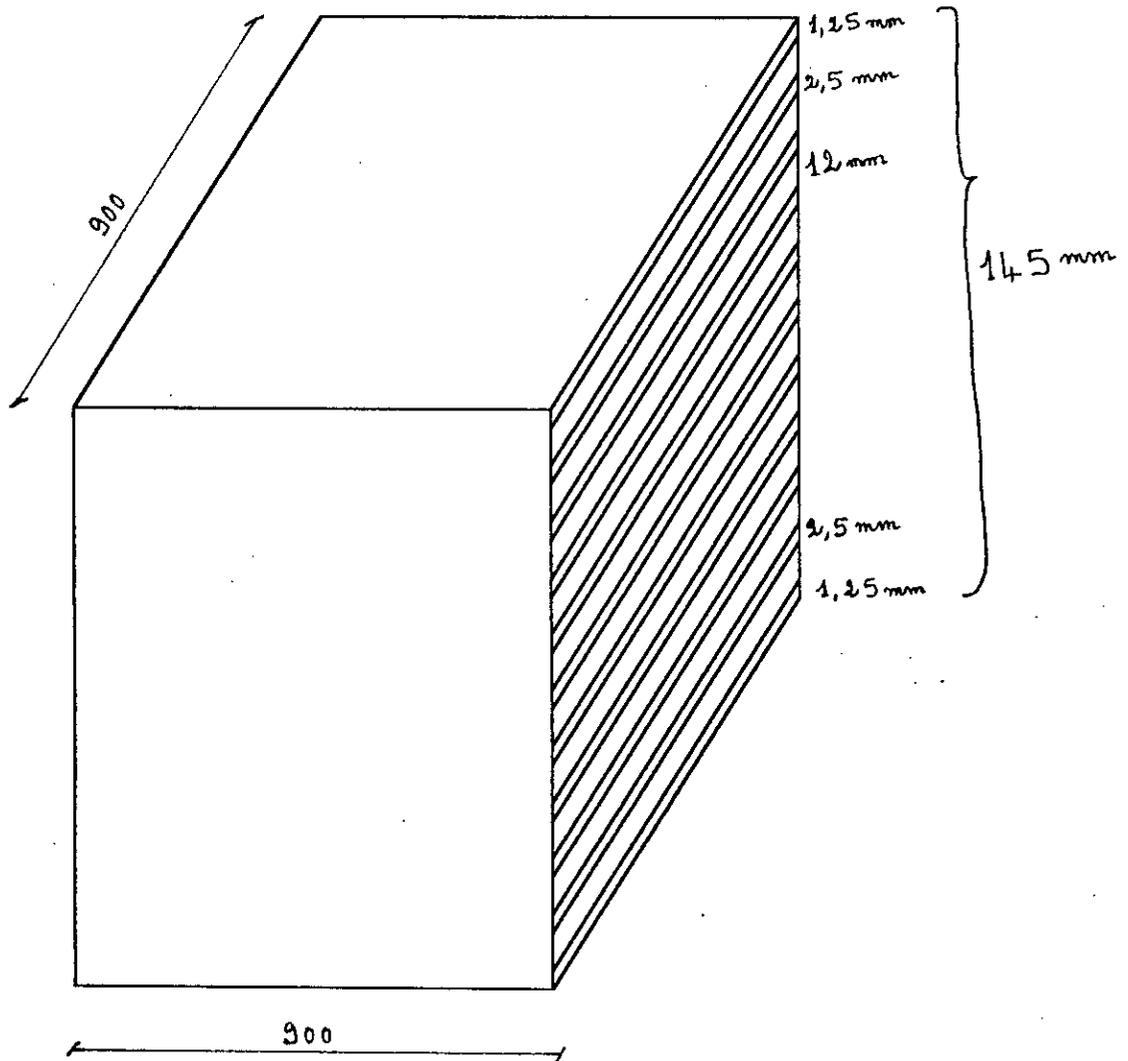
## II - 11 APPAREILS D'APPUIS:

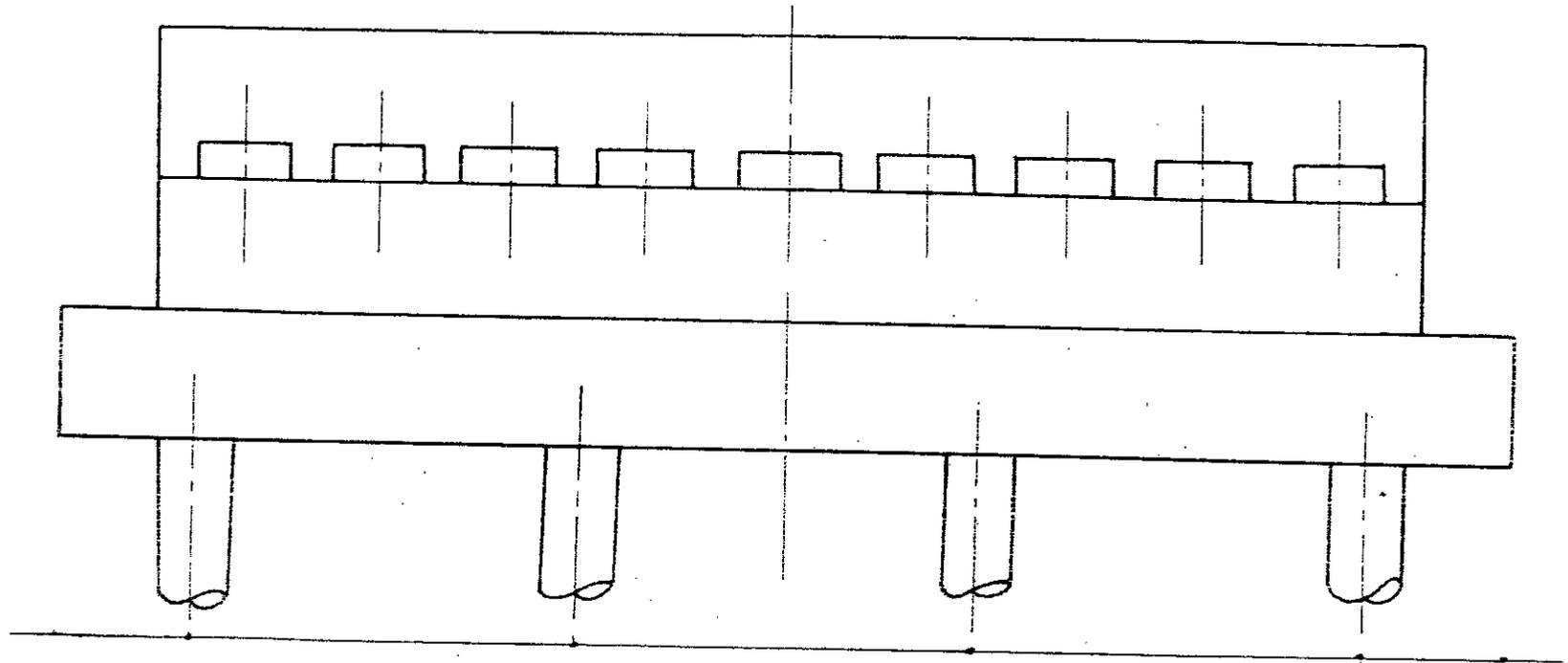
Le tablier de pont repose sur les appuis (pileset culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre des efforts verticaux et horizontaux en même temps.

Les types d'appareils d'appuis choisis dans notre cas, sont les appareils d'appuis en élastomère fretté. - Dans cette partie, on se contente de proposer le modèle suivant:

$$\begin{aligned} a &= 90 \text{ cm} & ; & & S &= 8100 \text{ cm}^2; \\ t &= 12 \text{ mm} & ; & & b &= 90 \text{ cm}; \\ n &= 10 & ; & & T &= n.t = 12 \text{ cm}; \\ t_s &= 2,5 \text{ mm} & ; & & \alpha_{\text{tabl.}} &= 0,001. \end{aligned}$$

Tq: a, b: dimension en plan de l'appui,  
t: épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère,  
 $t_s$ : épaisseur d'une frette élémentaire,  
 $\alpha_t$ : angle de rotation de l'appareil d'appui.





VUE EN ELEVATION

(Pont dalle)

## PARTIE III

# PONT POUTRE

## CHAPITRE I

### CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTION

#### I-1 DIMENSIONNEMENT DES POUTRE

Les conditions de dimensionnement à respecter pour les hauteurs des poutres en béton précontraint ayant une portée dépassant vingt mètres sont les suivantes :

$$L/20 - 0.2 \leq ht \leq L/20 + 0.5 \text{ [m]}$$

Dans notre cas :  $L = 30 \text{ m} \Rightarrow 1.3 \leq ht \leq 2$

Epaisseur de L'âme :

$$e \geq ht / 10 + 9 \text{ [ cm ]}$$

Le prédimensionnement de la poutre doit permettre un bétonnage correct et doit être en sorte que le bras de levier des câbles de précontrainte par rapport au centre de gravité de la poutre soit suffisant pour équilibrer les efforts extérieurs.

Quant à l'épaisseur de L'âme elle doit assurer la résistance à l'effort tranchant, elle sera augmentée dans le dernier cinquième de la portée de manière à avoir une résistance suffisante aux efforts tranchants et aux contraintes locales, sous les ancrages à l'about la longueur de talon doit suffire à loger les câbles de précontraintes la membrane inférieure doit présenter des pentes suffisantes au raccordement avec l'âme de façon à permettre un bétonnage aisé

Le moule existant à la société de réalisation a pour dimension

- Hauteur totale  $ht = 1.50 \text{ m}$
- Longueur de la table :  $b = 1.03 \text{ m}$
- Epaisseur de l'âme :
  - En travée :  $e_t = 21 \text{ cm}$
  - A l'about :  $e_a = 35 \text{ cm}$
- Longueur du talon :  $b = 47 \text{ cm}$

#### DETERMINATION DU NOMBRE DE POUTRES NECESSAIRES PAR TRAVEE

$m$  : nombre de poutres par travée

$n$  : la distance entre-axes des poutres ( de l'ordre de 1.5 m )

La largeur droite du pont = 14 m

L'épaisseur de la corniche = 0.21 m

On aura :

$$(m-1)x + 2[ 1.03/2 + 0.21 ] = 14$$

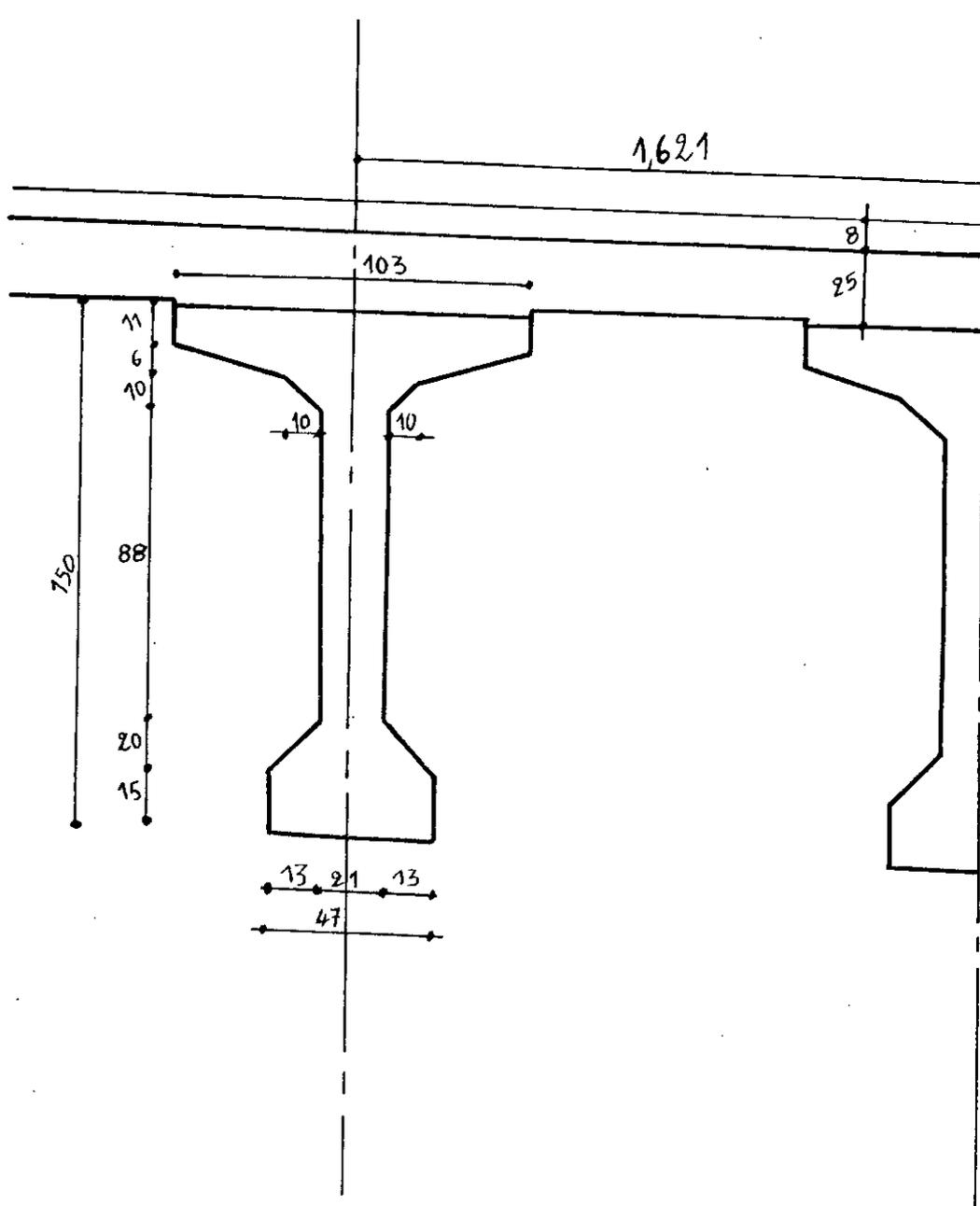
{ Pour  $L = 30 \text{ m}$  on prend  $x \cong 1.5 \text{ m}$

$$\text{D'où : } m = 9.186$$

On prendra :  $m = 9$  ( 9 poutres pour chaque travée )

Entre axe des poutre :  $x = 1.621 \text{ m}$

# DETAIL      POULRE



## Dimensionnement des hourdis

L'hourdis à un triple rôle

- Il sert comme une dalle de couverture.
- Supporte les surcharges et les transmettre aux poutres
- Il joue le rôle d'entretoisement transversal.

On a vu de ces considérations et pour palier aux défauts d'exécution éventuels nous prendrons une épaisseur de l'hourdis de 25 cm

## Caractéristiques des sections brutes

Nous envisageons successivement le cas de la poutre seule et avec hourdis à mi-travée et à l'about .

Les moments d'inertie des sections ainsi que les moments statiques seront toujours calculés par rapport à un axe ( $\Delta$ ) passant par la fibre supérieure.

On notera que :

$I_{\Delta}$  : moment d'inertie par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

$S_{\Delta}$  : moment statique par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

Les sections seront subdivisées en rectangle et en triangle.

Les moments d'inertie d'un rectangle ( respectivement le moment statique ) par rapport à l'axe ( $\Delta$ ) est

$$I_{\Delta} = bh^3/3 \quad ; \quad S_{\Delta} : bh^2/2$$

Pour les autres rectangles et triangles on applique le théorème de STEINER.

$$I_{\Delta} = I_0 + B_0 Z^2$$

avec :

$I_0$  : Moment d'inertie par rapport C.D.G du triangle ou rectangle.

$B_0$  : aire de la section considérée.

$Z$  : distance entre le C.D.G de la section considérée à la section à l'axe ( $\Delta$ )

Position du centre de gravité

$$N' = S_{\Delta} / B \quad ; \quad V = ht - v'$$

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} v' \quad ; \quad n^2 = I_G / B$$

$$B_{nette} = 95\% B_{brute}$$

## Remarque

Les caractéristiques nettes des sections sont calculées de celles de sections brutes en déduisant la section des armatures . Mais comme étant cette sections est inconnu.

On prend pour les caractéristiques nettes les valeurs suivantes :

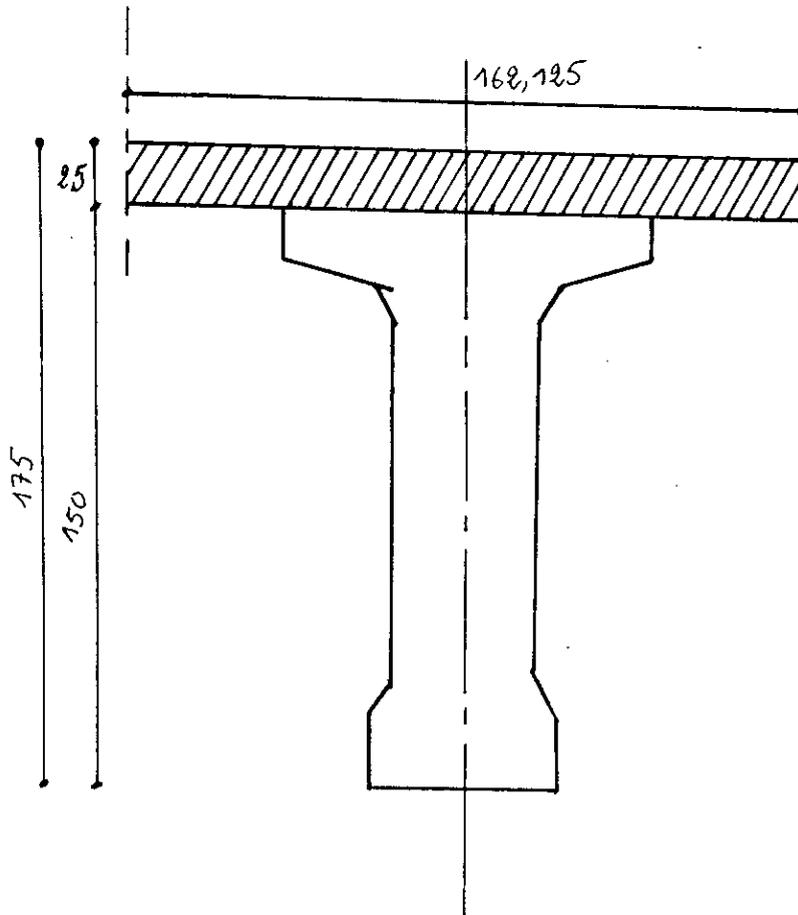
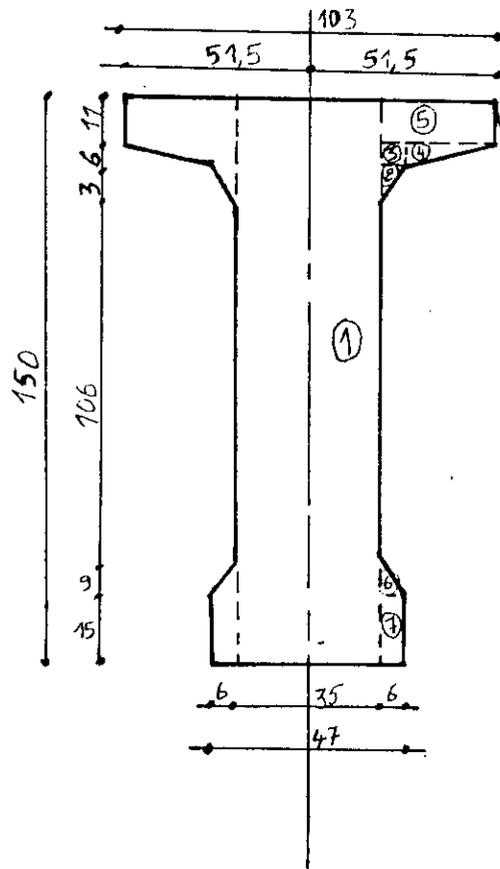
$$I_{nettes} = 90\% \times I_{brut}$$

$$S_{\Delta nette} = 95 \% \times S_{\Delta brute}$$

## Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about sans hourdis :

Section	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	d <sub>0</sub> (cm)	S =B.d <sub>0</sub>	S.d <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
(1)	150 X 35	5250	75	393750	29531250	9843750	39375000
(2)	1/2X3X3X 2	9	132	1188	156816	4.5	156820.5
(3)	6X3X2	36	136	4896	665856	108	665964
(4)	1/2x6X31X2	186	137	25482	3191034	372	3491406
(5)	1/2X34X2	748	144.5	108086	15618427	7542.34	15625969.34
(6)	1/2X6X9X 2	54	18	972	17496	243	17739
(7)	15X6X2	180	7.5	1350	10125	3375	13500
Bbrut	/	6463	/	/	/	/	/
Sbrut	/	/	/	535724	/	/	/
I <sub>Δ</sub> brut	/	/	/	/	/	/	59346398.84
I <sub>Δ</sub> net	-	-	-	-	-	-	53411758.96

"coupe transversale de la poutre seule à l'appui"



"coupe transversale de la poutre avec hourdis à l'appui"

$$V = S_{brut} / B_{brut} = 82.89 \text{ cm} \rightarrow V' = 67.11 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} \text{ brut} - S_{\Delta} \text{ brut} \quad V = 14940236.48 \text{ cm}$$

$$T = 0.416 = 41 \%$$

### Caractéristiques géométriques avec hourdis à l'about :

Section	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	d (cm)	S =B.d <sub>o</sub>	S.d (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Poutre	- /	6463	-	535724	-	-	59346398.84
Hourdis	25X162.125	4053.125	162.5	658632.8	107027835	211100.2604	107238932.3
Bbrut	-	10516.125	-	-	-	-	-
Sbrut	-	-	-	1194356.8	-	-	-
I <sub>Δ</sub> brut	-	-	-	-	-	-	166558331.1
I <sub>Δ</sub> net	-	-	-	-	-	-	149926798

$$V = S_{brut} / B_{brut} = 113.57 \text{ cm} ; V = 61.43 \text{ cm}$$

$$I_G = 30942229.32 \text{ cm}^4$$

$$T = 0.41 = 41 \%$$

### Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée :

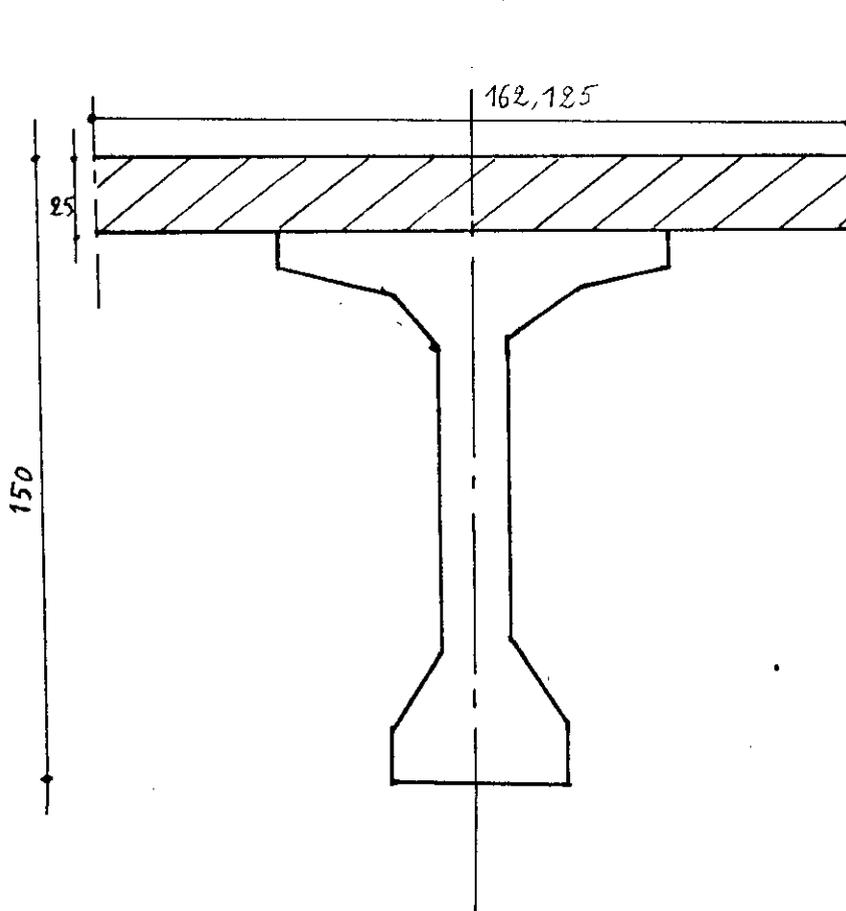
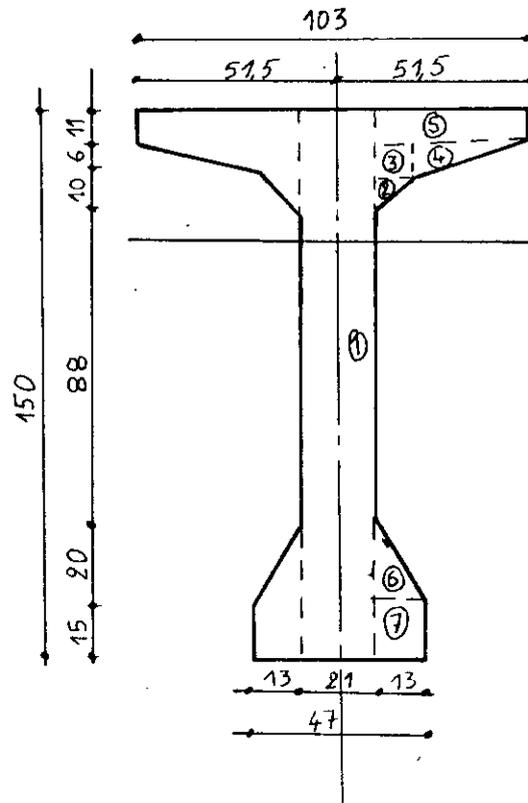
Sect	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	d <sub>o</sub> (cm)	S =B.d <sub>o</sub>	S.d <sub>o</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
(1)	150 X 21	3150	75	236250	177118750	590625	23625000
(2)	2X10X1X1/2	100	129.67	12967	1681460.89	555.55	1681986.44
(3)	6X10X2	120	136	16320	2219520	360	2219880
(4)	31X6X1/2X2	186	137	25482	3491034	372	3491406
(5)	11X41X2	902	144.5	130339	188323985.5	995.17	18843080.67
(6)	13X2X1/2X2	260	21.67	5634.2	122093.11	5777.78	12787.89
(7)	13X15X2	390	7.5	2925	21937.5	7312.5	29250
Bbrut	-	5108	-	-	-	-	-
Sbrut	-	5108	-	-	-	-	-
I <sub>Δ</sub> brut	-	-	-	-	-	-	50018474
I <sub>Δ</sub> net	-	-	-	-	-	-	45016626.6

$$V = S_{brut} / B_{brut} = 84.16 \text{ cm} \rightarrow V' = 65.84 \text{ cm}$$

$$I_G = 13836642.45 \text{ cm}$$

$$T = 0.489 = 48.9 \%$$

"coupe transversale de la poutre seule à mi-travée"



"coupe transversale de la poutre avec hourdis à Mi-travée"

### Caractéristiques géométriques avec hourdis à mi-travée :

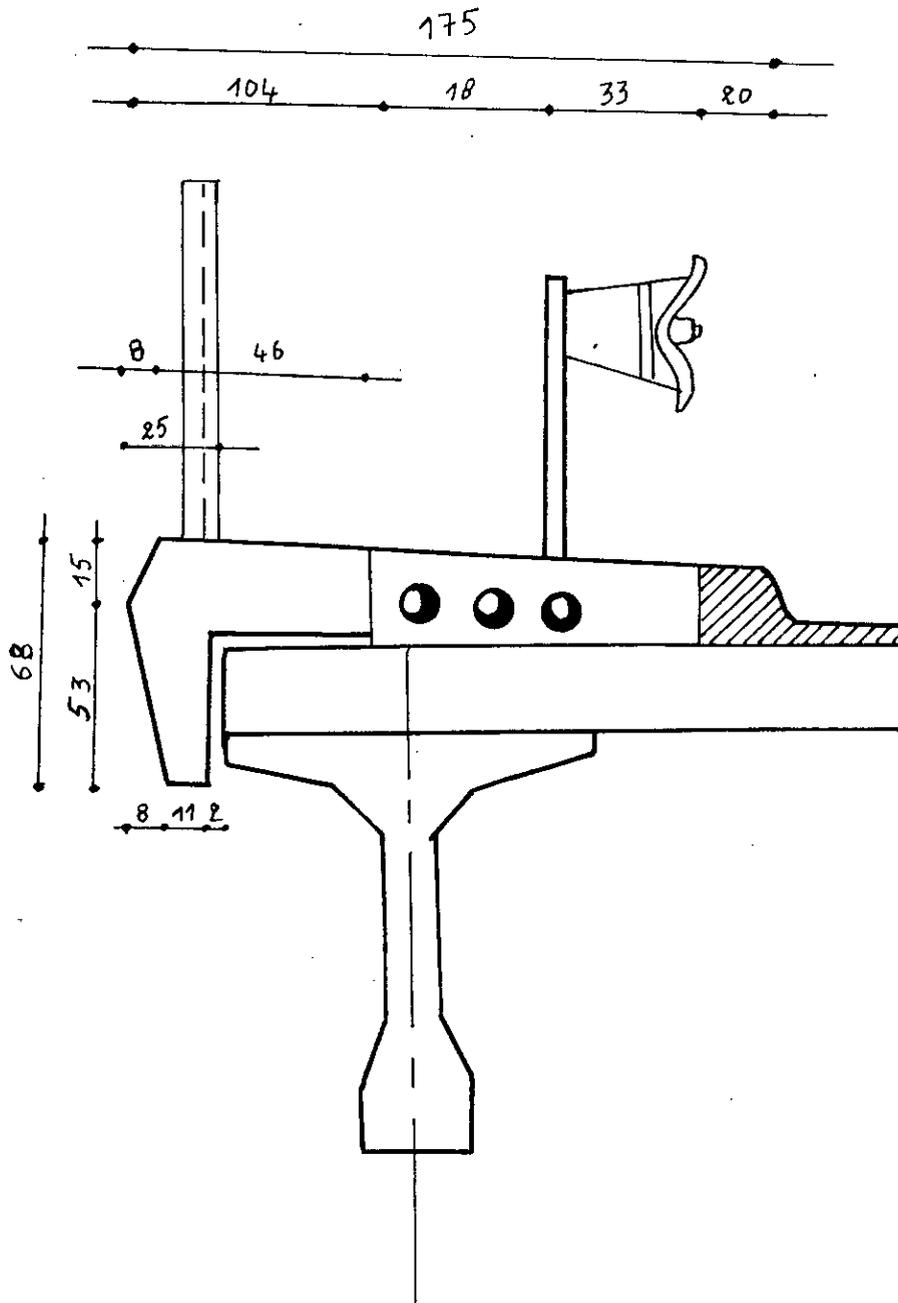
Section	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	d (cm)	S =B.d <sub>o</sub>	S.d (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Poutre	-	5108	-	429917.2	-	-	50018474
Hourdis	25X162.125	4053.125	162.5	658632.8	107027835	211100.2604	10723893 2.3
Bbrut	-	9161.125	-	-	-	-	-
Sbrut	-	-	-	1088550	-	-	-
I <sub>Δ</sub> brut	-	-	-	-	-	-	15725740 6.3
I <sub>Δ</sub> net	-	-	-	-	-	-	14153166 5.7

$$V = S_{brut} / B_{brut} = 118.82 \text{ cm} ; V = 56.18 \text{ cm}$$

$$I_G = 27915895.3 \text{ cm}^4$$

$$T = 0.453 = 45.3 \%$$

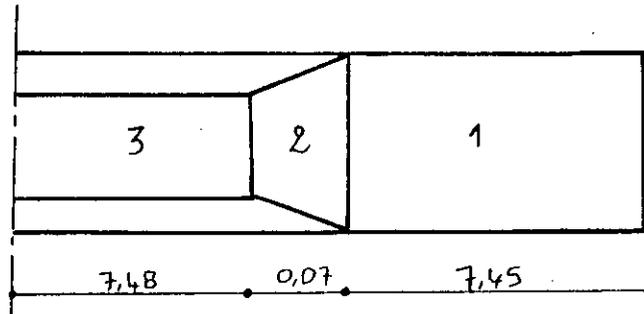
DETAIL DU TROTTOIR



## CHAPITRE II

### ETUDE DU TABLIER

#### II-1 CALCUL DES CHARGES PERMANENTES



- Poids propre de la poutre

$$P_1 = 0.6463 \times 7.45 \times 2.5 = 12.037 \text{ t}$$

$$P_2 = (0.5108 + 0.6463) / 2 \times 0.07 \times 2.5 = 0.1012 \text{ t}$$

$$P_3 = 0.5108 \times 7.48 \times 2.5 = 9.552 \text{ t}$$

Donc le poids propre de la poutre est :

$$G_1 = 2 (12.0373 + 9.552 + 0.1012) = 43.381 \text{ t}$$

soit :

$$g_1 = 43.381 / 30 = 1.446 \text{ t/ml}$$

- Charge reprise par la poutre intermédiaire

Epaisseur de revêtement :

Couche d'enroulement : 4cm

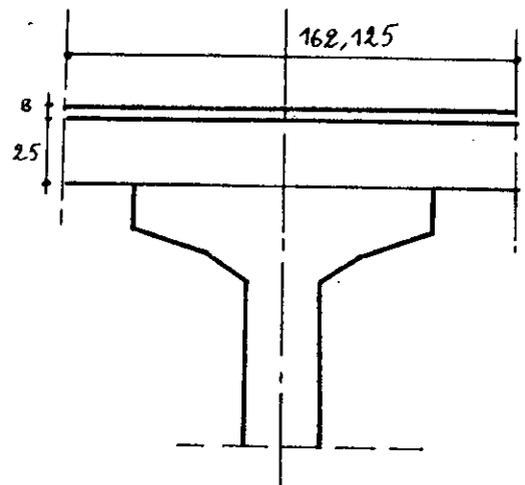
Chape de l'étanchéité : 4cm

Total : 8 cm

Dalle : 25 cm

$$\text{Dalle} = 0.25 \times 1.621 \times 2.5 = 1.0133 \text{ t/ml}$$

$$\text{Revêtement} : 0.008 \times 1.621 \times 2.2 = 0.2853 \text{ t/ml}$$



Charges reprises par la poutre de rive :

$$(1) 11 + 19/2 \times 53 = 795 \text{ cm}^2$$

$$(2) 19 + 14/2 \times 15 = 247.5$$

$$(3) : (156 \times 0.052) \times 156 / 2 = 304.2$$

$$(4) : 156 \times 2.00 = 312$$

$$\underline{\underline{4466.7 \text{ cm}^2}}$$

$$\text{Poids du (trott+corniche)} = 1.12 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids du (garde corps glissière)} = 0.16$$

$$\underline{\underline{1.28 \text{ t/ml}}}$$

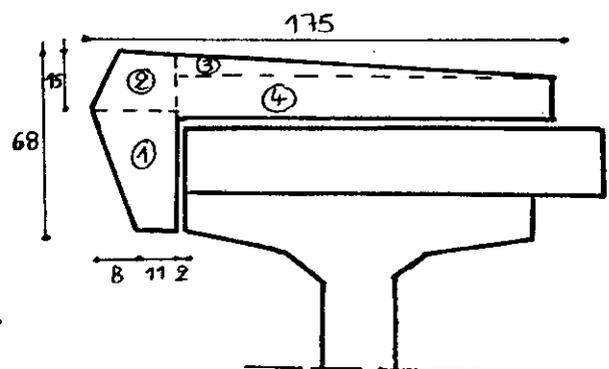
$$\text{Dalle} : 1.325625 \times 0.25 \times 2.5 = 0.8285 \text{ t/ml}$$

$$\text{Soit : } g_3 = 2.1085 \text{ t/ml}$$

d'où :

$$G = (1.446 + 1.29864) \times 30 \times 7 + (1.446 + 2.1085) \times 30 \times 2$$

$$G = 789.644 \text{ t}$$



## II-2 ETUDE DES SURCHARGES

### Système de surcharge A(L)

Longueur roulable :  $L_R = 10.26 > 7m$  pont de 1<sup>er</sup> classe.

Largeur chargeable :  $L_s = L_R = 10.26 m$

Le nombre de voies est :  $E [ L_s / 3 ] = 3$

Largeur d'une voie :  $L_v = L_s / 3 = 3.42 m$

A(L) est donnée par la formule suivante :

$A(L) = 230 + 36000 / (L+12)$  avec L : longueur chargeable )

$A(L) = 1087.143 \text{ kg/m}^2$

$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$

#### 1 voie chargée

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = L_o / L_v = 3.5 / 3.42 = 1.02$$

$$A = 1087.143 \times 1 \times 1.02 \times 3.42 = 3.796 \text{ t/ml}$$

#### 3 voies chargées

$$a_1 = 0.9$$

$$a_2 = 1.02$$

$$A = 1087.143 \times 3 \times 3 \times 0.9 \times 1.02 \times 3.42 = 10.24 \text{ t / ml}$$

### Système de charge B

#### a / - Système Bc

Dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à 2

D'où le total =  $3 \times 2 = 6$  camions

Surcharge maximal est :  $S_1 = 6 \times 30 = 180 \text{ t}$

Le coefficient de majoration dynamique :

$$S_B = 1 + .4 / (1+0.24) + 0.6 (1+4G/S) \quad (\text{art.5.5})$$

L : longueur de la poutre axe appui

G : Poids total du tablier

$S = S_1 \cdot bc$  ; bc : coefficient dépendant du nombre de files et de la classe du pont .

$bc = 0.95$  ( art . 5.2.2 )

$$\delta_B = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(30)} + \frac{0.6}{1+4(789.64/0.95 \times 180)} = 1.088$$

#### b / - Système Bt

Pont de 1<sup>ère</sup> classe :  $bt = 1$  ( article 5.4.2 )

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

$$S_1 = 6 \times 32 = 192 \text{ t}$$

$$S = b_1 \times S_2 = 1 \times 192 = 192 \text{ t}$$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(30)} + \frac{0.6}{1+4(789.64/192)} = 1.09$$

$\delta_{Bt} = 1.09$

**c/ - Système Bt : ( Roue de 10 t )**

Elle peut être placée n'importe où sur la longueur roulable , on la néglige devant la surcharge Bc et Bt.

**Surcharge militaires MC120**

Coefficient de majoration dynamique  $\delta_{MC}$   
(art 9.6 fascicule 61 )

$$\delta_{MC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(L)} + \frac{0.6}{1 + 4 G / S} \geq 1.1$$

$$\delta_{MC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(30)} + \frac{0.6}{1 + 4 (789.64/110)} = 1.077$$

**Convoi exceptionnel 240 t**

La surcharge due au convoi exceptionnel en t/ml

$$S' = 240 / 18.60 = 12.903 \text{ t / ml}$$

**Surcharge du trottoir**

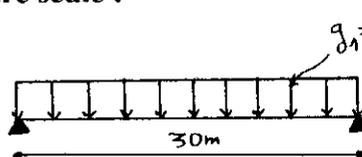
On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de 150 kg / cm<sup>2</sup> de façon à produire l'effort maximal

1 trottoir chargé :  $P = 10.15 \times 1.75 = 0.2625 \text{ t / ml}$

2 trottoir chargé  $P : = 2 \times 0.15 \times 1.75 = 0.525 \text{ t / ml}$

**Calcul des éléments de réduction dus au poids propre**

**(1) Poutre seule :**



$$R_A = R_B = 21.69 \text{ t}$$

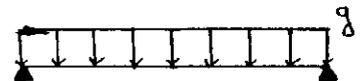
$$M(x) = R_A x - g_1 x^2 / 2$$

$$T(x) = R_A - g_1 x$$

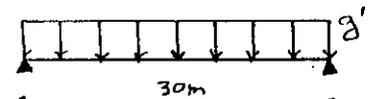
Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.5L	162.675	0	-
0.25L	122.006	10.845	-
0.00L	0	21.69	21.69

**(2) Dalle**

Poutre intermédiaire :  $g = 1.0133 \text{ t / ml}$



Poutre de rive :  $g' = 0.8285 \text{ t / ml}$



	Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
<b>Poutre Intermédiaire</b>	0.5L	113.996	0	-
	0.25L	85.497	7.599	-
	0.00L	0	15.1995	15.1995
<b>Poutre de rive</b>	0.5L	93.206	0	--
	0.25L	69.904	6.214	-
	0.00L	0	12.4275	12.4275

### (3) SUPERSTRUCTURE

Poutre intermédiaire :  $g = 0.28534 \text{ t / ml}$

poutre de rive :  $g' = 1.28 \text{ t / ml}$

	Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
<b>Poutre Intermédiaire</b>	0.5L	32.10	0	-
	0.25 L	24.07	2.14	-
	0.00L	0	4.28	4.28
<b>Poutre de rive</b>	0.5L	144	0	-
	0.25 L	180	9.6	-
	0.00L	0	19.2	19.2

**Tableau récapitulatif des M et T dus au C.P.**

	Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
<b>Poutre Intermédiaire</b>	0.5L	308.77	0	-
	0.25 L	231.573	20.58	-
	0.00L	0	41.17	41.17
<b>Poutre de rive</b>	0.5L	399.88	0	-
	0.25 L	299.91	26.66	-
	0.00L	0	53.32	53.32

# CHAPITRE III

## CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX DUS AUX SURCHARGES

### III -1 UTILISATION DES LIGNES D'INFLUENCES

Les lignes d'influence des moments fléchissants en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se place sur la poutre ( pour une poutre isostatique, cette courbe est formée de 2 droites ).

Pour obtenir les moments , on a multiplié les ordonnées des lignes d'influence par la force « P » dans le cas où cette force est concentrée , si elle est répartie uniformément c'est par l'air de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

Utilisation de Théorème de BARRE

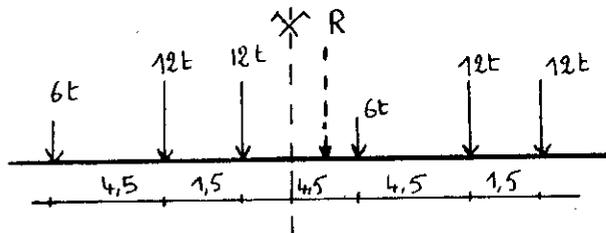
Pour le système « Bc » , nous utilisons le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse de la poutre :

Théorème :

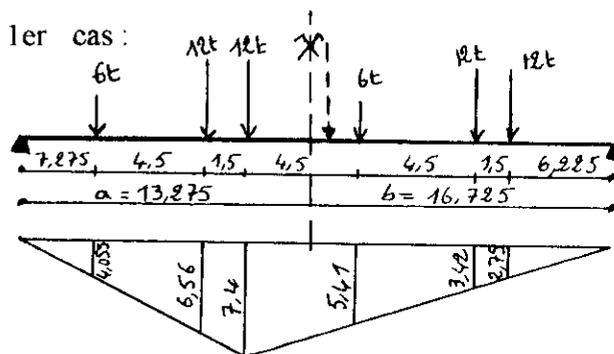
Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre

$$X = 0.50$$

$$R = 6 \times 2 + 12 \times 4 = 60 \text{ t}$$

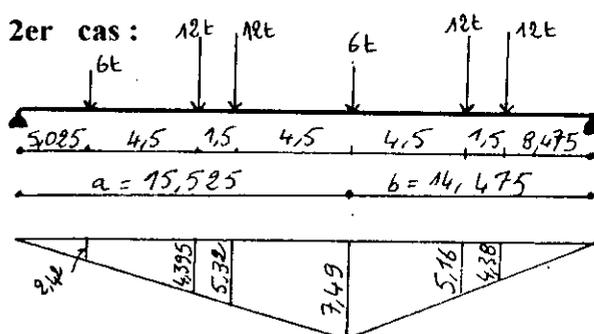


$$\begin{aligned} \sum M = 0 &\Rightarrow (1.5 \times 12 + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5) = x \cdot R \\ &\Rightarrow 423 = x \cdot 60 \Rightarrow x = 423/60 = 7.05 \text{ m} \end{aligned}$$



L'ordonnée où est appliquée la charge unitaire est :  $a \cdot b / L = x (L - x) / L$

$$\frac{13.275 \times 16.725}{30} = 7.4$$

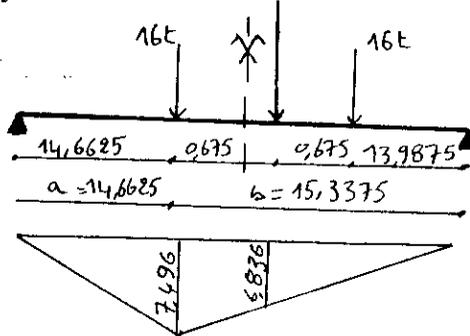


est :  $a \cdot b / L = x (L - x) / L$

$$\frac{15.525 \times 14.475}{30} = 7.49$$

Remarque : On constate que le 1er cas est le plus défavorable

(2) Système Bt : R = 32 t

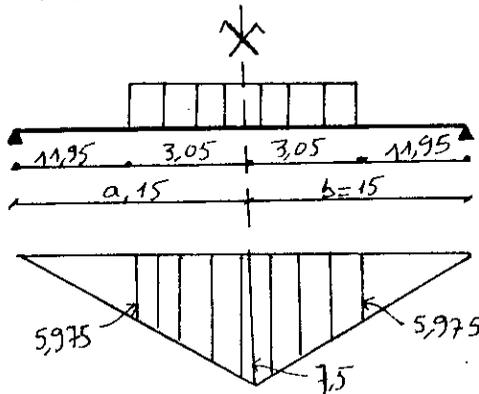


$$R = 16 + 16 = 32 \text{ t}$$

$$a.b/L = \frac{17.6625 \times 15.3375}{30} = 7.496$$

$$\sum y_i = 14.332$$

(3) MC120

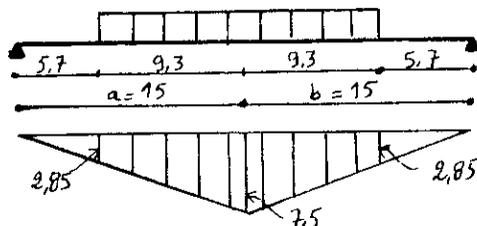


$$a.b/L = \frac{15 \times 15}{30} = 7.5$$

$$\sum y_i = 2 [ (5.975 + 7.5) / 2 \times 3.05 ]$$

$$\sum y_i = 41.1$$

(4) Convoi exceptionnel ( D240 )

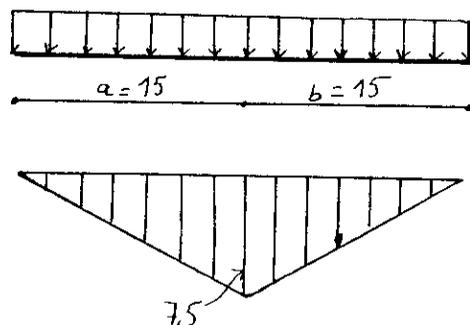


$$a.b/L = \frac{15 \times 15}{30} = 7.5$$

$$\sum y_i = 2 [ (2.855 + 7.5) / 2 \times 9.3 ]$$

$$\sum y_i = 96.255$$

(5) A(L) et trottoirs



$$a.b/L = \frac{15 \times 15}{30} = 7.5$$

$$\sum y_i = 2 [ 15 \times 7.5 ] / 2$$

$$\sum y_i = 112.5$$

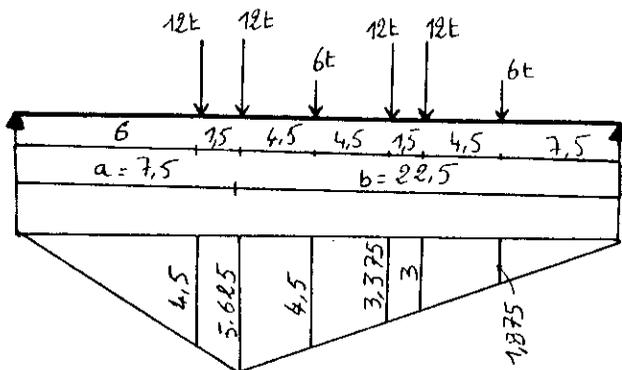
**TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANTS**  
à  $X = 0.5 L$

DESIGNATION		M(t.m)	Mo = M/g ( t.m)
<b>A(L)</b>	1 voie	427.05	47.45
	3 voie	1152	128
<b>Bc</b>	1 voie	389.52	43.28
	3 voie	925.12	102.79
<b>Bt</b>	1 voie	249.95	27.77
	3voie	749.85	83.32
<b>MC120</b>		798.216	88.69
<b>ME240</b>		1242	13.8
<b>trot</b>	1 trot	29.53	3.28
	2 trot	59.06	6.56

à  $x = 0.25 m$

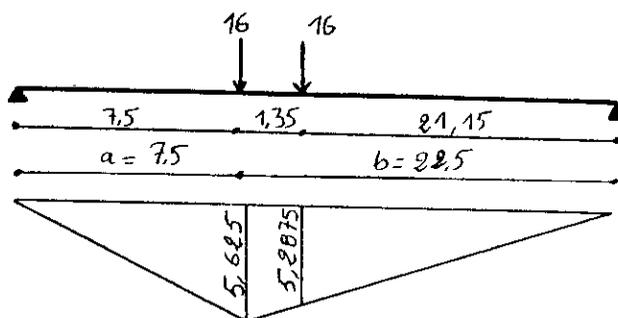
Les positions les plus défavorables des surcharges sont données par les schémas suivants :

**(1) Système Bc**



$$a.b / L = \frac{7.5 \times 22.5}{30} = 5.625$$

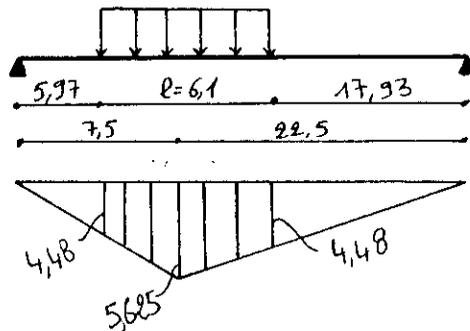
**(2) Système Bt**



$$a.b / L = \frac{7.5 \times 22.5}{30} = 5.625$$

$$\Sigma y_i = 10.9125$$

**(3) Système MC120**



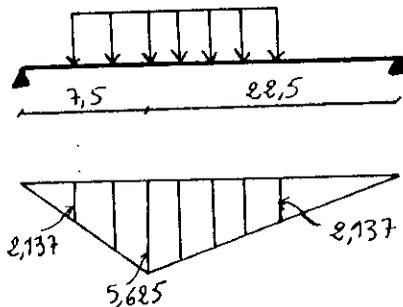
$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha \times (L - l) / L$$

$$= 5.625 (30 - 6.1) / 30 = 4.48$$

$$\Sigma y_i = (5.625 + 4.48) \times 6.1 / 2$$

$$\Sigma y_i = 30.82$$

**(4) Convoi exceptionnel**



$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha \times (L - l) / L$$

$$= 5.625 (30 - 18.6) / 30 = 2.137$$

$$\Sigma y_i = (5.625 + 2.137) \times 18.6 / 2$$

$$\Sigma y_i = 72.18$$

**(5) A(L) et trottoirs**

$$\Sigma y_i = (30 \times 5.625) / 2$$

$$\Sigma y_i = 84.375$$

**TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANTS**  
**à X = 0.25 L**

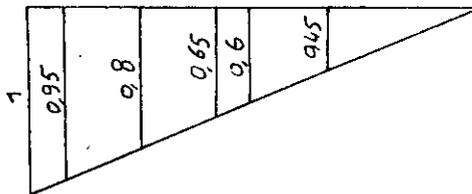
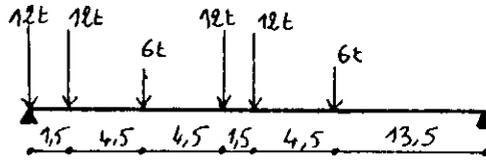
DESIGNATION		surcharge (t.ml)	$\Sigma y$	M(t.m)	Mo = M/g ( t.m)
A(L)	1 voie	3.796	84.375	320.29	35.587
	3voie	10.24	84.375	864	96
Bc	1 voie	-	-	308.448	34.272
	3voie	-	-	732.564	81.396
Bt	1 voie	17.44	10.9125	190.31	21.145
	3voie	52.32	10.9125	570.942	63.438
MC120		18.03	30.82	555.77	61.752
ME240		12.90	72.18	931.35	103.483
trot	1 trot	0.625	84.375	22.148	2.461
	2 trot	0.525	84.375	44.298	4.9222

# CHAPITRE IV

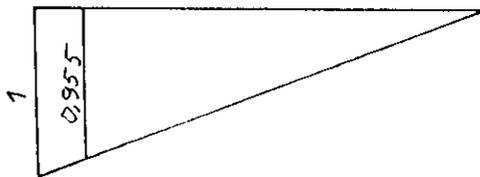
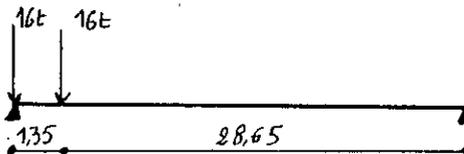
## EFFORT TRANCHANT

$X = 0.001$

### (1) Système Bc

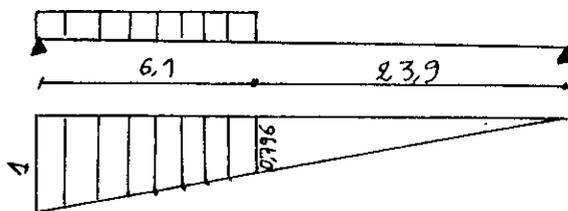


### (2) Système Bt



$\sum y_i = 1.955$

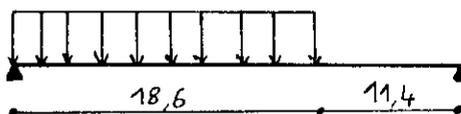
### (3) Système MC 120



$$\sum y_i = \frac{1 + 0.7966}{2} \times 6.1$$

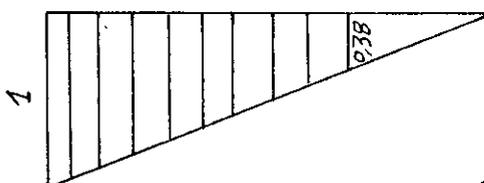
$\sum y_i = 5.48$

### (4) Convoi exceptionnel

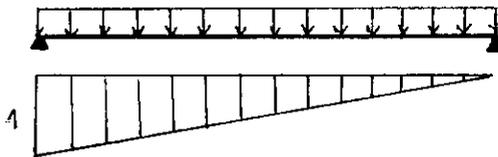


$$\sum y_i = \frac{1 + 0.38}{2} \times 18.6$$

$\sum y_i = 12.834$



**(5) A(L) et trottoirs**



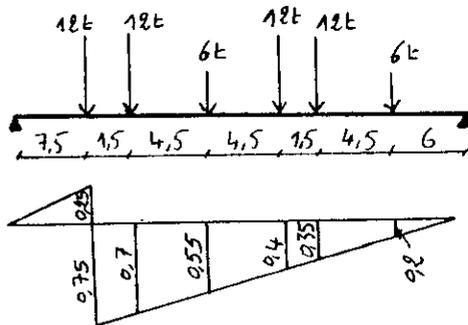
$$\sum y_i = \frac{1 \times 30}{2} = 15$$

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS TRANCHANTS  
à X = 0.00 L**

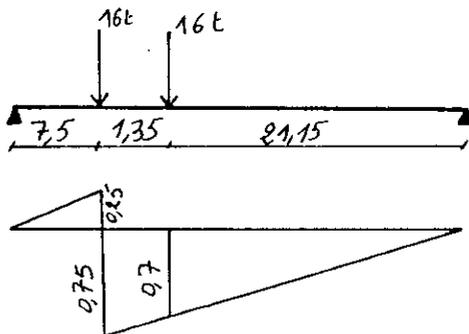
DESIGNATION		T(t.m)	To = T/g ( t.m)
A(L)	1 voie	56.94	6.326
	3voies	153.6	17.066
Bc	1 voie	59.927	6.658
	3voies	142.326	15.814
Bt	1 voie	34.095	3.788
	3voies	102.285	11.365
MC120		106.428	11.825
ME240		178.351	19.816
trot	1 trot	3.937	0.437
	2 trot	7.875	0.875

à X = 0.25 L

**(1) Système Bc**

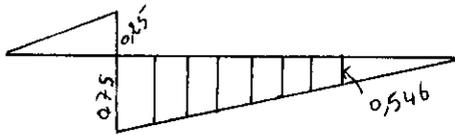
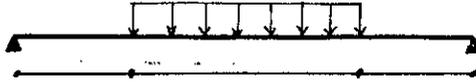


**(2) Système Bt**



$$\sum y_i = 0.75 + 0.7 = 1.45$$

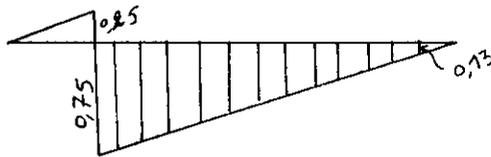
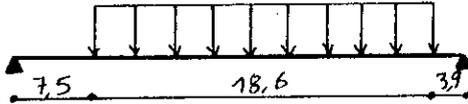
**(3) Système MC 120**



$$\sum y_i = \frac{0.75 + 0.546}{2} \times 6.1$$

$$\sum y_i = 3.954$$

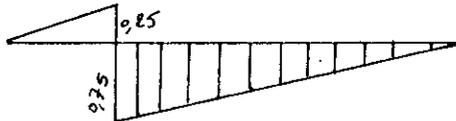
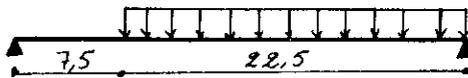
**(4) Convoi exceptionnel**



$$\sum y_i = \frac{0.75 + 0.13}{2} \times 18.6$$

$$\sum y_i = 8.184$$

**(5) A(L) et trottoirs**



$$\sum y_i = \frac{22.5 \times 0.75}{2} = 8.437$$

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS TRANCHANTS  
à X = 0.25 L**

DESIGNATION		T(t.m)	To = T/g ( t.m)
A(L)	1 voie	32.026	3.558
	3voie	86.394	9.599
Bc	1 voie	40.343	4.483
	3voie	95.815	10.646
Bt	1 voie	25.288	2.809
	3voie	75.864	8.429
MC120		76.792	8.532
ME240		113.731	12.636
trot	1 trot	2.215	0.246
	2 trot	4.429	0.492

## CHAPITRE V

### RÉPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS METHODE DE GUYON MASSONET

Pour la répartition du moment fléchissant on utilise la méthode de GUYON-MASSONET , qui consiste à remplir la structure par une dalle orthotrope.

Tracer les lignes d'influence des coefficients de déplacement .

Le coefficient de répartition transversale du moment de flexion (K) est défini comme étant le rapport de déplacement vertical  $W(X,Y)$  d'un point de la construction sous l'effet d'une charge  $P(X)$  au déplacement vertical de ce même point  $W_0(x,y)$  sous l'effet d'une charge  $P_0(X)$  supposée répartie sous toute la construction.

Les coefficients (K) donnés par les tables de GUYON-MASSONET sont en fonction de :

- L'excentricité du chargement (e).
- Point de calcul (Y).
- Coefficient d'entretoisement ( $\theta$ )
- Paramètre de torsion  $\alpha$ .

#### Détermination de paramètres $\alpha$ et $\theta$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \qquad \alpha = \frac{1}{2} \frac{\gamma_P + \gamma_E}{\sqrt{\gamma_P \gamma_E}}$$

$\rho_P$  : Rigidité flexionnelle longitudinale ( des poutres ).

$\rho_E$  : Rigidité flexionnelle transversale ( des entretoises ).

$b$  : Demi longueur de la dalle.

$L$ : Portée de la travée.

Dans notre cas le pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (hourdis qui joue le rôle d'entretoise .

$$\rho_P = \frac{E I_p}{b_1} \qquad \text{avec } b_1 : \text{Distance entre-axe.}$$

$$\rho_E = \frac{E I_E}{l_0} \qquad \text{avec } l_0 : 1 \text{ mètre linéaire}$$

Inertie équivalente : Comme la poutre est à inertie variable , on calculera son inertie équivalente par la formule suivante :

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

•  $I_0$  : Inertie de la section à mi-travée.

•  $I_M$  : Inertie de la section à l'appui.

D'où :

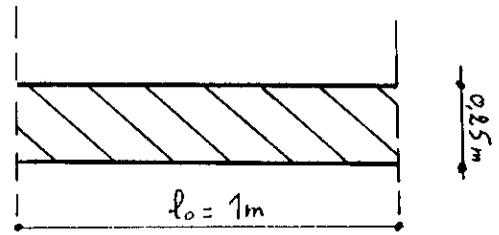
$$I_p = 13836642.45 + [ 149402236.48 - 13836642.45 ] 8 / 3\pi$$

$$I_p = 0.14773345 \text{ m}^4$$

## Rigidité flexionnelle de la dalle

$$I_D = \frac{b h^3}{12} = \frac{1 \times 0.25^3}{12} = 1.302 \times 10^{-3}$$

$$\rho_P = \rho_E = \frac{E I_D}{l_0} = 1.302 \cdot 10^{-3} E \text{ m}^4$$



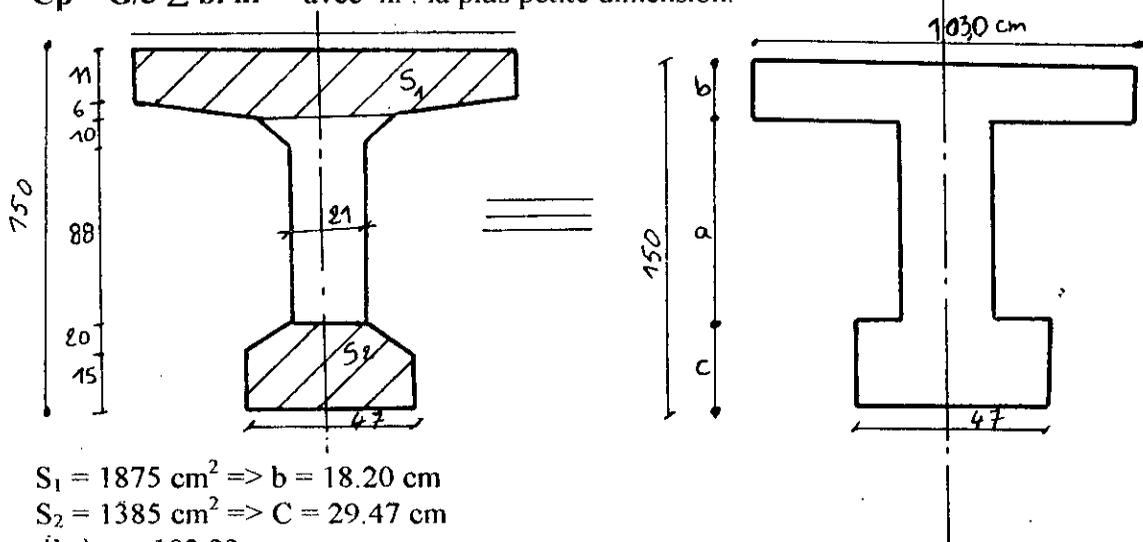
## Calcul du paramètre d'entretoisement

$$b = 7 \text{ m} , l = 30 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{7}{30} \sqrt[4]{\frac{0.0912}{1.302 \times 10^{-3}}} = 0.675$$

## Rigidité torsionnelle de la poutre Cp

$$C_p = G/3 \sum b_i h_i^3 \text{ avec } h_i : \text{ la plus petite dimension.}$$



$$S_1 = 1875 \text{ cm}^2 \Rightarrow b = 18.20 \text{ cm}$$

$$S_2 = 1385 \text{ cm}^2 \Rightarrow C = 29.47 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } a = 102.33 \text{ cm}$$

$$C_p = G/3 [ 1.03 \times 0.182^3 + 1.0233 \times 0.21^3 + 0.47 \times 0.2947^3 ]$$

$$C_p = 0.01 G$$

## La rigidité torsionnelle de la dalle

$$C_E = 2 G I_E = 2 \times G \times 1.302 \times 10^{-3} = 26.04 \times 10^{-4} G$$

G : Module d'élasticité transversale égale à :

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

E : Module de YOUNG

$\lambda$  : Coefficient de POISSON qui dépend de la nature de matériau pour le béton précontraint il est

recommandé de prendre  $\lambda = 0.2$

$$G = \frac{E}{2(1+0.2)} = \frac{E}{2.4}$$

$$C_p = 4.166 \times 10^{-3} E \quad \gamma_p = 2.57 \times 10^{-3} E$$

⇒

$$C_p = 1.085 \times 10^{-3} E \quad \gamma_i = 1.085 \times 10^{-3} E$$

### Paramètre de torsion $\alpha$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{(1.085 \times 10^{-3} + 2.57 \times 10^{-3})E}{2\sqrt{0.0912 \times 1.302 \times 10^{-5} E^2}}$$

$$\alpha = 0.1677$$

### Calcul de $K\alpha$

Pour le calcul de  $K_0, K_1$  (valeurs limites) on interpolera linéairement entre  $\theta$  (0.65 et 0.70).

$K_0$  ( $\theta = 0.675, \alpha = 0$ ) ;  $K_1$  ( $\theta = 0.675, \alpha = 1$ ).

Pour trouver  $K\alpha$  on utilise la formule **de SATLER**

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \quad [1 - e^{(0.065 - \theta)/0.663}] \quad 0.1 < \theta < 1$$

$$\Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.3416$$

### **Tableau $K\alpha$ pour $\theta = 0.675$ et $\alpha = 0.1677$**

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	3b/4	+b
0		0.3143	0.6734	1.0344	1.3529	1.5052	1.3629	1.0344	0.6734	0.3143
b/4		-0.03566	0.2984	0.6490	1.0152	1.3529	1.5411	1.4443	1.2019	0.93909
b/2		-0.2174	0.0400	0.3206	0.6490	1.0344	1.4443	1.7692	1.8796	1.9049
3b/4		-0.3137	-0.1501	0.0400	0.2984	0.6734	1.2019	1.8798	2.169	3.2739
b		-0.3807	-0.2769	-0.2174	-0.0356	0.3143	0.9309	1.8877	3.2738	4.9458

b = 7

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	3b/4	+b
0		0.3143	0.6734	1.0344	1.3529	1.5052	1.3529	1.0344	0.6734	0.3143
P5 Y=0		-0.0096	0.3262	0.6776	1.0403	1.3642	1.5271	1.4138	1.1626	0.8851
P3 et P6 Y = 1.62		-0.1904	0.0784	0.3694	0.7034	1.0817	1.4587	1.7209	1.7791	1.7602
P2 et P8 Y = 4.86		-0.2923	-0.1077	0.1025	0.3765	0.7538	1.2559	1.8551	2.4526	2.9688
P1 et P9 Y = 6.48		-0.3608	-0.2392	-0.1409	-0.0636	0.4210	1.0114	1.8853	3.0786	4.4490

## V-2 DETERMINATION DU COEFFICIENT $K\alpha$ MOY SOUS DIFFERENT CAS DE CHARGE

On trace les lignes d'influence de  $K\alpha$  pour différentes ordonnées puis on charge pour avoir l'effet le plus défavorable sous différents cas de chargement et différentes positions  $\pm b$ ,  $\pm 3b/4$ ,  $\pm b/2$ ,  $\pm b/4, 0$

Charge répartie

On utilise la méthode de SIMPSON pour déterminer la surface correspondant au charges, d'où tire  $K\alpha$  moy

$$K\alpha \text{ moy} = \frac{s}{lc} = \frac{Pc}{Pc.3N} [ Y_0 + 4Y_1 + 2Y_2 + 4Y_3 + \dots Y_N ]$$

Charge concentrée

$$K\alpha \text{ moy} = \frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i}$$

Y	P5	P6	P7	P8	P9
<b>Charge</b>					
<b>Charge permanente</b>	0.99946	1.00047	0.99967	1.00032	1.00319
<b>A(L) (3voies charges)</b>	1.16968	1.13589	1.04832	0.91418	0.75839
<b>2xS trottoirs</b>	0.3143	0.4377	0.7849	1.3382	2.0441
<b>MC120</b>	1.3700	1.4096	1.4021	1.2996	1.1371
<b>BC</b>	1.3740	1.3265	1.2308	1.0089	0.9996
<b>1 trott</b>	0.3143	0.8851	1.7602	2.9688	4.4490

**MOMENT FLECHISSANTS LONGITUDINAUX DUS AUX SURCHARGES**  
**X = 0.25L ET X = 0.5 L**

DESIGNATION			POUTRE 5			POUTRE 6		POUTRE 7		POUTRE 8		POUTRE 9	
			Mo/poutre	Kα	M reel	Kα	M reel	Kα	M reel	Kα	M reel	Kα	M reel
A(L)	1 voie	0.25L	35.587	1.2660	45.053	1.3881	49.398	1.5390	54.768	1.7141	60.999	1.7871	63.597
		0.5L	47.45	1.2660	60.072	1.381	65.528	1.5390	73.025	1.7141	81.33	1.0714	50.838
	3 voies	0.25L	96	1.16968	112.289	1.13589	109.045	1.04832	100.639	0.91418	87.761	0.75839	72.805
		0.5L	128	1.16968	149.719	1.13589	145.394	1.04832	134.185	0.91418	117.0158	0.75839	97.074
BC	1 file	0.25L	34.272	1.2690	43.491	1.3141	45.037	1.1236	38.508	1.1234	38.501	1.0714	36.719
		0.5L	43.28	1.2690	54.922	1.3141	56.871	1.1236	48.629	2.013	87.127	1.0714	46.370
	3 files	0.25L	81.396	1.1890	96.779	1.2876	104.805	1.5381	125.195	2.0131	163.858	1.8415	149.891
		0.5L	102.79	1.1890	122.217	1.2876	132.352	1.5381	158.101	2.0131	206.926	1.8415	189.287
Bt	1 tand	0.25L	21.145	1.3120	27.742	1.4121	29.859	1.3567	28.687	1.9341	40.896	1.1113	23.498
		0.5L	27.77	1.1810	36.434	1.4121	39.214	1.3567	37.675	1.9341	53.709	1.1113	30.861
	3 tands	0.25L	63.438	1.1810	74.920	1.2630	80.122	1.3070	82.913	1.1201	71.057	1.2514	79.405
		0.5L	83.32	1.370	98.401	1.2630	105.233	1.3070	82.687	1.9341	40.896	1.2514	104.267
MC120		0.25L	61.752	1.370	84.600	1.3096	80.864	1.5024	80.4707	1.2996	80.247	1.1371	70.218
		0.5L	88.69	1.3700	121.505	1.5095	114.139	1.3021	115.483	1.2995	115.253	1.1371	10.849
D240		0.25L	103.483	1.2861	133.089	1.1760	122.119	1.0139	105.2886	0.7913	82.171	0.6514	67.643
		0.5L	138	1.2861	177.48	1.1760	162.288	1.0139	139.918	0.7913	109.199	0.6514	89.893
Trott	1 trott	0.25L	2.461	0.3143	0.773	0.8851	2.178	1.7602	4.332	2.9688	7.306	4.4490	10.949
		0.5L	3.28	0.3143	1.031	0.8851	2.903	1.7602	5.773	2.9688	9.738	4.4490	14.59
	2 trott	0.25L	4.922	0.3143	1.547	0.4377	2.154	0.7849	3.863	1.3382	6.587	2.0441	10.061
		0.5L	6.56	0.3143	2.062	0.4377	2.871	0.8949	5.149	1.3382	8.778	2.0441	13.409

## Détermination de la poutre la plus sollicitée C.P max surcharge + max surcharge trottoir

	MOMENTS FLECHISSANTS (t.m)				
	Moments dus aux C.P		Moments max dus aux surcharges	Moments max dus aux surcharges du trottoirs	Moments totaux
POUTRES CENTRALE P <sub>5</sub>	0.25L	231.448	112.289	1.547	345.284
	0.5L	308.603	149.719	2.062	460.384
POUTRE INTERMEDIAIRES P <sub>6</sub>	0.25L	231.573	109.045	2.178	342.796
	0.5L	308.77	145.394	2.903	456.997
POUTRE INTERMEDIAIRES P <sub>7</sub>	0.25L	231.496	100.639	4.332	336.467
	0.5L	308.668	87.761	7.306	448.626
POUTRE INTERMEDIAIRES P <sub>8</sub>	0.25L	231.647	117.015	9.738	326.714
	0.5L	308.869	117.015	9.738	435.622
POUTRE DE RIVE P <sub>9</sub>	0.25L	232.312	72.805	10.949	316.066
	0.5L	309.755	97.074	14.590	421.419

La poutre la plus sollicitée étant la poutre centrale avec un moment en travée égal à M = 460.384 t.m.

### V-3 REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANTS

$$\theta = 0.675$$

Calcul de  $\varepsilon_\alpha$  et  $\bar{\varepsilon}_\alpha$

Pour le calcul de  $\varepsilon_0$ ,  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_s$  on interpole linéairement entre  $\theta$  (0.6 et 0.7)

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha \quad \text{si } |Y| + |e| \leq 3b/4$$

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha \quad \text{si } |Y| + |e| > 3b/4$$

et

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha \quad \text{si } |Y| + |e| \leq 3b/4$$

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha \quad \text{si } |Y| + |e| > 3b/4$$

$$\alpha = 0.1677$$

$$\rightarrow \alpha = 0.4095$$

Calcul de  $\varepsilon_\alpha$

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Y									
0	0.03284	0.09231	0.16261	0.22888	0.27640	0.22888	0.16261	0.09231	0.03284
b/4	-0.04478	0.03607	0.09293	0.16169	0.22921	0.28116	0.24164	0.17529	0.11962
b/2	-0.03701	0.00054	0.04225	0.093947	0.16413	0.24303	0.33676	0.29541	0.26217
3b/4	-0.04697	-0.36540	0.00486	0.04368	0.09653	0.1871	0.30504	0.45335	0.47296
b	-0.05118	-0.04034	-0.02494	0.00339	0.05683	0.14996	0.29639	0.50496	0.72990

b=7

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>Y</b>									
<b>P<sub>5</sub></b>	0.03284	0.09231	0.16261	0.22888	0.27640	0.22888	0.16261	0.09231	0.03284
<b>P<sub>6</sub></b>	-0.3901	0.04025	.09811	0.16668	0.23271	0.27728	0.25577	0.16912	0.11317
<b>P<sub>7</sub></b>	-0.03816	0.00582	0.04979	0.10400	0.17379	0.24869	0.32263	0.27731	0.24099
<b>P<sub>8</sub></b>	-.4475	-0.28385	.013196	0.05488	0.11159	0.19957	0.31211	0.41808	0.42596
<b>P<sub>9</sub></b>	-0.04993	-0.13693	-0.01608	0.01536	0.06863	0.16099	0.29896	0.4851	0.65354

**Calcul de  $\bar{\epsilon}_\alpha$**

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>Y</b>									
<b>0</b>	0.00849	0.07285	0.15898	0.23428	0.30251	.23428	0.15898	0.07285	0.00850
<b>b/4</b>	-0.03201	0.01949	0.08719	0.15908	0.23494	0.30692	0.24581	0.16013	0.08927
<b>b/2</b>	-0.04908	-0.01205	0.02939	0.07822	0.16202	0.24858	0.42508	0.29669	0.22795
<b>3b/4</b>	-0.05359	-0.37279	-0.00344	0.03470	0.09315	0.18376	0.31667	0.50217	0.44390
<b>b</b>	-0.05118	-.04034	-.02494	0.00339	.05683	0.14997	0.29639	0.50196	0.72990

b=7

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>Y</b>									
<b>P<sub>5</sub></b>	0.00849	0.07285	0.15898	0.23428	0.30251	.23428	0.15898	0.07285	0.00850
<b>P<sub>6</sub></b>	-0.02900	0.02345	0.09252	.16466	0.23996	0.30152	0.23936	0.15365	0.08327
<b>P<sub>7</sub></b>	-0.04654	-0.00736	0.03798	0.09960	0.17285	0.25725	0.39844	0.27640	0.20735
<b>P<sub>8</sub></b>	-0.05258	-0.29239	0.00388	0.04685	0.10850	0.19820	0.34083	0.45638	0.39577
<b>P<sub>9</sub></b>	-0.05189	-0.13923	-0.01855	0.01269	0.06762	0.16001	0.30242	0.50202	0.64492

**EFFORTS TRANCHANTS LONGITUDINAUX DUS AUX SURCHARGES**  
**X = 0.00L**

DESIGNATION		To/poutre	POUTRE 5		POUTRE 6		POUTRE 7		POUTRE 8		POUTRE 9	
			$\epsilon_a$	T reel								
A(l)	1 VOIE	6.26	0.2101	1.315	0.2214	1.3859	0.2341	1.4655	0.1943	1.2163	0.1867	1.1687
	3 VOIES	17.066	0.1893	3.23	0.1816	3.10	0.1693	2.89	0.1564	2.67	0.1470	2.51
Bc	1 FIL	6.658	0.2019	1.3443	0.2214	1.4741	0.3681	2.0513	0.3674	2.4461	0.1218	0.8109
	3 FILS	15.814	0.1997	3.1501	0.2227	3.5059	0.2241	3.5439	0.2171	3.4332	0.2100	3.3209
Bt	1 TAND	3.788	0.2271	0.8602	0.2438	0.9235	0.2891	1.0941	0.3412	1.2925	0.3106	1.1765
	3 TANDS	11.365	0.2089	2.3741	0.2050	2.3298	0.2034	2.3116	0.1899	2.1582	0.1807	2.0536
MC120		11.825	0.1946	2.3011	0.2113	2.4974	0.2287	2.7044	0.2033	2.4040	0.2031	2.4016
D240		19.816	0.2458	4.8707	0.2441	4.8371	0.1703	3.3746	0.1099	2.1777	0.6603	13.0845
S.T	1 TROTT	0.437	0.0481	0.021	0.0755	0.033	0.0892	0.039	0.1235	0.054	0.1236	0.054
	2 TROTT	0.875	0.0314	0.029	0.032	0.028	0.0377	0.033	0.0469	0.041	0.0789	0.069

99-

**EFFORTS TRANCHANTS LONGITUDINAUX DUS AUX SURCHARGES**  
**X = 0.25L**

DESIGNATION		To/poutre	POUTRE 5		POUTRE 6		POUTRE 7		POUTRE 8		POUTRE 9	
			$\epsilon_{xx}$	T reel	$\epsilon_{xx}$	T reel	$\epsilon_{xx}$	T reel	$\epsilon_{xx}$	T reel	$\epsilon_{xx}$	T reel
A(l)	1 VOIE	3.558	0.1913	0.6806	0.2104	0.7486	0.2814	0.8945	0.1812	0.6447	0.1781	0.6336
	3 VOIES	9.599	0.1989	1.91	0.1896	1.82	0.1781	1.71	0.1719	1.65	0.1573	1.51
Bc	1 FIL	4.483	0.1920	0.8607	0.2512	1.1261	0.2471	1.1077	0.2417	1.0835	0.2306	1.0338
	3 FILS	10.646	0.1834	1.952	0.2146	2.2846	0.2234	2.3783	0.1519	1.6171	0.1387	1.4745
Bt	1 TAND	2.809	0.1826	0.5129	0.1981	0.5564	0.2714	0.7624	0.2386	0.6702	0.2177	0.6115
	3 TANDS	8.429	0.1714	1.4447	0.2416	2.0364	0.1929	1.6259	0.1341	1.1303	0.1089	0.9179
MC120		8.532	0.1701	1.4513	0.1867	1.5929	0.2188	1.8668	0.1571	1.3403	0.1395	1.19802
D240		12.636	0.2189	2.766	0.1911	2.4147	0.1627	2.0558	0.0832	1.013	0.0570	0.7202
S.T	1 TROTT	0.246	0.0412	0.0101	0.1866	0.00459	0.1812	0.0446	0.5410	0.1331	0.655	0.1611
	2 TROTT	0.492	0.0406	0.020	0.0508	0.025	0.0630	0.031	0.0813	0.040	0.1077	0.053

## EFFORT DUS AUX CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES

		EFFORTS TRANCHANTS (t)			
		Efforts du aux C.P	Efforts tranchants dus aux surcharges	Efforts tranchants max dus aux surcharges totales	Efforts tranchants totaux
<b>Poutre centrale P<sub>5</sub></b>	0.25 L	20.58	1.91	0.020	22.51
	0.00 L	41.17	3.23	0.029	44.43
<b>Poutre centrale P<sub>6</sub></b>	0.25 L	20.58	1.82	0.025	22.43
	0.00 L	20.58	3.10	0.033	21.78
<b>Poutre centrale P<sub>7</sub></b>	0.25 L	20.58	1.71	0.031	44.09
	0.00 L	41.17	2.89	0.039	22.27
<b>Poutre centrale P<sub>8</sub></b>	0.25 L	20.58	1.65	0.040	43.89
	0.00 L	41.17	2.67	0.054	28.22
<b>Poutre centrale P<sub>9</sub></b>	0.25 L	26.66	1.51	0.053	28.22
	0.00 L	41.32	2.51	0.069	43.89

C'est au niveau de la poutre centrale qu'on retrouve l'effort tranchant maximum avec un effort à l'appui égal à  $T = 42.03 \text{ t}$

## CHAPITRE VI

### ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Le béton est un matériau obtenu par mélange de gravier , sable ciment et eau a la propriété de faire prise et durcir, il acquiert ainsi une résistance très élevée aux efforts de compression , malheureusement sa résistance aux efforts de traction est très médiocre.

Dans la technique de béton , on remédie à ce défaut en disposant dans les zones tendues des armatures d'aciers dirigées suivant la direction des efforts de traction est capable d'y résister.

Cependant les matériaux ainsi obtenus présentent plusieurs défauts qui en limitent l'emploi tels que:

- La fissuration inévitable du béton tendu au niveau de l'enrobage .
- La corrosion des armatures découvertes après fissuration de béton.
- Le béton armé est lourd , ce qui constitue un handicap pour des éléments de grande portée.

Donc il faut chercher à utiliser à plein la résistance du béton en le comprimant à l'avance de telle façon que la variation de contrainte qui fait naître des tractions ne provoque qu'une décompression du matériau , celui-ci ne risque plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit inférieure à la contrainte de traction en cause.

#### VI-1 Avantage de béton précontraint

L'utilisation du béton précontraint permet :

- D'éviter en principe les fissurations.
- D'obtenir des structures plus légères
- D'employer des éléments préfabriqués.
- D'avoir des portées plus grandes .

#### Réalisation de la précontrainte

La réalisation de la précontrainte dans le béton est obtenue par deux procédés distincts :

- Précontrainte par pre-tension.
- Précontrainte par post-tension.

#### a / - Précontrainte par pré-tension

Elle est obtenue en tendant à l'avance les aciers en les fixant sur des culées solidement encrées , les armatures règnent sur toute la longueur du moule et traversent au même temps ses extrémités puis le béton est coulé directement au contact de l'acier.

Après le durcissement suffisant du béton les armatures sont détendues, le relâchement de la force de traction aux extrémités et se trouve ainsi précontraint par le simple jeu d'adhérence acier-béton.

#### b/ - Précontrainte par post-tension

Le principe consiste à loger dans des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans le coffrage avant bétonnage des armatures qui seront ensuite mise en tension puis fixation de l'ancrage de l'armature au béton et finalement l'injection au mortier de ciment ou à la pâte de ciment pur dans les gaines pour donner au même temps une protection des armatures de la corrosion de plus d'une solidarité entre armature et béton.

## DEFINITION ET DESCRIPTION DU PROCÉDÉ DYWIDAG

Le procédé **DYWIDAG** est un procédé allemand par post-tension . La structure du procédé prenait d'assembler les éléments de précontrainte sur le chantier , en usine et de l'ouvrage même. Tous les éléments de précontrainte en fuseaux sont construits selon le même principe , ils sont pourvus d'organes d'ancrage soit aux deux extrémités ou à une seule ce qui permet la mise en tension d'un côté ou de deux côtés, l'ancrage actif est constitué par l'anneau extérieur de la cloche son disque d'appui.

Les torons sont ancrés dans les forages coniques des disques d'appui à l'aide de clavette de trois parties qui sont dépourvues de conellures sur leur face intérieure.

Les gaines sont en feuillards de 0.3 mm à enroulements hélicoïdales , elles doivent satisfaire aux caractéristiques suivantes :

- **Rigidités** : pour ne pas s'aplatir facilement.
- **Souplesse** : pour épouser les courbes.
- **Étanchéité** : pour empêcher l'introduction de laitance au cours du bétonnage .

La jonction de la gaine à l'élément de l'ancrage ou de couplage s'effectue à l'aide d'un tujan conique en forme de trompette ce qui induit des conditions favorables pour l'injection selon le mode de montage , les torons peuvent être livrés soit en forme de couronnes que l'on peut dévider par l'intérieur ou par l'extérieur , soit sur les bobines en bois , on utilise généralement des torons d'un diamètre de 15.2 mm , ces torons se composent de 7 fils étirés à froid .

Phase de montage

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

- La pose des gaines.
- Montages des ancrages.
- Mise en places des torons ( par enfilage).
- Préblocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des surlongueurs.
- 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 , on injecte au coulis réalisé une adhérence entre l'acier et le béton.

## VI -2 LE CALCUL DE NOMBRE DE CABLE

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée qui est la poutre avec un moment de **461.384 t.m** à mi-travée.

### Caractéristiques géométriques de la section à mi - travée

Pour notre travail , on doit utiliser des caractéristiques nettes , mais comme étant la section des câbles n'est pas encore déterminée , on prend ces caractéristiques les portions suivantes :

- $I_{net} = 90\% I_{brut}$ .
- $B_{net} = 95\% B_{brut}$ .
- $S_{net} = 95\% S_{brut}$ .

ce qui donne :

Caractéristiques	Poutre seule	Poutre + Hourdis
$S\Delta$ (cm <sup>3</sup> )	408421.34	1034122.5
$\beta$ (cm <sup>2</sup> )	452.60	8703.07
V (cm)	84.15	118.82
V <sup>2</sup> (cm)	65.84	56.18
Iv (cm <sup>4</sup> )	12452978.2	25124305.77
i <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	2566.25	2886.83

On pose pour l'enrobage  $d = 10$  cm

d'où  $e = 118.82 - 10 = 108.82$  cm

On calcule la contrainte engendrée par le moment Mmax sur la fibre inférieure

$$\sigma_1' = - \frac{M.V}{I} = \frac{461.10^5 \cdot 118,82}{25124305,77} = -2187.02 \text{ kg/cm}^2$$

D'où la contrainte  $\sigma_p$  engendrée par la force de précontrainte est :

$$\sigma_p = \frac{P}{B} \left( 1 + \frac{e.v}{i^2} \right) \geq | \sigma_1' |$$

$$\Rightarrow \frac{P}{8703.07} \left( 1 + \frac{108,82 \cdot 118,82}{2886.83} \right) \geq -218.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow P \geq 346314.59 \text{ kg}$$

Les câbles utilisés sont 7 T15 DYWIDAG

$$\sigma_{p_0} = \min ( 0.85 R_g , 0.50 T_g ) \text{ avec}$$

$$R_g = 18500 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( contrainte de rupture garantie )}$$

$$T_g = 16550 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ( contrainte de déformation garantie )}$$

D'où

$$\sigma_{p_0} = 14895 \text{ kg/cm}^2$$

et la force de précontrainte par câble est donnée par :

$$F_p = \sigma_{p_0} \cdot A \text{ avec } A = 9.73 \text{ cm}^2$$

D'où

$$F_p = 144928.35 \text{ Kg}$$

On estime les pertes à 30%

d'où :

$$F_p = 144928.35 (1 - 0.3) = 101449.85 \text{ kg}$$

Donc le nombre de câble sera :

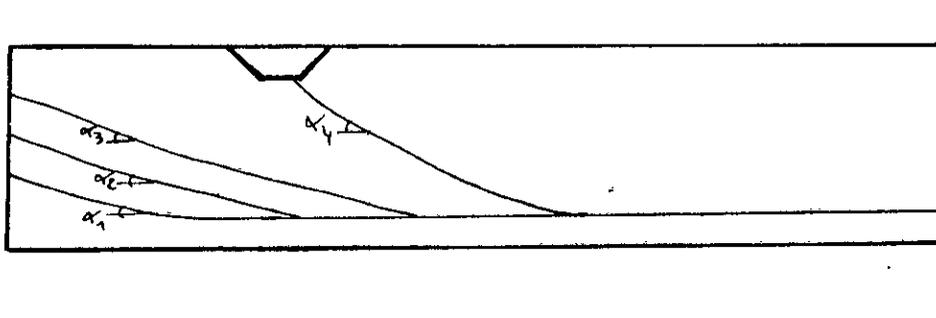
$$n \geq \frac{P}{F_p} = \frac{346314.59}{101449.85} = 3.414$$

On prendra **4 câbles de 7 T 15**

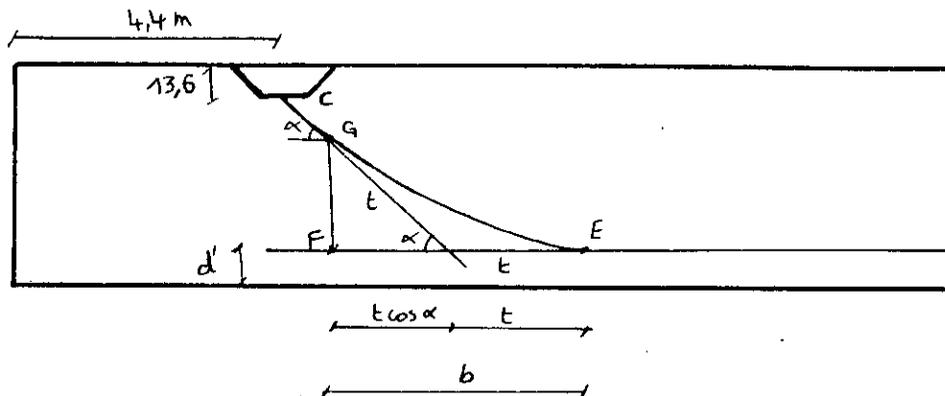
### Le réglage des câbles

Le maximum des câbles sera placé

l'about donc 3 câbles seront placés à l'about et 1 seul câble sera placé à l'extrados.



#### a / - Le tracé du câble sortant à l'extrados



Pour les câbles relevés à l'extrados on opte pour les angles d'inclinaison des angles standards i.e.  $\alpha = 24^\circ 15'$ .

Donc le câble représente une partie parabolique EG ( du second degré ) et une partie rectiligne G.C pour que l'effort de précontrainte créée à l'ancrage se transmet convenablement au câble.

L'équation de la parabole est de la forme  $y = ax^2$

La longueur du tronçon rectiligne est égale à 1.00 m

C.G = 1m et l'enrobage d = 16.5 m donc :

$$GF = ab^2 \Rightarrow a = GF / b^2$$

$$GF = 150 - (13.6 + 16.5 + 100 \sin (24.15)) = 78.987 \text{ m}$$

$$b = t (1 + \cos \alpha) \quad (1) \quad \text{Projection horizontale}$$

$$GF = t \sin \alpha \quad (2) \quad \text{Projection verticale}$$

(2)  $\Rightarrow t = GF / \sin \alpha$  on injecte t dans (1)

$$b = \frac{GF (1 + \cos \alpha)}{\sin \alpha}$$

$$b = \frac{78.987 (1 + \cos (24.15))}{\sin 24.15} = 369 \text{ cm}$$

d'où  $a = GF / b^2 = 5.794 \cdot 10^{-2}$

$$a = 5.794 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$b = 3.69 \text{ m}$$

### b / - Tracé des câbles sortants à l'about

D'après les conditions fixées par SETRA, on a

$$A \geq 16.5 \text{ cm} \quad B \geq 28 \text{ cm}$$

Donc ces câbles seront placés de façon à avoir une excentricité nulle en fixant  $B = 33 \text{ cm}$

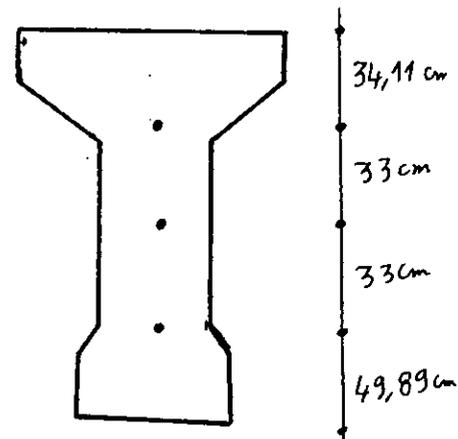
$$Y_{GC} = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{\sum Y_i}{3}$$

$$Y_{GC} = \frac{A_1 + (D_1 + 33) + (A_1 + 66)}{3} = 81.89 \text{ cm}$$

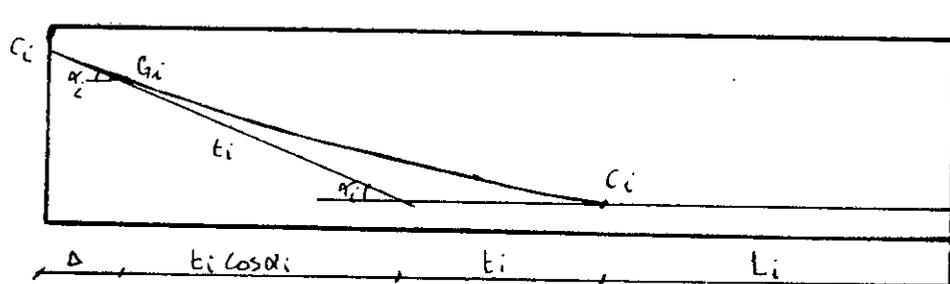
$$\Rightarrow A_1 = 49.89 \text{ cm / à la fibre inférieure}$$

$$A_2 = 150 - (49.89 - 66) = 34.11 \text{ cm / à la fibre supérieure.}$$

D'où la disposition des câbles à l'about sera comme suit :



### Inclinaison des câbles



Pour ces câbles les angles d'inclinaison seront compris entre  $2^\circ$  et  $20^\circ$  ils sont rectilignes sur une distance d'un mètre, ensuite parabolique et enfin rectiligne jusqu'à la mi-travée.

L'équation du tronçon parabolique s'écrit :

$$Y = a_i x^2 \Rightarrow dy / dx = 2a_i x$$

$$\text{ap } G_i \quad dy / dx (G_i) = 2a_i b_i = \text{tg } \alpha_i$$

d'où  $a = \operatorname{tg} \alpha_i / 2b_i$

**Calcul des angles  $\alpha_i$  et les distances  $b_i$**

• **Projection verticale**

$$(1.00 + t_i) \sin \alpha_i = e_i \Rightarrow t_i = \frac{e_i - 1.00 \sin \alpha_i}{\sin \alpha_i}$$

• **Projection horizontale**

$$b_i = t_i (1 + \cos \alpha_i)$$

$$L/2 = (1.00 + t_i) \cos \alpha_i + t_i + L_i$$

$$b_i = \frac{e_i - 1.00 \sin \alpha_i}{\sin \alpha_i} (1 + \cos \alpha_i)$$

D'où: 
$$b_i = e_i \frac{1}{\cos \alpha_i} + \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha_i} - 1.00 (1 + \cos \alpha_i)$$

$$\frac{L}{2} = (1.00 + \frac{e_i - 1.00 \sin \alpha_i}{\sin \alpha_i} \cos \alpha_i + \frac{e_i - 1.00 \sin \alpha_i}{\sin \alpha_i} + L_i$$

$$\frac{L}{2} = \frac{e_i}{\sin \alpha_i} \cos \alpha_i + \frac{e_i}{\sin \alpha_i} - 1.00 + L_i$$

$$\frac{L}{2} + 1.00 = \frac{e_i}{\sin \alpha_i} (1 + \cos \alpha_i)$$

on a :  $\cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}$  ;  $\sin \alpha = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}$

En effectuant un changement de variable :

$$\operatorname{tg} \alpha = X \text{ et } (L/2 + 1.00 - L_i) / e_i = A$$

on aura :

$$1 + (x^2 + 1)^{1/2} = Ax$$

$$\Rightarrow x [x(1 - 1^2 + 2A)] = 0$$

$$X = 0 \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = 0 \quad \text{cas à rejeter}$$

$$X = \frac{-2A}{1 - A^2} \quad (A^2 \neq 1)$$

D'où

$$\operatorname{tg} \alpha_i = \frac{2 (L/2 + 1.00 - L_i)}{e_i \left( \frac{L/2 + 1.00 - L_i}{e_i} \right)^2 - 1}$$

Pour le calcul des  $\alpha_i$  et d'après le principe de **GUYON - MASSONNET** on calcule  $L_4$  du câble N° 4 et à chaque fois on lui ajoute une raison de 1.50 m autrement dit les  $L_i$  forment une progression arithmétique de raison 1.50 m.

$$L_4 = 15 (4.4 + 1.00 \cos 24.15 + 3.69) = 6 \text{ m}$$

$$L_3 = 7.5 ; L_2 = 9 \text{ m} ; L_1 = 10.5 \text{ m}$$

donc les  $e_i$  sont :

$$e_1 = y_1 - d = 115.89 - 10 = 105.89 \text{ m}$$

$$e_2 = y_2 - d = 82.89 - 10 = 72.89 \text{ m}$$

$$e_3 = y_3 - d = 49.89 - 10 = 39.89 \text{ m}$$

D'où les valeurs de  $\alpha_i$  sont :

$$\operatorname{tg} \alpha_3 = 0.25308 \quad \alpha_3 = 14.20^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = 0.21054 \quad \Rightarrow \quad \alpha_2 = 11.89^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = 0.14582 \quad \alpha_1 = 8.30^\circ$$

On détermine les équation et les distances de chaque câble :

$$b_i = e_i \frac{1}{\sin \alpha_i} - \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha_i} - 1.00 (1 + \cos \alpha_i)$$

$$\alpha_i = \operatorname{tg}^{-1} (2b_i)$$

D'où

$$b_3 = 6.531 \text{ m} \quad a_3 = 1.938 \cdot 10^{-2}$$

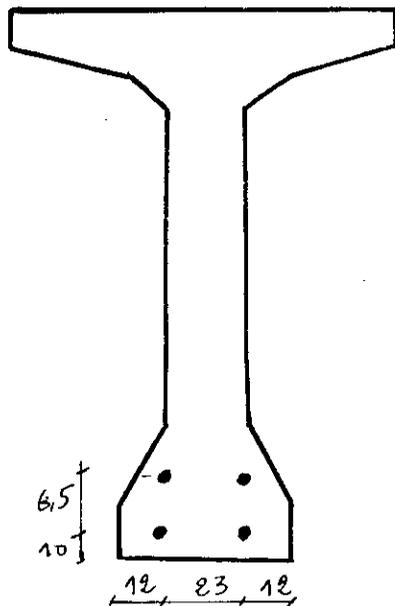
$$b_2 = 5.021 \text{ m} \quad a_2 = 2.096 \cdot 10^{-2}$$

$$b_1 = 3.510 \text{ m} \quad a_1 = 2.077 \cdot 10^{-2}$$

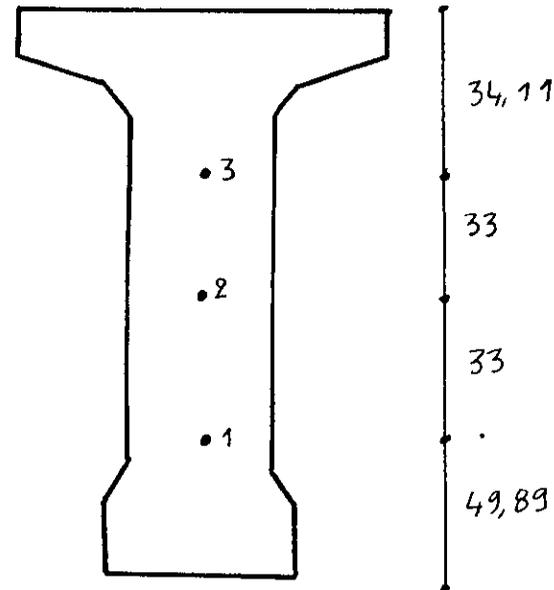
### Tableau récapitulatif

N° câble	Y(cm)	d(cm)	$\alpha(^{\circ})$	b(m)	$Y = ax^2$
1	49.89	10	8.30	3.510	$2.077 \cdot 10^{-2} x^2$
2	82.89	10	11.89	5.021	$2.096 \cdot 10^{-2} x^2$
3	115.89	10	14.20	6.531	$1.938 \cdot 10^{-2} x^2$
4	136.40	16.5	24.15	3.69	$5.794 \cdot 10^{-2} x^2$

## Disposition des câbles à l'about et en travée.



en travée



A l'about

## VI -2 Caractéristiques géométriques des section

### a / - Section à $X = 0.00L$

Position de C.D.G

$$Y = \Sigma Y_i / 3 = (49.89 + 82.89 + 115.89) / 3 = 82.89 \text{ cm}$$

#### • Section sans hourdis

Désignation	Dimension	$B(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$S_{\Delta} (\text{cm}^3)$	$I_a = \frac{3 \pi d^4}{64}$	$I_{\Delta}$
$B, S_{\Delta}, I_{\Delta \text{brut}}$	/	6463	/	535724	/	59346398.84
Gaines	$\frac{3 \pi 6.5^2}{4}$	91.55	82.89	8251.7	262.87	684246.3
$B, S_{\Delta}, I_{\Delta \text{nette}}$	/	636345	/	527472.3	/	58662152.54

$$V = S_{\Delta} / B = 82.89 \text{ cm}$$

$$; V' = 150 - 82.89 = 67.11 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} V = 14939972.59 \text{ cm}^4$$

$$i^2 I_G / B = 2347.78 \text{ cm}^2$$

• Section avec hourdis

Désignation	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	y(cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>a</sub> = $\frac{3 \pi d^4}{64}$	I <sub>Δ</sub>
B,S <sub>Δ</sub> ,I <sub>Δbrut</sub>	/	10516.125	/	1194356.8	/	166585331.1
Gaines	$\frac{3 \pi 6.5^2}{4}$	99.55	82.89	8251.7	262.87	684246.3
B,S <sub>Δ</sub> ,I <sub>Δnette</sub>	/	10416.575	/	1186415.1	/	165901084.8

$$V = 113.87 \text{ cm} \quad ; \quad V' = 61.13 \text{ cm}$$

$$I_G = 30839297.06 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i^2 = 2960.6 \text{ cm}^2$$

$$e = 42.53 \%$$

• Section à 4.4 m de l'about ( Emergence du câble N°4 )

$$Y_1 = 10 + a_1 ( 10.6 - 10.5 )^2 = 10.02$$

$$Y_2 = 10 + a_2 ( 10.6 - 9.00 )^2 = 154.37$$

$$Y_3 = 10 + a_3 ( 10.6 - 7.5 )^2 = 28.62$$

$$Y_4 = 136.4 \text{ cm}$$

$$Y = \Sigma Y_i / 4 = 47.603 \text{ cm}$$

• Section avec hourdis

Désignation	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	y(cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>a</sub> = $\frac{3 \pi d^4}{64}$	I <sub>Δ</sub>
B,S <sub>Δ</sub> ,I <sub>Δbrut</sub>	/	10516.125	/	1194356.8	/	166585331.1
Gaines	$\frac{3 \pi 6.5^2}{4}$	99.55	82.89	6318.3	350.5	301122.7
B,S <sub>Δ</sub> ,I <sub>Δnette</sub>	/	10383.4	/	118038.5	/	165901084.8

$$V = 114.42 \text{ cm} \quad ; \quad V' = 60.58 \text{ cm}$$

$$I_G = 30348843.23 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i^2 = 2922.82 \text{ cm}^2$$

• Section à x = 0.25 L

$$Y_1 = Y_2 = Y_3 = 101 \text{ cm}$$

$$Y_4 = 16.5 + a_4 (78.5 - 6)^2 = 29.54 \text{ cm}$$

$$Y = 14.88$$

- Section sans hourdis

Désignation	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	y(cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	$I_a = \frac{4 \pi d^4}{64}$	I <sub>Δ</sub>
B, S <sub>Δ</sub> , I <sub>Δbrut</sub>	/	5108	/	429917.2	/	50018474
Gaines	$\frac{4 \pi 6.5^2}{4}$	132.73	14.88	1975.02	350.5	262582.84
B, S <sub>Δ</sub> , I <sub>Δnette</sub>	/	4975.27	/	427942.18	/	49755891.16

$$V = 86.01 \text{ cm}$$

$$V^2 = 63.99 \text{ cm}$$

$$I_G = 12948584.17 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 2602.59 \text{ cm}^2$$

- Section avec hourdis

Désignation	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	y(cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	$I_a = \frac{4 \pi d^4}{64}$	I <sub>Δ</sub>
B, S <sub>Δ</sub> , I <sub>Δbrut</sub>	/		/		/	157257406.3
Gaines	$\frac{4 \pi 6.5^2}{4}$	132.73	14.88	1975.02	350.5	262582.84
B, S <sub>Δ</sub> , I <sub>Δnette</sub>	/	9028.395	/	1086574.98	/	156994823.5

$$V = 120.35 \text{ cm}$$

$$V^2 = 54.65 \text{ cm}$$

$$I_G = 26225524.66 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 2904.78 \text{ cm}^2$$

- Section à X = 0.50 L

$$Y_1 = Y_2 = Y_3 = 10 \text{ cm.}$$

$$Y_4 = 16.5 \text{ cm.}$$

$$Y = 11.625 \text{ m.}$$

• Section sans hourdis

Désignation	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	y(cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	$I_a = \frac{4 \pi d^4}{64}$	I <sub>Δ</sub>
B, S <sub>Δ</sub> , I <sub>Δbrut</sub>	/	5108	/	429917.2	/	50018474
Gaines	$\frac{4 \pi 6.5^2}{4}$	132.73	14.88	1975.02	350.5	18287.7
B, S <sub>Δ</sub> , I <sub>Δnette</sub>	/	4975.27	/	4283742.18	/	50000186.29

$$V = 86.01 \text{ cm}$$

$$V' = 63.90 \text{ cm}$$

$$I_G = 13117166.81 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 2636.47 \text{ cm}^2$$

• Section avec hourdis

Désignation	Dimension	B(cm <sup>2</sup> )	y(cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	$I_a = \frac{4 \pi d^4}{64}$	I <sub>Δ</sub>
B, S <sub>Δ</sub> , I <sub>Δbrut</sub>	/	9161.125	/	1088550	/	157257406.3
Gaines	$\frac{4 \pi 6.5^2}{4}$	132.73	11.625	1542.99	350.5	18287.7
B, S <sub>Δ</sub> , I <sub>Δnette</sub>	/	9028.395	/	1087007.01	/	157239118.6

$$V = 120.4 \text{ cm}$$

$$V' = 54.6 \text{ cm}$$

$$I_G = 26363474.6 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 2920.06 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE VII

### PERTES DE PRECONTRAINTES

#### VII - 1 GENERALITES

On désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

Ainsi les pertes constituent un inconvénient majeur qu'il faudrait prendre en compte lors des calculs. Donc la pression aussi exacte que possible des pertes s'avère essentielle pour le calcul des ouvrages.

On distingue deux types de pertes pour le béton qui sont :

- Les pertes instantanées.
- Les pertes différées.

#### VII - 2 LES PERTES INSTANTANÉES

##### a / - Pertes par frottement

$$P = P_0 e^{-f(\alpha + \nu / l L)}$$

avec :

P : Tension en un point donné.

P<sub>0</sub> : Tension exercée à l'ancrage.

f : Coefficient de frottement en courbe [rad]<sup>-1</sup>

α : La somme vectorielle des déviations verticales et horizontales comptées en valeur absolue entre l'origine et la section étudiée.

L : La distance du point d'application de P<sub>0</sub> au point où s'exerce P.

En passant au contrainte on aura :

$$\sigma_p = \sigma_{p_0} e^{-f(\alpha + \nu / l L)}$$

En pratique pour les tracés usuels des armatures des poutres compte tenu de faibles valeurs de l'exposant de la formule trouvée, on ne conserve que les deux premiers termes du développement au service de l'exponentielle de sorte que les deux formules deviennent :

$$P \approx P_0 [ 1 - (f\alpha + \nu L) ]$$

$$\sigma_p \approx \sigma_{p_0} [ 1 - f\alpha + \nu L ]$$

##### Calcul de la longueur courbe L<sub>c</sub>

$$Y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax dx$$

$$L_c = \int ds = \int (dx^2 + dy^2)^{1/2} = \int (1 + (2ax)^2 dx)^{1/2}$$

Après calcul on aboutit à la formule suivante :

$$L_c = \frac{1}{4a} \left[ \text{Ln} \left( (2ax + \sqrt{1 + (2ax)^2}) \right) + 2ax \sqrt{1 + (2ax)^2} \right]$$

## Calcul des pertes par frottement

- à  $x = 0.5 L$

N°cable	$\alpha$ (°)	$\alpha$ (rad)	$l_d=l_1+l_2$	$l_c$	$l=l_d+l_c$	$f\alpha+\varphi l$	$\Delta\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	8.3	0.14486	11.5	3.528	15.028	0.0561	835.61	992.5
2	11.89	0.20752	10	5.048	15.048	0.0680	1012.86	
3	14.20	0.24784	8.5	6.6	15.1	0.0758	1129.04	
4	24.15	0.4215	7	3.8	10.8	0.1006	1498.44	1498

- à  $x = 0.25 L$

N°cable	$\alpha$ (°)	$\alpha$ (rad)	$l_d=l_1+l_2$	$l_c$	$l=l_d+l_c$	$f\alpha+\varphi l$	$\Delta\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	8.3	0.14486	4.00	3.528	7.528	0.0418	622.61	780
2	11.89	0.20752	2.50	5.048	7.548	0.538	801.35	
3	14.20	0.24784	1.00	6.6	7.600	0.0615	916.04	
4	24.15	0.4215	1.00	3.8	4.3275	0.0884	1316.72	1316.72

avec :  $l_c$  : longueur de la partie courbe du câble.

$l_d = l_1 + l_2$  : longueur de la partie droite du câble.

### b / - Pertes par recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est celle qui apparaît lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin est reportée directement au béton par l'ancrage, elle intervient donc au moment où l'ancrage de l'armature étant constituée, la tension du vérin est relâchée.

En général, la perte par recul d'ancrage n'affecte qu'une faible partie de la longueur de l'armature de précontrainte, car la réduction du fil est contraire par le frottement de l'acier sur la gaine et ne s'affecte que sur quelques mètres au maximum, sur une largeur  $x$  qu'on peut déterminer selon la formule suivante :

$$x = \sqrt{\frac{g \text{ Ea}}{\sigma_{Po} \left( f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

avec :

$g$  : L'intensité du recul d'ancrage.

$\alpha$  : Angle de relevage du câble.

$\sigma_{Po}$  : Contrainte de tension à l'ancrage.

$f$  : Coefficient de frottement du câble

$\varphi$  : Perte relative de tension par mètre.

Pour le calcul de x on effectue le tableau :

N°cable	$\alpha$ (rad)	L(m)	$f\alpha + \phi l$	X(m)
1	0.14486	30.00	$2.82 \cdot 10^{-3}$	16.90
2	0.20752	30.00	$3.21 \cdot 10^{-3}$	15.84
3	0.24784	30.00	$3.47 \cdot 10^{-3}$	15.24
4	0.4215	25.60	$5.09 \cdot 10^{-3}$	12.58

**Remarque :**

Si  $X > L/2$  il faut tendre le câble par un seul côté car cela donne des tensions plus élevées.

Si  $X < L/2$  : il faut tendre le câble par les deux côtés .

**Calcul des pertes dus au recul d'ancrage**

On applique la formule suivante

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \sigma_{P_0} ( f \alpha + \phi ) x$$

N°cable	$f\alpha + \phi l$	X(m)	$\Delta\sigma_{rec}$ à 0.00L	$\Delta\sigma_{rec}$ à 0.25L	$\Delta\sigma_{rec}$ à 0.5 L
1	$2.82 \cdot 10^{-3}$	16.90	1419.73	789.67	159.61
2	$3.21 \cdot 10^{-3}$	15.84	1514.71	797.52	80.32
3	$3.47 \cdot 10^{-3}$	15.24	1575.38	800.09	24.81
4	$5.09 \cdot 10^{-3}$	12.58	0	1437.46	300.23

**Les valeurs moyennes des pertes par câbles ( recul d'ancrage ).**

Section	0.00L	0.25L	0.50L
Désignation	$\Delta\sigma_{rec}$ (kg/ cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{rec}$ (kg/ cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{rec}$ (kg/ cm <sup>2</sup> )
Câble à l'about	1503.27	795.76	88.25
Câble à l'extrados	0	1437.46	300.23

**c / - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.**

Lorsque dans un même élément , plusieurs armatures sont tendues successivement , le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures.

$$\Delta P = \sum i/n E_a \cdot A [( n-1 ) + ( n-2 ) + ( \dots + 2 + 1 ) ]$$

$$\Delta P = 1 / 2 ( n-1 ) \sum i E_a A$$

avec A : section d'une armature.

Cette perte de tension peut être assimilée à une partie moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section :

$$\Delta\sigma_a = 1 / 2 E_a / E_i \Delta\sigma_{b_j}$$

avec :

$\sigma_{bj}$  : Contrainte probable au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous toutes les actions de longues durée, y compris la précontrainte.

$E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton telle que :  $E_i = 21000 \sigma_i'$

$E_a$  : Module d'élasticité du béton tel que :  $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

**a / - Pertes dues à la mise en tension de la première série de câbles ( 3 câbles à l'about ) :**

• à 7 jours

$$\sigma_i' = \sigma_7' = 0.685 \sigma_{28}' \text{ Log} ( 7+1)$$

$$\sigma_i' = 216.51 \text{ kg / cm}^2 \text{ ( } \sigma_{28}' = 350 \text{ kg / cm}^2 \text{ )}$$

$$E_i = 309004 \text{ kg / cm}^2$$

La perte sera :

$$\Delta\sigma_a = \frac{2 \cdot 10^6}{2 \times 30904} \sigma_{bj}$$

$$\Delta\sigma_a = 3.24 \sigma_{bj}$$

• à 28 jours

$$\sigma_i' = \sigma_{28}' = 350 \text{ kg / cm}^2$$

$$E_i = 392874 \text{ kg / cm}^2$$

La perte sera :

$$\Delta\sigma_a = \frac{2 \cdot 10^6}{2 \times 392874} \sigma_{bj}$$

$$\Delta\sigma_a = 2.55 \sigma_{bj}$$

**N.B : La section à considérer étant celle de la poutre seule.**

**b/ - Pertes dues à la mise en tension de la deuxième série de câbles ( 1 câble à l'extrados ).**

Dans ce cas le raccourcissement instantané du béton dû à cette deuxième série provoque simultanément des pertes dans les deux séries de câbles.

De ce fait on a :

$$\sigma_i = \sigma_{28} = 350 \text{ kg / cm}^2$$

$$E_i = 392874 \text{ kg / cm}^2$$

La perte sera :

$$\Delta\sigma_a = 2.55 \sigma_{bj}$$

**N.B : La section à considérer étant celle de la poutre avec hourdis.**

**Calcul des pertes par raccourcissement instantané du béton.**

• Pour les 3 câbles à l'about :

$$\sigma_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} + \sigma_G$$

avec :  $\sigma_G : \text{Contrainte due au poids propre} = \frac{M_p \cdot e}{I}$

**P** : La force de précontrainte telle que :

$$P = 3 \times 9.73 ( 14895 - \Delta\sigma_{\text{total}} )$$

section	0.0L	0.25L	0.50L
<b>désignation</b>			
P(kg)	390904.60	389372.41	403237.96
I(cm <sup>4</sup> )	14939973.59	12946932.17	13117166.81
B(cm <sup>2</sup> )	6363.45	4975.27	4975.27
e (cm)	0	-75.78	-75.57
Mp(kg.cm)	0	122.006 10 <sup>5</sup>	162.675 10 <sup>5</sup>
$\sigma_G$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	0	-71.41	-94.96
$\sigma_{bj}$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	1.43	179.56	166.32
$\sigma_a$ ( kg / cm <sup>2</sup> ) 7 jours	199.03	589.77	538.89
$\sigma_G$ ( kg / cm <sup>2</sup> ) 28 jours	156.65	457.88	424.12

• **Pour le câble à l'extrados**

**La contrainte :**

$$\sigma_{bj} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_1 \cdot e_1^2}{I_p} - \frac{M_p \cdot e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 \cdot e_2^2}{I_t} - \frac{M_d \cdot e_2}{I_t}$$

avec :

- B<sub>p</sub>** : Section de la poutre seule.
- b<sub>t</sub>** : Section de la poutre plus hourdis.
- I<sub>p</sub>** : Inertie de la poutre seule.
- I<sub>t</sub>** : Inertie de la poutre plus hourdis.
- M<sub>p</sub>** : Moment de la poutre.
- M<sub>d</sub>** : moment de la dalle .

$$P_1 = 3 \times 9.73 ( 14795 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{racco} )$$

$$P_2 = 1 \times 9.73 ( 14895 - \Delta\sigma_{fr} )$$

On calcule **P<sub>2</sub>** à chaque section :

$$\Rightarrow \text{à } x = 0.00L : P_2 = 1 \times 9.73 ( 14895 - 0 ) = 144928.35 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \text{à } x = 0.25L : P_2 = 1 \times 9.73 ( 14895 - 1316.72 ) = 132116.66 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \text{à } x = 0.50L : P_2 = 1 \times 9.73 ( 14895 - 1498 ) = 130352.81 \text{ kg}$$

On représente les résultats dans le tableau suivant :

section	0.0L	0.25L	0.50L
désignation			
$\Delta\sigma_f$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	0	780	992.5
$\Delta\sigma_{rec}$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	1503.27	795.76	88.25
$\Delta\sigma_{racc}$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	156.65	457.88	424.12
P <sub>1</sub> (kg)	386331.98	3754236.10	390857.89
P <sub>2</sub> (kg)	144928.35	132116.60	130352.81
Bp(cm <sup>2</sup> )	6363.45	4975.27	4975.27
Bt(cm <sup>2</sup> )	10416.575	9028.395	9028.395
e <sub>1</sub> (cm)	0	-75.78	-76.57
e <sub>2</sub> (cm)	0	-39.93	-101.57
I <sub>p</sub> (cm <sup>4</sup> )	14969973.59	12948584.17	13117166.81
I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )	30839297.06	26225524.66	26363474.6
Mp(kg.cm)	0	122.006 10 <sup>5</sup>	162.675 1 <sup>5</sup>
Md(kg.cm)	0	85.497 10 <sup>5</sup>	113.996 10 <sup>5</sup>
$\sigma_a$ ( kg / cm <sup>2</sup> ) 7 jours	74.62	180.20	179.83
$\Delta\sigma_G$ ( kg / cm <sup>2</sup> ) 28 jours	190.280	459.51	458.57

### Résumé

Pertes instantanées totales ( kg / cm<sup>2</sup> )

1 / - Pour les ( 03 ) câbles d'abouts :

section	0.0L	0.25L	0.50L
désignation			
Pertes par frottement	0	780	992.5
Pertes par raccourcissement	156.65	457.88	424.12
Pertes par glissement	1503.27	795.76	88.25
Pertes totale	1659.92	2033.64	1504.87

## 2 / - Pour les câbles à l'extrados

section	0.0L	0.25L	0.50L
désignation			
Pertes par frottement	0	1316.72	1498.44
Pertes par raccourcissement	190.28	459.51	458.57
Pertes par glissement	0	1437.46	300.23
Pertes totales	190.28	3213.69	2257.24

### VII- 3 PERTES DIFFEREES

#### a / - Retrait du béton

Le béton subit un raccourcissement différé croissant pendant plusieurs années , ce dernier engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature de précontrainte , cette diminution ou perte est égale au produit de la déformation différée du béton par le coefficient d'élasticité de l'acier.

$$\Delta\sigma_r = E_a \cdot \varepsilon_n$$

avec :

$$\varepsilon_n = \Delta L / L = 3 \cdot 10^{-4} \text{ et } E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ kg / cm}^2$$

D'où :

$$\Delta\sigma_r = 600 \text{ kg / cm}^2.$$

#### Calcul de $\Delta\sigma_r$ pour les câbles d'about

Après ( 3 / 7 jours ) on a une dissipation de 15% de béton. A l'infini on a une dissipation de 100% de retrait de béton.

$$\Rightarrow \Delta\sigma_r = ( 1 - 0.15 ) 600 = 510 \text{ kg / cm}^2$$

#### Calcul de $\Delta\sigma_r$ pour les câbles à l'extrados

Après 60 jours on a une dissipation de 50 % du retrait du béton .A l'infini on a une dissipation de 100 % du retrait du béton.

$$\Rightarrow \Delta\sigma_r = ( 1 - 0.5 ) 600 = 300 \text{ kg / cm}^2$$

#### b/ - Fluage du béton

Le fluage du béton ( déformation sous charges permanentes ) occasionne une perte de tension dans le câble de précontrainte , cette perte est donnée par :

$$\Rightarrow \Delta\sigma_n = \sigma_n / E_i \cdot K_f \cdot E_a$$

$K_{fl}$  : coefficient du fluage =  $(E_i - E_u) / E_v = (3 E_u - E_u) / E_v = 2$

$\sigma_a$  : contrainte finale du béton dans la section étudiée au niveau de C.D.G des câbles de longue durée y compris la précontrainte après retrait, fluage et relaxation.

• **Pour les câbles d'about**

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours ( c'est pour permettre le déplacement de la poutre sur son banc de préfabrication ).

Donc après 7 jours on a une dissipation de 15% du fluage du béton et pour  $t \rightarrow \infty$  a 100% de dissipation du fluage du béton.

$$K_{fl} = [ 100\% - 15\% ] \times 2 = 1.7 \text{ après 7 jours.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{1.7 \times 210^6}{2100 (350)^{1/2}} \sigma_{bj} = 8.65 \sigma_{bj}$$

section	0.0L	0.25L	0.50L
désignation			
Pertes par fluage	8.65 x 61.43 = 531.37	8.65 x 179.56 = 1553.19	8.65 x 166.32 = 1438.67

**Pour les câbles à l'extrados**

Après 60 jours on tire les câbles de l'extrados et cela provoque une dissipation de 50 % du fluage du béton .

$$K_{fl} = [ 100\% - 50\% ] \times 2 = 1$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{1 \times 210^6}{2100 (350)^{1/2}} \sigma_{bj} = 5.09 \sigma_{bj}$$

section	0.0L	0.25L	0.50L
désignation			
Pertes par fluage	5.09 x 74.62 = 379.82	5.09 x 180.2 = 917.22	5.09 x 179.83 = 915.33

**c / - Pertes dues à la relaxation des aciers**

La relaxation est un phénomène qui tend à diminuer progressivement la tension d'un fil d'acier entre ancrage fibres, compte tenu des qualités et de la nature des aciers employés on peut calculer la valeur de cette relaxation et en déduire la chute de tension correspondante dont il faut tenir compte dans le calcul de la contrainte initiale de l'acier du temps et de la température.

A température ordinaire, la contrainte d'un acier ne se stabilise qu'après de long mois, n'évoluant que longuement après un début rapide.

La nouvelle instruction provisoire sur le béton précontraint ( IPN2) propose par le calcul des pertes par relaxation la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rel} = K [ \sigma_i / R_g - 0.55 ]. \sigma_i$$

$$K = \sup \{ 9.6 L_{1000h} ; 4 ( L_{3000h} + 2.5 \% ) \}$$

$R_g$  : Contrainte à la rupture des aciers = 18500 kg / cm<sup>2</sup>-

$\sigma_i$  : Tension initiale nette.

$$L_{1000h} = 2.5 \%$$

$$L_{3000h} = 3 \%$$

on trouve :  $K = 0.24$

### Tableaux donnant les pertes par relaxation de l'acier

- Pour les câbles à l'about

section	0.0L	0.25L	0.50L
désignation			
$\sigma_{p0}$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	14895	14895	14895
$\Delta\sigma_i$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	1659.92	2033.64	1504.87
$\sigma_i$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	13235.08	12861.36	13390.13
$\Delta\sigma_{rel}$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	525.41	448.22	558.49

- Pour l'extrados

section	0.0L	0.25L	0.50L
désignation			
$\sigma_{p0}$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	14895	14895	14895
$\Delta\sigma_i$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	190.28	3213.69	2257.24
$\sigma_i$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	14704.72	11681.31	12637.76
$\Delta\sigma_{rel}$ ( kg / cm <sup>2</sup> )	864.11	228.27	403.77

### Pertes différées totales

Le nouveau règlement permet de calculer la perte totale de tension différée par l'une des deux formules suivantes :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_v + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel} \left[ 1 - \frac{\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_n}{\sigma_i - 0.55 R_g} \right]$$

$$\text{Si } \Delta\sigma_{re} + \Delta\sigma_{fl} < \sigma_i - 0.55 R_g$$

$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}$  dans le cas contraire.

## Vérification de l'inégalité

- à l'about de l'inégalité

x = 0.00 L	510 + 531.37 = 3060.08
x = 0.25 L	510 + 1553.19 < 2686.39
x = 0.50 L	510 + 1438.67 < 3215.13

**Tableau donnant les pertes différées totales**

Section	0.0L	0.25L	0.50L
<b>Désignation</b>			
<b>Pertes dues au retrait</b>	510	510	510
<b>Pertes dues au fluage</b>	531.37	1553.19	1438.67
<b>Pertes dues à la relaxation</b>	525.41	448.22	558.49
<b>Pertes totales</b>	<b>1387.98</b>	<b>2167.17</b>	<b>2168.66</b>

- à l'extrados

x = 0.00 L	300 + 379.56 < 4529.72
x = 0.25 L	300 + 917.22 < 1506.31
x = 0.50 L	300 + 915.33 < 2462.76

**Tableau donnant les pertes différées totales**

section	0.0L	0.25L	0.50L
<b>désignation</b>			
<b>Pertes dues au retrait</b>	300	300	300
<b>Pertes dues au fluage</b>	379.82	917.22	915.33
<b>Pertes dues a la relaxation</b>	864.11	228.27	403.77
<b>Pertes totales</b>	<b>1414.24</b>	<b>1261.03</b>	<b>1419.57</b>

### Calcul des pertes totales ( instantanées et différées )

- à  $x = 0.00L$

$$\Delta\sigma_{tot} = 3 ( 1659.92 + 1387.98 ) + 1 ( 190.28 + 1414.24 )$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 10748.22$$

$$10748.21$$

$$\% \text{ pertes} = \frac{10748.21}{4 \times 14895} = 0.1804 = 18.04 \%$$

- à  $x = 0.25L$

$$\Delta\sigma_{tot} = 3 ( 2033.64 + 2167.17 ) + 1 ( 13213.69 + 1261.03 )$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 17077.15$$

$$17077.15$$

$$\% \text{ pertes} = \frac{17077.15}{4 \times 14895} = 0.2866 = 28.66 \%$$

Nous remarquons que nous arrivons à un pourcentage de perte qui est proche à celui au début 30% .

### Calcul du nombre des câbles

$$\sigma_i = \frac{Me}{I} = \frac{41 \cdot 10^5 \times 118.82}{26363474.6} = 207.77 \text{ kg /cm}^2$$

$$\frac{P}{9028.395} \cdot 1 + \frac{120.4 \times 110.40}{2920.06} > 207.77$$

$$\Rightarrow P > 337864.59 \text{ kg}$$

D'où la force nette de précontrainte est :

$$F_p = 1448928.35 ( 1 - 0.2866 ) = 103391.88$$

D'où le nombre de câbles est :

$$n = P / F_p = 3.27$$

On prend donc **4 câbles de 7 T 15.**

## CHAPITRE VIII

### CABLE MOYEN ET FUSEAU LIMITE

#### VIII-1 DEFINITION DU CÂBLE MOYEN

L'ensemble des forces précontraintes appliquées dans une section de béton précontraint peuvent être remplacées par leur résultante « P » appliquées en un point M de la section. L'ensemble des câbles en question peut donc être assimilé pour la section à un câble unique passant au point M tangent à la ligne d'action de « P » le lieu de tous les points le long de la poutre donne le tracé du câble dit « Câble moyen actif équivalent ».

**Précontrainte du câble moyen:**

$$P_1 = \frac{M_M - M_m}{C\varepsilon - C_i} = \frac{M_M - M_m}{\rho h_t}$$

P max =

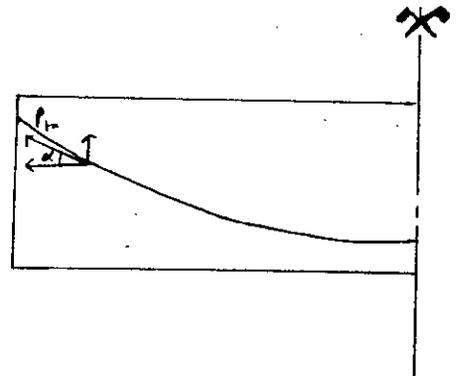
$$P_2 = \frac{M_M}{C\varepsilon - V_i - d_i} = \frac{M_M}{V' - d_i \rho V}$$

**Calcul de l'effort normal « N »**

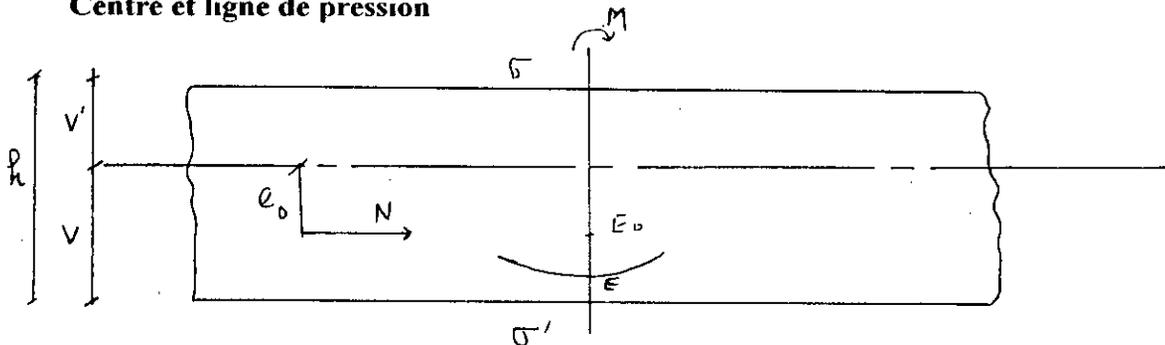
$P_m$  = Précontrainte d'un câble

$N = \sum P_m \cos \alpha = P_m \sum \cos \alpha$

$V = \sum P_m \sin \alpha = P_m \sum \sin \alpha$



**Centre et ligne de pression**



Soit dans une section donnée, E le point où passe le câble moyen fictif équivalent à l'excentricité « e », si la pièce est soumise à la flexion simple de moment M, la composante normale « N » de la précontrainte dans la section est également la valeur de la composante normale compte tenu de M, laquelle s'applique alors sur la section un point E<sub>0</sub> dont l'excentricité est « e<sub>0</sub> ».

E<sub>0</sub> : Centre de pression

Il se déplace selon la valeur de  $M$  dans la section en fonction des états de charges ( en particulier si  $M = 0$  on aura  $e_0 = e$  l'excentricité de la précontrainte ).

### VIII-2 DEFINITION DU FUSEAU LIMITE

Le fuseau limite est la zone limitée par deux courbes généralement paraboliques dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans la section pour que celles-ci soient toujours comprimées.

#### a / - Premier fuseau de passage

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

Les limites du premier fuseau sont :

$$e' = a' - M_G / N \quad \text{et} \quad e = a - (M_G + M_Q) / N$$

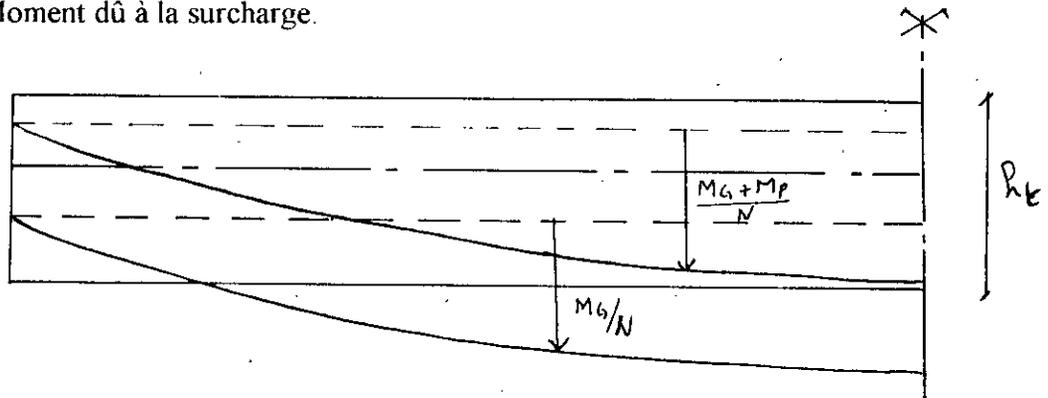
avec :

$c$  et  $c'$  les limites du noyau central tels que :

$$c = i^2 / V \quad \text{et} \quad c' = i'^2 / V'$$

$M_G$  : Moment dû au poids propre.

$M_Q$  : Moment dû à la surcharge.



#### b - Deuxième fuseau limite

C'est le fuseau dans lequel doit rester le tracé du câble équivalent pour que la contrainte maximale de compression  $\sigma$  ne soit pas atteinte sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes

- Fibre supérieure :  $\sigma_P + \sigma_Q + \sigma_G \leq \sigma$  ( service en charge ).

- Fibre inférieure :  $\sigma_P + \sigma_G \leq \sigma$  ( service à vide )

D'où les limites du fuseau sont :

$$S = [ \sigma B / N - 1 ] i'^2 / V' - ( M_G + M_Q ) / N$$

$$S = [ \sigma B / N - 1 ] i^2 / V - M_G / N$$

avec :

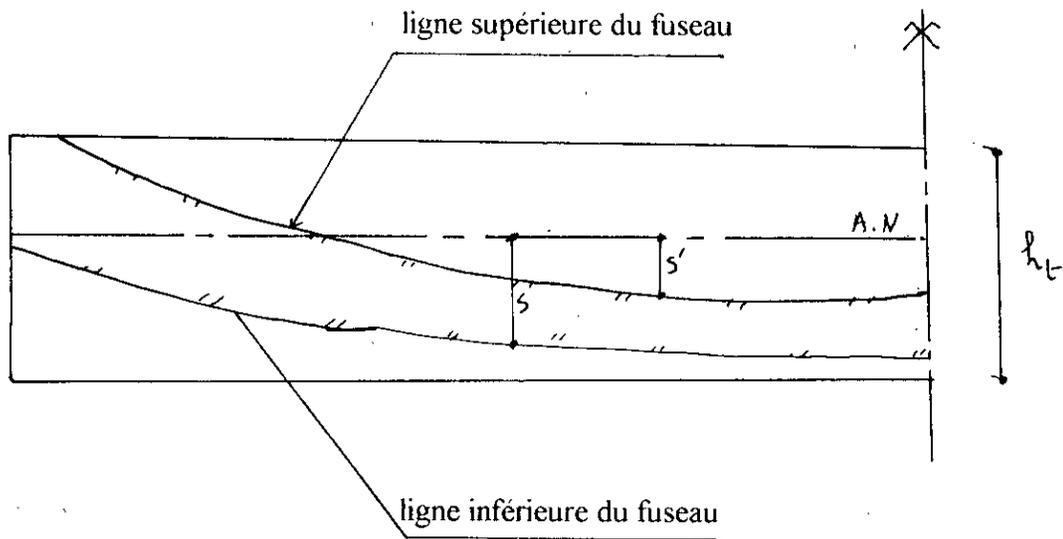
$B$  : Section de la poutre

$\sigma$  : Contrainte de compression admissible

$$\sigma = 0.5 \sigma_{28}$$

d'où :

$$\sigma = 175 \text{ kg / cm}^2$$



## CALCUL DE LA PRECONTRAINTÉ

- Au milieu de la travée

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h_t} = \frac{M_M - M_m}{\rho h_t}$$

avec  $M_M = 461 \text{ t.m}$

$M_m = 308.603 \text{ t.m}$

$\rho = 0.44$

$h_t = 1.75 \text{ m}$

d'où :  $P_1 = 197.92 \text{ t}$

## CALCUL DE L'EXCENTRICITÉ:

$$e_0 = 1.204 - 0.126 = 1.078$$

$$\text{Donc } P_2 = \frac{M_m}{V + \rho V' - d} \quad \text{d'où } P_2 = 349.71 \text{ t}$$

avec :  $V = 120.4 \text{ cm}$

$V' = 54.6 \text{ cm}$

$d = 12.6 \text{ cm}$

d'où  $P_2 = 349.71 \text{ t}$

On remarque que  $P_2 > P_1 \Rightarrow$  Section surcritique  
 d'où :  $P = \max ( P_1 , P_2 ) = P_2$

$$P = 349.71 \text{ t} \approx 350 \text{ t}$$

Donc on prend pour

- *Fibre supérieure* :  $C - M_M / P_2 = \rho V^2 - M_M / P = - 1.0769$

- *Fibre inférieure* :  $C' - M_M / P_2 = \rho V - M_M / P = - 1.8469$

La force de précontrainte est horizontale au milieu de la poutre , donc :

$$N = P = 350 \text{ t}$$

**Le calcul de Z**

$$Z = \frac{\sum Z \cos\alpha}{\sum \cos\alpha} = \frac{10 + 10 + 10 + 16.5}{4} = 11.625 \text{ m}$$

**N.B. : Au milieu de la poutre les câbles sont horizontaux et rectilignes donc (  $x=0$  )**

• **A l'appui de la poutre**

On calcule la force de précontrainte par câble , donc :

$$P/\text{câble} = 350 / 4 = 87.5 \text{ t}$$

D'où l'effort normale N pour chaque câble :

N° câble	$\alpha$	$\cos\alpha$	Z	$Z\cos\alpha$
1	8.3	0.9895	49.89	49.77
2	11.89	0.9785	82.89	81.11
3	14.20	0.9694	115.89	112.34
$\Sigma$	/	2.9374	/	242.82

$$N = P \Sigma \cos\alpha = 87.5 \times 2.9374 = 257.02 \text{ t}$$

donc :

$$Z = 82.665$$

• **Au quart de la poutre**

$$P = 87.5 \text{ t}$$

L'effort normal pour chaque câble est donné par le tableau suivant :

N° câble	$\alpha$	$\cos\alpha$	Z	$Z\cos\alpha$
1	0	1	10	10
2	0	1	10	10
3	0	1	10	10
4	2.82	0.9988	17.6	17.58
$\Sigma$	/	3.9988	/	47.58

On trouve :

$$N = 349.89 \text{ t}$$

$$Z = 12 \text{ cm}$$

Le premier fuseau limite :

Section	Appui	Quart	Milieu
N	257.02	349.89	350
$M_G$	0	231.448	308.603
$M_G / N$	0	0.6615	0.8817
$a' = -i^2 / V'$	-0.4733	-0.5301	-0.5192
$e' = a' - M_G / N$	-0.4733	-1.1916	-1.4009
$M_G + M_Q$	0	345.284	461
$(M_G + M_Q) / N$	0	0.9868	1.3171
$a = -i / V$	0.2674	0.2587	0.2503
$e = a - (M_G + M_Q) / N$	0.2674	-0.7281	-1.0668

Le deuxième fuseau limite :

Pour calculer les limites de ce fuseau , on utilise les équations suivantes

$$S = [ \sigma B / N - 1 ] i^2 / V' - ( M_G + M_Q ) / N$$

$$S = [ \sigma B / N - 1 ] i^2 / V - M_G / N$$

avec  $\sigma = 0.5 f_{c28} = 0.5 \times 350 = 175 \text{ t}$

Section	Appui	Quart	Milieu
N	257.02	349.89	350
B	1.0416575	0.9028395	0.9025395
$\sigma B / N$	0.7092	0.4516	0.4514
$i^2 / V'$	0.4733	0.5301	0.5192
$(M_G + M_Q) / N$	0	0.9868	1.3171
$S'$	-0.1376	-1.2775	-1.6019
$i^2 / V$	0.274	0.2587	0.2503
$M_G / N$	0	0.6615	0.8817
S	0.0777	-0.519	-0.7444

**TABLEAU RECAPITULATIF**

Section	Appui	Quart	Milieu
e ( cm )	26.74	72.81	106.68
e'(cm)	-47.33	-119.16	-140.09
S(cm)	7.17	-51.9	-74.44
S'(cm)	-137.6	-127.75	-10.19

## Détermination du câble équivalent

⇒ Position du câble à l'appui

On a trouvé que la position du C.D.G est de 82.89 cm par rapport à la fibre inférieure d'où :

$$e = - ( 113.87 - 82.81 ) = - 30.98 \text{ cm}$$

⇒ Position du câble à 4.4 m de l'appui

Emergence du câble N°4 ( y compris le câble N°4 )

$$e = - ( 114.42 - 47.603 ) = - 66.817 \text{ cm}$$

Sans le câble N° 4 :

$$e = - ( 114.42 - 18.003 ) = - 96.417 \text{ cm}$$

⇒ Position du câble au quart de la travée

$$e = - ( 120.35 - 37.0 ) = - 83.6 \text{ cm}$$

⇒ Position du câble équivalent à mi-travée.

$$e = - ( 120.4 - 12.6 ) = - 107.8 \text{ cm}$$

## Vérification

Section	Excentricité $e_0$ (cm)	$e' < e_0 < e$	$S < e_0 < S'$
Appui	-30.98	-47.33 < 30.98 < 26.74	-137.6 < -30.89 < -7.77
Quart	-83.6	-119.16 < -83.6 < 72.81	-127.75 < -83.6 < -51.96
Milieu	-107.8	-140.09 < -107.8 < 106.68	-160.19 < -107.8 < -74.44

## CHAPITRE IX

# VERIFICATION A LA RUPTURE A LA FLEXION ET L'EFFORT TRANCHANT

### SECURITE A LA RUPTURE EN FLEXION

Si  $M_G$  et  $M_Q$  désignent respectivement des moments dus aux charges permanentes et aux surcharges,  $M_{RA}$  et  $M_{RB}$  les moments résistants de la rupture des armatures de précontrainte et du béton, les vérifications à effectuer sont :

$$\begin{aligned}M_G + 1.8 M_Q &\leq 0.9 M_{RA} \\M_G + 1.8 M_Q &\leq 0.7 M_{RB}\end{aligned}$$

#### 1 / - Calcul du moment de rupture pour les aciers

En admettant un bras de levier  $Z = 0.9 h$  ( avec  $h = ht - d$  ) le moment de rupture des armatures de précontrainte de section « X » égale à :

$$M_{RA} = 0.9 h F = 0.9 h \times W \times R_g$$

$$R_g = 18.5 \cdot 10^4 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$W = 5 \times 9.73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$h = ht - d = 175 - 12.6 = 1.624 \text{ m}$$

d'où

$$M_{RA} = 1315.48 \text{ t.m}$$

#### 2 / - Calcul du moment de rupture pour le béton

- **Section rectangulaire ( Ame )**

$$b_o = 0.21 \text{ m} , h = 1.625 \text{ m}$$

$$\sigma_{28} = 350 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 3500 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$M_{RB} = 0.35 b_o h^2 \sigma_{28} = 678.46 \text{ t.m}$$

- **Hourdis**

On ajoute au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur total  $b$  et d'épaisseur  $h_o$  avec : (  $h_o = 11 + 25 = 36 \text{ cm}$  ) constituant la table de compression

$$0.8 ( b - b_o ) ( h - h_o/2 ) h_o \sigma_{28}$$

$$M_{RB} = \min$$

$$0.35 ( b - b_o ) h^2 \sigma_{28}$$

$$1027.8 \text{ t.m}$$

$$= \min$$

$$2649.24 \text{ t.m}$$

d'où :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = 1027.8 \text{ t.m}$$

Donc :

$$M_{RB} = M_{RB \text{ ame}} + M_{RB \text{ hourdis}} = 1706.26 \text{ t.m}$$

### 3 / - Calcul du moment de fissuration

Le moment de fissuration est le moment qui provoque sur la fibre inférieure une contrainte résultante égale à  $2 \sigma_h$ .

$$2\sigma_h = 2 (-28) = 56 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de compression due à la précontrainte étant de  $2769.9 \text{ kg/cm}^2$ , le moment de fissuration  $M_f$  devra engendrer pour que soit atteinte la contrainte résultante de  $(-56 \text{ kg/cm}^2)$  une contrainte élémentaire de :

$$(276.9 + 56) = 332.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_f - V/I = 332.9 \text{ d'où } M_f = 332.9 I / V$$

$$M_f = 510.69 \text{ t.m} < M_{RA}$$

### 4 / - Sécurité

#### a / - Sécurité par rapport au béton

$$M_G + 1.8 M_Q = (308.603 + 1.8 (148.719)) = 578.10 \text{ t.m} < 0.7 M_{RB} = 1194.4 \text{ t.m} \quad \text{vérifié}$$

#### b / - Sécurité par rapport aux aciers

$$M_G + 1.8 M_Q \leq 0.9 M_{RA} \text{ si } M_f < M_{RA} \quad (1)$$

$$M_G + 1.8 M_Q \leq 0.8 M_{RA} \text{ si } M_f > M_{RA} \quad (2)$$

Dans notre cas on utilise la formule (1)

$$M_G + 1.8 M_Q = 578.10 \text{ t.m} < 0.9 M_{RA} = 1183.93 \text{ vérifié}$$

Donc la sécurité à la rupture en flexion est largement assurée.

#### c / - Sécurité à la rupture par l'effort tranchant

##### 1 / La section 0.0L

Calcul de la contrainte de cisaillement et de compression  $\sigma$  dans le cas des surcharges majorées de 80%

L'effort maximum dû aux surcharges :

$$1.8 T_Q = 1.8 \times 3.23 = 5.814 \text{ t}$$

L'effort tranchant réduit sera majoré de :

$$5.814 - 3.23 = 2.584$$

$$\text{d'où : } Tr = -15.61 + 2.584 = -13.026 \text{ t}$$

d'où :

$$= \frac{13.026 \cdot 10^3}{28.5 \times 30839297.06} = 3.52 < 22.068$$

On peut cependant admettre qu'il peut se produire une éventuelle fissure suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression d'après **LACROIX-FUENTES**. Dans le cas où  $\gamma$  varie peu, on pourra prendre pour les armatures transversales actives une direction normale au plan de fissuration  $\gamma$  tel que :

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}(2\gamma) &= 2 \tau / \sigma_n = 2 \times 3.52 / 53 = 0.13283 \\ \Rightarrow 2\gamma &= 7.5663^\circ \text{ donc } \gamma = 3.783^\circ \end{aligned}$$

### Résistance du béton

La contrainte de compression des bielles peut être évaluée par la formule suivante :

$$\sigma_b (\alpha = \pi/2) = 2 \tau / \sin(2\gamma) = 53.46 \text{ kg/cm}^2$$

$\alpha$  : L'angle que fait l'étrier avec l'axe neutre

$$\sigma_b < \sigma_{28} / 2 = 1175 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérfifié}$$

# CHAPITRE X

## FERRAILLAGE DE LA POUTRE

Pour cela on doit étudier séparément les armatures transversales et les armatures longitudinales

### 1 / - Armatures transversales

Bien que l'état de contrainte en chaque section de la poutre est situé dans le domaine de la sécurité il convient de prévoir des étriers dans l'âme

Ces armatures seront justifiées à partir de la théorie du RITTER - MORCH

Si  $\gamma$  l'angle probable d'une éventuelle fissure donc on a :

$$\operatorname{tg}(2\gamma) = 2 \frac{\sigma}{\sigma_{cn}} = 2 \times 3.52 / 53 = 0.13283$$

$$\Rightarrow 2\gamma = 7.5663^\circ \quad \text{donc} \quad \gamma = 3.783^\circ$$

Evaluation de la contrainte admissible des armatures transversales  $\sigma_{at}$

$$\sigma_{at} = \rho \sigma_{cn}$$

$\rho = 2/3$  s'il y a reprise de bétonnage

$$\rho = 1 - 1/3 \left( \frac{\sigma}{\sigma_{cn}} \right)^2 \text{ si non}$$

Don notre cas pas de reprise de bétonnage donc :

$$\rho = 1 - 1/3 \left( \frac{\sigma}{\sigma_{cn}} \right)^2$$

$$\sigma_{cn} = 420 \text{ kg/cm}^2$$

on trouve :

$$\sigma_{at} = 3743.85 \text{ kg/cm}^2 \approx 37.44 \text{ kg/mm}^2$$

Espacement minimal des étriers.

$$t^2 \leq \frac{A_i \times 100}{b_o \times W} = \frac{1.57 \times 100}{14.5 \times 0.194} = 55.81 \text{ cm}$$

$$\text{tel que : } W (\%) = 0.25 \frac{ht}{ht + 3 h_o} = 0.194 \%$$

donc  $t < 55.81$

On adopte généralement pour des raisons constructives un  $t \leq 25 \text{ cm}$  ; soit alors

$t = 25 \text{ cm}$  en travée

$t = 15 \text{ cm}$  à l'about

## 2 / - Armatures longitudinales

Le pourcentage d'armatures longitudinales pourra être fixé à la moitié du pourcentage d'armatures transversales et cela pour résister aux efforts secondaires de l'âme

$$W_l = 0.5 W_t = 0.5 \times 0.194 = 0.097 \%$$

La section de l'âme au niveau de l'appui est de  $5250 \text{ cm}^2$

Donc :

$$A_l = 0.097 / 100 \times 5250 = 5.1 \text{ cm}^2$$

On prendra :

$$4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

La section de l'âme à mi-travée est :  $3160$

$$\text{Donc } A_l = 0.097 / 100 \times 3150 = 3.06 \text{ cm}^2$$

**On prendra : 4 T 12**

## 3/ - Cadre de talon

D'après l'article 98 de l'I.P.1 , les cadres de talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre

$$\sigma_{cn} = 4200 \text{ kg / cm}^2 ; \quad \sigma_{28} = 28 \text{ kg / cm}^2$$

Soit C l'enrobage nécessaire de la section à mi-portée de la poutre ( C = cm )

$$\text{D'où } W_t / t = C \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{cn}} \times 100 = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Si on choisit des cadres T10 l'espacement sera :

- **Dans la zone centrale**

$$t = A_t / 4 \times 100 = 1.57 / 4 \times 100 = 39.25 \text{ cm}$$

On prendra :

$$t = 20 \text{ cm}$$

- **Dans la zone d'appui**

On doit avoir  $C \geq 1.3 D$  avec D le diamètre des gaines = 6.5 cm.

$$C \geq 8.45 \text{ cm}$$

$$\text{L'espacement sera } A_t / t = \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{cn}} \times 100 = 5.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} =$$

$$\text{D'où } t = A_t / 5.63 \times 100 = 27.89 \text{ cm}$$

On prendra

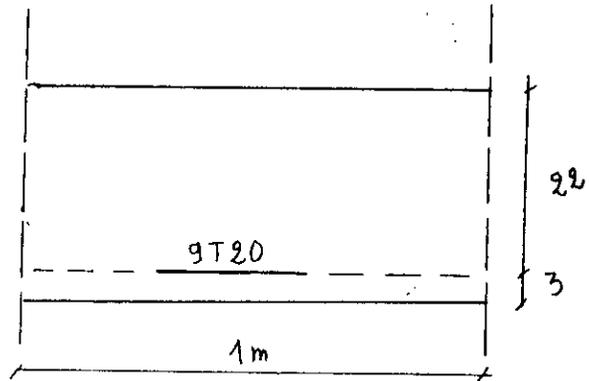
$$t = 15 \text{ cm}$$

## FERRAILLAGE DE L'HOURDIS

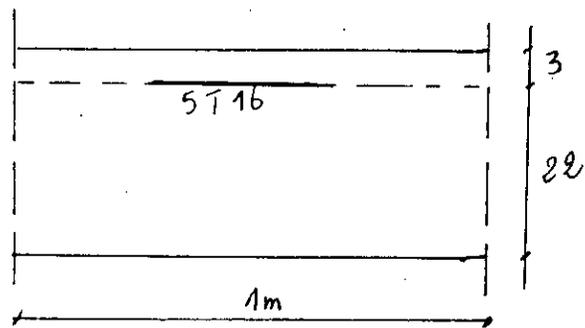
Le ferrailage de l'hourdis n'a pas été fait d'une façon rigoureuse à cause du temps énorme que prend ce travail néanmoins avec la collaboration des ingénieurs de la S.A.P.T.A et un en comparant avec d'autres études nous avons proposé un ferrailage qui nous met en sécurité.

- **Armatures dans le sens transversal**

a / - En travée  $S = 9 \text{ T } 20 / \text{ml}$

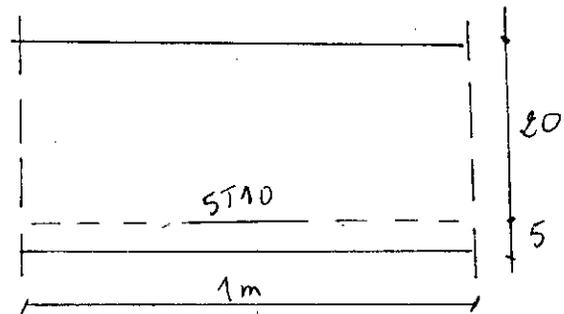


b / - Sur appui :  $S = 5 \text{ T } 16 / \text{ml}$

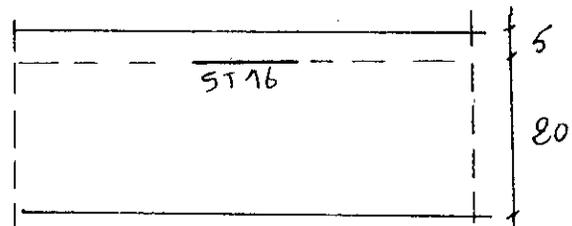


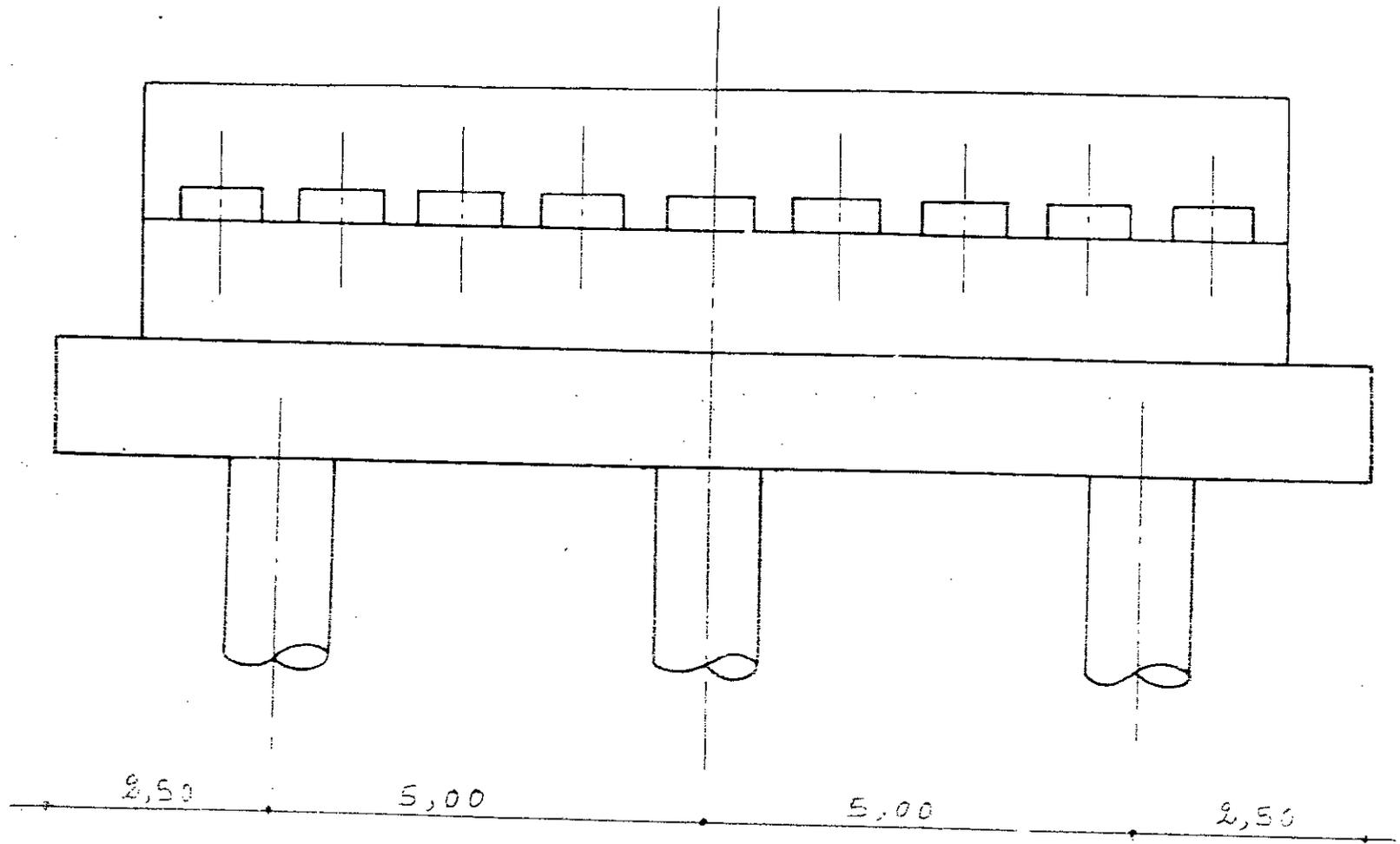
- **Armatures dans le sens longitudinal**

a / - En travée  $S = 5 \text{ T } 10 / \text{ml}$



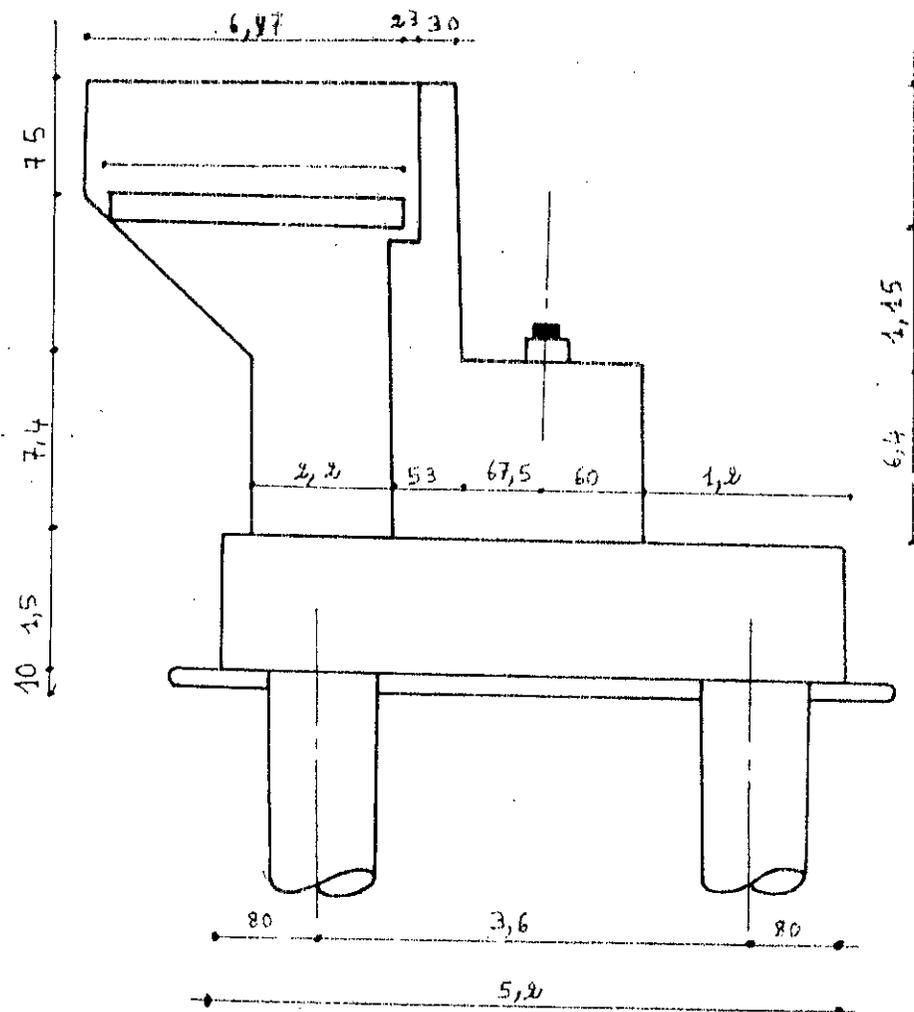
b / - Sur appui :  $S = 5 \text{ T } 16 / \text{ml}$





VUE EN ELEVATION

(Pont poutre)



LA CULEE  
 (dalle ; Poutre )

## PARTIE (IV):

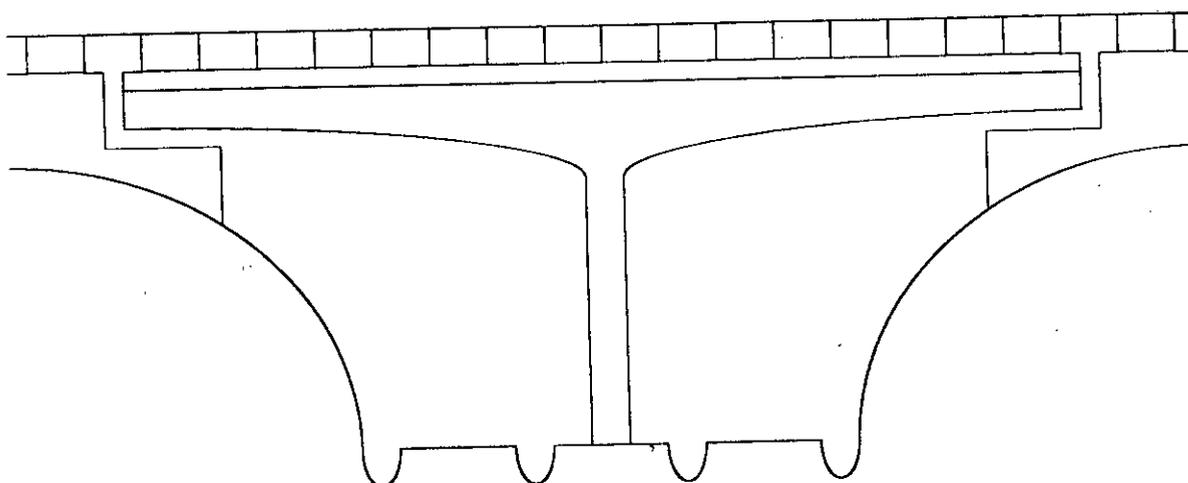
### **PONT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS**

#### VI - 1 INTRODUCTION:

Le procédé d'encorbellement est couramment utilisé pour construire les grands ponts. Il nous permet de supprimer les cintres et échafaudages en économisant en même temps une grande partie de coffrage et libérant l'espace situé au dessus de l'ouvrage.

Le principe de construction par encorbellements successifs consiste à former des consoles dont l'exécution s'effectue en générale, symétriquement de part et d'autre des piles, la double console obtenue est alors appelée fléau. La stabilité de ce fléau est assurée par des câbles de précontraintes de longueurs croissante disposées dans la membrure supérieure du tablier.

L'exécution des consoles s'effectue par avancement à partir de la pile par tranches successives appelées voussoirs.



#### IV- 2 MODE DE CONSTRUCTION:

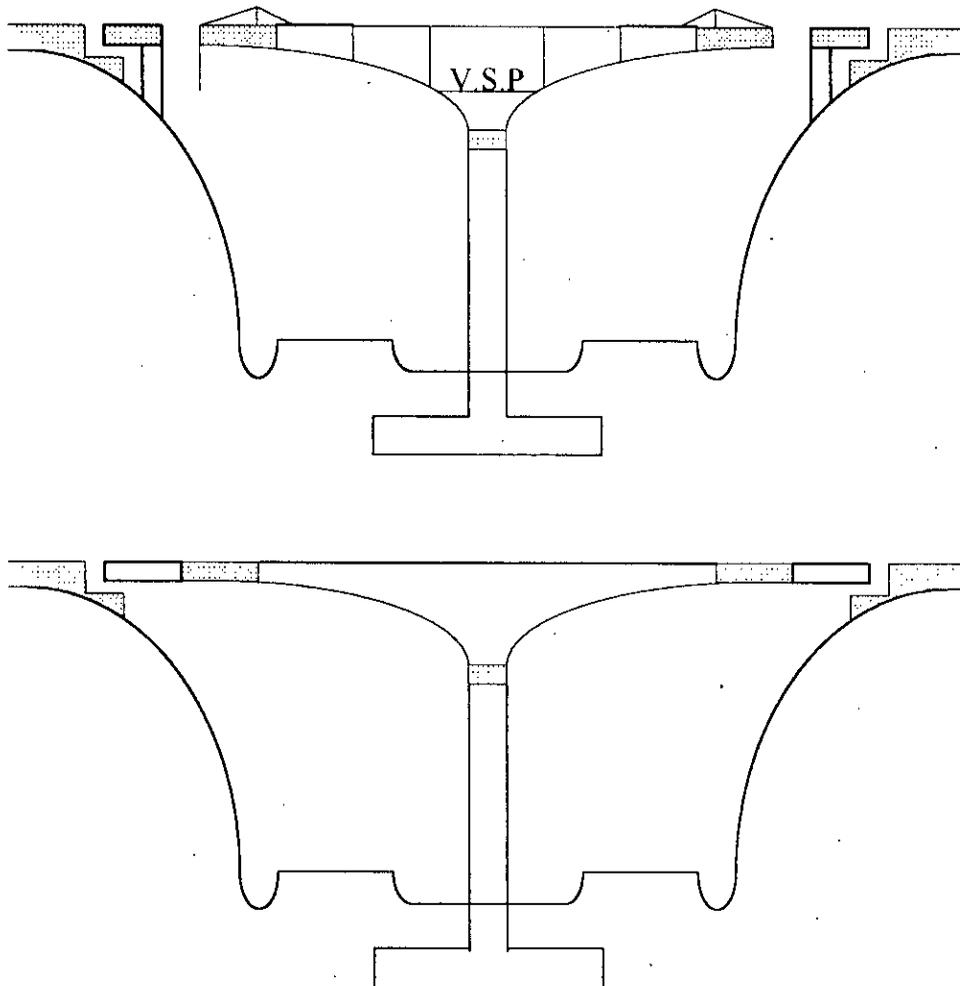
En réalité, on a un choix à faire; utiliser des voussoirs coulés en place ou bien des voussoirs préfabriqués.

Pour la deuxième solution, l'utilisation des voussoirs préfabriqués nous attribuera une rapidité considérable dans la réalisation et un béton d'excellente qualité avec une possibilité d'utilisation des coffrages vibrants et bien sûre, une réduction des pertes dues au fluage et l'absence de risque d'écrasement du béton lors de la mise en tension des câbles. Mais l'inconvénient de la préfabrication, réside dans la résistance du joint entre deux voussoirs successifs vis-à-vis des efforts tranchants et l'étanchéité au niveau du hourdis supérieur.

Cette technique serait intéressante pour un ouvrage important constitué de plusieurs parties similaires.

La réalisation par voussoirs coulés en place s'avère convenable dans notre cas. Le coffrage d'un voussoir s'effectue à l'aide d'un équipage mobile composé d'une charpente métallique prenant appui sur la poutre de fléau déjà construite et d'une





#### IV - 4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES:

**Béton:**  $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

Nature du ciment: CPA 325.

Dosage:  $400 \text{ kg/m}^3$

**Résistance:**

$$f_{cj} = \begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa} & \text{si: } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log_{10}(j + 1) & \text{si: } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

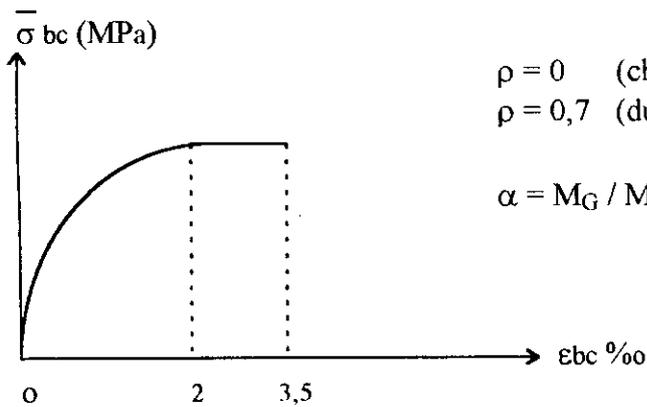
Diagramme Contrainte - Déformation:

**ELU:**  $f_{bu} = 0,85 / \gamma_b f_{c28}$

Tq:

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en service.} \\ 1,15 & \text{en construction où} \\ & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

**ELS:**  $\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$



$\rho = 0$  (chargement instantané).

$\rho = 0,7$  (durée limitée).

$\alpha = M_G / M_T$

$T_q$ :  $\left[ \begin{array}{l} M_G: \text{moment dû aux charges} \\ \text{permanentes.} \\ M_T: \text{moment total.} \end{array} \right.$

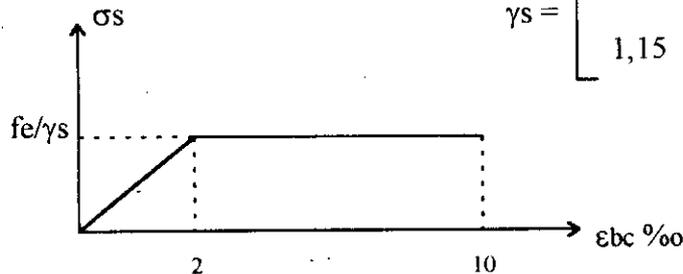
Module de Déformation du Béton:  $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$

Aciers:

\* Aciers Passifs:  $f_e$  E 40 de type 1.

$f_e = 400 \text{ Mpa}$  ;  $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$ .

$\gamma_s = \left[ \begin{array}{l} 1 \text{ en construction.} \\ 1,15 \text{ en service.} \end{array} \right.$



\* Aciers Actifs: (de précontraintes).

Câbles de type 12 T 15 (norme Freyssinell)

$F_{prg} = 1623 \text{ Mpa}$ .

$F_{prg} = 1411 \text{ Mpa}$ .

$T_o = 2419 \text{ KN} = 241,9 \text{ tonnes}$ .

$\phi_{\text{gaine}} \left[ \begin{array}{l} 8 \text{ cm (intérieur)} \end{array} \right.$

$\left. \begin{array}{l} 8,8 \text{ cm (extérieur)} \end{array} \right]$

Recul d'ancrage 8 mm.

$\rho_{1000} = 2,5$  [TBR] = 0,16.

$E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$ .

Section des câbles:  $A_p = 1668 \text{ mm}^2$ .

$\sigma_{po} = \text{Min} [0,8 F_{prg} ; 0,9 F_{prg} ; T_o] = 1270 \text{ MPa}$ .

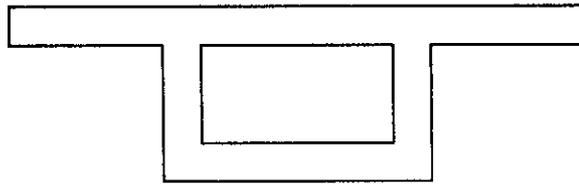
$\rho = 0,002 \text{ m}^{-1}$ .

$f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$ .

#### IV - 5 PREDIMENSIONNEMENT:

La section caisson et sa forme tubulaire nous accorde une bonne résistance à la torsion. Le dimensionnement transversale du caisson est imposé par la largeur de la chaussée-portée.

Dans notre cas, la largeur totale dépasse légèrement la valeur limite pour l'utilisation de section caisson unicellulaire à âmes verticales mais, on opte pour une section caisson unicellulaire.



1) - Hourdis Supérieur:  $e_s = (a / 36 + 10)$  cm.

Tq: a: distance imposée par la condition de résistance au poinçonnement = 20 cm.

Les Hourdis transversaux doivent comporter des goussets importants à la jonction avec les âmes, pour faciliter la mise en place du béton et permettre de loger les câbles de fléau ainsi que l'ancrage de câbles de continuités relevées en travée.

2) - Hourdis inférieur:

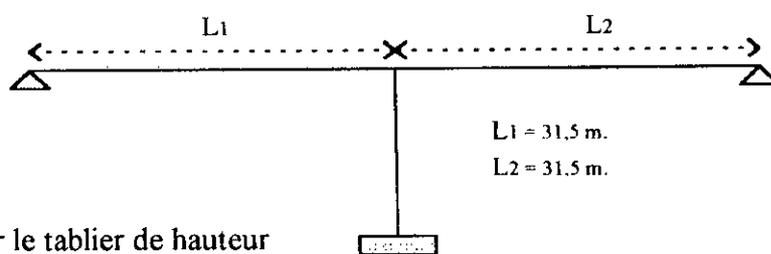
$$* \text{ à la clé: } e_i \geq \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3\phi \\ ea / 3 \end{cases} \quad \text{Tq: } \phi: \text{ diamètre extérieur des gaines de précontraintes}$$

$$* \text{ sur pile: } \begin{cases} e_i = 2 \text{ à } 2,5 e_i (\text{clé}). & \text{si: } H_p \text{ est variable.} \\ e_i = 2,5 \text{ à } 3 e_i (\text{clé}). & \text{si: } H_p \text{ est constante.} \end{cases}$$

3) - Épaisseur des âmes: L'épaisseur de l'âme est choisie de telle manière à assurer une bonne mise en place du béton avec l'ancrage des câbles de précontrainte et assurer la résistance aux cisaillement.

Ainsi, pour un câblage à base d'unité de type 12 T 13 ou 7 T 15 correspondant à des portées inférieures à 50 m en hauteur variable, l'épaisseur 'ea' est au moins égale à 36 cm. Pour un câblage à base d'unité de précontrainte de type 12 T 15, l'épaisseur 'ea' est au moins égale à 44 cm.

4) - Dimensions du Tablier en Élévation:



$$L_1 = 31,5 \text{ m.}$$

$$L_2 = 31,5 \text{ m.}$$

Pour le tablier de hauteur variable On a:

$$* \text{ Hauteur du tablier sur pile: } L / H_p = 16 + 0,25 \cdot (L / 60)^4$$

$$* \text{ Hauteur du tablier sur culée: } L / H_c = 25 + 0,2 \cdot L - [12,5 / (L/50)^3].$$

4) - Dimensionnement Adoptés après Simplification:

$$H_p = 3,30 \text{ m.}$$

$$H_c = 1,60 \text{ m.}$$

$$ea = 55 \text{ cm.}$$

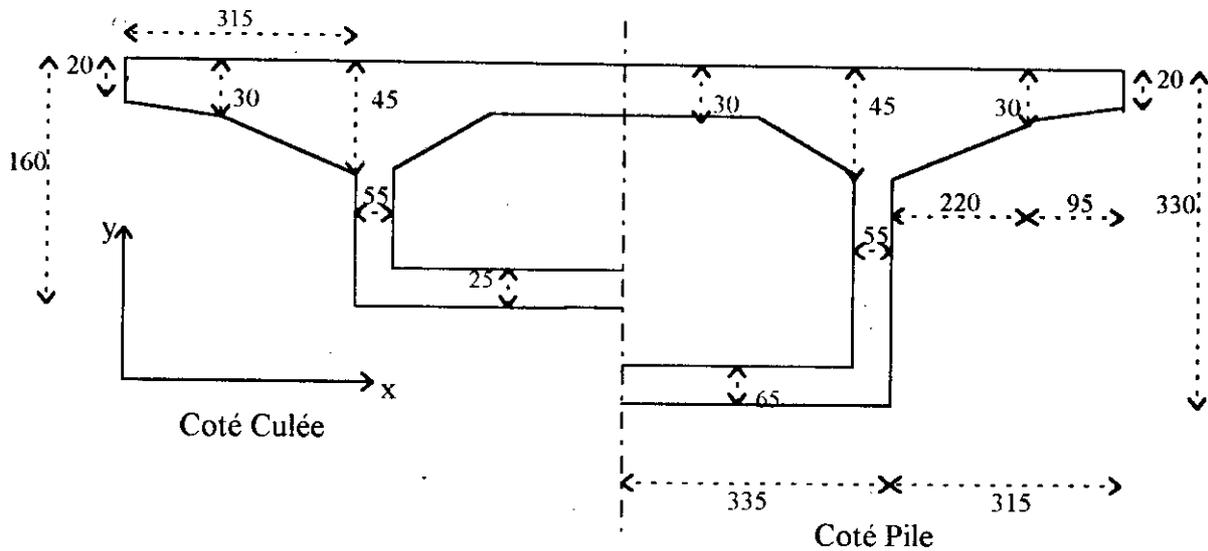
$$es = 30 \text{ cm sur tout le pont.}$$

$$e_i = \begin{cases} 65 \text{ cm} & \text{sur pile.} \\ 25 \text{ cm} & \text{sur culée.} \end{cases}$$

Encorbellements latéraux de 3,15 m chacune.

Des goussets de largeur 0,95 m et d'épaisseur variant de 0 à 15 cm.

On a surdimensionner l'âme a cause de la largeur de la chaussée (13,30 m) dépassant légèrement la valeur limite pour les caissons unicellulaire et essentiellement à cause de la légère courbure de notre pont qui induit des moments de torsion.



- Coupe Transversale du Caisson -

#### IV - 6 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER:

##### IV - 6 - 1 Sur Pile:

N	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$Y_i$ (m)	$Y_i S_i$ (m <sup>3</sup> )	$d_i$ (m)	$S_i d_i^2$ (m <sup>4</sup> )	$I_i(x)$ (m <sup>4</sup> )	$I_{gi}(x)$ (m <sup>4</sup> )
1	0,190	3,20	0,608	1,464	0,4072	$6,33 \cdot 10^{-4}$	0,407863
2	0,024	3,13	0,074	1,397	0,0464	$4,12 \cdot 10^{-4}$	0,046351
3	1,665	3,15	5,245	1,414	3,3290	0,012487	3,341487
4	0,333	2,93	0,965	1,189	0,4665	0,000413	0,466940
5	1,568	1,43	2,234	0,311	0,1516	1,061002	1,212600
6	1,820	0,33	0,592	1,411	3,6235	0,064079	3,687540
$\Sigma$	5,596		9,718		8,0242	1,138605	9,162790

\*  $Y_G = \frac{\Sigma (S_i Y_i)}{\Sigma S_i} = \frac{9,7176}{5,5963} = 1,736$  m.

\*  $B_p = 2 \cdot (\Sigma S_i) = 11,1926$  m<sup>2</sup>.

\*  $I_G(x) = 2 \cdot [\Sigma I_i(x) + \Sigma S_i \cdot d_i^2] = 18,3256$  m<sup>4</sup>.

\*  $P_p = \gamma_p \cdot B_p \Rightarrow P_1 = 27,9815$  t/ml.

Donc:  $\begin{cases} Y_G = 1,736 \text{ m.} \\ B_p = 11,1926 \text{ m}^2. \\ I_p = 18,3256 \text{ m}^4. \\ P_p = 27,9815 \text{ t/ml.} \end{cases}$

**IV - 6 - 2 Sur Culée:**

N	Si (m <sup>2</sup> )	Yi (m)	Yi Si (m <sup>3</sup> )	di (m)	Si di <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	li(x) (m <sup>4</sup> )	IG (x) (m <sup>4</sup> )
1	0,190	1,500	0,2850	0,487	0,04499	0,0006330	0,45621
2	0,024	1,433	0,0340	0,420	0,00419	0,0000004	0,00419
3	1,665	1,450	2,4143	0,437	0,31796	0,0124870	0,33045
4	0,333	1,225	0,4043	0,212	0,01478	0,0004125	0,01519
5	0,633	0,575	0,3637	0,438	0,12134	0,0697068	0,19105
6	0,700	0,125	0,0875	0,890	0,55447	0,0036458	0,55812
Σ	3,541		3,5887		1,05772	0,0868858	1,44606

\* YG = 1,0134 m.

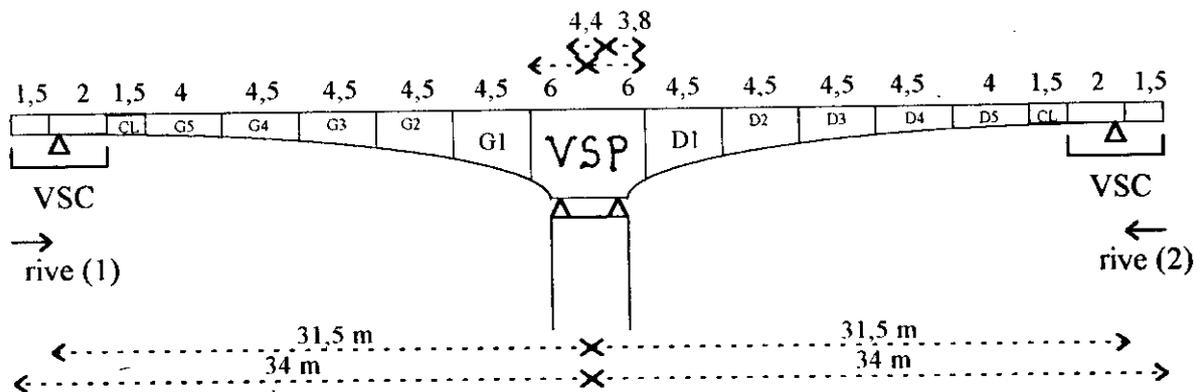
\* Bc = 2.(Σ Si) ⇒ Bc = 7,0825 m<sup>2</sup>.

\* IG (x) = 2 . 1,44606 ⇒ IG (x) = 2,89212 m<sup>4</sup>.

\* Pc = γp . Bc = 17,70625 t/ml.

Donc: 
$$\begin{cases} YG = 1,013 \text{ m.} \\ Bc = 7,0825 \text{ m}^2. \\ Ic = 2,89212 \text{ m}^4. \\ Pc = 17,7065 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

**IV - 6 - 2 Etablissement des Différentes Lois de Variations Parabolique des Caractéristiques Géométriques:**



1) - Loi de Variation de la Hauteur:

L'extrados est horizontal, l'intrados suit une loi parabolique de la forme:

$y = a.x^2 + b.x + c.$

$H(x) = Hc.[1 + [(Hp / Hc) - 1].[(x - lo) / (L - lo)]^2].$

2) - Loi de Variation du Hourdis Inférieur:

$$\left. \begin{aligned} x \leq lo &\Rightarrow e = ec. \\ x = L &\Rightarrow e = ep. \end{aligned} \right\}$$

donc, pour (x > lo)

$ei(x) = ec.[1 + [(ep / ec) - 1].[(x - lo) / (L - lo)]^2].$

3) - Loi de Variation de la Section:

si:  $x \leq l_0 \rightarrow B = B_c$ .

si:  $x \geq l_0 \rightarrow B(x) = B_c \cdot [1 + [(B_p / B_c) - 1] \cdot [(x - l_0) / (L - l_0)]^2]$ .

4) - Loi de Variation de l'inertie:

si:  $x \leq l_0 \rightarrow I(x) = I_c$ .

si:  $x \geq l_0 \rightarrow I(x) = I_c \cdot [K \cdot [(x - l_0) / (L - l_0)]^2]^{5/2}$ .  $Tq: K = (I_p / I_c)^{0,4} - 1$

$$\Rightarrow \boxed{K \cong 1,093.}$$

5) - Loi de Variation du Centre de Gravité de la Section:

$x \leq l_0 \rightarrow y = y_c$ .

$x \geq l_0 \rightarrow y(x) = y_c \cdot [1 + [(y_p / y_c) - 1] \cdot [(x - l_0) / (L - l_0)]^2]$ .

x	h(x)	e(x)	B(x)	I(x)	Vs(x)	Vi(x)	$\gamma$	c(x)	ci(x)
0	1,60	0,25	7,0825	2,892	0,5866	1,0134	0,687	0,403	0,696
3,5	1,60	0,25	7,0825	2,892	0,5866	1,0134	0,687	0,403	0,696
7,5	1,64	0,26	7,1800	3,083	0,6100	1,0310	0,683	0,417	0,704
12	1,78	0,29	7,5200	3,812	0,6910	1,0910	0,672	0,465	0,733
16,5	2,03	0,35	8,1090	5,291	0,8310	1,1940	0,658	0,546	0,785
21	2,37	0,43	8,9400	7,906	1,0290	1,3410	0,640	0,659	0,859
25,5	2,82	0,54	10,0230	12,270	1,2860	1,5310	0,622	0,800	0,952
29,3	3,30	0,65	11,1926	18,325	1,5640	1,7360	0,603	0,943	1,047

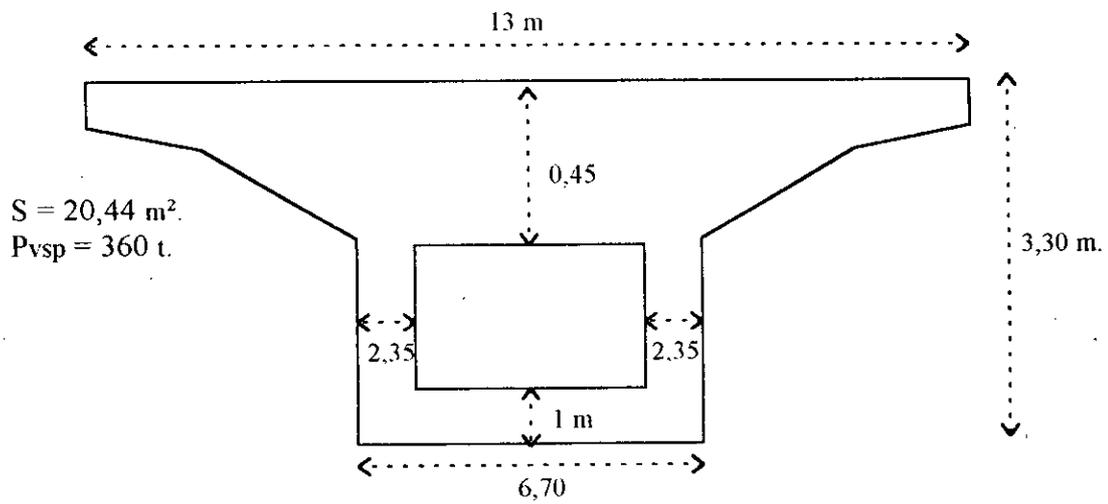
- **Caractéristiques Géométriques de Sections Transversales** -

**IV - 7 TYPE D'APPUI SUR LA PILE:**

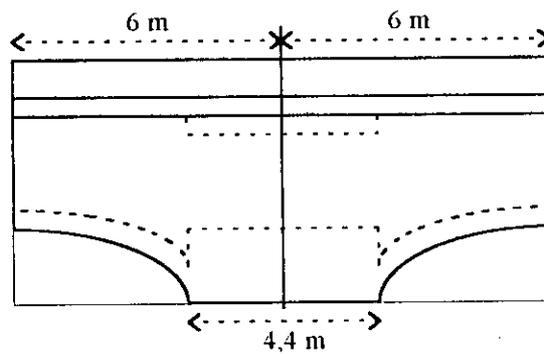
Durant la réalisation, on impose un encastrement provisoire à l'appui simple sur la pile pour permettre l'avancement des fléaux et les variations linéaires du béton (retrait, fluage, dilatations et gradients thermiques) donneront naissance à des efforts très importants qui seront absorbées par le tablier une fois rendus continue.

L'encastrement provisoire est assuré par des câbles de précontrainte verticales ancrés dans la section sur appui définitif, sans oublier le passage de tout les câbles des demi fléau. Donc, de très grands efforts sont attribués à cette partie, ce qui nécessite un remplissage de la section par le béton (renforcement).

⇒ La section proposée sur appuis sera comme suit (voire schéma):

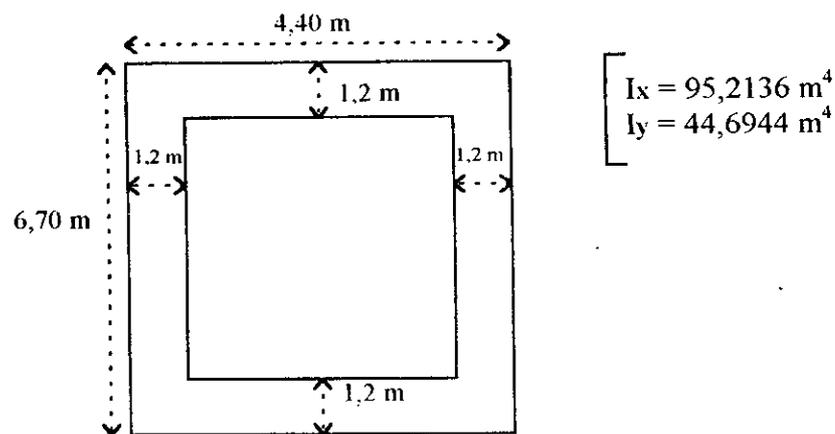


- La Section Renforcée sur Pile -



- Vue de Droite de (VSP) -

\* On opte pour un pile creux pour diminuer la charge propre et augmenter le moment d'inertie de la section de la pile.



- Section de la Pile -

## IV - 8 CHARGEMENT ET PHASES DE CALCUL:

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage en phase de construction et en service, l'étude longitudinale doit suivre la cinématique de construction.

### IV - 8 - 1 Organigramme de Calcul:

#### 1 - Phase de Construction:

- a - calcul des sollicitations dues à la réalisation du fléau.
- b - calcul des sollicitations dues au clavage de rive.
- c - déblocage d'encastrement sur la pile.

#### 1 - Phase de Service:

- a - calcul des sollicitations dues à la superstructure et aux surcharges routières.
- b - calcul des sollicitations dues au gradient thermique.
- c - calcul des sollicitations dues au fluage.

A ce moment, après la combinaison d'actions, on pourra déterminer la force de précontrainte provisoire d'encastrement et la précontrainte nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage en phase de construction et en service.

### VI - 8 - 2 Calcul des Sollicitations Dues à la Phase de Construction:

#### VI - 8 - 2 - 1 les Sollicitations Dues à la Phase de Construction:

On a un fléau à deux consoles symétriques, donc, l'étude d'une seule travée est insuffisante.

Lors de la construction du fléau, on a les différentes charges suivantes:

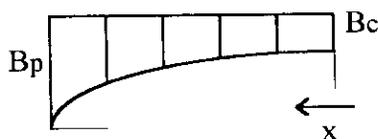
- 1) - Poids Propre du Fléau: L'expressions de l'aire de la section au droit de  $x$  à partir de l'axe de la culée est:

$$B(x) = B_c \cdot [1 + [(B_p / B_c) - 1] \cdot [(x - l_0) / (L - l_0)]^2].$$

$$\text{Donc: } g(x) = \gamma_b \cdot B(x).$$

On doit majoré le poids propre de 5%, car on a négliger les bossages

$$\Rightarrow g(x) = 1,05 \cdot \gamma_b \cdot B_c \cdot [1 + [(B_p / B_c) - 1] \cdot [(x - l_0) / (L - l_0)]^2].$$



$$\Rightarrow \left[ \begin{array}{l} T(x) = - \int_{l_0}^x g(x) \cdot dx \\ \text{et: } M(x) = \int_{l_0}^x T(x) \cdot dx \end{array} \right.$$

- 2) - Poids Propre de Voussoir (i + 1) considéré au bout du voussoir (2):

Après le coffrage du voussoir (i + 1), ce dernier n'est encore mis en tension,

donc on le considère comme une charge concentrée au bout du voussoir qui lui précède (i) déjà mis en tension.

\* Le poids propre du voussoir (i + 1) est:  $g_{i+1} = 1,05 \cdot \gamma_b \cdot \int_{x_{i+1}}^{x_{i+1} + \Delta x} B(x) \cdot dx$

3) - Surcharges de Chantier: Les charges dues aux différents équipements et matériaux sur le tablier au cours de la construction sont évaluées en excès par la valeur de 50 kg/m<sup>2</sup>.

$\Rightarrow q = 50 \cdot 13,3 \cdot 10^{-3} = 0,665 \text{ t/ml}$ .

\* L'effort tranchant:  $T(x) = q \cdot x$

\* Le moment fléchissant:  $M(x) = - q \cdot x^2/2$ .

4) - Surcharges de Concentrée: C'est une charge concentrée se trouvant au bout du voussoir (i) avant sa mise en tension, dont l'influence est étudiée sur le voussoir (i - 1), (i - 2), ...etc.

$\Rightarrow q = (50 + 5 \cdot b)$  en [KN].

b: largeur de l'hourdis supérieur du caisson en [m], dans notre cas:

$b = 13,3 \text{ m}$ .  $q = 116,5 \text{ KN} = 11,65 \text{ t}$ .

5) - Surcharge de l'Equipe Mobile: L'équipage mobile utilisé pour le bétonnage des voussoirs se trouvant sur le dernier voussoir mis en tension est estimé à 50 tonnes, concentré au bout du dernier voussoir mis en tension. Pour le dernier voussoir du fléau, il n'est pas soumis à la charge d'équipage mobile, car le voussoir de clavage est coulé sur cintre.



**- Effort Tranchant Du aux Poids Propre -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	72,12	0					
12	155,66	85,21	0				
16,5	244,39	174,12	92,06	0			
21	341,05	270,40	189,09	101,71	0		
25,5	448,39	377,74	296,08	210,20	114,05	0	
29,3	549,38	479,73	397,86	312,10	216,07	106,33	0

**- Moment Fléchissant Dû aux Poids Propres (t.m) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	- 143	0					
12	- 655,00	- 191,04	0				
16,5	- 1552,64	- 772,46	- 206,19	0			
21	- 2866,38	- 1769,17	- 835,97	- 227,57	0		
25,5	- 4638,10	- 3222,64	- 1922,93	- 925,53	- 255,16	0	
29,3	- 6530,60	- 4848,15	- 3237,56	- 1914,18	- 879,89	- 202,03	0

**- Effort Tranchant du Voussoir (i + 1) / Voussoir (i) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	109,87	0					
12	99,06	99,06	0				
16,5	91,15	91,15	91,15	0			
21	86,15	86,15	86,15	86,15	0		
25,5	74,71	74,71	74,71	74,71	74,71	0	
29,3	0	0	0	0	0	0	0

**- Moment Fléchissant du Voussoir (i + 1) / Voussoir (i): (t.m) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	- 439,48	0					
12	- 842,01	- 445,77	0				
16,5	- 1184,95	- 820,35	- 410,18	0			
21	- 1507,63	- 1163,03	- 775,35	- 387,68	0		
25,5	- 1643,62	- 1344,78	- 1008,59	- 672,39	- 336,20	0	
29,3	- 1643,62	- 1344,78	- 1008,59	- 672,39	- 336,20	0	0

**- Effort Tranchant dû à la Surcharge de Chantier Répartie: -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	2,66	0					
12	5,65	2,99	0				
16,5	8,65	5,99	2,99	0			
21	11,64	8,98	5,99	2,99	0		
25,5	14,63	11,97	8,98	5,99	2,99	0	
29,3	17,16	14,50	11,50	8,51	5,52	2,53	0

**- Moment Dû à la Surcharge de Chantier (t.m) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	- 5,32	0					
12	- 24,01	- 6,73	0				
16,5	- 56,23	- 26,96	- 6,73	0			
21	- 101,85	- 60,62	- 26,96	- 6,73	0		
25,5	- 160,93	- 107,73	- 60,62	- 26,96	- 6,73	0	
29,3	- 221,33	- 158,05	- 99,48	- 54,46	- 22,91	- 4,81	0

**- Effort Tranchant dû à la Surcharge Concentrée (t).(q = 11,65 t) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	11,65	11,65					
12	11,65	11,65	11,65				
16,5	11,65	11,65	11,65	11,65			
21	11,65	11,65	11,65	11,65	11,65		
25,5	11,65	11,65	11,65	11,65	11,65	11,65	
29,3	11,65	11,65	11,65	11,65	11,65	11,65	11,65

**- Moment Dû à la Surcharge Concentrée: (t.m) (q = 11,65 t) --**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	- 0,46	0					
12	- 99,03	- 52,43	0				
16,5	- 151,45	- 104,85	- 52,43	0			
21	- 203,88	- 157,28	- 104,85	- 52,43	0		
25,5	- 256,30	- 209,70	- 157,28	- 104,85	- 52,43	0	
29,3	- 300,57	- 253,97	- 209,70	- 157,28	- 104,85	- 52,43	0

**- Effort Tranchant dû à l'Equipage Mobile (t) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	50	50					
12	50	50	50				
16,5	50	50	50	50			
21	50	50	50	50	50		
25,5	50	50	50	50	50	50	
29,3	0	0	0	0	0	0	0

**- Moment Fléchissant Dû à l'Equipage Mobile (t.m) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	- 200	0					
12	- 425	- 225	0				
16,5	- 650	- 450	- 225	0			
21	- 875	- 675	- 450	- 225	0		
25,5	- 1100	- 900	- 675	- 450	- 225	0	
29,3	- 1100	- 900	- 675	- 450	- 225	0	0

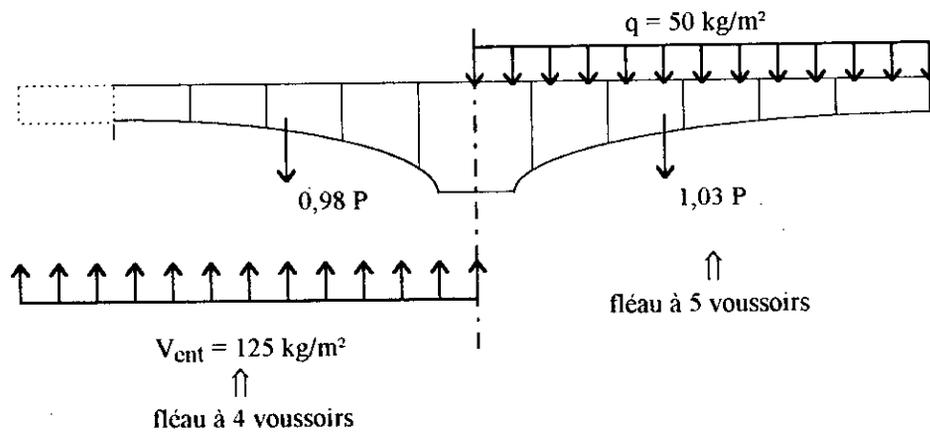
**- Effort Tranchant Total (t) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	249,91	61,65					
12	329,80	353,17	61,65				
16,5	418,06	341,62	252,45	61,65			
21	517,54	440,70	352,33	257,59	61,65		
25,5	621,80	544,96	456,22	363,06	259,10	61,65	
29,3	605,66	529,87	440,90	347,87	244,04	125,83	61,65

**- Moment Fléchissant Total (t.m) -**

	0	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3
0	0						
7,5	- 842,52	0					
12	- 2077,80	- 930,52	0				
16,5	- 3672,90	- 2213,24	- 910,84	0			
21	- 5698,06	- 3913,56	- 2234,90	- 910,79	0		
25,5	- 8030,86	- 5945,98	- 3920,57	- 2226,00	- 888,28	0	
29,3	-10122,65	- 7747,36	- 5392,21	- 3371,24	- 1612,84	- 269,37	0

**VI - 8 - 2 - 2 Etude de la Stabilité du Fléau en Cours de Construction:**



1) - Les Efforts Dus au Poids Propre:

\* la partie droite: (à 5 voussoirs)

\* la partie gauche: (à 4 voussoirs)

$$M_{pp} = - 6530,60 \text{ t.m.}$$

$$T_{pp} = 549,38 \text{ t.}$$

$$M_{pp} = - 4848,15 \text{ t.m.}$$

$$T_{pp} = 479,73 \text{ t.}$$

Selon "SETRA", on prends les combinaisons suivantes:

$$\left[ \begin{array}{l} 0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 Q_c \\ 1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 Q_c \\ 0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + Q_A + Q_c \\ 1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + Q_A + Q_c \end{array} \right.$$

Telle que:  $G_{\max}$ ,  $G_{\min}$ : charges propres de chaque demi fléau de façon a obtenir le déséquilibre le plus défavorable.

$Q_A$ : les actions accidentelles.

$Q_c$ : charge variable y compris les charges climatiques.

$G_{\max}$ :  $M_{G_{\max}} = 1,03 \cdot M_{pp} = 1,03 \cdot (-6530,60) = - 6726,52 \text{ t.m.}$

$$T_{G_{\max}} = 1,03 \cdot T_{pp} = 1,03 \cdot (549,38) = 565,86 \text{ t.}$$

$G_{\min}$ :  $M_{G_{\min}} = 0,98 \cdot (4848,15) = 4751,19 \text{ t.m.}$

$$T_{G_{\min}} = 0,98 \cdot (479,73) = 470,14 \text{ t.}$$

$Q_A$ : lors d'une chute éventuelle d'un voussoir, on a:  $p = 74,71 \text{ t.}$

$Q_c$ : \* sur charge du chantier:  $q = 0,665 \text{ t/ml.}$

$$\Rightarrow \left[ \begin{array}{l} M = 221,33 \text{ t.m.} \\ T = 17,16 \text{ t.} \end{array} \right.$$

\* surcharges concentrées: - charge mobile:  $q = 50 \text{ t.}$

- poids concentré au bout du fléau:  $q = 11,65 \text{ t.}$

$$M = 1400,57 \text{ t.m.}$$

$$T = 61,65 \text{ t.}$$

\* surcharge du vent: dans le fascicule 61 du règlement français, nous recommande une charge de  $125 \text{ kg/m}^2$ , car la durée de réalisation dépasse 1 mois.

L'angle du vent ascendent agissant sur une seule console, peut-être pris égal à  $10^\circ$ .

- sur tablier:  $0,125 \cdot 13 \sin 10^\circ = 0,282 \text{ t/ml.}$

- pour la pile:  $0,125 \cdot 6 = 0,75 \text{ t/ml.}$

On adopte généralement en plus, une composante verticale (déformable) ascendante des charges de vent de l'ordre de  $20 \text{ kg/m}^2$ .

$$\text{donc: } \left[ \begin{array}{l} M = 0,282 \cdot [(28)^2 / 2] = + 110,544 \text{ t.m.} \\ T = 0,282 \cdot (28) = - 7,896 \text{ t.} \end{array} \right.$$

En résumé: a)  $M_{(G_{\max} + G_{\min})} = 11477,71 \text{ t.m.}$

$$T_{(G_{\max} + G_{\min})} = 1036 \text{ t}$$

b)  $M_{Q_c} = 1732,44 \text{ t.m}$  ;  $T_{Q_c} = 70,92 \text{ t.}$

c)  $M_{Q_A} = 1927,52 \text{ t.m}$  ;  $T_{Q_A} = - 74,71 \text{ t.}$

Combinaisons d'Actions:

Combinaisons	T(t)	M(t.m)
$0,9.(G_{max} + G_{min}) + 1,25 Q_c.$	1017,504	12408,872
$1,1.(G_{max} + G_{min}) + 1,25 Q_c.$	1228,250	14791,036
$0,9.(G_{max} + G_{min}) + Q_c + Q_A.$	928,610	13989,903
$1,1.(G_{max} + G_{min}) + Q_c + Q_A.$	1135,810	16285,445

\*\* le moment de renversement  $\Rightarrow$

$$M_R = 16285,445 \text{ t.m}$$

\*\* la réaction d'appui (bloquée)  $\Rightarrow$

$$R = 1228,250 \text{ t.}$$

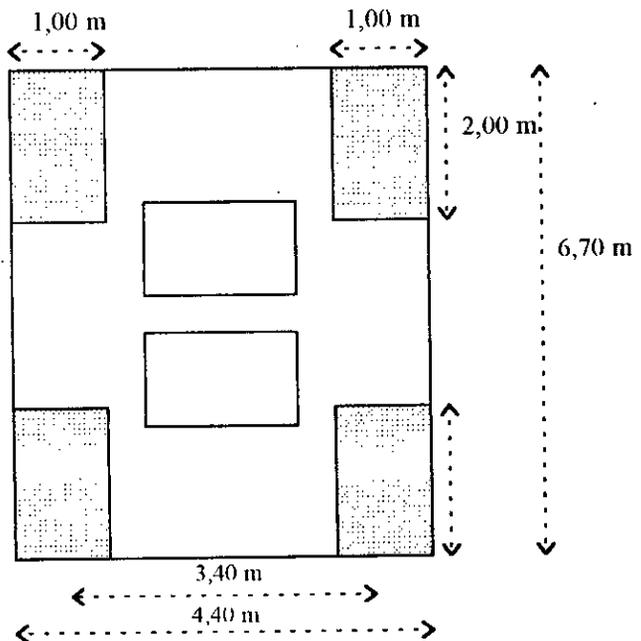
Etude de l'Encastrement Provisoire:

L'encastrement provisoire sur pile est réaliser par clavage sur deux files de cales avec des câbles de précontrainte.

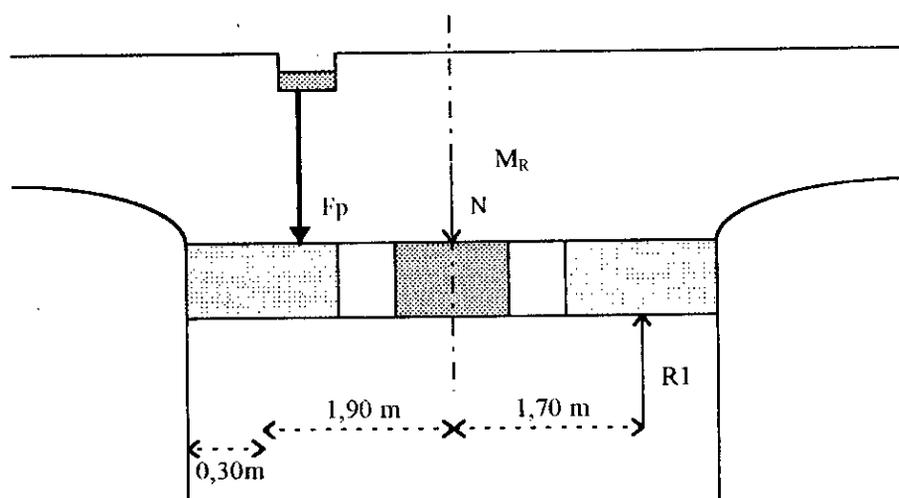
La réaction de chaque file des cales =  $R = \frac{M_R}{e}$ .

Tq: e: l'entre axe des cales.

$$\Rightarrow R = \frac{16285,445}{3,40} = \pm 4789,84 \text{ t.}$$



\* **Calcul de la Précontrainte Provisoire  $F_p$ :**



Afin d'augmenter le moment stabilisant de la précontrainte, on place la gaine du câble à 0,3 m de la surface extérieurs de la pile. Quand on tire les câbles de précontraintes, la réaction R2 s'annule et on aura:

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow 1,9.F_p + 1,70.R_1 = M_R \quad \text{et: } R_1 = 4789,84 \text{ t.}$$

$$\text{donc: } F_p = \frac{M_R - 1,70.R_1}{1,9} \Rightarrow \boxed{F_p = 4285,64 \text{ t.}}$$

$$\Rightarrow \text{nombre de câbles} = n = \frac{4285,64}{241,9} = 17,72.$$

$$\text{On prends: } \boxed{20 \text{ câbles}} \Rightarrow \begin{cases} F_p = 4838 \text{ t.} \\ R_1 = 4172,5 \text{ t.} \end{cases}$$

T<sub>q</sub>: R<sub>1</sub>: réaction d'une fil de cale.

L'efforts normal à la tête de la pile est N<sub>T</sub>:

$$N_T = R_1 + T = 4172,5 + 1228,25 \Rightarrow \boxed{N_T = 5400,75 \text{ t.}}$$

$$M_T = 2,2 \cdot R_1 \Rightarrow \boxed{M_T = 11881,65 \text{ t.}}$$

#### \* Vérification des Contraintes et Ferrailage des Cales:

$$\boxed{\sigma_c = \frac{R_1 / 2}{B - \pi \cdot D^2 \cdot n}}$$

T<sub>q</sub>: n: nombre de câbles passant par cales = 5.

D: diamètre extérieur de la gaine (88 mm).

B: surface de la cale = 2m<sup>2</sup>.

$$\text{Donc: } \sigma_c = \frac{2086,25}{(2 - 5 \cdot 0,006082)} \Rightarrow \boxed{\sigma_c = 1059,231 \text{ t/m}^2}$$

$\sigma_c < \sigma_{bc} \Rightarrow$  les cales résistent sans armatures, ce qui nous conduit à prendre le ferrailage minimal:  $A_{min} = \max.[4 \cdot \mu ; \frac{0,2 \cdot B}{2}]$ .

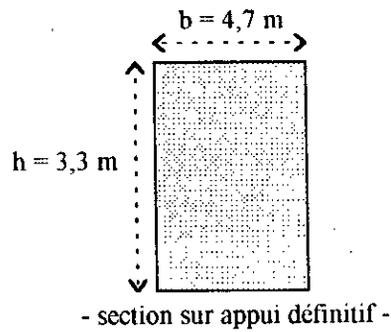
$$\Rightarrow \boxed{A_{min} = 24 \text{ cm}^2} \Rightarrow 24 \phi 12.$$

$$\Rightarrow \boxed{A_s = 27,14 \text{ cm}^2}.$$

Transversalement, on dispose des armatures tendus dans les deux sens (armatures de frettage) pour empêcher le gonflement causé par l'effet de poisson.

#### \* Vérification de la Section sur Appui Définitif:

Le caisson sur pile doit être suffisamment rempli de matériaux, car il est le lieu de passage de tout les câbles des demi fléau.



$$\text{Moment fléchissant} = Ml = \frac{1}{4} \sigma_{c28} \cdot b \cdot h^2.$$

Tq:  $\sigma_{c28}$ : contrainte limite du béton = 3500 t/m<sup>2</sup>

$$\Rightarrow Ml = 44785,125 \text{ t.m.}$$

On fait l'analogie avec une poutre appuyée de longueur de 4 m dont l'effort normal est concentré au milieu:

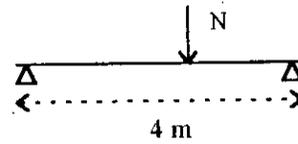
$$\text{d'où: } M = N \cdot \frac{1}{4} \quad \text{Tq: } N = 2 \cdot F_p + P_{vsp} + \sum P_i$$

$P_{vsp}$ : poids du voussoir sur pile = 360 t.

$\sum P_i$ : poids propre des voussoirs.

$$\Rightarrow N = 2 \cdot 4838 + 360 + 2 \cdot 549,38$$

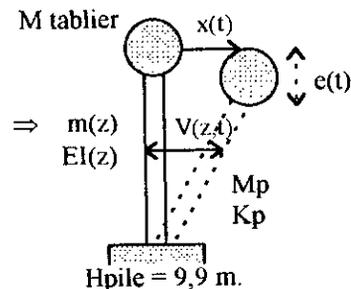
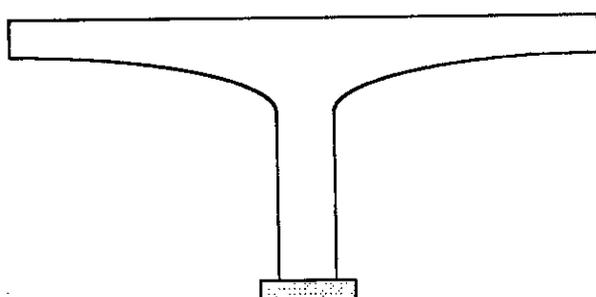
$$\Rightarrow N = 10030,04 \text{ t.} \quad \Rightarrow M = 10030,04 \text{ t.}$$



$M \ll Ml$  donc, la section est suffisante.

### VI - 8 - 2 - 3 Etude au Séisme:

L'étude sismique en phase de construction consiste à l'étude de la pile avant le clavage. Pour pouvoir effectuer l'étude, on a recours à la méthode des coordonnées généralisées le principe est de modéliser la structure réelle à un système d'un degré de liberté de vibration sismique.



Les propriétés essentielles de la pile sont:

- \*  $EI(z)$ : raideur en flexion.
- \*  $m(z)$ : la masse linéique.
- \*  $MF = M_{\text{tablier}}$ : poids propre du fléau + diverses surcharges de chantier.

Si la pile est soumise à une excitation communiquée par le sol  $Vg(t)$ , la fonction de la déformée sera désignée par  $\psi(z)$  et l'amplitude du mouvement sera en fonction de la coordonnée généralisée  $x(t)$ .

$$\psi(z, t) = \psi(z) \cdot x(t)$$

Nous désignons par:  $M^*$ : masse généralisée  $\Rightarrow M^* = \int_0^H m(z) \cdot \psi^2(z) \cdot dz + \sum m(z_i) \cdot \psi^2(z_i)$

$$K^*: \text{rigidité généralisée} \Rightarrow K^* = \int_0^H EI \cdot \psi''^2(z) \cdot dz$$

$$W^*: \text{pulsation généralisée} \Rightarrow \boxed{W^* = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}}}$$

$$Z = \int_0^H m(z) \cdot \psi(z) \cdot dz + \sum m(y_i) \cdot \psi(y_i)$$

$$Q_m: \text{l'effort tranchant à la base} \rightarrow Q_m = \frac{z^2 \cdot S_a}{M^*}$$

$T_q$ :  $S_a$ : spectre d'accélération.  
 $Z$ : facteur de participation.

On pose:  $\psi(z) = (1 - \cos \frac{\pi z}{H})$

1) - Sens Longitudinal:  $\psi(z) = 1 - \cos \frac{\pi z}{H}$

$$\psi^2(z) = 1 - 2 \cos \frac{\pi z}{H} + \cos^2 \frac{\pi z}{H}$$

$$\psi'(z) = \frac{\pi}{H} \sin \frac{\pi z}{H}$$

$$\psi''(z) = \frac{\pi^2}{H^2} \cos \frac{\pi z}{H}$$

On a:  $M^* = \int_0^H m(z) \cdot [1 - 2 \cos(\frac{\pi z}{H}) + \cos^2(\frac{\pi z}{H})] dz + M_F \cdot \psi^2(H)$

$$M^* = \int_0^H m(z) \cdot [1 - 2 \cos(\frac{\pi z}{H}) + \frac{1}{2} \cos^2(\frac{2\pi z}{2H})] dz + M_F \cdot \psi^2(H)$$

$$Z = \int_0^H m(z) \cdot (1 - \cos(\frac{\pi z}{H})) dz + M_F \cdot \psi^2(H) = m(H) + 2 \cdot M_F$$

$$\Rightarrow Z = (24,88 \cdot 9,9) + (2 \cdot 1467,34) \Rightarrow \boxed{Z = 3181 \text{ t.}}$$

$T_q$ :  $M_F$  = charge propre du fléau + 25% de la surcharge du chantier.

$$\Rightarrow M_F = 1467,34 \text{ t.}$$

$$\text{donc: } M^* = \frac{3}{2} H.m + 4.M_F \Rightarrow M^* = 6238,83 \text{ t.}$$

$$K^* = \frac{1}{2} Ely \frac{\pi^4}{H^3} \Rightarrow K^* = 8076431,68 \text{ t/m.}$$

$$\Rightarrow W^* = 35,98 \text{ rad/s}$$

$$T^* = \frac{2\pi}{W^*} \Rightarrow T^* = 0,17 \text{ seconds.}$$

$$S_a = \sqrt{\frac{A.D.Q}{1,4 - \beta}} \quad \text{et: } D = 2 \cdot \frac{0,3}{T^*} \Rightarrow D = 2,657.$$

$$\text{et: } \beta = 0,25; A = 0,15; Q = 1,1 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow S_a = 0,2044 \text{ m/s}^2.$$

Donc, les efforts à la base sont:

$$* \text{ effort tranchant: } Q_{\max} = \frac{Z^2.S_a}{M^*} = 331,53 \text{ t.}$$

$$* \text{ moment de flexion: } M_{\max} = Q_{\max}.H_p = 3282 \text{ t.m.}$$

$$* \text{ l'effort normal à la base: } N = N_{\text{tablier}} + N_{\text{pile}} \Rightarrow N = 1713,65 \text{ t.}$$

2) - Sens Transversal: de la même manière, on aura:

$$K^* = 1/2 \cdot E \cdot \pi^4/H^3 \Rightarrow K^* = 17205424,74 \text{ t/m.}$$

$$W^* = 52,51 \text{ rad/s}$$

$$T^* = 0,12 \text{ s}$$

$$D = 3,162.$$

$$S_a = 0,24325 \text{ m/s}^2.$$

Les efforts à la base sont:

$$\begin{cases} Q_{\max} = 394,54 \text{ t.} \\ M_{\max} = 3905,98 \text{ t.m.} \\ N = 1713,65 \text{ t.} \end{cases}$$

### Calcul des Efforts Maximaux:

Pour l'état limite ultime vis-à-vis du séisme, on a:  $G_{\max} + G_{\min} + E + Q_c$

Le cas le plus défavorable  $\Rightarrow$  transversalement

$$\Rightarrow \begin{cases} T = 1447,7 \text{ t.} \\ M = 15605,02 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Tableau Récapitulatif des Combinaisons d'Actions:

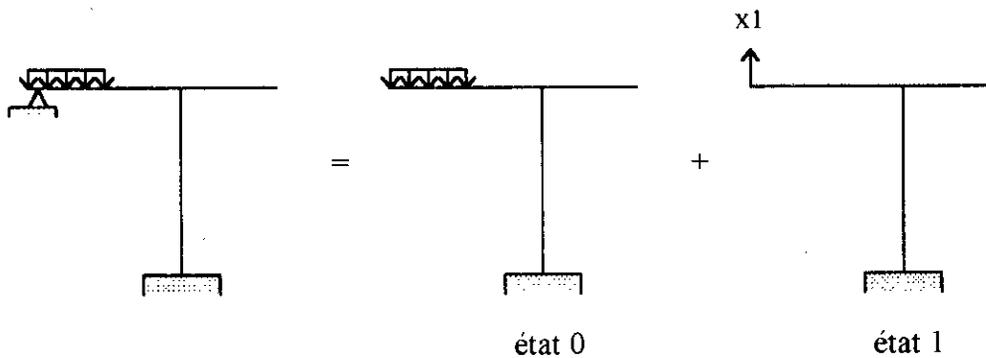
Combinaisons d'Actions	M(t.m)	T(t)
$0,9.(G_{max} + G_{min}) + 1,25 Q_c$	12408,872	1017,504
$1,1.(G_{max} + G_{min}) + 1,25 Q_c$	14791,036	1228,250
$0,9.(G_{max} + G_{min}) + Q_A + Q_c$	13989,903	13989,903
$1,1.(G_{max} + G_{min}) + Q_A + Q_c$	16285,445	1135,810
$G_{max} + G_{min} + E + Q_c$	15605,020	1447,700

Calcul des Sollicitations Dues Clavage:

Les sollicitations de cette phase de construction sont dues au clavage de rive et au poids propre. On suppose que les deux clavages de rive ne s'effectuent pas simultanément.

1) - Clavage du Fléau (1):

Les sollicitations sont calculer avec la méthode des forces.



$$\delta_{11} \cdot x_1 + \Delta_{1p} = 0.$$

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{m^2}{EI(x)} \cdot dx.$$

$$\left[ \begin{array}{l} m_1 = x \quad \text{pour: } 0 \leq x \leq l = 31,5 \text{ m} \\ m_1 = 31,5 \quad \text{pour: } 0 \leq x \leq h_p = 9,9 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow E \cdot \delta_{11} = \int_0^{31,5} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_0^{9,8} \frac{31,5^2}{I_{pile}} dx$$

$$E \cdot \delta_{11} = \int_0^{3,5} \frac{x^2}{I_c} \cdot dx + \int_{3,5}^{29,3} \frac{x^2}{I(x)} \cdot dx + \int_{29,3}^{31,5} \frac{x^2}{I} \cdot dx + \int_0^{9,9} \frac{(31,5)^2}{I_{pile}} \cdot dx$$

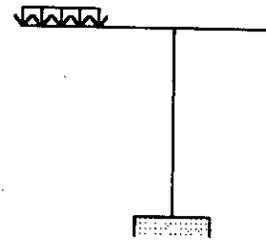
$$\text{On a: } \left[ \begin{array}{l} I_c = 2,892 \text{ m}^4 \\ I_p = 44,694 \text{ m}^4 \\ I = 20,05 \text{ m}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \boxed{E \cdot \delta_{11} = 800,603.}$$

Calcul de  $\Delta_{1p}$ :

$$E \cdot \Delta_{1p} = \int_0^{3,5} \frac{Mm_1}{I_c} dx + \int_{3,5}^{29,3} \frac{Mm_1}{I(x)} dx + \int_{29,3}^{31,5} \frac{Mm_1}{I} dx + \int_0^{9,9} \frac{Mm_1}{I_{pile}} dx$$

$$\Rightarrow E \cdot \Delta_{1p} = 76230,4374$$

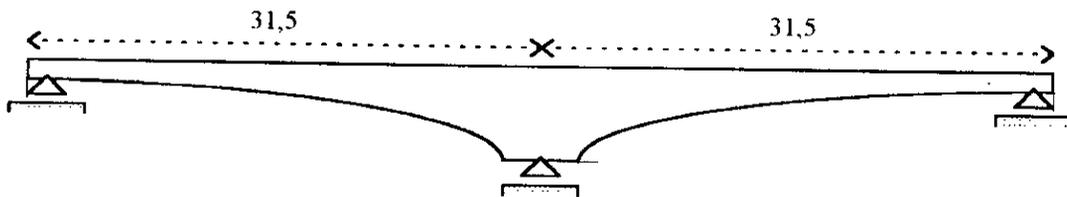
$$x_1 = \frac{E \cdot \Delta_{1p}}{E \cdot \delta_{11}} \Rightarrow x_1 = 95,22 \text{ t.}$$



D'où l'expression du moment fléchissant:

$$\left[ \begin{array}{l} 0 \leq x \leq 3,5 \text{ m} \rightarrow M(x) = 95,22 \cdot x - 8,85 x^2 \\ 3,5 \leq x \leq 31,5 \text{ m} \rightarrow M(x) = 95,22 \cdot x - 8,85 \cdot 3,5 \cdot (x - 1,75) \end{array} \right.$$

Le clavage du 2<sup>ème</sup> appui induit les mêmes efforts précédemment calculés. Après cette phase de construction, on doit débloquent l'encastrement provisoire en relâchant la précontrainte verticale et le système devient comme une poutre continue posée sur trois appuis simples.



#### IV - 8 - 3 Calcul des Sollicitations en Phase de Service:

Le calcul des différentes sollicitations dues aux différentes surcharges que supporte le pont une fois en service, en utilisant la méthode des trois moments utiliser pour les structures à inerties variables.

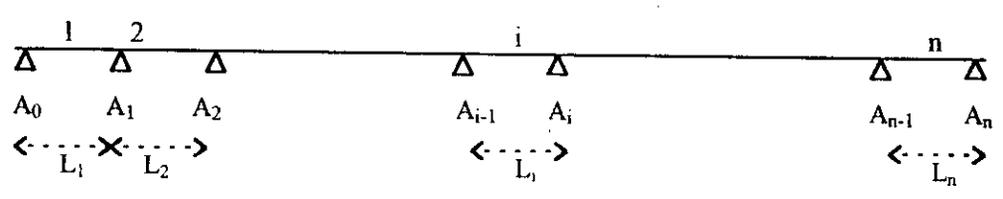
Pour ce type de pont, d'après les recommandations SETRA 1993, on doit distinguer les surcharges suivantes:

- poids propre,
- superstructure,
- surcharges d'exploitation A(L),
- surcharges de trottoirs,
- gradient thermique,
- fluage.

#### IV - 8 - 3 - 1 Rappels sur le Calcul des Poutres:

Pour une poutre droite continue, à plan moyen, chargée dans son plan par des efforts qui lui sont normaux, la formule des trois moments (formule de Chapeyron) s'écrit:

$$\begin{cases} (C_1 + a_2).M_1 + b_2.M_2 = w''_2 - w''_1. \\ b_i.M_{i-1} + (C_i + a_{i+1}).M_i + b_{i+1}.M_{i+1} = w_{i+1} - w''_i \\ b_{n-1}.M_{n-2} + (C_{n-1} + a_n).M_{n-1} = w'_n - w''_{n-1} \end{cases}$$



La poutre comporte n travée  $\Rightarrow$  (n + 1) appuis.  
 Le degrés d'hyperstaticité = (n - 1).  
 \* On définit  $a_i, b_i, c_i$ : coefficients de souplesse.

$$\text{Tq: } a_i = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right)^2 \cdot \frac{dx}{EI(x)}$$

$$c_i = \int_0^{L_i} \left(\frac{x}{L_i}\right)^2 \cdot \frac{dx}{EI(x)}$$

$$b_i = \int_0^{L_i} \frac{x}{L_i} \cdot \left(1 - \frac{x}{L_i}\right)^2 \cdot \frac{dx}{EI(x)}$$

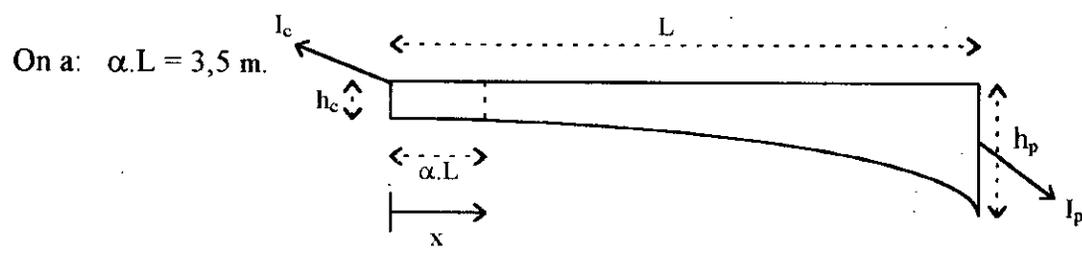
$w'$  et  $w''$ : les angles de rotation à l'origine et à l'extrémité de la travée  $L_i$ , supposée simplement appuyée, sous l'effet des charges extérieures.

$$\text{Tq: } w' = - \int_0^{L_i} M_{iso}(x) \cdot \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \cdot \frac{dx}{EI(x)} \quad ; \quad w'' = \int_0^{L_i} M_{iso}(x) \cdot \left(\frac{x}{L_i}\right) \cdot \frac{dx}{EI(x)}$$

**IV - 8 - 3 - 2 Applications dans le Cas Présent:**

On a deux travées de rive construit par encorbellements successifs et à inertie variable, on se contente de faire les calculs pour une seule travée et on déduit la deuxième par symétrie.

1) - Calcul des Coefficients de Souplesse:



$$I(x) = I_c \left[ 1 + K \left( \frac{x - \alpha L}{L - \alpha} \right)^2 \right]^{5/2} \quad \text{Tq: } [K = \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1]$$

$$\text{donc: } \begin{cases} \alpha = \int_0^L \left( 1 - \frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{EI(x)} = \frac{\alpha L}{3EIc} (3 - 3\alpha + \alpha^2) + \frac{L(1-\alpha)^3}{EIc\sqrt{K}} \left[ A_0 - \frac{2}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{A_2}{K} \right] \\ b = \int_0^L \frac{x}{L} \left( 1 - \frac{x}{L} \right) \frac{dx}{EI(x)} = \frac{\alpha^2 L}{6EIc} (3 - 2\alpha) + \frac{L(1-\alpha)^2}{EIc\sqrt{K}} \left[ \alpha A_0 + \frac{1-2\alpha}{\sqrt{K}} A_1 - \frac{(1-\alpha)^2}{K} A_2 \right] \\ c = \int_0^L \left( \frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{EI} = \frac{\alpha L}{3EIc} + \frac{L(1-\alpha)}{EIc\sqrt{K}} \left[ \alpha^2 A_0 + \frac{2\alpha(1-\alpha)}{\sqrt{K}} A_1 - \frac{(1-\alpha)^2}{K} A_2 \right] \end{cases}$$

$$\text{Tq: } A_0 = 1/3 \cdot \left[ \frac{2(K)^{3/2} + 3(\sqrt{K})}{(1+K)^{3/2}} \right] ; \quad A_1 = 1/3 \cdot \left[ 1 - \frac{1}{(1+K)^{3/2}} \right]$$

$$A_2 = 1/3 \cdot \left[ \frac{K^{3/2}}{(1+K)^{1/2}} \right] ; \quad A_3 = \frac{-1}{\sqrt{1+K}} + 1/3 \cdot \left[ \frac{1}{(1+K)^{1/2}} + 2 \right]$$

$$\Delta N: \begin{cases} A_0 = 0,59685 \\ A_1 = 0,22325 \\ A_2 = 0,12579 \\ A_3 = 0,08553 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = c_2 = 9,04 \cdot 10^{-7} \\ b_1 = b_2 = 3,2 \cdot 10^{-7} \\ c_1 = a_2 = 3,7 \cdot 10^{-7} \end{cases}$$

$$\text{On a: } E = 3,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} (Ea_1/L) = 0,10049 \\ (Eb_1/L) = 0,03597 \\ (Ec_1/L) = 0,04146 \end{cases}$$

## 2) - Calcul des Rotations Isostatiques:

### a - Charge Uniformément Répartie sur Toute la Longueur de la Travée:

$$w' = \frac{-1}{2} qL^2 \cdot b + \frac{qL^3(1-\alpha)^2}{2EIc\sqrt{K}} \left[ \alpha^2 A_0 + \frac{\alpha(2-3\alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{(1-\alpha)(1-3\alpha)}{K} A_2 - \frac{(1-\alpha)^2}{K\sqrt{K}} A_3 \right] \\ + \frac{qL^3}{2EIc} \left[ \frac{\alpha^3}{3} - \frac{\alpha^4}{4} \right]$$

$$w'' = \frac{1}{2} qL^2 \cdot c + \frac{qL^3(1-\alpha)}{2EIc\sqrt{K}} \left[ \alpha^3 A_0 + \frac{3\alpha^2(1-\alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{3\alpha(1-\alpha)^2}{K} A_2 - \frac{(1-\alpha)^3}{K\sqrt{K}} A_3 \right] \\ + \frac{qL^3}{2EIc} \left( \frac{\alpha^4}{4} \right)$$

b - Charge Uniformément Répartie sur une Partie de la Travée: (partie d'inertie variable).

$$w' = - (1/2).q.L^2.(1 - \alpha)^2.b + [q.L^3.(1 - \alpha)^4] / [2EI_c.K\sqrt{K}].[A_2 - (A_3/\sqrt{K})]$$

$$w'' = (1/2).q.L^2.(1 - \alpha)^2.c + [q.L^3.(1 - \alpha)^3] / [2EI_c.K\sqrt{K}].[ \alpha.A_2 + (1 - \alpha).A_3/\sqrt{K} ]$$

c - Charge Concentrée au point d'Abscisse: (x = \alpha.L)

$$w' = - Q.L.(1 - \alpha).b + \frac{Q.L^2.(1 - \alpha)^3}{EI_c K} . [ A_1 - \frac{1 - \alpha}{\sqrt{K}} A_2 ]$$

$$w'' = Q.L.(1 - \alpha).c + \frac{Q.L^2.(1 - \alpha)^2}{EI_c K} . [ \alpha.A_1 + \frac{1 - \alpha}{\sqrt{K}} A_2 ]$$

d - Effet de Dénivellations d'Appui:

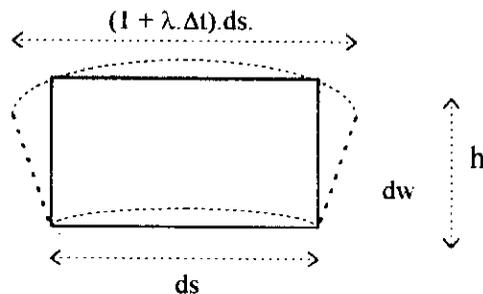
$$w'_{i+1} = \frac{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i}{L_{i+1}} \quad ; \quad w''_i = \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}}{L_i}$$

e - Effets Thermiques dans les Poutres Continues:

La différence de température entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre est due à l'ensoleillement durant la journée.

Cette différence de température est importante dans les structures en caisson où les échanges de chaleur entre l'hourdis supérieur et inférieur ne peuvent se faire que par les âmes.

Sous l'effet de la température, un pont en caisson se comporte comme un bilame, c'est à dire que sous l'effet de la différence de température il tend à se déformer pour avoir une courbure vers le haut.



[ pour la fibre supérieure (1 + λ.Δt).ds.  
pour la fibre inférieure ds.

λ: coefficient de dilatation du béton.

Ces déformations sont gênées à cause de l'hyperstaticité, ce qui provoque des réactions d'appui qui engendrent des moments fléchissants dans l'ensemble de la structure.

Les rotations isostatiques sont données comme suit:

$$w' = \frac{\lambda \cdot \Delta t \cdot \alpha \cdot L}{h_t} \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) + \frac{\lambda \cdot \Delta t \cdot L \cdot (1 - \alpha)^2}{\sqrt{h_c} \cdot (h_p - h_c)} \left[ \text{Arctg} \left( \frac{\sqrt{h_p - h_c}}{\sqrt{h_c}} \right) - \frac{\sqrt{h_c}}{2\sqrt{(h_p - h_c)}} \cdot \ln \left( \frac{h_p}{h_c} \right) \right]$$

$$w'' = - \frac{\lambda \cdot \Delta t \cdot \alpha^2 \cdot L}{h_t} - \frac{\lambda \cdot \Delta t \cdot L \cdot (1 - \alpha)}{\sqrt{h_c} \cdot (h_p - h_c)} \cdot \left[ \alpha \cdot \text{Arctg} \left( \frac{\sqrt{h_p - h_c}}{\sqrt{h_c}} \right) + \frac{1 - \alpha}{2} \frac{\sqrt{h_c}}{\sqrt{(h_p - h_c)}} \cdot \ln \left( \frac{h_p}{h_c} \right) \right]$$

#### IV - 8 - 3 - 3 Détermination des Sollicitations:

1) - Effet du Poids Propre: Dans notre cas l'eqt- des 3 moments devient:

$$\begin{cases} M_0 = 0. \\ C_1 + a_2 \cdot M_1 + b_2 \cdot M_2 = w'_2 - w''_1. \\ M_2 = 0. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0 = 0. \\ M_1 = (-w''_1) / (C_1). \\ M_2 = 0. \end{cases}$$

Le calcul de l'effet dû au poids propre se fait en suivant le mode d'exécution:

\* à la fin de la réalisation des consoles, on a le moment ( $M_{pp1}$ ),

\* à la fin du clavage, on a le moment dû aux effets des parties coulées sur cintre ( $M_{pp2}$ ).

donc:  $M_{pp} = M_{pp1} + M_{pp2}$ .

Calcul de  $M_1$ :  $P(x) = P_c + (P_p - P_c) \cdot \left(\frac{x}{28}\right)^2 \Rightarrow$

$$\begin{cases} T(x) = P_c \cdot x + \frac{(P_p - P_c)}{3 \cdot (28)^2} \cdot x^3 \\ M(x) = \frac{P_c}{2} \cdot x^2 + \frac{(P_p - P_c)}{4 \cdot 3 \cdot (28)^2} \cdot x^4 \end{cases}$$

donc:  $\begin{cases} T(x) = 17,71 x \cdot 0,00437 x^3. \\ M(x) = 8,855 x^2 \cdot 0,00109 x^4. \end{cases}$

$\Rightarrow$  Sur Pile:  $x = 28 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(x) = 591,81 \text{ t} \\ M(x) = -7612,30 \text{ t.m.} \end{cases}$

$\Rightarrow$   $M_{pp1} = 7612,30 \text{ t.m.}$

Calcul de  $M_{pp2}$ : le calcul de la rotation isostatique des travées de rive due au poids propre des parties construites sur cintre en utilisant la combinaison entre les deux premiers cas cités dans la partie théorique ou bien en démontrons la formule par calcul d'intégrale.

$$w''_1 = -w'_2 = \int_0^L M_{iso}(x) \cdot \frac{x}{L} \cdot \frac{dx}{EI(x)}$$

Tq:  $M_{iso}(x) = \begin{cases} \frac{P_c \cdot L^2}{2} \cdot \left[ \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) - \left(\alpha - \frac{x}{L}\right)^2 \right] \dots \dots \dots \text{si: } x \leq \alpha \cdot L \\ \frac{P_c \cdot L^2}{2} \cdot \left[ \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) \right] \dots \dots \dots \text{si: } x \geq \alpha \cdot L \end{cases}$

d'où:  $w''_1 = \int_0^{\alpha \cdot L} \frac{P_c \cdot L^2}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \frac{x}{L} \cdot \frac{dx}{EI(x)} - \int_{\alpha \cdot L}^L \frac{P_c \cdot L^2}{2} \cdot \left(\alpha - \frac{x}{L}\right)^2 \cdot \frac{x}{L} \cdot \frac{dx}{EI(x)}$

$$\Rightarrow w''_1 = \frac{P_c L^2}{2} \alpha^2 b_1 - \frac{P_c L^2}{2EI_c} \int_0^{\alpha L} \left(\alpha - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{x}{L} dx$$

Tq:  $b_1 = \int_0^L \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{dx}{EI(x)}$

$$\Rightarrow \frac{EI_c w''_1}{P_c} = L^3 \alpha^3 \left[ \frac{EI_c b_1}{2\alpha L} - \frac{\alpha}{24} \right]$$

AN:  $\frac{EI_c}{P_c} w''_1 = 19,64 \text{ m}^3$  remplaçant dans la formule des 3 moments, on aura:

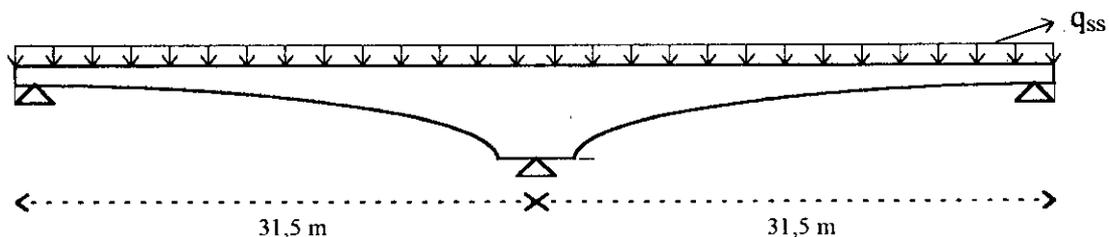
$$M_{pp2} = 92,08 \text{ t.m} \Rightarrow M_{pp} = 7704,38 \text{ t.m} \text{ sur l'appui (2).}$$

Pour les Sections en Travée:

$$\left[ \begin{array}{l} M_{iso}(x) = \frac{P_c L^2}{2} \left[ \alpha^2 \left(1 - \frac{x}{L}\right) - \left(\alpha - \frac{x}{L}\right)^2 \right] \dots \text{si: } 0 \leq x \leq \alpha L \\ M_{iso}(x) = \frac{P_c L^2}{2} \left[ \alpha^2 \left(1 - \frac{x}{L}\right) \right] \dots \text{si: } x \geq \alpha L \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M(x) = M_{appui} + M_{iso}$$

2) - Effets dus aux Superstructures:



On prend les mêmes types de revêtement, trottoirs et corniche déjà pris dans la partie (II) - Pont Dalle -.

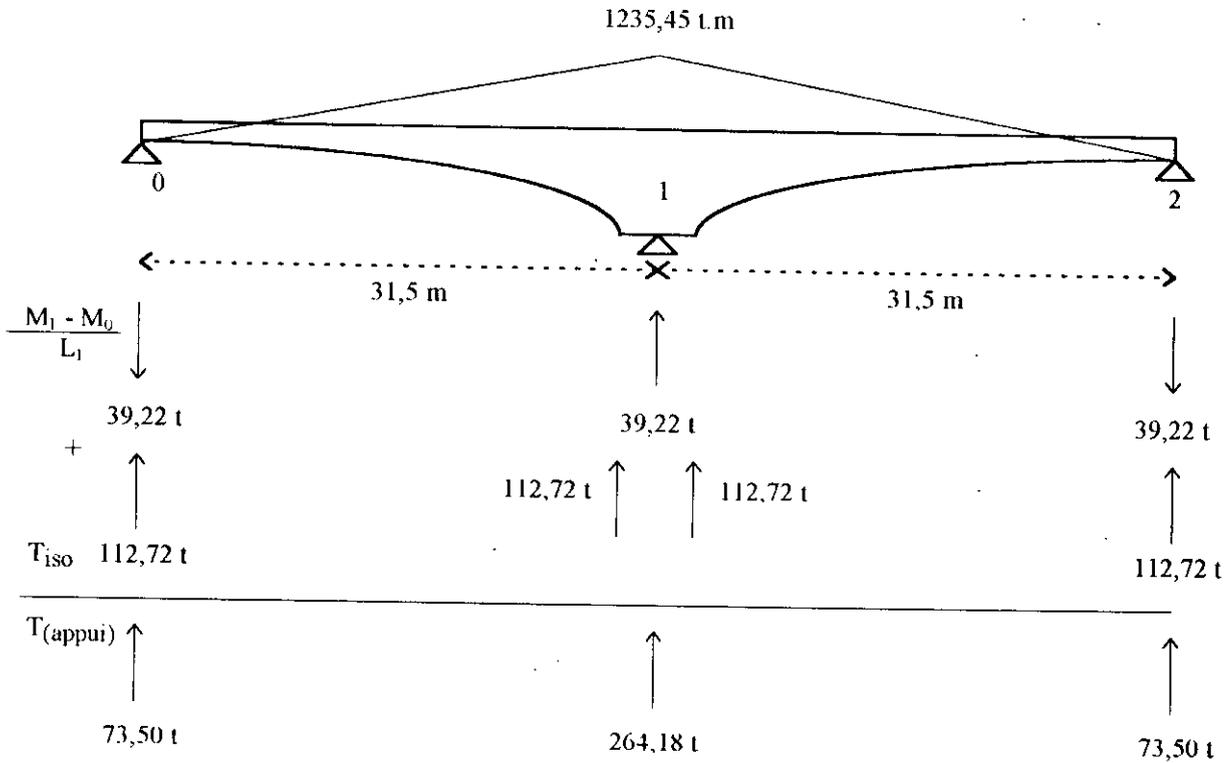
$\Rightarrow$  La densité de charge de la superstructure est: Elle s'applique uniformément sur l'ensemble de l'ouvrage.

$$q_{ss} = 7,157 \text{ t/ml}$$

AN:  $\left[ \begin{array}{l} w'_1 = -6,6657 \cdot 10^{-4} \text{ rad.} \\ w''_1 = 4,61 \cdot 10^{-4} \text{ rad.} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow M_1 = 1235,45 \text{ t.m.}$$

### Effort Tranchant aux Appuis:



donc:  $T_{(appui)}(0) = T_{(appui)}(2) = 73,50 \text{ t.}$   
 $T_{(appui)}(1) = 264,66 \text{ t.}$

### 3) - Effets dus à la Charge Routière Normale A(L):

$$L_R = 10,10 \text{ m.}$$

$$L_V = \frac{10,10}{N} = 3,36 \text{ m.}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{kg/m}^2) \quad L: \text{longueur chargée.}$$

$$\begin{cases} a_1 = 0,9 \\ a_2 = 1,04 \end{cases} \quad \text{et: } \boxed{A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)} \quad \Rightarrow \quad \boxed{A = 215,28 + \frac{33696}{L+12}}$$

a - les Deux Travées Chargées:  $A = 6,712 \text{ t/ml.}$

$$\Rightarrow \begin{cases} w'_1 = -6,25 \cdot 10^{-4} \text{ rad.} \\ w''_2 = 4,32 \cdot 10^{-4} \text{ rad.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{M_1 = 1158,64 \text{ t.m.}}$$

N°: d'Appui	Effort Tranchant (t)	Moment (t.m)
0	68,93	0
1	280,36	1158,64
2	68,93	0

b - 1<sup>ère</sup> Travée Chargée: A = 10 t/ml.

⇒  $w''_1 = 6,436 \cdot 10^{-4}$  rad. et:  $M_1 = 1724,88$  t.m.

N°: d'Appui	Effort Tranchant (t)	Moment (t.m)
0	102,75	0
1	102,75	1724,88
2	- 54,75	0

c - 2<sup>ème</sup> Travée Chargée: A = 10 t/ml.

N°: d'Appui	Effort Tranchant (t)	Moment (t.m)
0	5,39	0
1	21,93	90,63
2	5,39	0

5) - Effets du Gradient Thermique:

Pour prendre en considération l'effet du gradient thermique, les recommandations dans le circulaire du 12 Avril 1975 donne deux valeurs caractéristiques pour le gradient thermique:

- Δ.t = 5° → longue durée (cumulable avec les surcharges)
- Δ.t = 10° → courte durée (non cumulable avec les surcharges)

$dw = -\lambda \cdot \Delta.t \cdot \frac{x}{h} \cdot dx$       Tq:  $\lambda = 10^{-5}$  (coef. de dilatation du béton)

⇒  $w' = \int_0^L \frac{-\lambda \cdot \Delta.t}{h} \cdot \frac{x}{L} \cdot dx$  ⇒  $w' = \frac{-\lambda \cdot \Delta.t}{hp} \cdot \frac{L}{2}$

donc:  $w''_1 = -w''_2 = 0,0004773$  rad.

⇒  $M_1 = 1279,14$  t/m sur appui.

Section	0	3,5	7,5	12	16,5	21	25,5	29,3	31,5	
S <sub>1</sub>	0	220,3	206,04	- 141,34	- 831,35	-1855	-3205,46	-4592,86	-6530,60	
S <sub>2</sub>	0	89,96	- 73,42	- 588,48	-1446,16	-2638,02	-4155,63	-5684,61	-7704,38	
(S <sub>1</sub> + S <sub>2</sub> ) / 2	0	155,13	66,31	- 364,91	-1183,76	-2246,51	-3680,55	-5138,74	-4117,49	
A(L)	Max	0	361,03	623,85	728,53	630,71	330,77	- 171,67	- 753,46	-1158,64
	Min	0	298,34	489,3	512,88	333,96	- 47,46	- 631,38	-1282,17	-1724,88
Gradient Δt = 5°	0	85,10	124,91	218,85	310,91	405,72	501,66	622,57	639,57	
Thermique Δt = 10°	0	170,20	249,82	437,70	621,82	811,44	1003,32	1245,14	1279,14	
Superstructure	0	384,96	665,21	776,83	672,52	352,70	- 183,05	- 803,41	-1235,45	
Surcharge du Trottoir	Max	0	18,97	32,78	38,28	33,14	17,38	- 9,02	- 39,59	- 60,87
	Min	0	- 11,98	- 18,01	- 27,72	- 38,35	- 53,71	- 68,03	- 84,62	- 90,63

- Tableau Récapitulatif des Moments pour chaque Section -

#### IV - 9 Etude de la Précontrainte Longitudinale:

Le câblage des ponts construits par encorbellement successifs est constitué de deux familles de câbles qui chacune a un rôle bien particulier.

Il est important de noter toute fois, qu'actuellement aucun règlement spécifique à ce type de ponts n'existe, seules quelques recommandations de l'Administration SETRA basées sur des constatations des ouvrages déjà existants et des règlements du BPEL avec quelques modifications.

##### 1 - Les Câbles de Fléau:

Ils ont un double rôle:

- assurer la tenue des fléaux pendant la construction,
- assurer la résistance aux moments négatifs de l'ouvrage en service.

##### 2 - les Câbles de Continuité:

Ils assurent la résistance aux moments positifs et assurent la continuité du tablier.

#### IV - 9 - 1 Câblage du Fléau:

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau. Ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, on les descend progressivement dans les âmes et on les ancre par tranches de voussoir

##### IV - 9 - 1 - 1 Détermination de la Précontrainte:

Déterminent la précontrainte dans la section sur pile, sous combinaisons rare en classe I (d'après les règles de BPEL83).

on a: 
$$\begin{cases} f_{ij} = 0 \\ f_{cj} = f_{c28} \cdot \left( \frac{j}{4,76 + 0,83j} \right) \end{cases} \quad \text{Tq: } f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

Après la pose du dernier voussoir, on doit vérifier que:

$$\sigma_{sp} = \frac{F}{B} + [M_{totale} + Fe_o] \cdot \frac{V_s}{I_p} \geq f_{t28} = 0.$$

$$\Rightarrow \boxed{F = \frac{-MV_s B}{I + V_s B e_o}}$$

Tq:  $e_o$ : excentricité de la précontrainte par rapport au centre de gravité.

On prend:  $e_o = V_s - 0,20 \text{ m}$ .

La force F est la force des câbles de fléau sur pile.

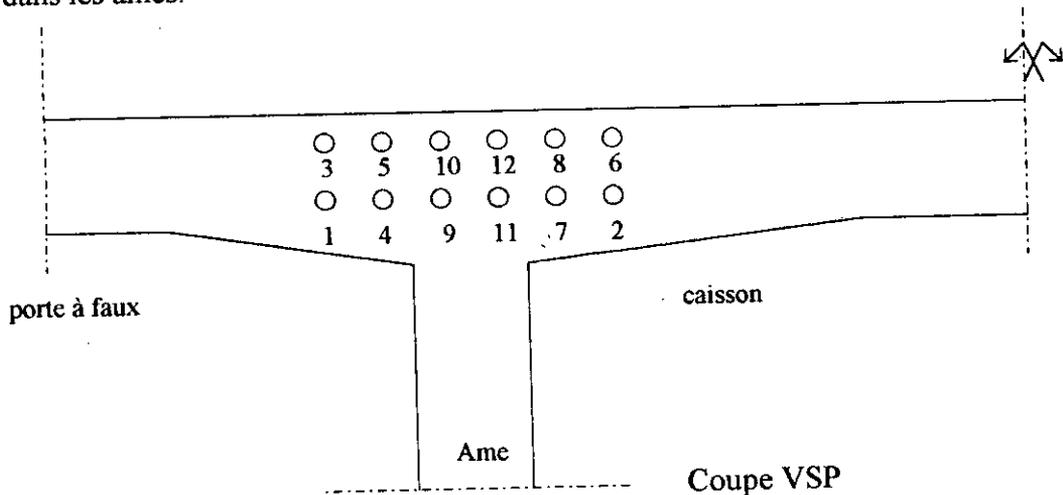
$$n_1 = \frac{F}{F_{est}} = \frac{F}{0,80 T_o} \quad (\text{estimation des pertes à } 20\%)$$

On doit ajouter 2 câbles pour le caisson sur pile car avant d'avoir tendus les câbles du dernier voussoir (pendant son bétonnage)  $\Rightarrow \boxed{n = n_1 + 2}$   
donc:  $n = 24$  câbles.

x(m)	M(t.m)	e <sub>o</sub> (m)	V(m)	I(m <sup>4</sup> )	P(t)	n <sub>totale</sub>	n/âme
0	- 10122,65	1,364	1,564	18,325	4198,82	24	12
3,8	- 8030,86	1,086	1,286	12,270	3940,69	22	11
8,3	- 5698,06	0,829	1,029	7,906	3374,79	20	10
12,8	- 3672,90	0,631	0,831	5,291	2593,53	16	8
17,3	- 2077,80	0,491	0,691	3,812	1696,72	10	5
21,8	- 842,52	0,410	0,610	3,083	756,36	4	2

- Nombre de Câble pour le Demi-Fléau -

La disposition des câbles doit être symétrique par rapport à l'axe de la pile et arrêter dans les âmes.



- Disposition des Câbles dans les Goussets -

#### IV - 9 - 1 - 2 Etude du Tracé de Câblage de Fléau:

Les câbles de fléau descendent dans les âmes de façon à réduire l'effort tranchant et l'ancrage se fait dans l'âme du voussoir.

a) - Etude du Câblage en élévation: Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leurs ancrages où le tracé devient parabolique.

$$Tq: y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

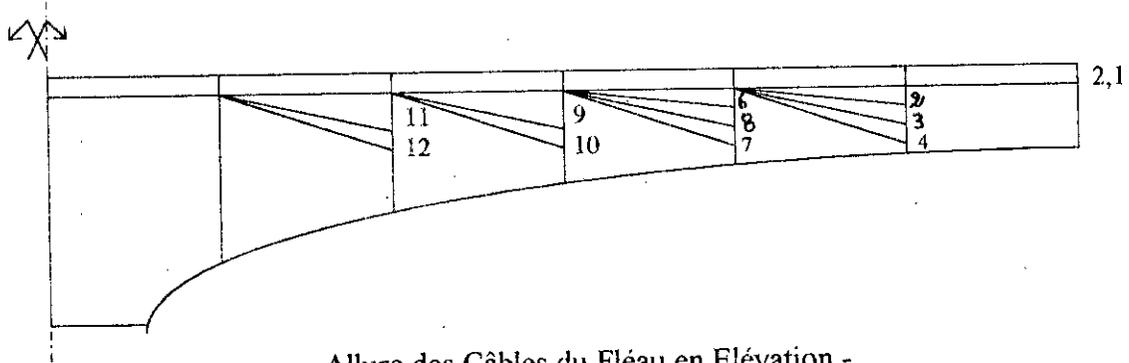
d<sub>0</sub>: distance de la face supérieure du câble filant.

d<sub>1</sub>: distance de la face supérieure du point d'ancrage.

L : longueur du voussoir considéré.

Le rayon moyen de courbure en un point quelconque doit être supérieur à:

$$R_{mm} = 6 \text{ m.}$$



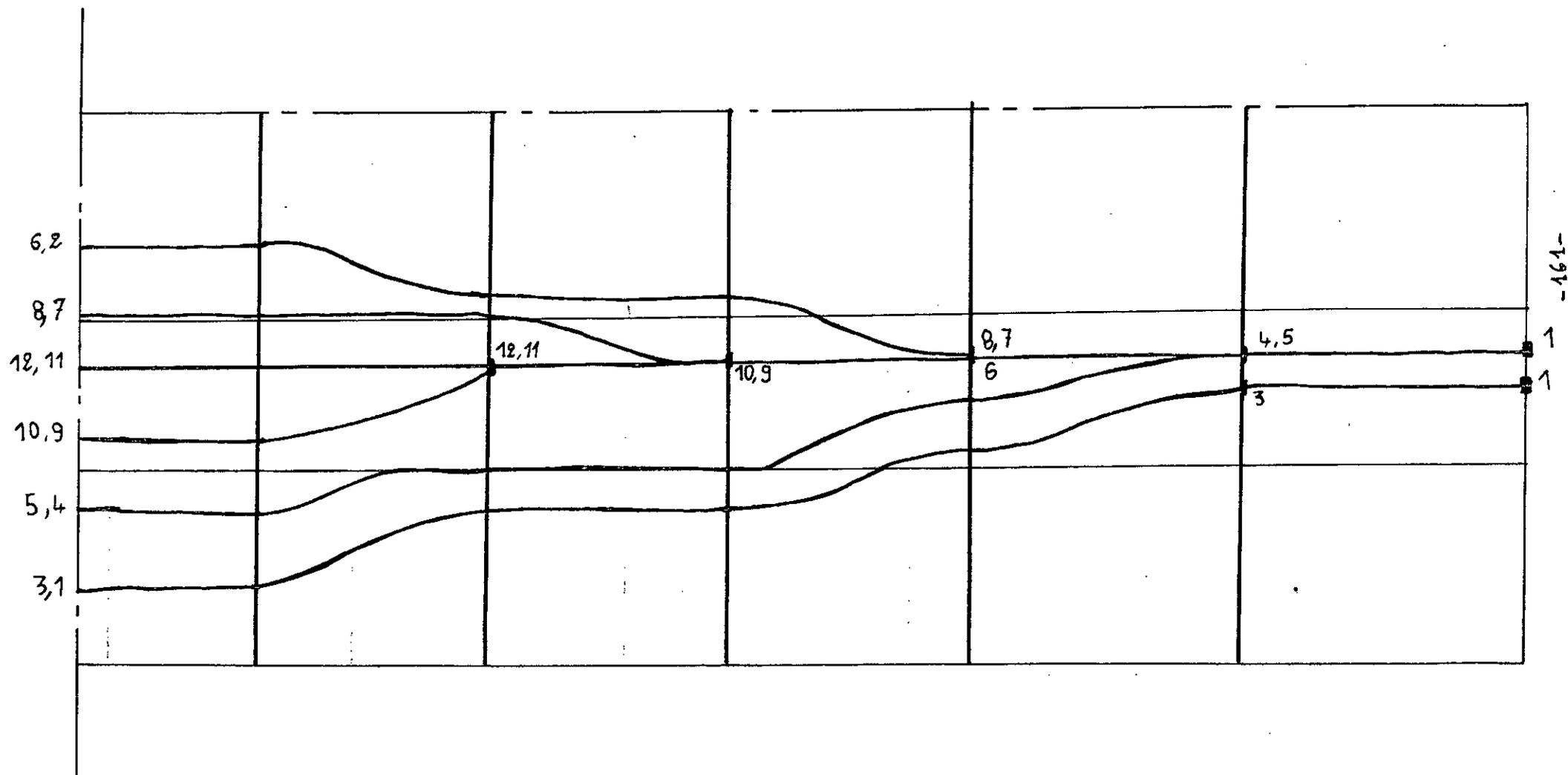
- Allure des Câbles du Fléau en Elévation -

x	Câbles	V(m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	R(m)	α(rad)
8,3	12	1,029	0,20	1,000	11,25	0,381
8,3	11	1,029	0,20	0,800	16,875	0,261
12,8	10	0,831	0,20	0,90	14,46	0,302
12,8	9	0,831	0,20	0,70	20,25	0,219
17,3	8	0,691	0,20	0,90	14,46	0,302
17,3	7	0,691	0,20	1,10	11,25	0,381
17,3	6	0,691	0,20	0,70	20,25	0,219
21,8	5	0,610	0,20	0,70	20,25	0,219
21,8	4	0,610	0,20	0,90	14,46	0,302
21,8	3	0,610	0,20	0,50	33,75	0,133

b) - Etude du Tracé en Plan: Le tracé en plan suit aussi une loi de variation parabolique. La variation de courbure en plan et en élévation rend la mise en place de ce câble délicat. On doit donner aux câbles une forme en 'S' plus au moins prononcée pour diminuer au maximum la composante de précontrainte dans le plan.

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

# ALLURE DES CABLES EN PLAN



#### IV - 9 - 2 Câbles de Continuité:

La précontrainte de continuité sera évaluée en fonction des efforts suivants:

- le poids propre de la structure,
- le gradient thermique,
- la distribution par fluage,
- les surcharges d'exploitations réglementaires.

La combinaison d'action à prendre en considération est celle dictée par le BPEL aux ouvrages sous combinaisons rares.

$$S_1 + \text{gradient } (\Delta t = 5^\circ) + \text{surcharge } (1,2 A(L) + \text{trott}) + S_s$$

$$S_1 + \text{gradient } (\Delta t = 10^\circ) + \text{surcharge } (1,2 A(L) + \text{trott}) + S_s$$

$$(S_1 + S_2) / 2 + S_s + \text{surch. } (1,2 A(L) + \text{trott}) + \text{grad. } (\Delta t = 5^\circ)$$

$$(S_1 + S_2) / 2 + S_s + \text{gradient } (\Delta t = 12^\circ)$$

#### Combinaisons des Charges: (combinaisons rares)

Combinaisons	$M_{\text{pile}}$ (t.m)	$T_{\text{sur pile}}$ (t)
$S_1 + S_s + \text{surchargé } (1,2 A(L) + \text{trott}) + \text{gradient } (\Delta t = 5^\circ)$	- 9287,54	1210,31
$S_1 + S_s + \text{gradient } (\Delta t = 10^\circ)$	- 6486,91	814,04
$(S_1 + S_2)/2 + S_s + \text{surch. } (1,2 A(L) + \text{trott}) + \text{grad. } (\Delta t = 5^\circ)$	- 9873,86	1262,52
$(S_1 + S_2) / 2 + S_s + \text{gradient } (\Delta t = 10^\circ)$	- 7073,80	866,25

	$C_1$		$C_2$ (t.m)	$C_3$		$C_4$ (t.m)
	Max (t.m)	Min (t.m)		Max (t.m)	Min (t.m)	
0	0	0	0	0	0	0
3,5	777,84	288,56	410,73	712,67	606,49	345,56
7,5	1147,3	347,89	490,81	1007,57	795,32	351,08
12	1030,85	90,61	337,18	807,28	482,50	113,61
16,5	- 51,21	- 523,45	- 174,19	- 2,52	- 430,11	- 481,60
21	- 1016,45	- 1541,41	- 1025,03	- 1408,88	- 1932,92	- 1416,54
25,5	- 2928,44	- 3539,11	- 2211,76	- 3403,53	- 4014,20	- 2686,85
29,3	- 5578,81	- 5635,72	- 3389	- 5502,12	- 6181,60	- 3935,81
31,5	- 8607,48	- 9286,516	- 6486,91	- 9873,86	- 7174,43	- 7073,80

$$C_1: S_1 + S_s + [1,2 A(L) + S_{\text{trott}}] + \text{gradient } (\Delta t = 5^\circ)$$

$$C_2: S_1 + S_s + \text{gradient } (\Delta t = 10^\circ)$$

$$C_3: (S_1 + S_2) / 2 + S_s + [1,2 A(L) + S_{\text{trott}}] + \text{gradient } (\Delta t = 5^\circ)$$

$$C_4: (S_1 + S_2) / 2 + S_s + \text{gradient } (\Delta t = 10^\circ)$$

En ajoutant à ces actions l'effet de la précontrainte, et puis, on s'assure que les contraintes normales dans les sections restent comprise entre 0 et  $0,54 f_{c28}$  (d'après les règles BPEL83) et la contrainte maximale est ramené de  $0,6 f_{c28}$  à  $0,54 f_{c28}$  car notre raisonnement est basé sur la valeur moyenne de précontrainte.

1) - Calcul du Moment Hyperstatique de Précontrainte de Continuité:

Pour le calcul du moment hyperstatique de précontrainte de continuité, on utilise la méthode exposée dans le livre projets et construction des ponts (analyse structurale des ponts, J. A CALGARO M. VIRLOGEUX, 1990).

La précontrainte de fléau est mise en place avant le clavage des travées, ses efforts sont donc purement isostatiques.

Lorsque l'on commence par claver les deux travées (clavage de rive), la précontrainte, mise en oeuvre dans une poutre hyperstatique (déjà claver), va engendrer des sollicitations hyperstatiques puisque la structure n'est pas libre de se déformer en flexion.

Appelons  $M_{Pi, iso}(x)$  le moment de précontrainte dû aux câbles dans la travée n°i supposée rendue isostatique. Pour calculer les moments hyperstatiques  $M_i$  au droit des appuis, on utilise la même méthode utiliser auparavant, en passant par le calcul des rotations:

$$w'_i = - \int_0^{L_i} M_{Pi, iso}(x) \cdot \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \cdot \frac{dx}{EI_i}$$

$$w''_i = \int_0^{L_i} M_{Pi, iso}(x) \cdot \frac{x}{L_i} \cdot \frac{dx}{EI_i}$$

Le moment isostatique de précontrainte à la partie clavée est:  $M_{Piso} = P \cdot e_o$   
 La rotation isostatique de l'appui sur pile est:

$$w'' = + M_{Piso} \frac{L}{2 \cdot E_i \cdot K} \left( A_o - \frac{1}{K \cdot (1 - 2\beta)^n} A_n \right)$$

En général, pour les travées de section variant paraboliquement et les câbles arrêtés dans le hourdis inférieur, on prend  $n = 4$ .

$$Tq: A_o = \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{(1+x^2)^{5/2}} = \frac{1}{3} \left[ \frac{2x_2^2 + 3x_2}{(1+x_2^2)^{3/2}} - \frac{3x_1^2 + 3x_1}{(1+x_1^2)^{3/2}} \right]$$

$$A_4 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^4}{(1+x^2)^{5/2}} dx = \log \left[ \frac{x_2 + \sqrt{1+x_2^2}}{x_2 + 1 + x_2^2} \right] - \frac{1}{3} \left[ \frac{4x_2^3 + 3x_2}{(1+x_2^2)^{3/2}} - \frac{4x_1^3 + 3x_1}{(1+x_1^2)^{3/2}} \right]$$

avec:  $x_1 = 0$  et  $x_2 = \sqrt{x \cdot (1 - 2\beta)}$ .

Puisque le câblage règne sur une longueur comprise entre deux tiers et les trois quarts de la longueur totale L de la travée.

On a:  $1 = L \cdot (1 - 2\beta)$  avec:  $(0,12 < \beta < 0,17)$

On prend:  $\beta = 0,145$

$$K = 1,093 \Rightarrow \begin{cases} x_2 = 0,7423. \\ x_1 = 0. \end{cases}$$

donc:  $A_0 = 0,5254$  ,  $A_4 = 0,204$

$\Rightarrow$  la rotation:  $w'' = 0,6818 \cdot 10^{-6} M_{Piso}$

le moment de la précontrainte sur appui (1) est:  $M_1 = \frac{w''}{C_1}$

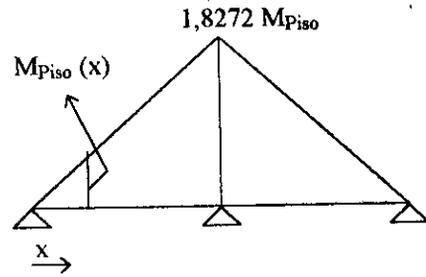
$\Rightarrow M_1 = 1,8272 M_{Piso}$

donc: \* pour:  $x = 3,5 \text{ m} \rightarrow M_p = 0,20 M_{Piso}$

" \* pour:  $x = 7,5 \text{ m} \rightarrow M_p = 0,44 M_{Piso}$

\* pour:  $x = 12 \text{ m} \rightarrow M_p = 0,69 M_{Piso}$

et on a aussi:  $M_{Piso} = e_0 \cdot P$



Sous l'action du moment dû à la charge extérieure et la précontrainte, les contraintes normales doivent donc satisfaire aux prescriptions réglementaires:

$$\left[ \begin{array}{l} 0 \leq \frac{P}{S} + \frac{V_s}{I} (M_{\max} + M_p) \leq 0,54 f_{c28} \\ 0 \leq \frac{S}{P} + \frac{I}{V_s} (M_{\min} + M_p) \leq 0,54 f_{c28} \\ 0 \leq \frac{S}{P} + \frac{I}{V_i} (M_{\min} + M_p) \leq 0,54 f_{c28} \\ 0 \leq \frac{S}{P} + \frac{I}{V_i} (M_{\min} + M_p) \leq 0,54 f_{c28} \end{array} \right.$$

## 2) - Détermination de la Précontrainte de Continuité:

La précontrainte nécessaire au droit de chaque section est déterminée de manière itérative. On se fixe une précontrainte nul ou relativement faible et à partir de cette valeur, on détermine la nouvelle précontrainte et on refait le même calcul jusqu'à convergence vers une valeur fixe.

\* exemple de calcul:

- Section sous-critique:

$$\left[ \begin{array}{l} P_1 = \frac{\Delta M}{C_s + C_i} \\ e_0 = C_s - \frac{M_{\max}}{P} \end{array} \right.$$

- Section sur-critique:

$$\left[ \begin{array}{l} P_2 = \frac{M_{\max}}{C_s + V_i - d'} \\ e_0 = -(V_i - d') \end{array} \right.$$

$$P = M_{\max} [ P_1 , P_2 ] .$$

\* pour:  $x = 7,5 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = 1147,3 \text{ t.m}$

$d = 0,20 \text{ m}$

$V_s = 0,610 \text{ m}$

$C_s = 0,417 \text{ m}$

$M_{\min} = 347,89 \text{ t.m}$

$d' = 0,13 \text{ m}$

$V_i = 1,031 \text{ m}$

$C_i = 0,704 \text{ m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} P_1 = 1640,15 \text{ t.m} \\ P_2 = 870,49 \text{ t.m.} \end{cases} \Rightarrow P = 1640,15 \text{ t.m.}$$

$$\Rightarrow e_o = C_s - \frac{M_{\max}}{P} \Rightarrow e_o = -0,283 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \Delta M = M_{\max} - M_{\min} - 0,44 \cdot 0,90 \cdot P \Rightarrow \Delta M = 149,91 \text{ t.m.}$$

1<sup>er</sup> itération:  $P_1 = 133,73 \text{ t.}; P_2 = 113,74 \text{ t.}$

$$\Rightarrow P = 133,73 \text{ t.} \Rightarrow \Delta M = M_{\max} - M_{\min} - 0,44 \cdot 0,90 \cdot P$$

$$\Rightarrow \Delta M = 746,45 \text{ t.m.}$$

2<sup>eme</sup> itération:  $P_1 = 665,88 \text{ t.}; P_2 = 830,31 \text{ t.}$

$$\Rightarrow P = 830,31 \text{ t.} \Rightarrow \Delta M = 470,61 \text{ t.m.}$$

3<sup>eme</sup> itération:  $P_1 = 419,81 \text{ t.}; P_2 = 621,02 \text{ t.}$

$$\Rightarrow P = 621,02 \text{ t.} \Rightarrow \Delta M = 553,487 \text{ t.m.}$$

4<sup>eme</sup> itération:  $P_1 = 493,74 \text{ t.}; P_2 = 683,89 \text{ t.}$

$$\Rightarrow P = 683,89 \text{ t.} \Rightarrow \Delta M = 528,59 \text{ t.m.}$$

5<sup>eme</sup> itération:  $P_1 = 471,53 \text{ t.}; P_2 = 665,01 \text{ t.}$

$$\Rightarrow P = 665,01 \text{ t.} \Rightarrow \Delta M = 536,07 \text{ t.m.}$$

6<sup>eme</sup> itération:  $P_1 = 478,20 \text{ t.}; P_2 = 670,68 \text{ t.}$

$$\Rightarrow P = 670,68 \text{ t.} \Rightarrow \Delta M = 533,82 \text{ t.m.}$$

7<sup>eme</sup> itération:  $P_1 = 476,20 \text{ t.}; P_2 = 668,97 \text{ t.}$

donc:  $P = 669 \text{ t.}$

Section	$e_o$ (m)	P (t)	nombre de câbles.	Câbles Réels
3,5	- 0,88	529	2,73	4
7,5	- 0,90	669	3,46	4
12	- 0,95	652	3,36	4

### 3) - Vérification des Contraintes:

Les contraintes doivent être vérifiées en service et à vide, avant et après fluage.  
On se contente de vérifier la section sur pile et la section correspondante à:  
 $x = 7,5 \text{ m.}$

$$\sigma_{\text{totale}} = \sigma_{\text{ext}} + \sigma_p \quad \text{et:} \quad p = p_i + p_s$$

La contrainte due à la précontrainte:

$$\sigma = \frac{P_s}{\beta} + \frac{P_i}{\beta} \pm p_i \cdot e_i \frac{y}{I} \pm p_s \cdot e_s \frac{y}{I} \pm \mu \frac{y}{I}$$

a - Section ( $x = 7,5$  m): Au niveau de cette section, on a:

$$\begin{cases} 10 \text{ câbles supérieurs} \rightarrow P_s = 1935,2 \text{ t.} \\ 4 \text{ câbles inférieurs} \rightarrow P_i = 774,4 \text{ t} \end{cases}$$

Pour remplir le tableau, on utilise la formule suivante:

$$\sigma_{\text{totale}} = \sigma_{\text{ex}} + \sigma_p = \frac{P_s}{B} + \frac{P_i}{B} + \frac{P_s \cdot e_s}{I} V_i + \frac{P_i \cdot e_i}{I} y + \mu \frac{V_i}{I} + \frac{M}{I} V_i$$

(pour la fibre inférieure)

et on a:  $B = 7,18 \text{ m}^2$  ;  $e_s = 0,410 \text{ m}$   
 $V_i = 1,031 \text{ m}$  ;  $e_i = 0,900 \text{ m}$   
 $V_s = 0,610 \text{ m}$  ;  
 $I = 3,083 \text{ m}^4$  ;  $\mu = M_{\text{hyp}} = 0,396 P_i$

		M (t.m)	(Fibre Supérieur) $\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	(Fibre Supérieur) $\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
Avant fluage	à vide	206,04	375,77	378,77
	en service	Max	1147,30	375,77
		Min	347,89	403,83
	à vide	66,31	348,12	425,49
Après fluage	en service	Max	1007,57	534,36
		Min	795,32	492,36

b - Section d'Encastrement:

$$I = 18,325 \text{ m}^4 ; B = 11,1926 \text{ m}^2 ; P_s = 4644,48 \text{ t} ; P_i = 0.$$

$$V_s = 1,564 \text{ m} ; V_i = 1,736 \text{ m} ; e_s = 1,364 \text{ m}$$

		M (t.m)	(Fibre Supérieur) $\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	(Fibre Supérieur) $\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
Avant fluage	à vide	- 6486,60	402,03	429,31
	en service	- 8607,48	221,02	630,23
	à vide	- 7073,80	351,91	484,94
Après fluage	en service	Max	- 7174,43	343,32
		Min	- 9873,86	112,93

#### 4) - Les Pertes de Précontraintes:

On remarque que les contraintes dues aux combinaisons des charges et surcharges avec la précontrainte, sont largement loin d'être à la limite ultime de résistance (avec une estimation des pertes de 20%).

En outre, l'étude des pertes de précontrainte n'aura pas un intérêt majeur et on se contentera de calculer les pertes d'un seul câble à titre d'exemple.

#### \* Calcul des Pertes de Précontrainte dans le Câble 11:

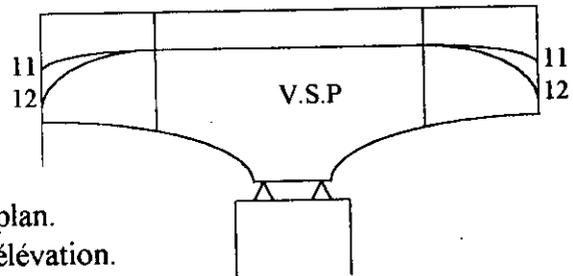
##### a) - Pertes Instantanées:

##### 1 - Pertes par Frottement:

$$\sigma = \sigma_0 \cdot (f \cdot \theta + \gamma \cdot x)$$

$$\text{Tq: } \theta = \alpha + \beta$$

et:  $\alpha$ : déviation angulaire en plan.  
 $\beta$ : déviation angulaire en élévation.



Lors de la mise en tension, le câble est tiré d'un seul côté.

Section (m)	$\alpha$ (rad)	$\beta$ (rad)	$\theta$ (rad)	L (m)	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )
x = 0	0	0	0	0	141607	0
(D.2.1) x = 4,5	0	0,261	0,261	4,5	133680	7927,16
(G.2.1) x = 16,5	0	0	0	16,5	130472	3208,30
x = 21	0	0,261	0,261	21,0	123168	7303,82

2 - Recul d'Ancre:  $g = 5$  mm. et  $\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \psi}}$

$$\text{Tq: } \psi = \left( f \cdot \frac{\theta}{L} + \gamma \right) \Rightarrow \psi = 6,47 \cdot 10^{-3}$$

d'où:  $\lambda = 13,66$  m.

donc: pour  $x \geq \lambda$  on a:  $\Delta\sigma = 0$ .

Section	x (m)	$\Delta\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )
0	0	1914,36
(D.2.1)	4,5	315,32
(G.2.1)	16,5	0
21	21	0

3 - Raccourcissement du Béton: 
$$\Delta\sigma = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{bj}}{E_b} \cdot E_s$$

et: 
$$\sigma_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P_e \cdot V_s}{I} - \frac{M_g \cdot V_s}{I}$$

Section	$M_g$	P (t)	$\sigma_{bj}$	$\Delta\sigma$
0	0	2808,70	174,15	14,76
45	888,28	2681,46	1140,33	313,56
16,5	888,28	2623,30	1140,33	313,56
21	0	2476,44	174,15	14,76

b) - Pertes Différées:

1 - Retrait:  $\Delta\sigma_r = \epsilon_r \cdot E_r = 5700 \text{ t/m}^2$

2 - Relaxation des Aciers:  $\Delta\sigma_{relax} = \rho_{\infty} \cdot \sigma_p(x)$

$$\sigma_{relax} = 1,2 \cdot [8 \cdot \sigma_p \cdot \left(\frac{\sigma_p}{R_g} - 0,55\right) \cdot \rho_{1000}] \quad \text{Tq: } R_g = 1770 \text{ MPa.}$$
  

$$\rho_{1000} = 2,5.$$

x (m)	$\sigma_{pj}$	$\Delta\sigma$
x = 0	139677,88	609,22
x = 4,5	133051,12	540,12
x = 16,5	130158,44	490,03
x = 21	123153,24	404,11

3 - Pertes par Fluage: 
$$\Delta\sigma_{flu.} = 2 \cdot \sigma_b \cdot \frac{E_a}{E_b}$$

5) - Phénomène de Transmission et de Diffusion de l'Effort de Précontrainte Derrière les Ancrages:

L'effort (P) à l'ancrage introduit sur l'âme une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton qui se répartit progressivement, jusqu'à une régularisation au-delà d'une longueur ( $L_r$ ), où on peut appliquer le principe de saint-venant.

Donc, pour la partie appelée longueur de régularisation ( $L_r$ ), un calcul spécial de ferrailage s'avère indispensable.

**\* Calcul des Armatures:** On attribue à chaque ancrage un prisme symétrique de dimension (d . d)  $\underline{Tq}$ :  $d = \min.[0,40, 2C] = 0,40 \text{ m}$ .  
 C: distance de l'axe du câble à l'arrêté de la pièce la plus proche.

Pratiquement, la mise en tension des câbles se fait en général, quatre jours après le durcissement du béton.

$$\begin{cases} f_{cj} = 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log(j + 1) \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{c4} = 16,76 \text{ MPa} \\ f_{t4} = 1,61 \text{ Mpa} \end{cases}$$

A titre d'exemple, on fait les calculs pour le câble 9 qui aura une valeur  $\sigma_p$  après les pertes instantanées.

$$\sigma_p = 1396,78 \text{ MPa.} \quad \text{et} \quad A_c = 16,68 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \boxed{A_s = 0,04 \frac{P}{\sigma_{\min}}} \quad \underline{Tq}: \quad \sigma_{\min} = \frac{2}{3} \cdot f$$

$$\Rightarrow \boxed{A_s = 3,34 \text{ cm}^2.}$$

à cause de l'effet de poisson, on a:

$$\boxed{\sigma_{tj} = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \frac{f_j}{bd} \leq 1,25 \cdot f_{tj}}$$

$\underline{Tq}$ : a: dimension de la plaque d'ancrage,  
 d: hauteur du prisme symétrique,  
 b: largeur de l'âme.

$$\boxed{\sigma_{xj} = \frac{f_j}{bd} \leq \frac{2}{3} f_{cj}}$$

$$\underline{AN}: \quad j = 4 \Rightarrow \left[ \begin{array}{l} \sigma_{t4} = 1,48 \leq 2,01 \text{ MPa.} \\ \sigma_{x4} = 9,87 \leq 11,16 \text{ MPa} \end{array} \right] \rightarrow \text{Vérfiées}$$

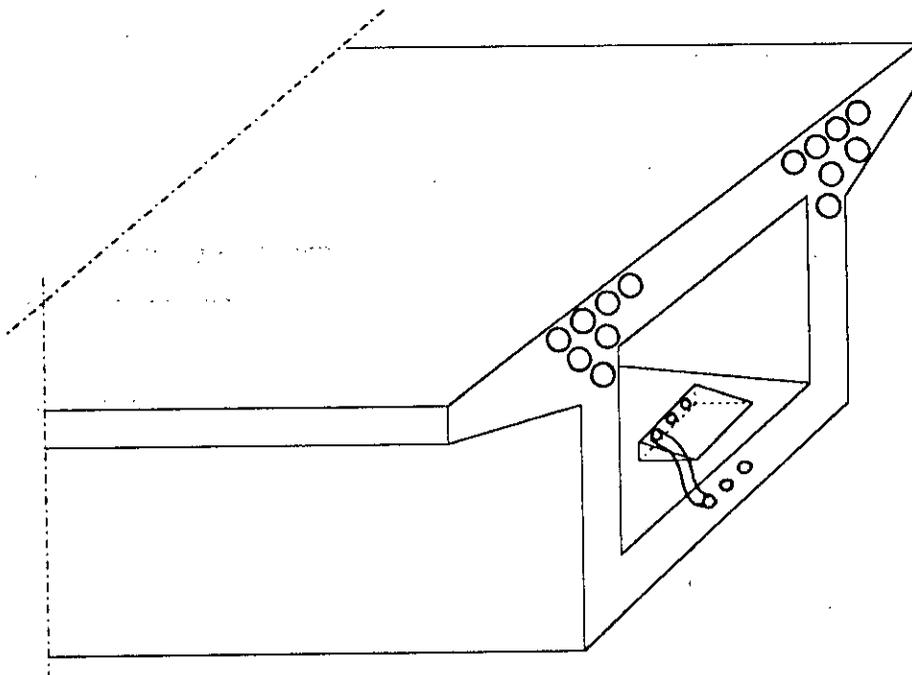
$$\text{et on aura:} \quad A_L = \text{Max} \left[ 0,25 \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \frac{f_j}{\sigma_{s \text{ lim}}} ; 0,15 \cdot \frac{f_j}{\sigma_{s \text{ lim}}} \right]$$

$$\Rightarrow \quad A_L \cong 12 \text{ cm}^2.$$

Donc, les aciers  $A_s$  seront constitués d'une barre HA20 de forme hélicoïdale sur une longueur d.

Pour  $A_L$ , le ferrailage passif du caisson est suffisant.

\* Pour les câbles de continuité dans l'hourdis inférieur, l'ancrage nécessite un relevage des câbles dans des prismes dits "Bossage"



Pour éviter la déformation des fibres transversales du hourdis, on utilise un ferrailage passif spécifique constitué de trois familles d'armatures passives:

- Aciers d'éclatement placés à l'extrémité du bossage à 20 ou 30 cm en arrière de la plaque d'ancrage.

$$A_1 = \frac{P}{\sigma_a} \cdot \left( \frac{1}{2} - \sin\alpha \right)$$

$\alpha$ : angle de relevage.

$\sigma_a$ : contrainte admissible de traction.

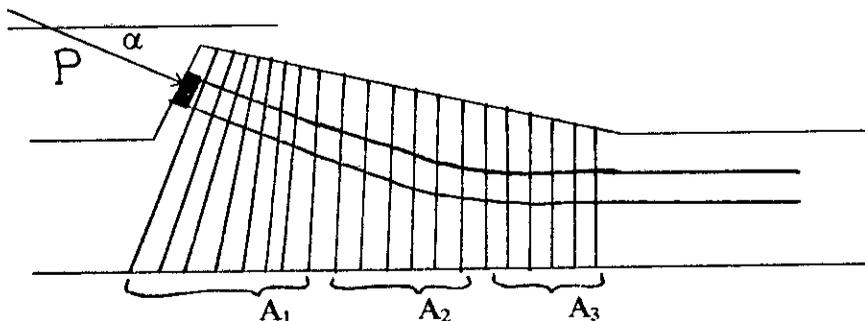
et: 
$$\sigma_a = \frac{3}{4} \cdot \sigma_e$$

P: la précontrainte au niveau d'ancrage.

- $A_2$ : ces armatures commencent juste après les armatures  $A_1$ , jusqu'au début de la courbure du câble. 
$$A_2 = \frac{P}{2 \cdot \sigma_a}$$

- $A_3$ : Acier de reprise de la poussée au vide le long de la zone de courbure du câble.

$$A_3 = \frac{P \cdot \sin\alpha}{\sigma_a}$$



AN: dans notre cas, on a:

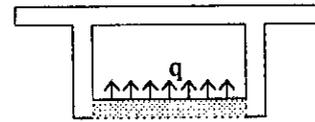
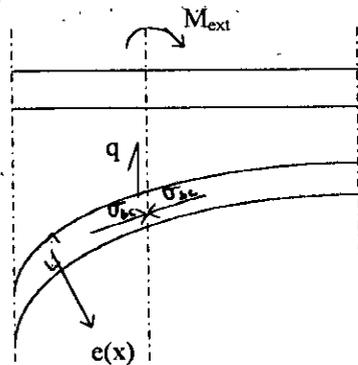
$$A_1 = 6 \text{ cadres } \phi 16.$$

$$A_2 = 10 \text{ cadres } \phi 16.$$

$$A_3 = 6 \text{ cadres } \phi 16.$$

\* Le ferrailage du hourdis se fait en le supposant parfaitement encasté aux âmes et les armatures seront calculées en flexion simple pour une section  $b \cdot h$   $Tq$ :  $h = e(x)$  et un enrobage de 3,5 cm. Donc:

$$M = - \frac{P_t \cdot L^2}{12} \quad \text{et} \quad T = p_t \cdot \frac{L}{2}$$



$$B = 5,6.e(x)$$

On définit comme pousset au vide (dans les poutres courbes)  $q$

$$Tq: \quad 1.e(x) \cdot \sigma_{bc} \frac{dh}{dx} \quad \text{et} \quad R = \frac{x^2}{2y} = \text{rayon de courbure par unité de longueur.}$$

$y$ : la différence de hauteur entre la section sur pile et la section d'abscisse  $x$ .

$\frac{dh}{dx}$ : la pente du hourdis inférieur obtenue en dérivant la fonction  $h(x)$ .

La poussée due au poids propre du hourdis et la composante verticale de la précontrainte inférieure sera définie comme suit:

$$q' = e(x) \cdot \gamma_b + \frac{P}{R} = e(x) \cdot \gamma_b + P \cdot \frac{dh}{dx}$$

Donc, la poussée totale est:

$$P_t = q - q' = e(x) \cdot \sigma_{bc} \cdot \frac{dh}{dx} - e(x) \cdot \gamma_b - P \cdot \frac{dh}{dx}$$

### Exemple de Calcul:

Section d'encastrement  $\Rightarrow \sigma_{bc} = 7,50 \text{ MPa.}$

$$\frac{dh}{dx} = 0,06 \quad ; \quad e(x) = 0,65 \text{ cm.}$$

$$\text{donc: } \begin{cases} q = 0,65 \cdot 7,50 \cdot 0,6 = 0,2925 \text{ MN.} \\ q' = 0,01625 \text{ MN.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_t = q - q' \cong 0,28 \text{ MN} \quad \Rightarrow M_t = 731,73 \text{ KNm} = 73,173 \text{ t.m.}$$

$$\text{à l'ELU: } \mu_{b\mu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{b\mu}} = 0,072 \leq \mu_{lu} = 0,3 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\alpha_1 = 0,0935 \quad \text{et} \quad \sigma_s = f_{s\mu} \quad \Rightarrow z_r = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,60 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_t}{z_r \cdot \sigma_s} = 30,5 \text{ cm}^2.$$

Donc, on aura deux nappes d'armatures supérieures et inférieures constituées de barres HA20 tous les 10 cm.

Pour les autres sections, elles sont similaires avec un léger changement dans les zones traversées par les câbles de précontraintes inférieures.

Donc, on peut garder le même ferrailage pour toutes les sections.

#### IV - 9 - 3 L'Effort Tranchant:

Pour les ponts construits par encorbellements successifs de section variable, l'effort tranchant est dus essentiellement à trois facteurs:

- les charges permanentes,
- surcharges [A(L) trottoirs],
- effet de la précontrainte et à l'effet RESAL.

donc: 
$$V_{\text{réduit total}} = V_{\text{max}} - P \cdot \sin\alpha + \frac{M_{\text{ext}}}{h} \cdot \frac{dh}{dx}$$

Tq:  $V_{\text{max}}$ : effort tranchant dû aux (poids propre + superstructure + gradient thermique 5° et les surcharges routières)

$P \cdot \sin\alpha$ : effort tranchant dû à la précontrainte.

$\frac{M_{\text{ext}}}{h} \cdot \frac{dh}{dx}$ : effort tranchant dû à l'effet RESAL.

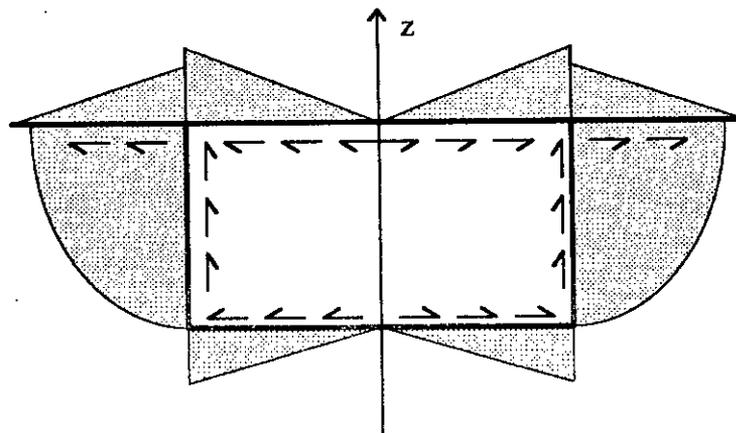
L'effort tranchant dû à l'effet RESAL est la composante verticale de la compression de l'hourdis inférieur près de la pile à cause de la courbure de l'intrados.

⇒ la pente =  $\frac{dh}{dx}$  donc: 
$$V_r = \frac{M_{\text{ext}}}{h} \cdot \frac{dh}{dx}$$

#### La Contrainte de Cisaillement:

$$\tau(x) = \frac{V_{\text{réduit}} S(y)}{I \cdot b_n(y)} \quad \text{Tq: } b_n = 2 \cdot e_a - 2 \cdot \frac{\phi}{2}$$

Pour le calcul, on peut utiliser l'épure du flux de cisaillement dans le caisson sous  $V_{\text{red}}$  proposé par J.A.CALGARO dans le livre PROJETS DE CONSTRUCTION DES PONTS. (analyse structurale des ponts. J.A.CALGARO; M.VIRLOGEUX, 1990)



La vérification de l'effort tranchant se fait suivant les combinaisons d'actions divers ( $C_1, C_2, C_3, C_4$ ) et suivant la cinématique d'exécution du pont.

Les BPEL préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité la double inégalité suivante:

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \cdot (f_{cj} + \sigma_x) \\ \tau^2 \leq \frac{2 \cdot f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot (f_{tj} + \sigma_x) \end{cases}$$

**Remarque:** Pour les sections d'abouts de voussoirs la réduction de l'effort tranchant dû à la précontrainte sera maximale.

\* D'après la théorie sur l'effort tranchant (action de Goujon des aciers longitudinaux) où (Dowel action), les aciers passifs de continuité contribuent à cette résistance.

Les contraintes de cisaillement étant vérifiées au droit de toutes les sections, on adoptera un ferrailage minimum, d'après les BPEL 83.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_d} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cette valeur de ( $A_t$ ) est vérifiée largement par le ferrailage passif du caisson.

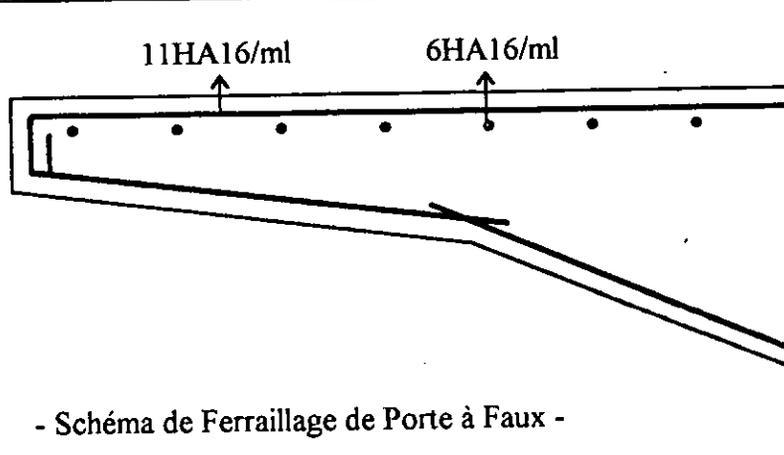
#### IV - 9 - 4 l'Etude Transversale du Caisson:

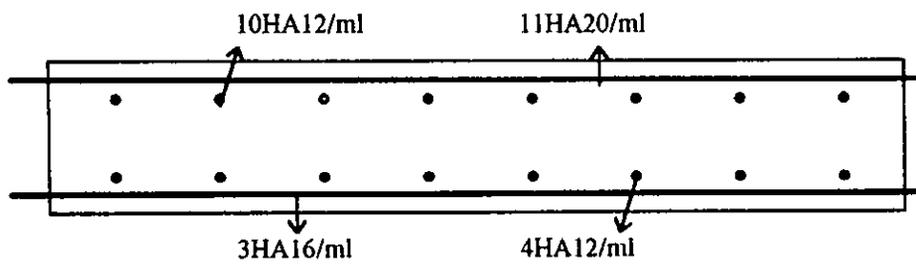
Le but de l'étude transversale du caisson est la détermination du ferrailage passif du caisson sous les diverses charges et surcharges. Pour déterminer le ferrailage, on doit calculer les efforts par la méthode de HARDY-CROSS appliquée pour une section cadre. Les surcharges prises en considération sont:

- le système  $B_c$ ,
- le convoi  $M_{c120}$ ,
- le convoi type D.

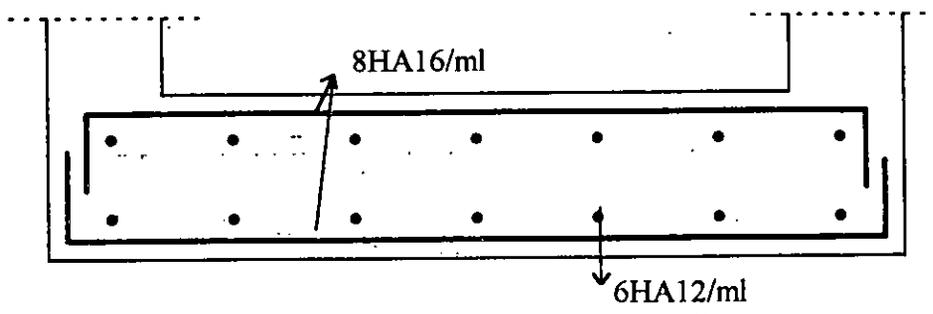
Le calcul se fera à l'état limite de service, la fissuration est considérée comme très préjudiciable. Le ferrailage proposé est basé sur des résultats d'un autre pont déjà calculé et comparé à d'autres valeurs proposées par un groupe d'ingénieurs de la SAETI.

#### 1) - Schémas de Ferrailages des Différents Eléments de VSP:

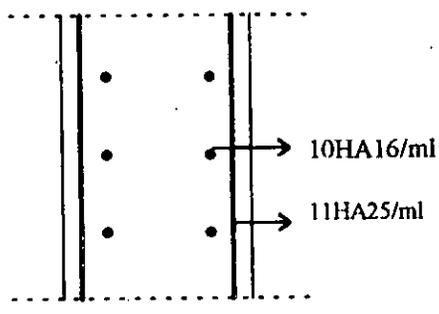




- Schéma de Ferrailage de l'Hourdis Supérieur -

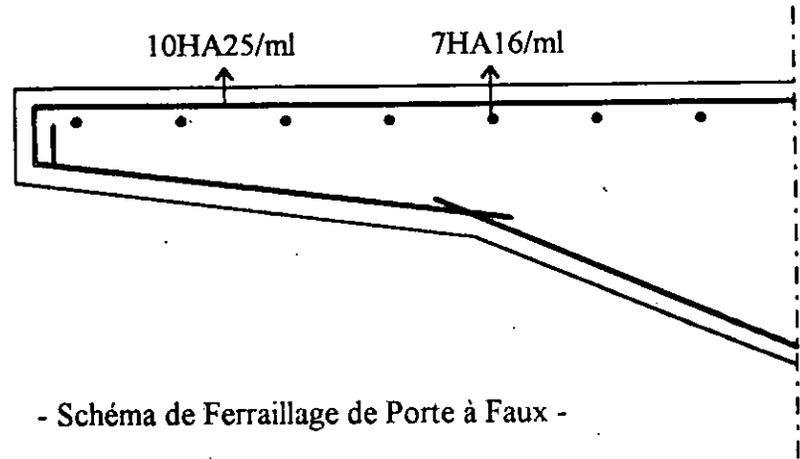


- Schéma de Ferrailage de l'Hourdis Inférieur -

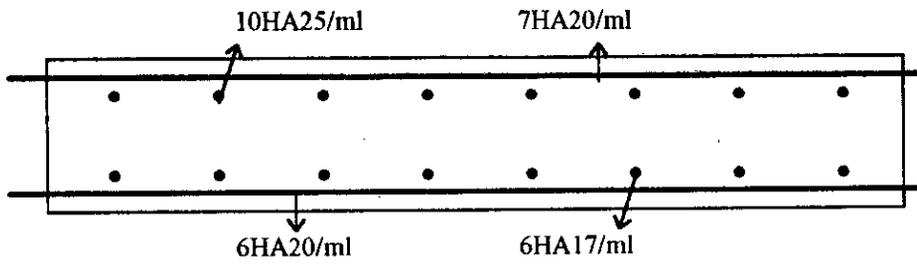


- Schéma de Ferrailage des Ames -

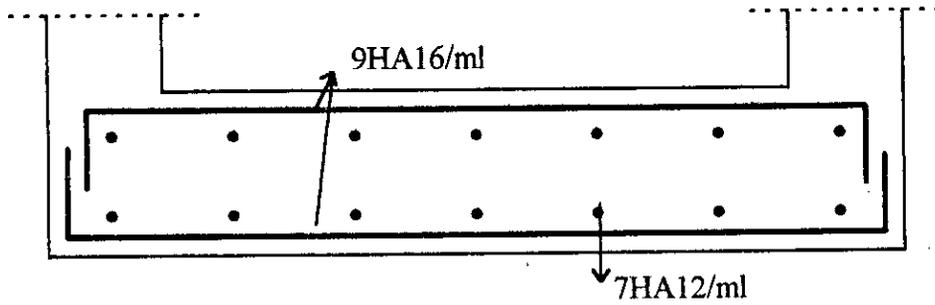
**2) - Schémas de Ferrailages des Différents Eléments sur Appui de Rive:**



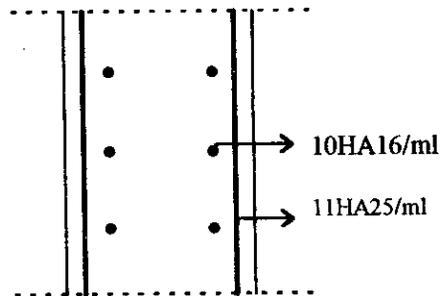
- Schéma de Ferrailage de Porte à Faux -



- Schéma de Ferrailage de l'Hourdis Supérieur -



- Schéma de Ferrailage de l'Hourdis Inférieur -



- Schéma de Ferrailage des Ames -

#### IV - 9 - 5 Ferrailage de la Pile:

##### 1) \* Sens Longitudinal:

On a:  $\begin{cases} M = 3282,00 \text{ t.m} \\ Q_{\max} = 331,53 \text{ t} \\ N = 1713,65 \text{ t} \end{cases}$  à la base de la pile (effort dû au séisme)  
 $l = 6,85 \text{ m}$

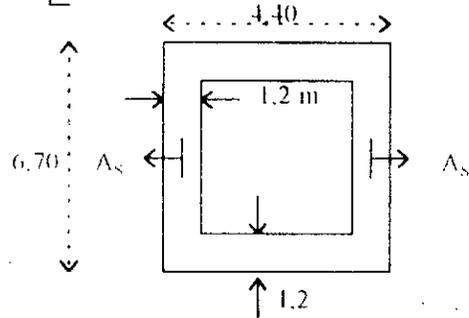
Elancement:  $\lambda = (L.f) / i = 3,21$ .

Excentricité de 1<sup>er</sup> ordre  $e_0 = M_{\max} / N_{\max} = 1,91 \text{ m}$ .

Excentricité accidentelle:  $e_1 = \max. \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ L / 250 \end{cases} = 0,0274 \text{ m} = 2,74 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} M = M_{01} + P_{\alpha} \cdot e_1 = 33,30 \text{ MN.m} \\ N = 17,14 \text{ MN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^* = \gamma_f \cdot M = 33,36 \text{ MN.m} \\ N^* = \gamma_f \cdot N = 17,17 \text{ MN} \end{cases}$$



$$\mu_G = \frac{0,85 \cdot M^*}{(bh - (b - 2b_o) \cdot (h - 2h_o)) \cdot f_{bu} \cdot h} = 0,014$$

$$v = \frac{0,85 \cdot N^*}{(bh - (b - 2b_o) \cdot (h - 2h_o)) \cdot f_{bu}} = 0,0315$$

→ des abaques du BAEL en flexion composées. On trouve:

$$\left. \begin{matrix} \mu_G \\ v \end{matrix} \right\} \rightarrow \rho \Rightarrow A_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{\rho \cdot (bh - (b - 2b_o) \cdot (h - 2h_o))}{0,85 \cdot f_c}$$

##### 2) \* Sens Transversal:

On a:  $\begin{cases} M = 3905,98 \text{ t.m} \\ Q_{\max} = 394,54 \text{ t} \\ N = 1713,65 \text{ t} \end{cases}$  et:  $\lambda = 2,27 \text{ m}$ ;  $e_{\max} = 2,28 \text{ m}$ .  
 $e_1 = 2,74 \text{ cm}$ .

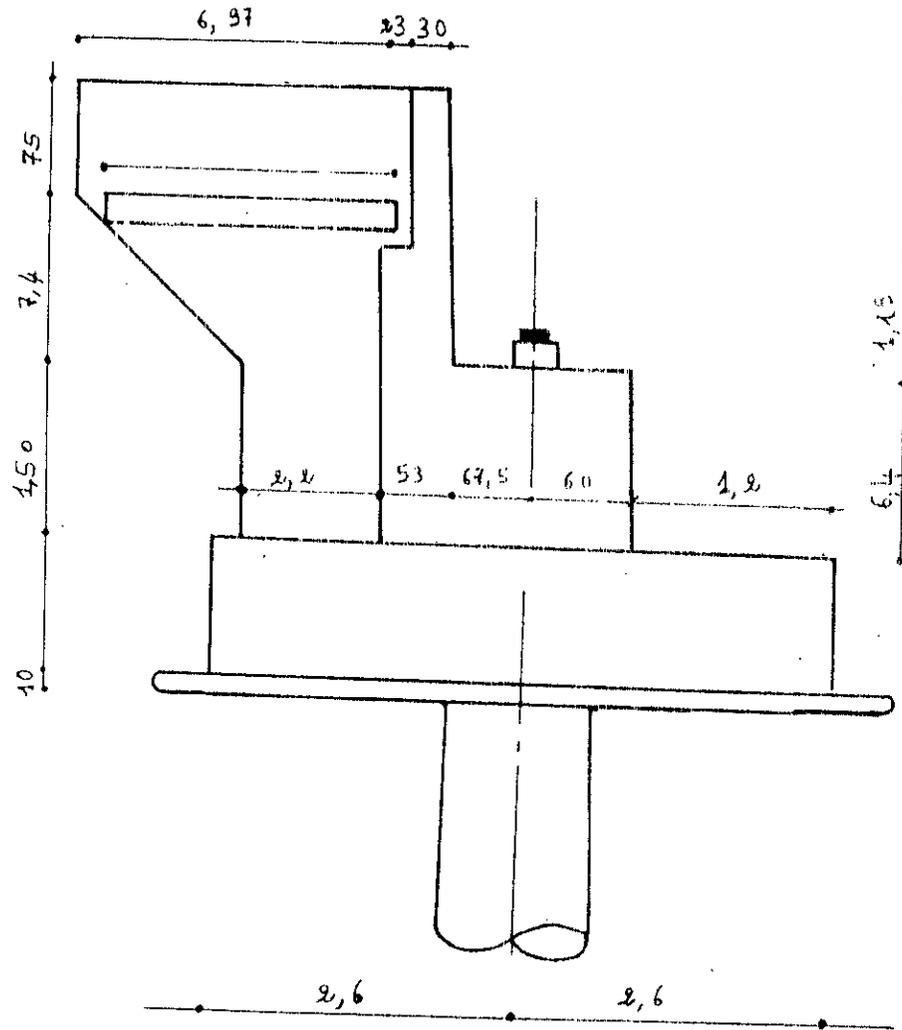
$$\Rightarrow \begin{cases} M = 39,53 \text{ M.N.m} \\ N = 17,14 \text{ M.N} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M^* = 39,60 \text{ M.N.m} \\ N^* = 17,17 \text{ M.N} \end{cases} \rightarrow \left. \begin{matrix} \mu_G \\ v \end{matrix} \right\} \Rightarrow \rho \Rightarrow A_s$$

Pour les deux sens, le calcul ( en utilisant les abaques) a donné des sections d'aciers nulles. Donc, le ferrailage à prendre c'est le minimum.

\* Transversalement:  $A_s = 94 \text{ HA } 20$

\* Longitudinalement:  $A_s = 94 \text{ HA } 20$ .



LA CULÉE  
(ENCORBÈLEMENT)

## PARTIE V:

### COMPARAISON

Pour établir une étude comparative d'un point de vue technico-économique, on doit avoir tout les détails pour chaque pont concernant le dimensionnement et ferrailage d'infrastructure.

Dans ce but et à cause de la contrainte temps, l'aide des ingénieurs expérimentés des bureaux d'études, nous a été indispensable.

#### 1) - PONT DALLE:

- Pile : Elle est surmontée d'une chevêtre qui sert d'appui à la dalle et repose sur quatre fûts fondés sur une semelle filante qui repose à son tour sur 2 pieux pour chaque fût
- Culée: Elle se compose d'un mur frontal, d'un mur garde grève, de deux mur en retour et d'un corbeau arrière. Elle a pour fondation une semelle filantes reposant sur deux files de pieux avec 4 pieux pour chaque file.

#### 2) - PONT POUTRE:

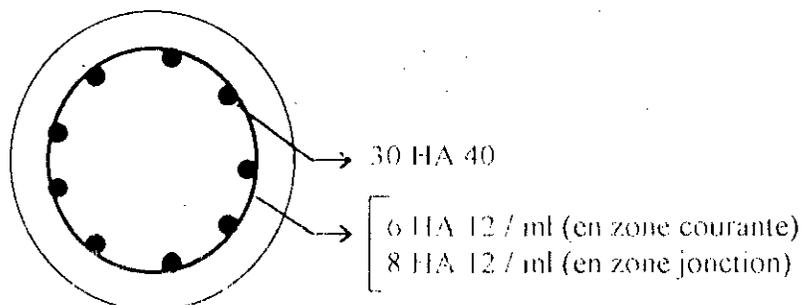
- Pile : Elle a les mêmes constituants que celles définies pour la pile de pont dalle avec 3 fûts, donc 6 pieux.
- Culée: Elle est similaire à celle utilisée pour le pont dalle mais, avec 6 pieux seulement.

#### 3) - PONT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF:

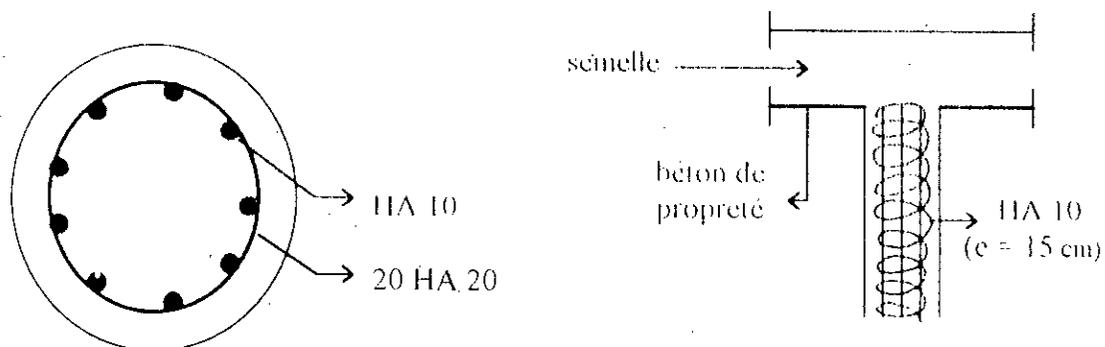
- Pile : Elle est creuse, et repose sur une semelle en béton armé de (8 x 10) et de 2 m de hauteur, fondée sur 12 pieux.
- Culée: Même dimension que la précédente et avec 3 pieux seulement.

### V - 1 DIMENSION & FERRAILLAGE D'INFRASTRUCTURE:

#### a) - Ferrailage des Fûts:



b) - Ferraillage des Pieux:



c) - Ferraillage de la Chevêtre:

\* En Flexion Simple:

sur appui:  $A_s = 11 \text{ HA } 25$

sur travée:  $A_s = 4 \text{ HA } 25$

d) - Ferraillage de la Chevêtre:

transversal des épingles à "HA 10".

longitudinal 6 HA 20

\* Pont Poutre:

longitudinalement:  $A_s = 20 \text{ HA } 30 / \text{ml}$

transversalement:  $A_s = 10 \text{ HA } 25 / \text{ml}$

On dispose en plus des armatures de construction

\* Pont Dalle:

longitudinalement:  $A_s = 24 \text{ HA } 30 / \text{ml}$

transversalement:  $A_s = 12 \text{ HA } 30 / \text{ml}$

On dispose en plus des armatures de construction

\* Pont par Encorbellement Successif:

longitudinalement:  $A_s = 24 \text{ HA } 32 / \text{ml}$

transversalement:  $A_s = 12 \text{ HA } 32 / \text{ml}$

On dispose en plus des armatures de construction

## ETUDE ECONOMIQUE:

### 1) PONT POUTRE:

Désignation des Postes	U	Q	Prix Unitaire	Total
Terrassement				
1 - déblais pour fouilles	m <sup>3</sup>	948,30	250,00	237075,00
2 - remblais pour fouilles	m <sup>3</sup>	495	300,00	148500,00
3 - remblais derrière culée	m <sup>3</sup>	135	450,00	60750,00
<b>Total Terrassement</b>				<b>446325,00</b>
Exécution des Pieux				
1 - forage et exécution des pieux.	ml	324	30000,00	9720000,00
2 - recépage des têtes de pieux	U	18	8000,00	144000,00
<b>Total Exécution des Pieux</b>				<b>9864000,00</b>
Infrastructure				
1 - béton de propreté	m <sup>3</sup>	32,43	5000,00	162150,00
2 - béton pour semelles	m <sup>3</sup>	333,84	8000,00	26707,20
3 - béton pour élévation	m <sup>3</sup>	125,00	8000,00	10000,00
4 - aciers pour infrastructure	kg	36401,40	45,00	16380,63
5 - béton pour dalles de transition.	m <sup>3</sup>	14	8000,00	112000,00
<b>Total Infrastructure</b>				<b>55582933,00</b>
Superstructure				
1 - appareils d'appuis	U	40	28000,00	1120000,00
2 - béton pour poutres	m <sup>3</sup>	300,24	8500,00	2552040,00
3 - béton (hourdis, trottoirs + corniches)	m <sup>3</sup>	297	8500,00	2524500,00
4 - aciers pour superstructure	kg	78210,01	45,00	3519450,52
5 - aciers de précontrainte	kg	11386,14	350,00	3985148,16
6 - pose des poutres préfabriquées	U	18	50000,00	900000,00
<b>Total Superstructure</b>				<b>14601138,68</b>
Equipement				
1 - chape d'étanchéité	m <sup>2</sup>	725	600,00	435000,00
2 - plaque d'ancrage	U	144	9000,00	1296000,00
3 - garde-corps	ML	150	5000,00	750000,00
4 - joint de chaussée	ML	27	65000,00	1755000,00
5 - tube d'assainissement	ML	210	200,00	42000,00
<b>Total Equipement</b>				<b>4278000,00</b>

Total = 34772396,68 DA.

Prix d'Installation du Chantier = 3 % (total) = 1043171,90 DA.

L'étude = 1,5 % (total) = 521585,95 DA.

Donc:

Total = 36337154,53 DA

## 2) PONT DALLE:

Désignation des Postes	U	Q	Prix Unitaire	Total
<b>Terrassement</b>				
1 - déblais pour fouilles	m <sup>3</sup>	948,30	250,00	237075,00
2 - remblais pour fouilles	m <sup>3</sup>	495	300,00	148500,00
3 - remblais derrière culée	m <sup>3</sup>	135	450,00	60750,00
<b>Total Terrassement</b>				<b>446325,00</b>
<b>Exécution des Pieux</b>				
1 - forage et exécution des pieux.	ml	432	30000,00	12960000,00
2 - recépage des têtes de pieux	U	24	8000,00	192000,00
<b>Total Exécution des Pieux</b>				<b>13152000,00</b>
<b>Infrastructure</b>				
1 - béton de propreté	m <sup>3</sup>	32,43	5000,00	162150,00
2 - béton pour semelles	m <sup>3</sup>	333,84	8000,00	2670720,00
3 - béton pour élévation	m <sup>3</sup>	202,00	8000,00	1616000,00
4 - aciers pour infrastructure	kg	41423,50	45,00	1864057,50
5 - béton pour dalles de transition.	m <sup>3</sup>	14	8000,00	112000,00
<b>Total Infrastructure</b>				<b>6424927,50</b>
<b>Superstructure</b>				
1 - appareils d'appuis	U	10	33000,00	330000,00
2 - béton pour la dalle	m <sup>3</sup>	825	8500,00	7012500,00
3 - béton (trottoirs + corniche)	m <sup>3</sup>	199	8500,00	1691500,00
4 - aciers passive pour superstructure	kg	84105	45,00	3784680,00
5 - aciers de précontrainte	kg	89973,87	350,00	31490854,00
<b>Total Superstructure</b>				<b>44309534,00</b>
<b>Equipement</b>				
1 - chape d'étanchéité	m <sup>2</sup>	725	600,00	435000,00
2 - plaque d'ancrage	U	38,2	9000,00	684000,00
3 - garde-corps	ML	150	5000,00	750000,00
4 - joint de chaussée	ML	18	65000,00	1170000,00
5 - tube d'assainissement	ML	210	200,00	42000,00
<b>Total Equipement</b>				<b>3081000,00</b>

Total = 67413786,5 DA.

Prix d'Installation du Chantier = 2022413,60 DA.

L'étude = 1,5 % (total) = 1011206,80 DA.

Donc:

Total = 70447406,9 DA
-----------------------

### 3) PONT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF:

Désignation des Postes	U	Q	Prix Unitaire	Total DA)
<b>Terrassement</b>				
1 - déblais pour fouilles	m <sup>3</sup>	948,30	250,00	237075,00
2 - remblais pour fouilles	m <sup>3</sup>	495,00	300,00	148500,00
3 - remblais derrière culée	m <sup>3</sup>	30,00	450,00	13500,00
<b>Total Terrassement</b>				<b>399075,00</b>
<b>Exécution des Pieux</b>				
1 - forage et exécution des pieux.	ml	324	30000,00	9720000,00
2 - recépage des têtes de pieux	U	18	8000,00	144000,00
<b>Total Exécution des Pieux</b>				<b>9864000,00</b>
<b>Infrastructure</b>				
1 - béton de propreté	m <sup>3</sup>	22,19	5000,00	110950,00
2 - béton pour semelles	m <sup>3</sup>	394,00	8000,00	3152000,00
3 - béton pour élévation	m <sup>3</sup>	184,00	8000,00	1472000,00
4 - aciers pour infrastructure	kg	32331,50	45,00	1454917,50
5 - béton pour dalles de transition.	m <sup>3</sup>	2,80	8000,00	22400,00
<b>Total Infrastructure</b>				<b>6192267,50</b>
<b>Superstructure</b>				
1 - appareils d'appuis	U	8	33000,00	264000,00
2 - béton pour caissons	m <sup>3</sup>	/	/	11000000,00
3 - béton (trottoirs + corniche)	m <sup>3</sup>	199	8500,00	1691500,00
4 - aciers passive	kg	62158,5	45,00	2797132,50
5 - aciers de précontrainte	kg	89973,87	350,00	8400000,00
<b>Total Superstructure</b>				<b>24152632,50</b>
<b>Equipement</b>				
1 - chape d'étanchéité	m <sup>2</sup>	725	600,00	435000,00
2 - plaque d'ancrage	U	32	9000,00	288000,00
3 - garde-corps	ML	150	5000,00	750000,00
4 - joint de chaussée	ML	18	65000,00	1170000,00
5 - tube d'assainissement	ML	230	200,00	46000,00
<b>Total Equipement</b>				<b>2689000,00</b>

Total = 43296975,00 DA.

Prix d'Installation du Chantier = 6 % = 2597818,5 DA.

L'étude = 1,5 % (total) = 649454,00 DA.

Donc:

Total = 46544247,5 DA
-----------------------

**TABLEAU RECAPITULATIF DE COMPARAISON:**

	Pont Poutre	Pont Dalle	Encorbellement Successif
Coût Estimatif du Tablier.	14601200,00 DA	44310000,00 DA	24153000,00 DA
Durée de la Réalisation de la Superstructure	20 à 22 mois	24 mois	7 à 8 mois
Entretien	1 visite technique / 5 ans	1 visite technique / 5 ans	1 visite technique / 5 ans
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> <li>- étude facile à réaliser</li> <li>- la préfabrication des poutres diminue le fluage et nous procure un béton de bonne qualité.</li> <li>- existence de plusieurs entreprises nationales pouvant réaliser ce type de pont.</li> <li>- suppression des cintres, puisque notre portée est inférieure à 50 m.</li> <li>- légèreté de la superstructure</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- la dalle continue rend le pont plus rigide</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- économie de coffrage.</li> <li>- les qualités et les résistances du béton et l'acier sont utilisés d'une manière plus rationnelle.</li> <li>- esthétiquement plus appréciable.</li> <li>- rapidité de la réalisation de la superstructure.</li> <li>- suppression des cintres.</li> <li>- légèreté de la superstructure</li> </ul>
Inconvénients	<p><i>- cette conception est déconseillée pour des travées accentuées.</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le sol subit un effort considérable dû au poids trop important de la superstructure, ce qui engendre l'augmentation du nombre de pieux.</li> <li>- gaspillage de matériaux.</li> <li>- coffrage excessif.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- la construction de ce type de pont mobilise une main d'oeuvre très qualifiée.</li> <li>- une très grande précision dans les calculs</li> <li>- risque d'accident en cours d'avancement du fléau.</li> <li>- disponibilité d'une seule entreprise apte à la réalisation de tels projets (ENGOA)</li> </ul>

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que notre choix doit débattre entre une conception poutre et l'encorbellement successif.

Notons que le prix total du pont par encorbellement successif demeure instable, vue l'absence de la concurrence sur le marché nationale et l'acheminement de certains matériaux (exemple: coffrage mobile du caisson...etc) de l'étranger.

A cet effet, notre choix s'est porter sur le "**PONT POUTRE**"

- Remarque:**
- Cependant, le pont par encorbellement successif est recommandé pour des portés dépassant les 50 m.
  - Il aurait été possible d'étudier un pont par encorbellement successif réalisé d'une console dissymétrique reposant sur la culée et équilibré par un contre poids faisant partie de l'appui même.

# conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en oeuvre nos connaissances acquises durant notre cycle d'étude.

Pour atteindre notre but de projet on s'est efforcé au maximum d'approcher le projet avec une mentalité de constructeur et d'entrer en contact avec d'autres ingénieurs intégrés dans le monde de travail.

Notre étude nous a permis d'approfondir nos connaissances concernant les 3 types de constructions du pont largement utilisées en Algérie.

## **BIBLIOGRAPHIE:**

### **LIVRES:**

- I - Calcul des Grillages des Poutres et Dalles Orthotropes.  
BARES
- II - Béton Précontraint, Etude Expérimentale et Théorique (T.2)  
GUYON
- III - Construction par Encorbellement des Ponts en Béton Précontraint  
MATIVA
- IV - Procédés de Béton Précontraint  
DYWIDAG
- V - Règlement B.A.E.L 83  
P.CHARON
- VI - Projet et Construction des Ponts  
J.CALGARO

### **DOCUMENTS:**

- \* Cours de Béton Armé et Précontraint  
M<sup>r</sup>. BOUTMEUR
- \* S.E.T.R.A
- \* Cours de Ponts  
M<sup>r</sup>. ZOUKH