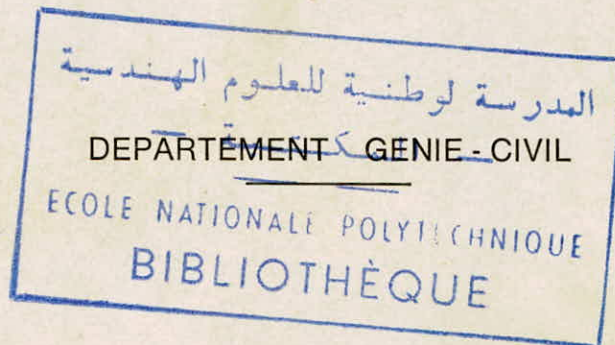


UNIVERSITE D'ALGER

9/78

1 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



THESE DE FIN D'ETUDES

**HALL INDUSTRIEL**

Proposé par :

**Mr A. GHERNAOUT**

Ingénieur - Assistant à l'E.N.P.A.

Etudié par :

**MM S. E. CHEBAIKI**

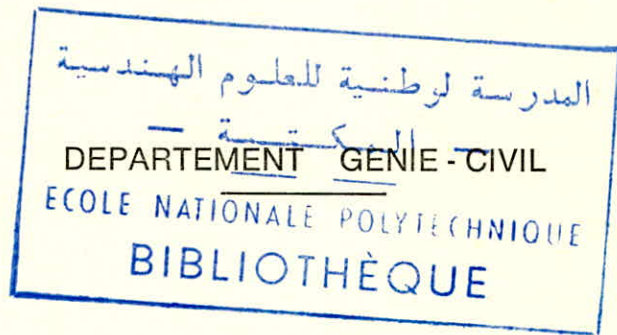
et

**H. BENMANSOUR**

PROMOTION : JANVIER 1978

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



THESE DE FIN D'ETUDES

**HALL INDUSTRIEL**

Proposé par :

**Mr A. GHERNAOUT**

Ingénieur - Assistant à l'E.N.P.A.

Etudié par :

**MM S. E. CHEBAIKI**

et

**H. BENMANSOUR**

**PROMOTION : JANVIER 1978**

---

Nous dedions cette  
etude à

NOS parents

NOS freres & sœurs

ET tous nos amis



A  
LA MEMOIRE  
DE  
MA MERE

B.H



Nous tenons à remercier,  
notre promoteur, Mr. G. Abder-  
rahmane dont les conseils et  
l'expérience nous ont été d'un  
grand secours pour l'élaboration  
de ce projet.

Que tous les professeurs qui ont  
contribué à notre formation,  
trouvent ici nos remerciements  
et notre profonde reconnaissance

C.S.

B.H.

## sommaire

<u>chapitres</u>	<u>pages</u>
1. Présentation.....	1
2. caractéristiques des matériaux.....	2
3. Etude des éléments porteurs en B.A.....	4
4. Etude de la poutre en béton précontraint.....	78
5. Etude des poteaux.....	114
Etude des fondations.....	127
6. Conclusion.....	132

# CHAPITR E

1

PRESENTATION du PROJET



Il nous est agréable de vous présenter sommairement l'étude du Hall industriel. Cette étude a pour objet un prédimensionnement en charpente métallique, un dimensionnement en béton armé et béton précontraint, on a choisi la solution la plus économique pour l'entreprise.

Faute de temps, nous n'avons pas pu insérer l'étude en charpente métallique.

Ce hall a pour dimensions (m)  $112 \times 88,5 \times 6,35$ . Il est constitué essentiellement de trames dont les dimensions sont imposées par la nature même de l'équipement et la circulation des engins de manutention.

Nous avons finalement opté pour le B.A et le béton précontraint avec préfabrication sur chantier.

Pour le B.P nous avons utilisé le système Freyssinet car il présente plusieurs avantages:

- \* Sécurité
- \* économie sur les matériaux.
- \* facilités de construction
- \* utilisation d'une main d'œuvre non hautement qualifiée

Grâce à ce procédé de construction (B.P) une éventuelle extension du HALL est possible.

CHAPITRE

2

CARACTERISTIQUES  
DES  
MATERIAUX UTILISES



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.) Béton:béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ , le ciment constitutif est de la classe 325, avec un contrôle atténué.Résistance nominale à la compression :  $\sigma_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$ 

Résistance nominale à la traction :

$$\bar{\sigma}_{28} = 7 + 0,06 \sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de compression admissible :  $\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \times \sigma'_m = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_n$   
(CCBA 68 art 9.4 p.12)

 $\alpha = 1$  ciment de classe 325 $\beta = 5/6$  Contrôle atténué $\gamma = 1$  ( $e_m > 4 \text{ Cg}$ )
$$\delta = \begin{cases} 0,30 & \text{compression simple} \\ 0,60 & \text{flexion simple} \end{cases}$$

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si cette valeur st } \leq 0,60. \\ 0,60 & \text{dans le cas contraire.} \end{cases}$$
 $e_0 =$  excentricité de la force extérieure par rapport à la section du béton seul. $e_1 =$  rayon vecteur du noyau central (de même signe que  $e_0$ )
$$\epsilon = \begin{cases} 1 & \text{pour compression simple} \\ 0,5 < \epsilon < 1 & \text{dans les autres cas avec } \sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0} \end{cases}$$
Contrainte de compression admissible :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,30 \times 1 \times 270 = \underline{67,5 \text{ bars}} = \underline{68,50 \text{ kgf/cm}^2} \quad (\text{poutres})$$

contrainte admissible à la flexion : (poutres)

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,60 \times 1 \times 270 = \underline{135 \text{ bars}} = \underline{137,5 \text{ kgf/cm}^2}$$

Contrainte de traction de Référence : (poutres)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \rho \cdot \gamma \cdot \vartheta \cdot \sigma_{28} \quad \text{avec } \vartheta = \left(0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}\right) \quad (\text{CCBA 68 art. 9.5})$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kgf/cm}^2$$

N.B. : La Contrainte admissible du béton au 2<sup>d</sup> genre st tel que :  $1,5 \bar{\sigma}'_b$ .



II] Aciers: On adoptera des FeE40 (HA) et FeE24 (Acier doux)

1<sup>er</sup> genre:  
 aciers doux  $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ kgf/cm}^2$ .

aciers Tors (FeE40A et FeE40B)  $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$  ( $\phi \leq 20$ )  
 pour  $\phi \leq 20$   $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$   
 pour  $\phi > 20$   $\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 2670 \text{ kgf/cm}^2$  ( $\phi > 20$ ).

2<sup>nd</sup> genre:  
 $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$   $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kgf/cm}^2$  (Aciers doux)  
 $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$   $\bar{\sigma}_a = 4200$  - (Aciers Tors  $\phi \leq 20$ )  
 " "  $\bar{\sigma}_a = 4000$  - ( " "  $\phi > 20$ )

III] Compatibilité de l'acier avec le béton:

Le béton armé doit présenter une contrainte admissible à la compression simple  $\bar{\sigma}'_{b0}$  au moins égale à

$$\bar{\sigma}'_{b0} > 20(1 + 1,25 \psi d)$$

$$\psi d = \frac{1,25}{\sqrt{2}} \gamma_d \quad \gamma_d = \sqrt{2} \text{ valeur du coefficient de scellement}$$

$$\psi d = 1,5 \text{ coefficient de scellement (art. 29)}$$

d'où  $\bar{\sigma}'_{b0} > 20(1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2$  vérifié.

N.B. Les contraintes admissibles de l'acier qui seront déterminées par la suite ne sont à retenir que si elles sont compatibles avec les conditions de fissuration (art 49.22 p89)

valeur max de la contrainte admissible de l'acier  $\leq \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 \\ \bar{\sigma}_2 \end{array} \right. \end{cases}$

$$\text{avec : } \bar{\sigma}_1 = k \cdot \frac{\gamma}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}}{1 + 10\bar{\omega}}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\gamma}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}$$

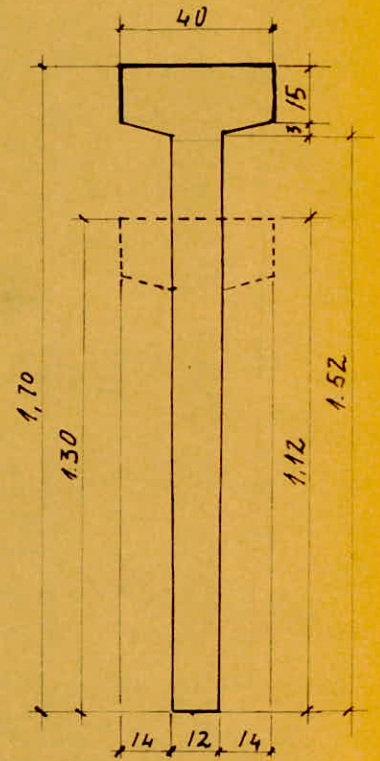
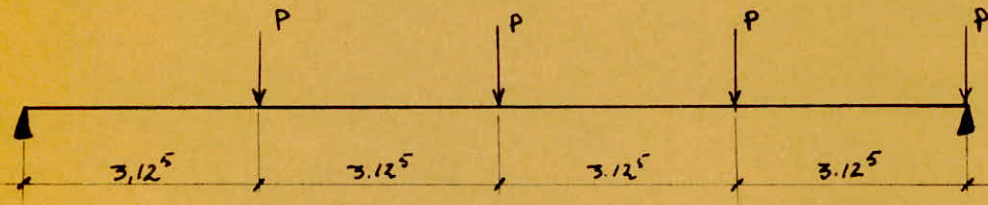
# CHAPITRE

3

ETUDES DES ELEMENTS  
PORTEURS EN BETON ARME



ETUDE DE LA POUTRE POS 2



Comme le montre le schéma ci dessus la poutre Position 2 (Pos 2) est une poutre dont la section est en T et dont les dimensions transversales varient. Elle est sollicitée par 4 charges concentrées essentiellement dues aux poids propres de la toiture et des pannes.

Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Étanchéité +  $\gamma_{N40}$  (toiture) 27 kg/m<sup>2</sup>

Surcharge 1,2 x 100 kg/m<sup>2</sup>

total (en kg/ml) :  $27 \times 3,125 + 120 \times 3,125 = 459,38$  kg/ml.

Poids propre de la pos 3 (panne reposant sur Pos 2)

$$q = (0,25 \times 0,10 + 0,08 \times 0,5) \times 2500 = 162,50 \text{ kg/ml.}$$



Poids propre de la poutre:

-5-

$$\left( \frac{1,52 + 1,12}{2} \times 0,12 + 0,18 \times 0,40 \right) 2500 = 576 \text{ kg/ml.}$$

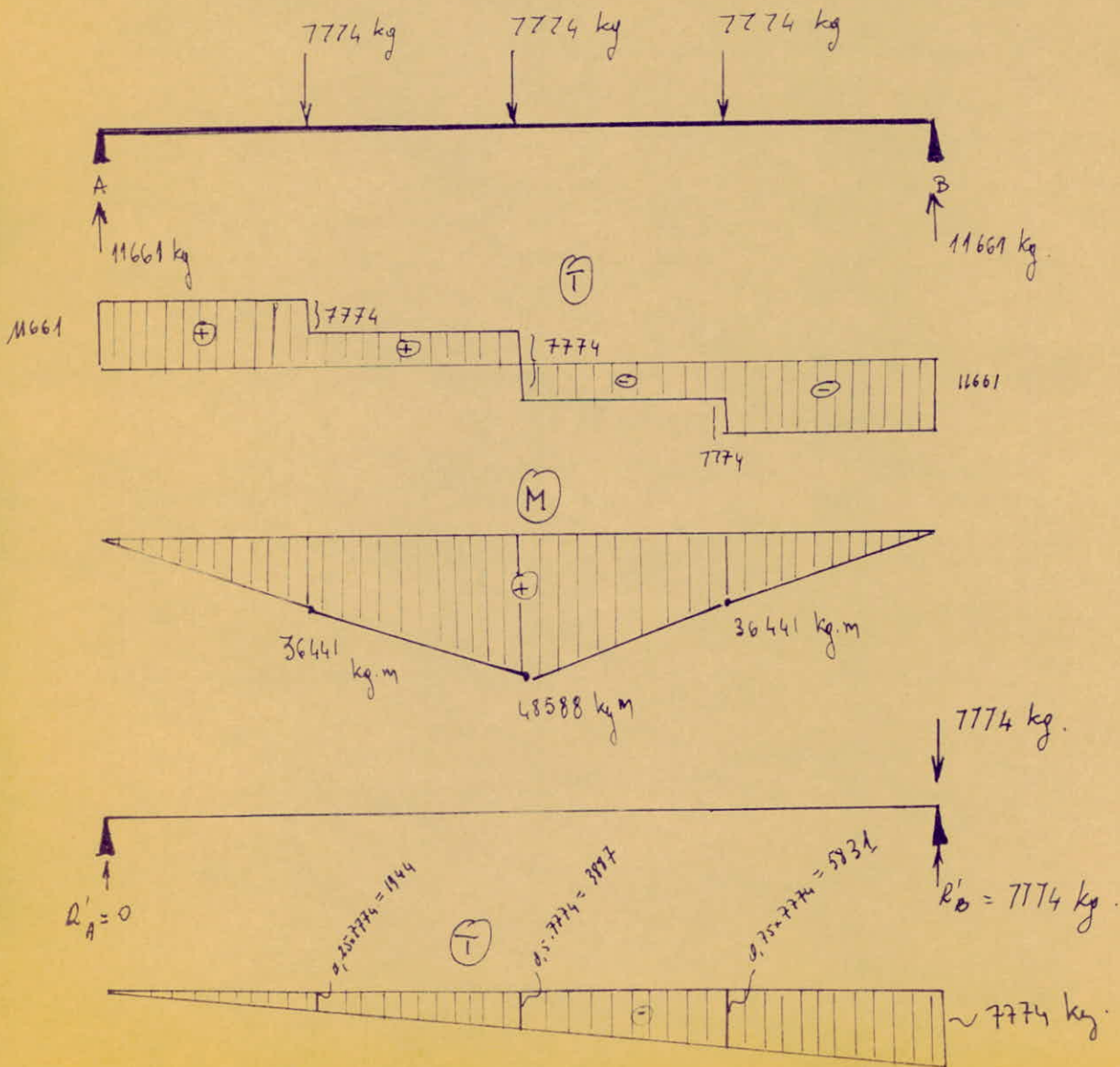
on prendra  $P_p = 580 \text{ kg/ml.}$

d'où la valeur de la charge  $P$  en kg:

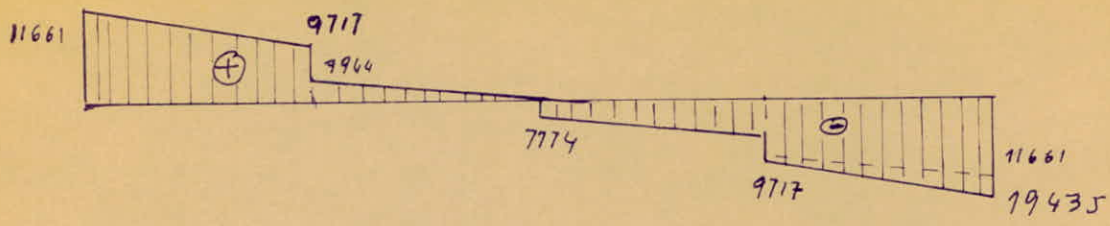
$$P = (459,38 + 162,50) 12,50 = 7773,50$$

$$\text{soit } P = 7774 \text{ kg}$$

on a au total 4 charges  $P$  qui s'appliquent sur la poutre. On divise celles en 4 parties égales et l'on établit les expressions de  $T$  et  $M$  pour chaque partie. On considérera les sollicitations totales du 1<sup>er</sup> genre les plus défavorables.



Le principe de la superposition donne pour l'effort tranchant  $T$ .



Rq: pour le calcul des armatures transversales et barres relevées, la charge  $P = 7774$  kg appliquée au voisinage de l'appui droit n'est pas prise en compte, en revanche on prend en compte l'effort tranchant résultant de la totalité des charges appliquées dans la vérification concernant les sections d'appui (CCBA 68 p106)

Diagramme des moments résultants:

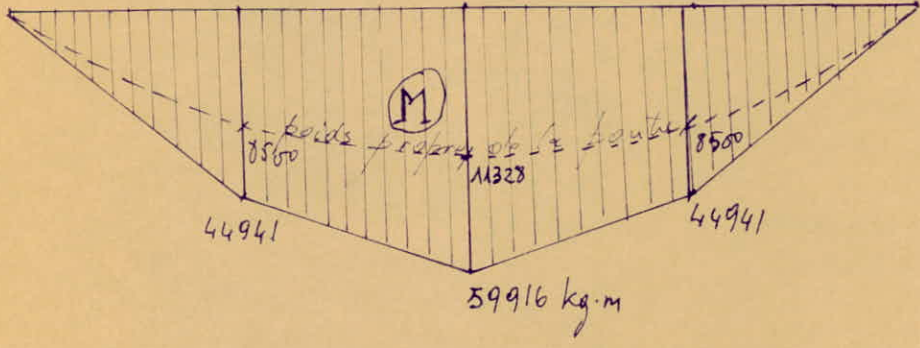
moment dû au poids propre de la poutre :

$$M = q \frac{l^2}{8} = \frac{580 \times 12,50^2}{8} \approx 11328 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

en un point quelconque le moment fléchissant a pour expression

$$M = q \frac{(lx - x^2)}{2}$$

- Courbe enveloppe des moments.





b) calcul du ferrailage de la poutre :

Pour le calcul proprement dit, nous avons utilisé la méthode de Charon pour le calcul des sections en T exposée dans son livre page 202 paragraphe 3

a) détermination de la position de l'axe neutre :

pour savoir si l'axe neutre tombe dans la table ou dans la nervure on calcule :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \Rightarrow \alpha \text{ et si } \alpha \cdot h > h_0 \text{ l'axe neutre tombe dans la nervure}$$

Données :

$$M = 59916 \text{ kg.m}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 130 - 4 = 126 \text{ cm}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 59916}{28 \cdot 40 \cdot 126^2} = 0,0505 \Rightarrow \text{le tableau nous donne : } \left\{ \begin{array}{l} k = 38,2 \\ \alpha = 0,2820 \\ \epsilon = 0,9060 \end{array} \right.$$

$$\text{calculons } \alpha \cdot h : \quad \alpha \cdot h = 0,2820 \times 126 = 35,53 \text{ cm} > h_0 = 15 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  l'axe neutre tombera dans la nervure.

bras de levier  $\bar{x}$  :

$$\theta = h_0/h = 0,12, \quad \beta = b_0/b = 0,30, \quad \mu = 0,0505$$

On lit sur l'abaque en fonction de  $\mu$ ,  $\beta$  et  $\theta$  la valeur de  $\alpha$  :

$$\text{On trouve } \alpha = 0,32.$$

$$\text{calculons } \rho = \frac{m}{q} \Rightarrow \rho = 2,69 \text{ on aura pour bras de levier :}$$

$$m \text{ est donné en } f^{SM} \text{ de } \rho \text{ (Charon p. 179 - 181)} \quad \bar{x} = h - m \cdot h_0 = 126 - m \cdot 15$$

$$m = \frac{3\rho - 2 + \beta(\rho - 1)^2(\rho + 2)}{3(2\rho - 1 + \beta(\rho - 1)^2)} = \frac{10,09}{19,71} = 0,54$$

$$\bar{x} = 126 - 0,54 \times 15 = 117,91 \text{ cm}$$



calcul des armatures :

-8-

On calculera les armatures pour 59916 kg.m (à mi-portée de la poutre)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{59916}{28 \cdot 117,91} = 18,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \boxed{4 \text{ T25} = 19,63 \text{ cm}^2}$$

On disposera les 4 T25 en deux nappes de 2 T25.

vérifions que la contrainte du béton est inférieure à  $\bar{\sigma}_b = 100 \text{ kg/cm}^2$   
étant donné  $\alpha$  nous calculons  $k = \frac{15(1-\alpha)}{\alpha} = \frac{15(1-0,32)}{0,32} = 31,88$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{31,88} = 87,84 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas d'armatures comprimées.

Remarque : La poutre est de hauteur variable, on a calculé la section d'acier pour  $h_c = 130 \text{ cm}$ , on fera donc une vérification pour  $h_t = 150 \text{ cm}$  (à mi-portée) dimension effective. Dans cette vérification, on est conduit à admettre une valeur de  $z$  trop grande et par la suite une section d'armatures trop faible.

$$\begin{array}{l} \text{Moment à mi-portée } M = 59916 \text{ kg.m} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \\ h = 150 - 4 = 146 \text{ cm} \\ h_0 = 15 \text{ cm} \end{array}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{M \cdot 126}{b \cdot h^2} = 0,0376 \text{ ce qui donne}$$

$$k = 45,4, \alpha = 0,2483, \epsilon = 0,9172$$

$\alpha_2 h_2 = 0,2483 \cdot 146 = 36,25 > 15$  l'axe neutre tombe toujours dans la nervure

$$\text{Calculons : } \rho_2 = \frac{h_0}{h} = 0,10, \quad \rho = \frac{b_0}{b} = \frac{12}{40} = 0,30, \quad \alpha_3 = 0,288, \quad \rho = \frac{\alpha_2}{\alpha_3} = 2,80$$

$$\text{et } m = 0,66 \text{ d'où } z_2 = h_2 - m_2 \cdot h_0 = 146 - 0,66 \cdot 15 = 136,10 \text{ cm}$$

$$\text{soit } A_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a z_2} = \frac{59916}{28 \cdot 136,10} = 15,72 \text{ cm} < A_1 = 19,63$$

Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$k = \frac{15(1-\alpha)}{\alpha} = \frac{15(1-0,288)}{0,288} = 37,08$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{37,08} = 75,5 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

-9-

d'autre part nous devons vérifier que pour des  $\phi 25$  la contrainte adoptée  $\bar{\sigma} = 2800 \text{ kg/cm}^2$  est admissible en ce qui concerne la fissuration

$$\bar{\sigma}_0 = 5,8 \text{ bars}, \quad k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)}, \quad n = 1,6 \text{ (H.A.)}$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{q}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}f}{1 + 10\bar{w}f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot \frac{19,63}{2 \times 4 \times 12}}{25 \cdot \left(1 + \frac{10 \cdot 19,63}{2 \times 4 \times 12}\right)} = 6543 \text{ bars.}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{q \cdot \bar{\sigma}_0}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \times 10^6 \times 5,8}{25}} = 1791 \text{ bars.}$$

$$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a > \bar{\sigma}_2.$$

### c) Arrêt des armatures longitudinales:

Comme la poutre est lourdement chargée on tracera le diagramme des moments de flexion et on déterminera les points d'arrêt des armatures longitudinales. Pour cela on calculera les moments résistant-acier pour les deux nappes d'aciers, soient  $M_r^+$  et  $M_r^-$  ces moments.

On portera ces valeurs sur un diagramme comportant déjà la courbe enveloppe des moments fléchissants ( $C$ ) et on déduira compte tenu de certaines conditions (CCBA68 art 35) la longueur à donner à chaque nappe pour que le diagramme des moments résistant se trouve toujours à l'extérieur de la courbe enveloppe des  $m^{\pm}$  fléchissant. Les deux diagrammes moments-résistant et courbe enveloppe étant naturellement tracés à la même échelle.

Les arrêts des barres seront à faire à partir des diagrammes des  $M^{\pm}$  de flexion en tenant compte d'un décalage de  $z$  (au lieu de  $z/2$  habituel).

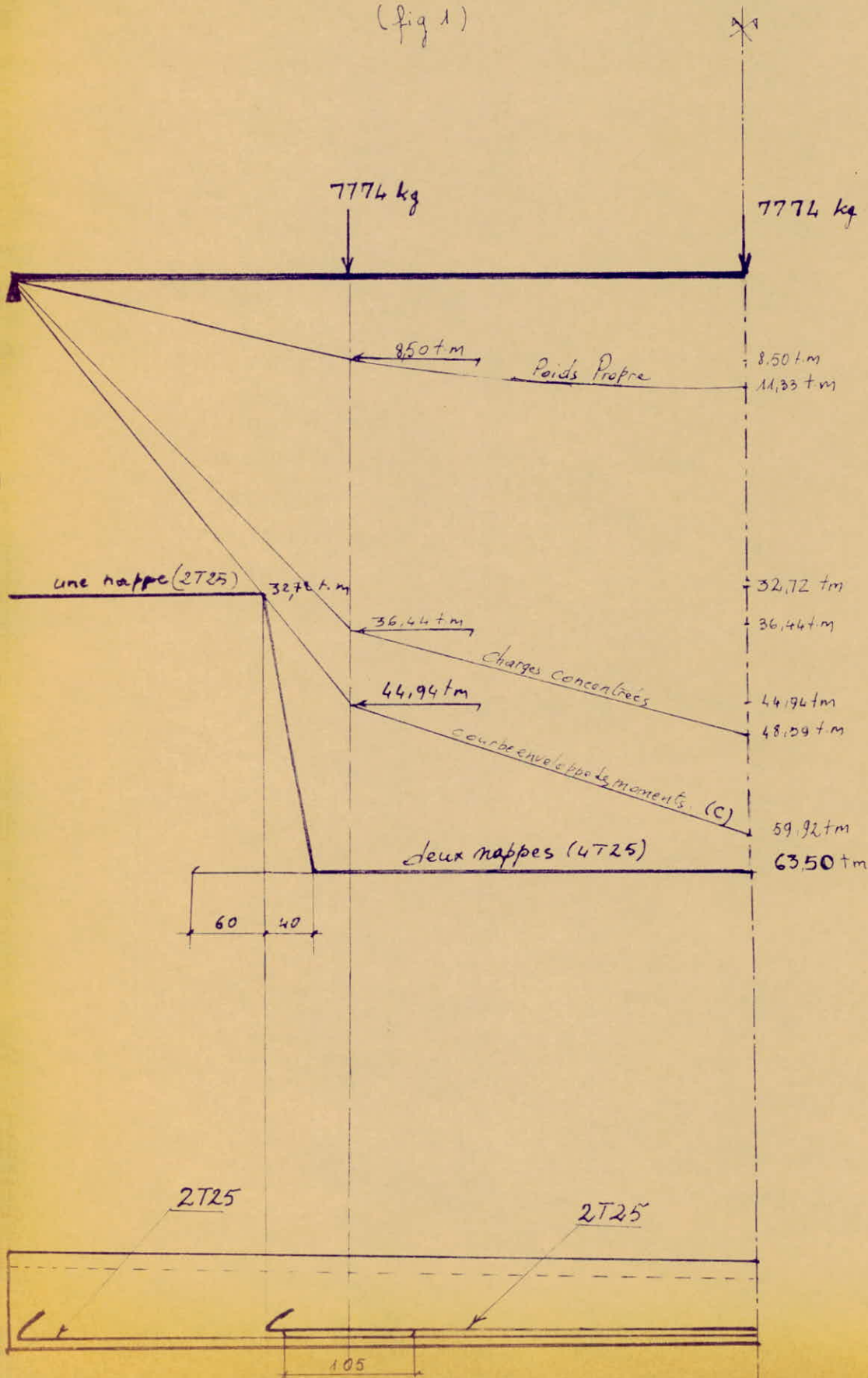
longueur d'ancrage des barres: on prends les longueurs forfaitaires.

$$l_d = \phi_{14} \times \frac{\bar{\sigma}_a}{16,64} = 42\phi$$



# TRACE DU DIAGRAMME DES MOMENTS DE FLEXION POINTS D'ARRET DES ARMATURES LONGITUDINALES

(fig 1)



Moments résistant-acier :

pour une nappe :  $M_{R1} = A_1 z_1 \bar{\sigma}_a$  avec  $A_1 = 2\phi 25 = 9,82 \text{ cm}^2$

pour deux nappes :  $M_{R2} = A z_2 \bar{\sigma}_a$  avec  $A = 4\phi 25 = 19,63 \text{ cm}^2$

Application :

$$z_1 = \frac{7}{8} h_1 = 119 \text{ cm} \quad \underline{M_{R1} = 32,72 \text{ t.m}}$$

$$z_2 = \frac{7}{8} h_2 = 117,25 \text{ cm} \quad \underline{M_{R2} = 63,56 \text{ t.m}}$$

Longueur d'ancrage :  $l_d = 42\phi = 42 \times 25 = 105 \text{ cm}$

$$\underline{l_d = 105 \text{ cm}}$$

Rq: Compte tenu du fait que les barres longitudinales étant munies de crochet aux extrémités on prendra comme longueur de charge :  $l_a = 0,40 l_d$  pour les barres H.A soit  $l_a = 40 \text{ cm}$

On prolongera ensuite les barres vers la gauche d'une distance égale à :

$$z/2 = \frac{7}{8} \cdot \frac{h}{2} = \frac{7}{8} \cdot \frac{136}{2} \approx 60 \text{ cm}$$

Les résultats seront reportés sur la figure 1, les horizontales marquées « 1 nappes » « deux nappes » ayant respectivement pour ordonnée les valeurs 32,72 t.m et 63,56 t.m

Compte tenu du fait que les barres longitudinales étant munies de crochets aux extrémités se mettent en charge sur une longueur égale à  $0,40 l_d$ , on peut alors tracer le diagramme de moments résistant-acier, il faut ensuite prolonger les barres vers la gauche d'une distance égale  $z/2$  - il suffit alors de lire à l'échelle sur le graphique les distances entre les extrémités de la 1<sup>re</sup> et 2<sup>de</sup> nappe et l'appui.



condition de non fragilité; pourcentage minimal :

les armatures tendues doivent avoir une section suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton.

$$\frac{A'}{bh} = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A' = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{en}}$$

on a:  $b = 12 \text{ cm}$   
 $h = 136 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_s = 3,92 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_{en} = 4200$   $\Rightarrow A' = 1,59 \text{ cm}^2 < A'_{calculée} = 19,63 \text{ cm}^2$

Effort Tranchant :

on a  $T_A = T_B = 11661 \text{ kg}$ , la section des armatures prolongées jusqu'aux appuis doit être telle que:  $A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \Rightarrow A \cdot \bar{\sigma}_a > T \quad (M=0)$ .

$19,63 \times 2800 = 54964 \text{ kg} > 11661 \text{ kg}$ .

Calcul de la Longueur d'appui (c) à partir de laquelle commence l'ancrage

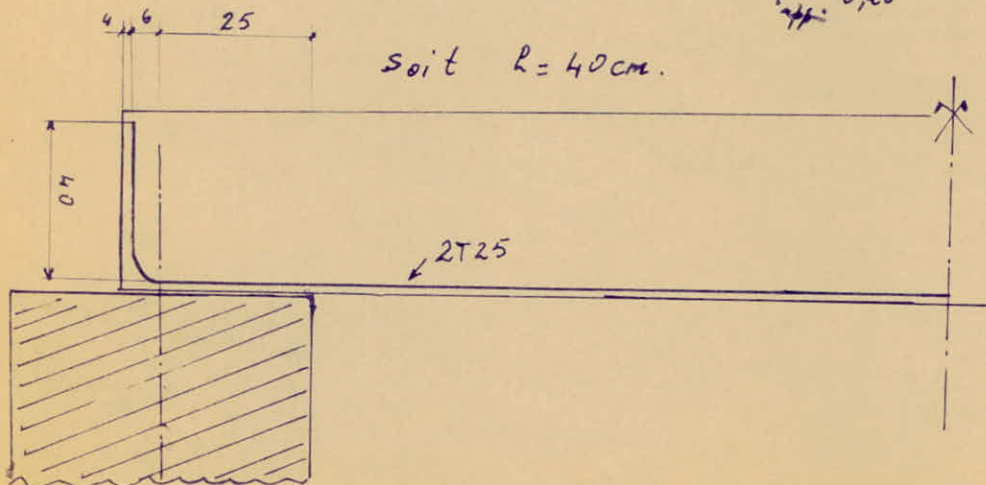
$$c_{A,B} = \frac{2T_{A,B}}{b \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{2 \times 11661}{12 \cdot 68,5} \Rightarrow c \approx 28 \text{ cm}$$

Encrage des barres :

Longueur de scellement en barre droite :

$$l = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_{ad}} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_a = \frac{T}{A_{app}} = \frac{11661}{6,28} \approx 1187,5 \text{ kg/cm}^2$$

soit  $l = 40 \text{ cm}$ .



Contrainte de cisaillement  $\tau_{1b}$  à la jonction de l'âme et de la nervure :

$$\tau_{1b} = \frac{b-b_0}{2bt_0} \cdot \frac{T}{z} < 4\bar{\sigma}_b \Leftrightarrow \tau_{1b} = 2,29 < 4\bar{\sigma}_b \quad \text{vérifié!}$$

Adhérence :

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{11661}{15,74 \times 119} = 6,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b \quad (\text{Aciers H.A}) \Rightarrow \bar{\tau}_d = 17,75 \text{ kg/cm}^2$$

on a  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$  relatif vérifié.

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{11661}{12 \cdot 119} = 8,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'autre part : } \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{75,5}{68,5}\right) 5,9$$

$$\tau_b \leq 2,0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié!}$$

On utilisera des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne + barres relevées à 45° :

$\Rightarrow$  Arm. transv = 1 cadre  $\phi 10$ , les écartements seront conservés constants sur des longueurs de 1m.

$z$  varie de  $z/3 = 126$  à  $z/3 = 146 \Rightarrow$  on prendra une valeur moyenne :  $z = 119 \text{ cm}$

$$A_t = 1 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2, \quad \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot 2200 =$$

$$\text{pour } T = 11661, \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 z} = 8,17 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_{at} = 1963 \text{ kg/cm}^2, \quad t = 30 \text{ cm}$$

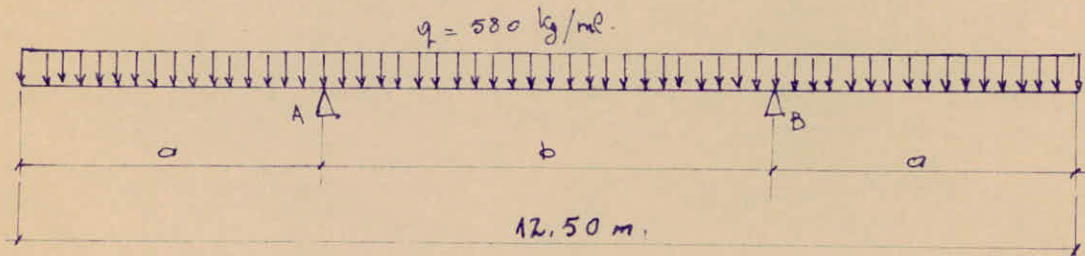
$$T_x = q(l/2 - x) + R_A - P_x$$

on adoptera  $t = 10 \text{ cm}$  au niveau de l'appui  
ensuite  $t = 20 \text{ cm}$  etc... (voir plan ferrailage Posé).



calcul de la longueur avantageuse de la console :

Etant donné que la poutre sera préfabriquée, on devra étudier son mode de manutention sur le sol pour cela on calculera la longueur avantageuse.



calcul des moments :  
a) en travée

$$M_{max} = -\frac{ql^2}{8} + R_A \frac{l-2a}{2}$$

$$= -\frac{ql^2}{8} + \frac{ql}{2} \cdot \frac{l-2a}{2}$$

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} - \frac{qla}{2}$$

b) aux appuis :

Moment dû à la console :  $M_{app} = \frac{qa^2}{2}$

Longueur avantageuse de la console :

On appelle longueur avantageuse de la console d'une poutre, la longueur de la console pour laquelle le moment fléchissant maximal a la plus petite valeur possible, elle est déterminée par la condition suivante :

$$|M_{app}| = |M_{max}| \quad \text{①}$$

La condition ① s'écrit :  $\frac{qa^2}{2} = \frac{ql^2}{8} - \frac{qla}{2} \Rightarrow \boxed{a = 0,207l}$

d'où  $a = 2,59 \text{ m}$  et  $b = l - 2a = 7,33 \text{ m}$

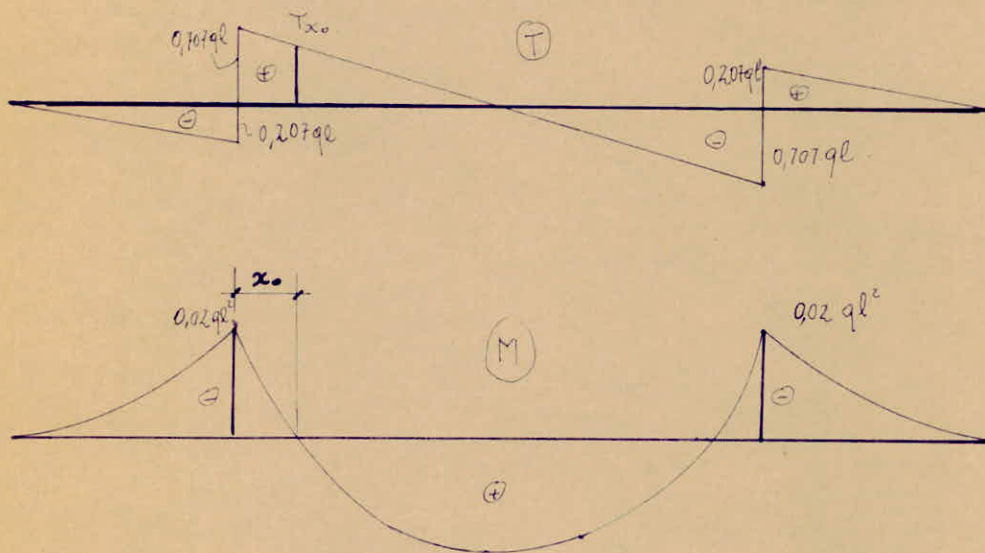
calcul des Réactions :

On considère que l'on a une charge uniformément répartie suivant la longueur de la poutre, pour toutes les parties de celle-ci le diagramme des efforts tranchants sera linéaire et le diagramme des moments parabolique. Dans la section extrême gauche libre de la poutre nous aurons  $T=0$ , et dans la section extrême droite de la console gauche nous aurons:  $T=-qa$ .

$$T = -0,207 \cdot ql$$

Sur les appuis A et B on a saut de discontinuité sur le diagramme de l'effort tranchant dû à la réaction  $R_A$ , entre les appuis on aura:

$$T = 0,207 \cdot ql + 0,5 \cdot ql = 0,707 \cdot ql.$$



on aura  $M=0$  pour  $x = x_0$ .

La similitude des triangles donne :

$$\frac{T_{x_0}}{0,707 \cdot ql} = \frac{b/2 - x_0}{b/2}$$

$$\implies T_{x_0} = \frac{3,67 - x_0}{3,67} \times 0,707 \cdot ql$$



L'aire trapézoïdale du diagramme de T de hauteur  $x_0$  est égale à la variation de M entre la section sur l'appui et la section à une distance  $x_0$ .

$$x_0 \times \frac{0,7079l - \frac{3,67 \cdot x_0}{3,67}, 0,7079l}{2} = 0,029l^2$$

$$\frac{0,7079l}{2} \left( 1 - 1 + \frac{x_0}{3,67} \right) x_0 = 0,029l^2$$

$$\frac{0,7079}{2} \left( + \frac{x_0^2}{3,67} \right) = 0,029l \quad \Rightarrow \quad x_0^2 = 0,21l$$

$$\underline{x_0 = 1,62 \text{ m}}$$

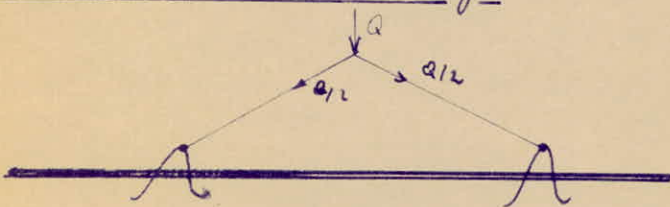
Vérifions que pour des  $\phi 10$  le moment sur appui est équilibré :

$$|M| = 0,029l^2 = 1812,50 \text{ kg.m}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{1812,50}{16 \times 119} = 0,95 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\phi 10 \text{ soit } 2 \times 0,785$$

pour des raisons de construction nous prendrons 6  $\phi 10$  pour toute la table de compression.

calcul des crochets de levage :



$$A = \frac{Q/2}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\frac{Q}{2} = \frac{580 \times 12,50}{2} = 3625 \text{ kg}$$

$$A = \frac{3625}{1600} = 2,27 \text{ cm}^2$$

soit 2  $\phi 20$  pour chaque crochet.

ETUDE DES POUTRES POS 3

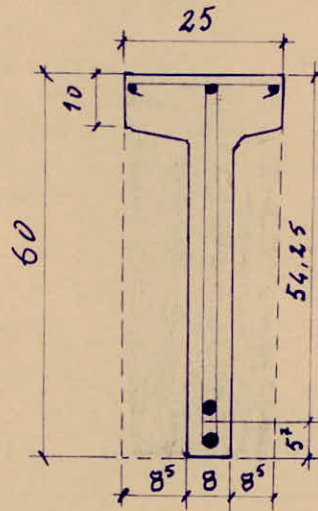
I) Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont :  $h_t = 60 \text{ cm}$ .

Pour avoir une bonne assise de la couverture d'une part et pour des raisons techniques (fixation de la couverture sur la poutre) de l'autre, nous avons préféré utiliser une poutre en T dont la largeur d'âme est d'environ le tiers de la largeur de la table de compression.

Nous avons pris alors :

- $b = 25 \text{ cm}$
- $b_0 = 8 \text{ cm}$
- $h_0 = 10 \text{ cm}$
- $h = 54,25 \text{ cm}$



II) Evaluation des charges par ml :

pooids propre de la Couverture

$$27 \times 3,125 = 84,38 \text{ kg/ml}$$

" " " " poutre

$$2500(0,10 \times 0,25 + 0,08 \times 0,50) = 162,5$$

surcharge d'exploitation

$$1,2 \times 100 \times 3,125 = 375$$

total

$$q = 622 \text{ kg/ml.}$$

III) Moment fléchissant maximal :

la poutre repose sur deux appuis simples, le moment fléchissant maximal est égal à

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{622 \times 12^2}{8} = 11196 \text{ kg.m}$$

$l =$  portée libre de la travée considérée.



II] Armatures longitudinales: (le calcul se fera selon la méthode exposée au "Charon")

a) Position de l'axe neutre:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 11196}{20,7 \times 25 \times 54,25^2} = 0,0854 \rightarrow \alpha = 0,3538.$$

$$\text{d'où } \gamma_1 = \alpha h = 0,3538 \times 54,25 = 19,19 > h_0 = 10 \text{ cm.}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la nervure.

N.B: de même pour le reste des calculs nous utiliserons la méthode de Charon "calcul et vérification des ouvrages en B.A"

$$\text{nous avons: } \rho = \frac{b_0}{b} = \frac{8}{25} = 0,32$$

$$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{10}{54,25} = 0,18 \Rightarrow \alpha(\rho, \theta, \mu) = 0,379$$

$$\mu = 0,0854$$

b) Calcul du bras de levier  $\bar{x}$ :

$$\bar{z} = h - m h_0$$

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,379}{0,18} = 2,06 > 2$$

$$\text{d'où } m = m_n + (m_{n1} - m_n)(\rho - \rho_n) = 0,530 + (0,711 - 0,530)(2,059 - 2,000) = 0,540$$

$$\text{d'où } \bar{x} = 54,25 - 0,540 \times 10 = 48,85 \text{ cm.}$$

La résultante  $F'_b$  des efforts de compression est égale à :

$$F'_b = \frac{M}{\bar{x}} = \frac{1119600}{48,85} = 22919,14 \text{ kg.}$$

La contrainte moyenne dans le béton est alors :

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{F'_b}{B'} = \frac{F'_b}{b h_0 + b_0(\gamma_1 - h_0)} = \frac{22919,14}{25 \times 10 + 8(20,56 - 10)} = 68,52 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_m > \bar{\sigma}'_{b0}$   $\Rightarrow$  il est alors nécessaire de prévoir des armatures de compression.

c) Armatures:

La contrainte admissible du béton n'est pas connue dans le calcul des sections en T, par conséquent nous utiliserons la formule approchée suivante :

$$\sigma'_b = \left( 0,4 \frac{b_0}{b} + 0,6 \right) \bar{\sigma}'_{br}$$

avec  $\bar{\sigma}'_{br}$  : contrainte admissible du béton en flexion simple pour une section rectangulaire

$$\bar{\sigma}'_{br} = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma'_b = \left( 0,4 \times \frac{8}{25} + 0,6 \right) 137 = 99,7 \text{ kgf/cm}^2$$

on prendra  $\sigma'_b = 100 \text{ kgf/cm}^2$

$$k = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\sigma'_b} = \frac{2670}{100} = 26,7$$

$$\alpha = \frac{15}{15 + k} = 0,36$$

$$\gamma_1 = \alpha h = 0,36 \times 54,25 = 19,53 \quad \text{soit } \gamma_1 = 19,5 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{\alpha}{\gamma} = \frac{0,36}{0,184} = 1,96 < 2$$

Le tableau II nous donne (voir Charon calcul pratique des sections en BA)

$$m = 0,521 \quad (\text{par interpolation})$$

Le bras de levier  $\bar{x}$  est égal à :

$$\bar{x} = h - m h_0 = 54,25 - 0,521 \times 10 = 49 \text{ cm.}$$

La résultante des forces de compression a pour valeur :

$$F' = (b - b_0) h'_0 \times \frac{\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_{1b}}{2} + \frac{b_0 \gamma_1 \bar{\sigma}'_b}{2}$$

$$\bar{\sigma}'_{1b} = \left( \frac{\gamma_1 - h_0}{\gamma_1} \right) \bar{\sigma}'_b = \left( \frac{19,5 - 10}{19,5} \right) \times 100 = 48,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } F' = (25 - 8) 10 \left( \frac{48,72 + 100}{2} \right) + \frac{8 \times 19,5 \times 100}{2} \approx 20441 \text{ kg.}$$



$$\text{d'où } A_1 = \frac{F'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{20441}{2670} = 7,66 \text{ cm}^2$$

$$\Delta M = M_0 - M_1 = M_0 - F' \cdot z = 1119600 - 20441 \times 49 = 117991 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Contrainte des aciers comprimés :

$$\sigma'_a = \frac{\alpha (\gamma_1 - d')}{\gamma_1} \bar{\sigma}'_b = \frac{15 (19,5 - 2,5)}{19,5} \times 100 = 1307,7 \text{ kg/cm}^2$$

Section d'aciers comprimés :  $A'_1 = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}'_a} = \frac{117991}{(54,25 - 2,5) 1307,7} = 1,74 \text{ cm}^2$

Soit  $A'_1 = 3710 = 2,35 \text{ cm}^2$

Section totale d'aciers tendus  $A_2$  :

$$A_2 = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}_a} = \frac{117991}{(54,25 - 2,5) 2670} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 7,66 + 0,85 = 8,51 \text{ cm}^2$$

Soit  $A = 2725 = 9,32 \text{ cm}^2$

Condition de fissuration :

nous devons avoir  $\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right.$

$\omega_f = 0,106$

$$\sigma_1 = 4939,8 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1806 \text{ bars}$$

$\bar{\sigma}_a < \sigma_1$  vérifié!

E7 EFFORT TRANCHANT :

$$T_{max} = \frac{q_0}{2} = \frac{682 \times 12}{2} = 3732,00 \text{ kg}$$

Contrainte tangentielle :

$$T_b = \frac{3732 \times 8}{8 \times 7 \times 54,25} = 9,93 \text{ kg/cm}^2$$

$T_b$  doit vérifier la relation suivante :

$$T_b \leq \left( 4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}'_b = \left( 4,5 - \frac{100}{62,5} \right) 5,9 = 17,94 \text{ kg/cm}^2$$

nous prendrons pour armatures transversales un cadre  $\phi 8$ .

Espacement des cadres transversaux:

La contrainte de traction admissible des armatures transversales st:

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_0}{9\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{9,83}{9 \cdot 5,9}\right) 2400 = 1956 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_t = 2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$$

L'espacement  $t$  est:

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} z}{\tau} = \frac{1 \times 1956 \times 49}{3732} = 25,87 \text{ cm}$$

on prendra  $t = 25 \text{ cm}$ . [25 x (24)]

écartement admissible: (CCBA68 Art 25,12)

$$\bar{t} = k \left(1 - 0,3 \frac{\tau_0}{\bar{\sigma}_b}\right) = 54,25 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 9,83}{5,9}\right) = 28 \text{ cm}$$

$$t_{min} = 0,2k \approx 10 \text{ cm}$$

Condition de non entrainement des armatures = (CCBA68 art.29)

nous devons avoir  $\tau_d < \bar{\tau}_d$  avec  $\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_b$

avec  $\psi_d =$  coefficient de scellement = 1,5.

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{\gamma}{z \cdot \rho_{u,i}} \times \frac{A_i}{A} \quad \text{avec } A_i = \text{section d'une barre } i, \text{ ou d'un paquet de barres.}$$

$A =$  section totale des armatures tendues.

$\rho_{u,i} =$  périmètre utile d'une barre  $i$  ou d'un paquet de barres

$d =$  distance entre axe des barres.

$$A = A_i = 2725$$

$$\rho_{u,i} = \frac{\pi \phi}{2} + d + \frac{\pi \phi}{2} + d = \pi \phi + 2d = 3,14 \times 2,5 + 2 \times 3,5 = 14,85 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{3732}{49 \cdot 14,85} = 5,12 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$



condition de non fragilité:

Pour les poutres fléchies nous devons avoir une section minimale d'aciers égale

$$a) \quad A \geq b_0 h \psi_s \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_e}{h} \right)^2$$

$b_0$  = longueur d'âme

$\psi_s$  = coefficient de scellement qui prend la valeur de 0,54 pour les aciers écrouis.

$$A \geq 0,54 \times 8 \times 54,25 \times 5,9 \left( \frac{60}{54,25} \right)^2 = 0,633 \text{ cm}^2$$

largement vérifié puisque  $A = 9,82 \text{ cm}^2$ .

CALCUL DE LA FLÈCHE: (CCBA 68 article 61)

Les flèches sous charges de faible durée et de longue durée d'application sont respectivement:

$$f_0 = \frac{M l^2}{10 E_i I_f}, \quad f_{\infty} = \frac{M l^2}{10 E_v I_f}$$

où:  $M$  = moment fléchissant qui sollicite la section

$l$  = la portée mesurée entre nu des appuis

$I_f$  = moment d'inertie

$E_i, E_v$  = modules de déformation instantané et différée

a) Charges et moments:

$$1) \text{ Charges permanentes: } q = 246,9 \text{ kg/ml soit } q = 247 \text{ kg/ml}$$

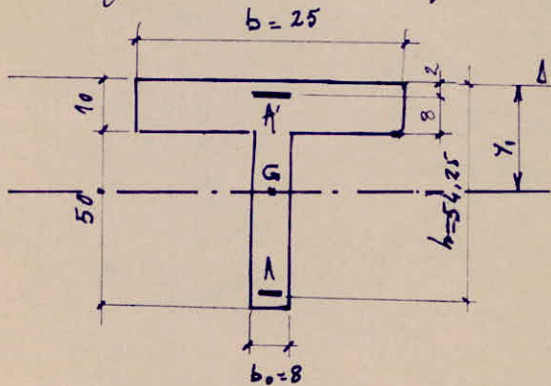
$$\Rightarrow M_q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{247 \cdot 12^2}{8} = 4446,00 \text{ kg.m}$$

2) Charge et surcharge non majorée:

$$q = q + s = 247 + (100) \times 3,125 = 560 \text{ kg/ml}$$

$$M_q = \frac{q l^2}{8} = \frac{560 \times 12^2}{8} = 10080 \text{ kg.m}$$

Caractéristiques géométriques de la poutre :



$$y = \frac{m_s / b}{S_L} = \frac{\text{moment statique}}{\text{Surface totale}}$$

$$m_s / b = (25 - 8) \cdot 10 \cdot 5 + 8 \cdot 60 \cdot 30 + 15 (9,42 \cdot 54,25 + 2,35 \cdot 2) = 22986,03 \text{ cm}^3$$

$$S_L = 10 \cdot 17 + 8 \cdot 60 + 15 (9,42 + 2,35) = 826,55 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y = 27,8 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{b t^3}{8} - \frac{(b - b_0)(y - h_1)^3}{3} + 15 \cdot A' (y - 2)^2 + \frac{b_0 (h_1 - y)^3}{3} + 15 A (h_1 - y)^2$$

$$\underline{I_t = 358430,3 \text{ cm}^4}$$

Calcul de  $\lambda, \mu$  :

a) Pour les charges de faible durée :

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left( 2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \bar{w}} \quad \text{avec } \bar{w} = \frac{A}{b_0 h}$$

$$\text{d'où } \lambda_i = 1,275$$

b) Pour les charges permanentes :

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{170 \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \bar{w}} = \frac{72 \lambda_i}{170} = 0,5103$$



calcul de  $\mu$ :

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

$$1) M_g = 444600 \text{ kg.cm} \Rightarrow \sigma_a = \frac{15 M}{\mu \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 444600}{0,916 \times 25 \times 54,22^2}$$

$$\sigma_a = 979,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$2) M_q = 100700 \Rightarrow \sigma_a = 2243,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } \mu_g = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 2,17 \times 10^{-2} \times 979,52 + 3 \times 5,9} = 0,715$$

$$\mu_q = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 2,17 \times 10^{-2} \times 2243,45 + 3 \times 5,9} = 0,86$$

Modules  $E_i$  et  $E_r$ : (CCBA68 art 9,6)

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j'} = 351621,42 \text{ kg/cm}^2 \text{ ou } 345065,19 \text{ bars}$$

$$E_r = 7000 \sqrt{\sigma_j'} = 115021,73 \text{ bars ou } 117207,14 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des différentes flèches:

$$I_{fr} = \frac{I_c}{1 + 2 \mu \cdot \mu_g} = \frac{358430,300}{1 + 0,5103 \times 0,715} = 262612,36 \text{ cm}^4$$

$$d'ici \frac{f}{l^3} = \frac{M_g l^2}{10 E_r I_{fr}} = \frac{444600 \times 1200^2}{10 \times 117207,14 \times 262612,36} = 2,08 \text{ cm}$$

$$f_g \Rightarrow \frac{I_{fi}}{1 + 2 \mu \cdot \mu_q} = \frac{I_c}{1 + 0,86 \cdot 1,275} = 170966,00 \text{ cm}^4$$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,060 \text{ cm}$$

$$f_{q_0} \quad \bar{I}_{f_i} = \frac{I_t}{1 + 2i \rho q} = \frac{358430,3}{1 + 1,275 \times 0,86} = 170966 \text{ cm}^4$$

$$f_{f_0} = \frac{M q l^2}{10 E_i \bar{I}_{f_i}} = 2,41 \text{ cm}$$

flèche totale :

$$\Delta f_t = f_{g_0} + f_{q_0} - f_{f_0} = 2,08 + 2,41 + 1,06 = 3,43 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 3,43 \text{ cm.}$$

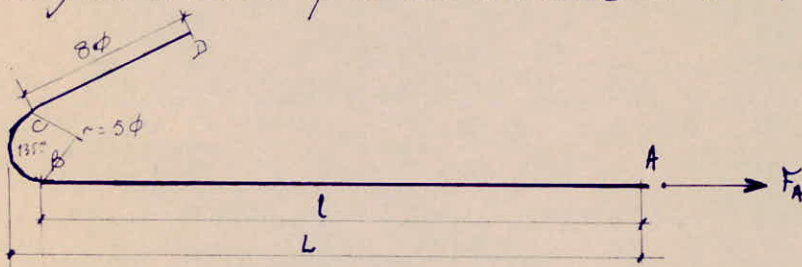
Rq: La poutre Pos3 supporte des éléments assez pesante, par conséquent la flèche ainsi obtenue n'est pas possible.

### Ancrage des Armatures:

Longueur de scellement en barre droite :

$$l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} \quad \text{avec } \bar{\tau}_d = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

on fera le calcul pour des crochets à 45° :



$$L = l + r + \phi/2$$

Soit  $F_A$  la force appliquée au point A

au point B :  $\bar{F}_B = F_A - \pi \cdot \phi \cdot l \cdot \bar{\tau}_d$

" " c :  $F_c = \chi \bar{F}_B - \chi' \pi \phi r \bar{\tau}_d$

$$\theta = 135^\circ \Rightarrow \chi = 0,39, \chi' = 1,53.$$



$$F_c = 0,39 F_B - 1,53 \pi \phi r \bar{\tau}_d$$

au point D,  $\bar{F}_D = F_c - \pi \phi 8 \phi \bar{\tau}_d = 0$ .

on remplace  $F_c$  par sa valeur dans la dernière équation :

$$0,39 F_A - \pi \phi \tau_d (0,39 l + 1,532 + 8 \phi) = 0$$

or  $l_d =$  Longueur de scellement en barre droite :

$$\Rightarrow \bar{F}_A = \pi \phi l_d \bar{\tau}_d$$

$$0,39 l_d = 0,39 l + 1,532 + 8 \phi$$

$$\text{d'où } l_d = l + \frac{1,532 + 8 \phi}{0,39}$$

$$L = l_d - \frac{1,532 + 8 \phi}{0,39} + r + \phi/2 = 100 - 36 \phi = \underline{10 \text{ cm}}$$

L'ancrage doit commencer au point A tel que :

$$c \geq \frac{2 \bar{\tau}_d}{b_0 \sigma_b} \approx 14 \text{ cm}$$

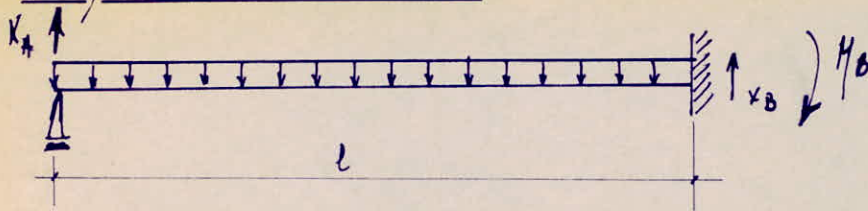
voir fermeture de la poutre.

Rq : Notre poutre est préfabriquée, donc il nous faut prévoir des crochets de levage, leur position, ainsi que les armatures tendues nécessaires à la partie supérieure de la poutre au moment du levage seront calculées comme il a été fait pour la poutre Pos 2, nous ne donnerons ici que les résultats définitifs.

$$a = 0,207 l \approx 2,56 \text{ cm.}$$

avec  $A' = 3 \phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$  la section résistera au moment du levage on utilisera 1  $\phi 10$  pour les crochets de levage.

Vérification à l'encastrement:



Détermination de la réaction  $X_A$ :

Appliquons le théorème de Castigliano:

$$U = \int_0^l \frac{M_x^2}{2EI} dx \Rightarrow \frac{\partial U}{\partial X_A} = \delta_v \quad (\text{déplacement vertical})$$

$$M_x = X_A \cdot x - q \frac{x^2}{2} \quad M_x^2 = \left( X_A x - q \frac{x^2}{2} \right)^2$$

$$\frac{\partial U}{\partial X_A} = \frac{\partial}{\partial X_A} \int_0^l \frac{M_x^2}{2EI} dx = \frac{1}{2EI} \int_0^l \frac{\partial M_x^2}{\partial X_A} dx$$

$$= \frac{1}{2EI} \int_0^l \frac{\partial \left( X_A x - q \frac{x^2}{2} \right)^2}{\partial X_A} dx$$

$$\delta_v = \frac{1}{2EI} \int_0^l 2 \left( X_A x - q \frac{x^2}{2} \right) x dx = \frac{1}{EI} \left( X_A \frac{x^3}{3} - \frac{q x^4}{8} \right)_0^l$$

or  $\delta_v \text{ en A} = 0$  car Appui simple  $\Rightarrow$

$$X_A \cdot \frac{l^3}{3} - \frac{q l^4}{8} = 0$$

$$\Rightarrow \boxed{X_A = \frac{3q l^4}{8} \quad X_B = \frac{5q l^4}{8}}$$

Moment maximum à l'encastrement:

$$M_x = 3q \frac{l^4}{8} x - q \frac{x^2}{2}$$

$$\text{pour } x=l \quad M_l = 3q \frac{l^4}{8} - \frac{q l^2}{2} = - \frac{q l^2}{8}$$

$$\text{Le moment cherché est donc } M_l = - \frac{q l^2}{8}$$



Comme l'encastrement n'est pas parfait nous prendrons pour  $M_{x=l}$

$$M = 0,5 M_{x=l} = -0,5 \frac{9l^2}{8} = \underline{\underline{559800 \text{ kg cm}}}$$

La section des armatures tendues sera alors:

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b_0 h^2} = 0,111 \rightarrow \bar{\omega} = 0,852 \text{ et } A = \frac{b_0 h \bar{\omega}}{100}$$

$$\underline{\underline{A = 3,95 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2}}$$

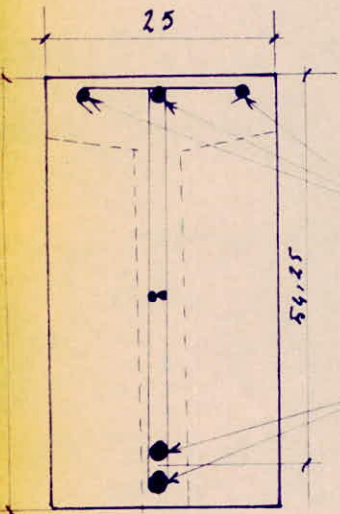
Vérification à l'effort tranchant:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{4665}{8 \times 49,13} = 11,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 17,97 \text{ kg/cm}^2$$

La section des aciers doit être telle qu'à l'encastrement on ait:

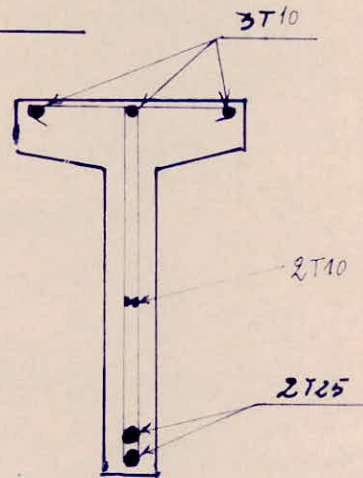
$$A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} = 4665 + \frac{447840}{49,13} = 13780,41$$

$$A \bar{\sigma}_a = 26219,4 > 13780,41$$



3T14

2T25



3T14

2T10

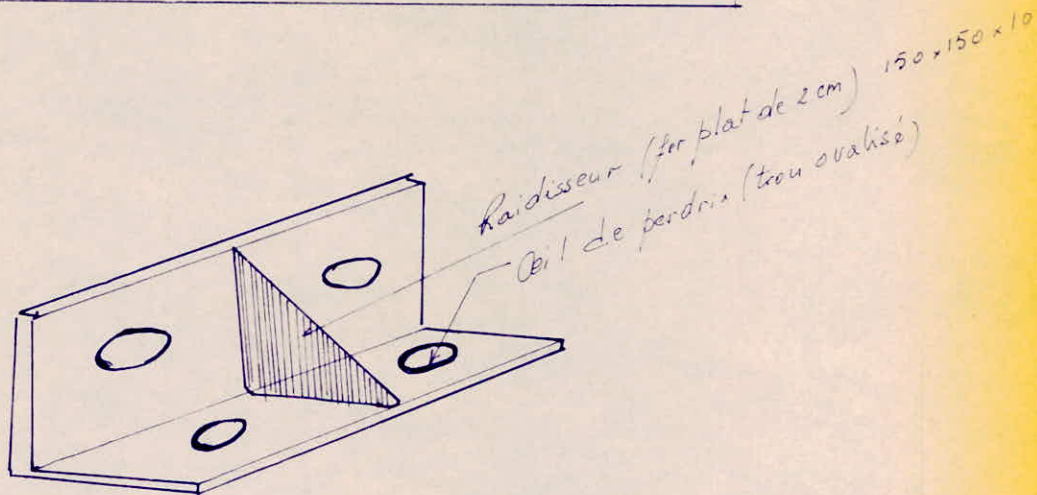
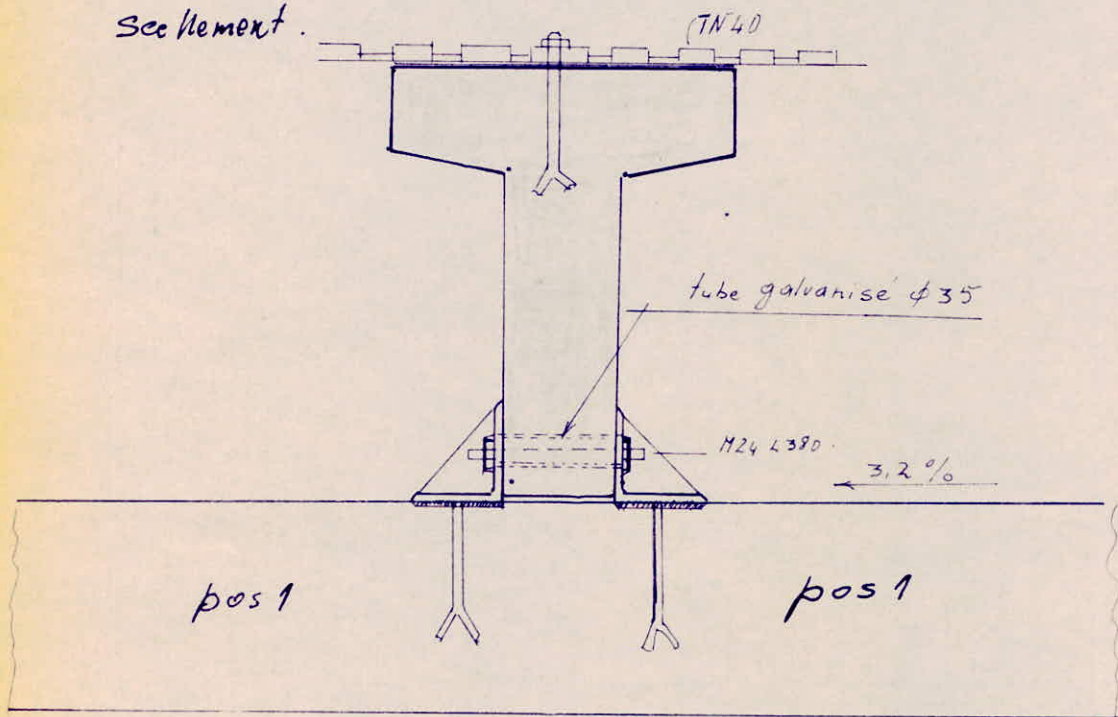
2T25

A l'encastrement (voile) on a la section ci dessus dessinée.

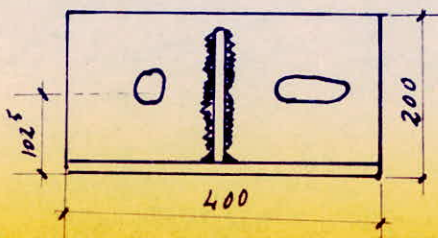
Pour plus de détail concernant le ferrailage voir les plans.

Mode de fixation de la poutre sur l'appui:

Nous prévoyons une plaque (cornière) de dimension  $200 \times 200$ , d'épaisseur  $e = 20$ , et utilisons des boulons  $\phi 25$  ainsi que des platines de scellement.

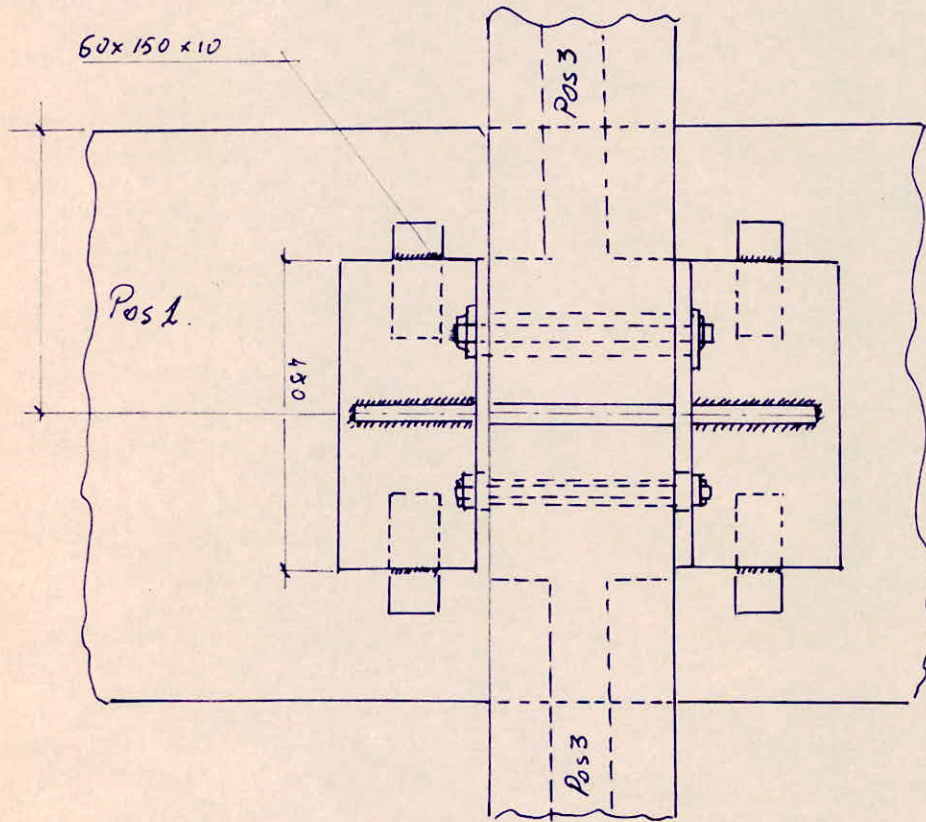


forme de la Cornière.

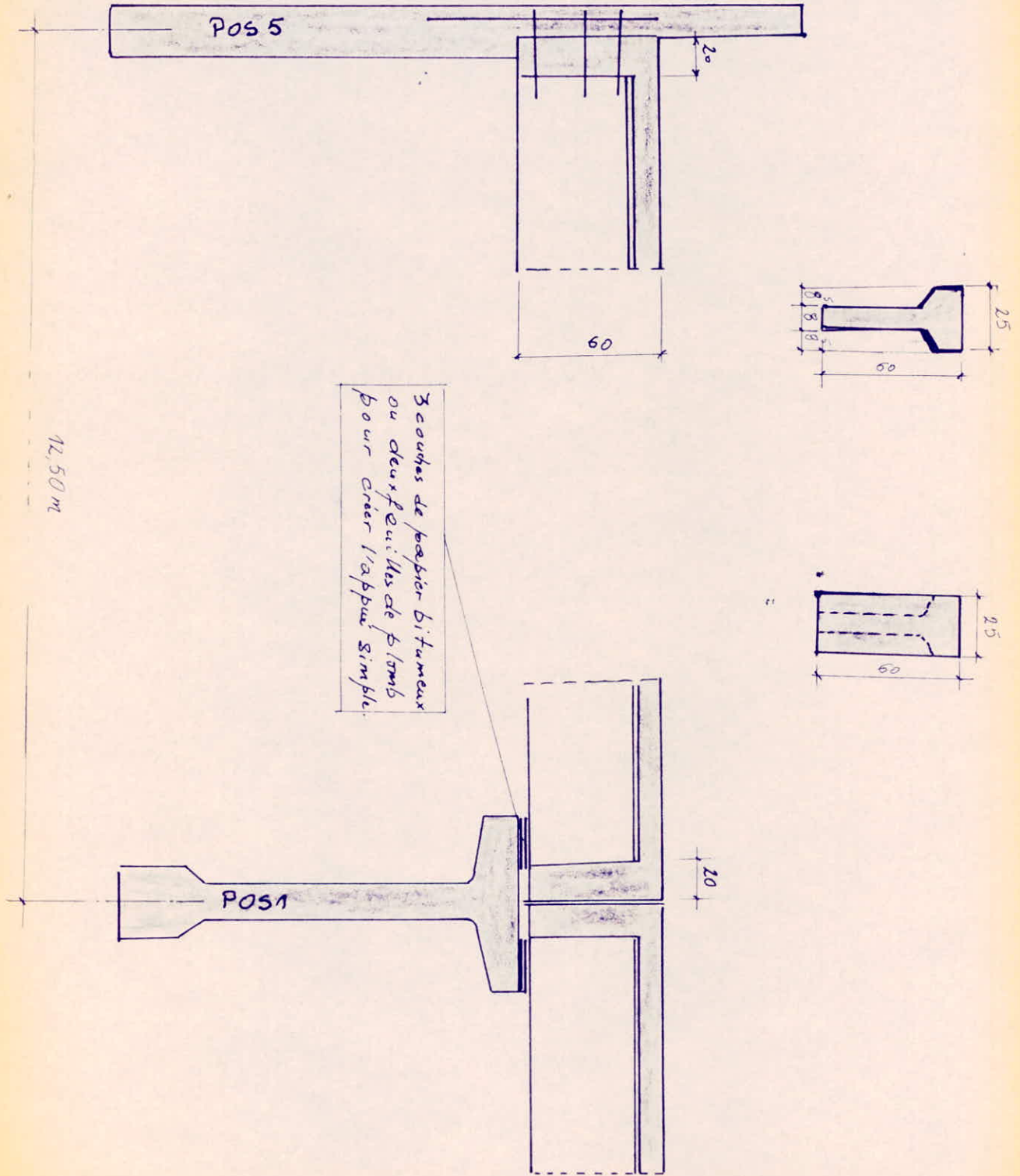


cornière  $200 \times 200 \times 15$





Détail au niveau de l'appui :





## Poutre Pos 3<sup>a</sup>

### I) Dimensions de la poutre :

Nous utilisons le même type de section que pour les poutres Pos 3.

$$h_f = 60 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$b_0 = 8 \text{ cm}$$

$$l = 6,675 \text{ m}$$

### II) Evaluation des charges par ml :

$$\text{poids propre de la couverture : } 27 \times 3,125 = 84,375 \text{ kg/ml}$$

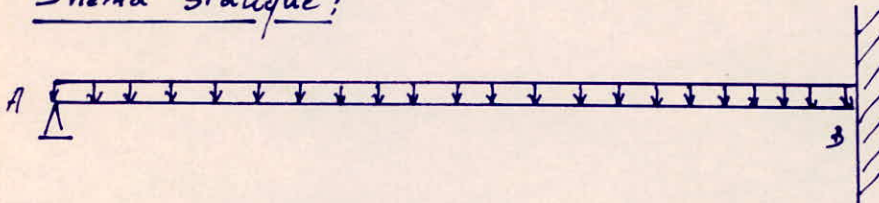
$$\text{poids propre de la poutre : } (0,50 \times 0,08 + 0,1 \times 0,25) \times 2500 = 162,5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{surcharge d'exploitation : } 1,2 \times 100 \times 3,125 = 375 \text{ kg/ml}$$

$$\text{total : } = 621,875 \text{ kg/ml}$$

$$\text{soit } q = 622 \text{ kg/ml}$$

### III) Shéma statique :



$$M(x) = 39 \frac{l}{8} x - q \frac{x^2}{2}$$

$$\text{moment maximum : } \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{3 \cdot l}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{9 \cdot 9 l^2}{128}$$

$$M_x = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x = \frac{3}{4} l$$

$$M_{\text{enc}} = -q \frac{l^2}{8} \quad \text{encastrement parfait}$$

On prendra  $0,5 M_e$ , car en réalité il y a un semi encastrement.

$$\text{Les réactions sont : } R_A = 39 \frac{l}{8} \quad \text{et } R_B = 59 \frac{l}{8}$$

Armatures supérieures longitudinales:

$$M = 0,5 M_e = 0,5 \times \frac{90^2}{8} = \frac{0,5 \times 622 \times 6,675^2}{8} = 1732,1 \text{ kg.m}$$

Pour le calcul des armatures tendues nous considérons dans ce cas la section rectangulaire de largeur  $b_0 = 8 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = \frac{15 \times 1732,1}{28 \times 8 \times 57,5^2} = 0,035 \quad \rightarrow$$

$$\bar{\omega} = 0,254, \quad k = 47,4, \quad \varepsilon = 0,9199.$$

d'où la section :  $A = \frac{b_0 h \bar{\omega}}{100} = \frac{8 \times 57,5 \times 0,254}{100} = 1,16 \text{ cm}^2$

Soit  $A = 2710 = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{8800}{47,4} = 59,07 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Armatures Longitudinales inférieures:

$$M_{max} = \frac{9}{128} q l^2 = \frac{9}{128} 622 \times 6,675^2 = 1948,61 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = \frac{15 \times 1948,68}{28 \times 25 \times 57,5^2} = 0,0126 \quad \Rightarrow \alpha = 0,15$$

$\gamma_1 = \alpha h = 8,625 < h_0 = 10 \text{ cm} \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de

Compression. or  $\bar{\omega} = 0,0882 \Rightarrow A = \frac{\bar{\omega} b h}{100} = \frac{0,0882 \times 25 \times 57,5}{100} = 1,26 \text{ cm}^2$

Soit  $A = 2710 = 1,57 \text{ cm}^2$

Vérifions que lors de la manutention les armatures inférieures sont capables de résister aux efforts auxquelles elles seront soumises.

$$M_{max} = q \frac{l^2}{8} - \frac{q l a}{2} = \frac{622 \times 6,675^2}{8} - \frac{622 \times 6,675 \times 0,207 \times 6,675}{2} = 599,52 \text{ kgm}$$

Aciers Nécessaires pour les crochets: ( $F_e = 24$ )

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{162,5 \times 6,675}{2 \times 1600} = 0,338 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 1 \phi 8 \text{ pour chaque crochet}$$

$$< \frac{990^2}{128}$$



Condition de fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{2 \times 2,5 \times 8} = 3,92 \cdot 10^{-2}$$

$\rightarrow \sigma_1 = 6764 \text{ bars} > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bars}$   
 $\sigma_2 < \bar{\sigma}_1$

condition de non fragilité : CC BA68 Art 52.

$$\frac{A_{\min}}{b_0 \cdot h} \geq \psi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{k \cdot t}{h} \right)^2 \quad \text{avec } \psi = 0,54 \text{ (aciers HA)}$$

$\rightarrow 0,56 < A = 1,57$

Effort tranchant :

$$T_{\max} (\text{encastrement}) = \frac{5}{8} q l \approx 2595 \text{ kg}$$

$$T \cdot \frac{M}{Z} = \frac{2595 - 173210}{50,75} = -818,0 \text{ kg} \Rightarrow \text{aucune armature inférieure ne sera soumise à la traction}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \approx \frac{T}{b_0 \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = 50,31 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{2595}{8 \times 50,31} = 6,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{137}{68,8} \right) 5,9 = 14,8 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales :

On utilisera un cadre  $\phi 6$   $A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\tau}_b} \right) \bar{\sigma}_{en} = 3690,6 \text{ kg/cm}^2$$

espacement des cadres :

$$t = \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot z \cdot A_t}{T} = \frac{3690,6 \times 50,31 \times 0,56}{2595} = 40 \text{ cm}$$

espacement admissible :  $\bar{t} = 38,67 \text{ cm}$   
 $t_{\min} = 11,5 \text{ cm} \Rightarrow$  on prendra  $t = 30 \text{ cm}$  constant

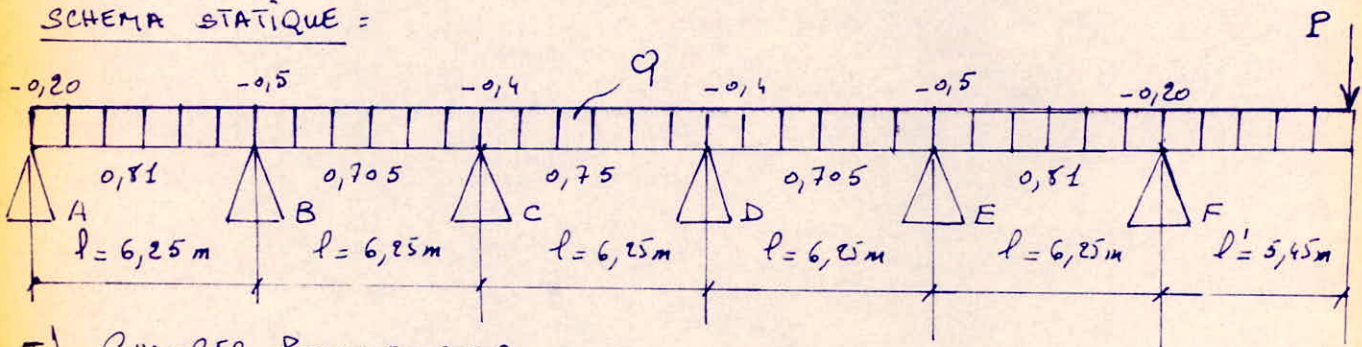
flèche : La poutre est soumise à un moment négatif qui lui impose une contre-flèche.

## POUTRE P.O.S 4.

C'est un voile de 250 m de hauteur et de 0,25 m d'épaisseur que nous assimilons à une poutre continue, uniformément chargée, terminée par un porte-a-faux. La poutre est constituée de six travées (6), par conséquent l'effet du porte-a-faux sur le reste de la poutre n'est pas assez important.

Pour nous faciliter les calculs, nous considérons la poutre sans le porte-a-faux. Nous déterminons alors la section d'aciers nécessaires pour chaque travée et chaque appui. Quant à l'appui F il sera dimensionné uniquement par le moment dû au porte-a-faux.

SCHEMA STATIQUE =



### I) CHARGES PERMANENTES

Poids de la toiture revenant à la poutre =

$$Q_1 = 27 \times \frac{3,125}{2} = 42,187 \text{ Kg/ml.}$$

Poids propre de la poutre =

$$Q_2 = (0,1 \times 2,30 + 2,50 \times 0,15) \times 2500 = 1512,5 \text{ Kg/ml.}$$

Surcharge sur la poutre =

$$Q_3 = 100 \times 1,2 \times 0,25 = 30 \text{ Kg/ml.}$$

CHARGE TOTALE

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 42,187 + 1512,5 + 30 = 1584,687 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Soit } \underline{Q = 1590 \text{ Kg/ml}}$$



CHARGE CONCENTRÉE P :

$$P = q(l - l') = 1590 \times (6,25 - 5,45) = 1272 \text{ kg.}$$

Cette charge est due au poids du reste de la travée, car à ce niveau nous avons au point de dilatation.

II - CALCUL des MOMENTS FLECHISSANTS ET METHODE UTILISEE

Nous appliquons la méthode préconisée par le CC BA 68 (article 55).

Pour cela nous devons avoir :

$$M_E + M_W \frac{l - x_0}{l} + \frac{M_C - x_0}{l} \geq 1,15 M_0 \quad (\text{voir diagramme})$$

II-1 MOMENT MAXIMUM  $M_0$  de la TRAVÉE LIBRE

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{1590 \times 6,25^2}{8} = 7763,67 \text{ Kg. m}$$

II-2 REPARTITION DES MOMENTS

a) ENTRAVÉES

$$M_{AB} = M_{EF} = 0,81 M_0 = 6288,5727 \text{ Kg. m.}$$

$$M_{BC} = M_{DE} = 0,705 M_0 = 5473,3873 \text{ Kg. m.}$$

$$M_{CD} = 0,75 M_0 = 5822,7525 \text{ Kg. m.}$$

b) SUR APPUIS

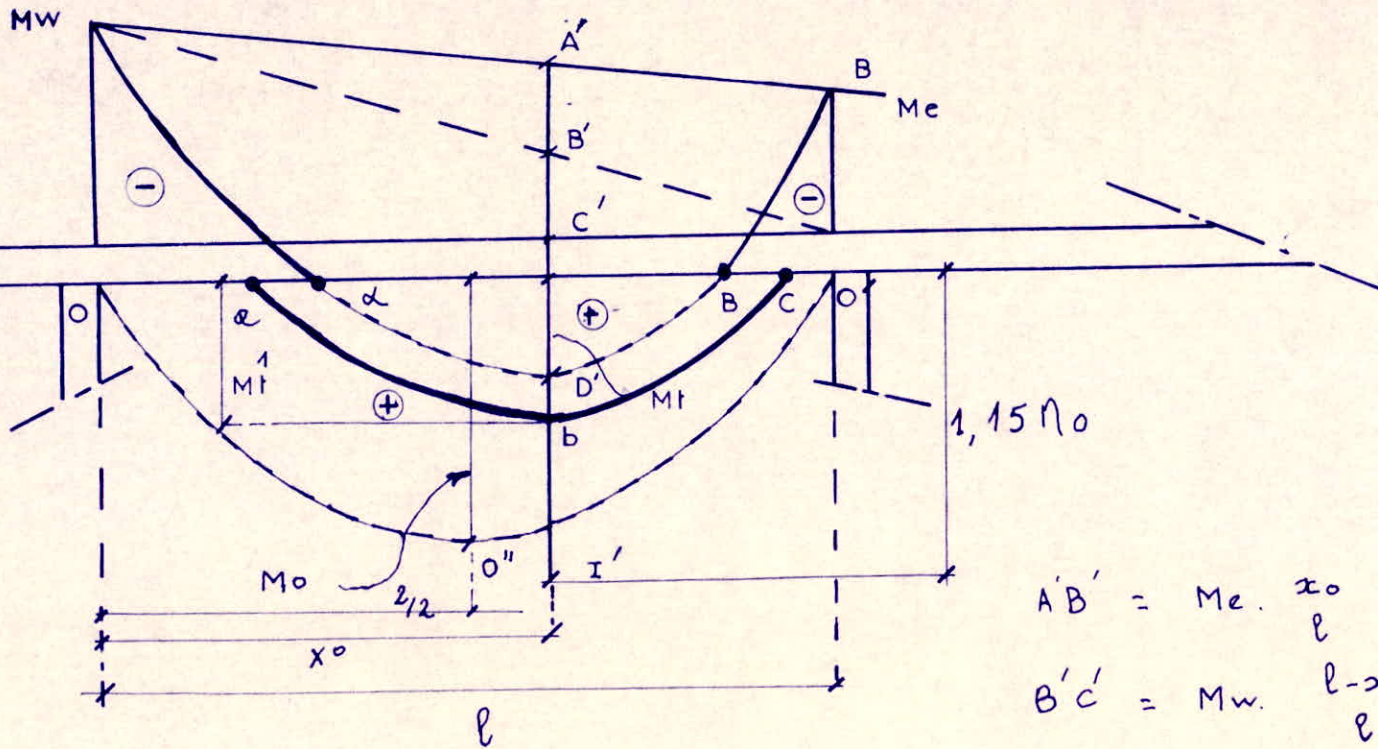
$$M_A = M_F = -0,20 M_0 = -1552,734 \text{ Kg. m.}$$

$$M_B = M_E = -0,5 M_0 = -3881,835 \text{ Kg. m.}$$

$$M_C = M_D = -0,4 M_0 = -3105,468 \text{ Kg. m.}$$

— DIAGRAMME DES MOMENTS  
POUTRE CONTINUE

- - - DIAGRAMME DES MOMENTS  
POUTRE DE COMPARAISON



$$A'B' + B'C' + c'b = c'I'$$

$$A'B' = M_e \cdot \frac{x_0}{l}$$

$$B'C' = M_w \cdot \frac{l - x_0}{l}$$

$$c'D' = M_e$$

$$c'I' = 1,15 M_0$$

$$c'b = M_e^1$$



### III - FERRAILLAGE =

Nous avons  $h^t = 230 \text{ cm}$ ;  $h = 227 \text{ cm}$ ;  $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

#### III-1. SECTION D'ACIERS EN TRAVÉES

##### TRAVÉES AB et EF

$$M_{AB} = M_{EF} = 6288,5727 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\mu = \frac{15 \times M_{AB}}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 6288,5727}{2800 \times 25 \times 227^2} = 0,0026 \implies \bar{W} = 0,0178$$

$$\bar{W} = \frac{A \times 100}{b \cdot h} \implies A = \frac{b h \bar{W}}{100} = \frac{25 \times 227 \times 0,0178}{100} = 1,01 \text{ cm}^2$$

soit = A = 3T8 = 1,5 cm<sup>2</sup>

##### TRAVÉES BC et DE

$$M_{BC} = M_{DE} = 5473,3873 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\mu = 0,00227 \implies \bar{W} = 0,0159$$

$$A = 0,902 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} = \quad \underline{\underline{A = 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2}}$$

##### TRAVÉE CD

$$M_{CD} = 5822,2725 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\mu = 0,0024 \implies \bar{W} = 0,0166 \implies A = 0,942 \text{ cm}^2$$

soit = A = 3T8 = 1,5 cm<sup>2</sup>

#### III-2. SECTION D'ACIERS SUR APPUIS

##### APPUI A

$$M_A = -1552,734 \text{ kg} \cdot \text{m} \implies \mu = 0,00064$$

$$\bar{W} = 0,0037 \implies A = 0,21 \text{ cm}^2$$

soit = A = 2T8 = 1, cm<sup>2</sup>

APPUI B et E

$$M_B = -3881,875 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\mu = 0,0016 \Rightarrow \bar{w} = 0,0016 \Rightarrow A = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit} = \underline{\underline{A = 2T8 = 1, \text{ cm}^2}}$$

APPUI C et D

$$M_C = -3105,468 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\mu = 0,00129 \Rightarrow \bar{w} = 0,0085 \Rightarrow A = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit} = \underline{\underline{A = 2T8 = 1, \text{ cm}^2}}$$

III- 3- FERRAILLAGE DÛ PORTE-à-FAUX

A l'appui F nous avons

$$M = q \frac{l^2}{2} + Pl' = \frac{1590 \times 5,45^2}{2} + 1272 \times 5,45 = 30545,887 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 30545,887}{2800 \times 25 \times 227^2} = 0,0127 \Rightarrow \bar{w} = 0,0892$$

$$A = \frac{b h \bar{w}}{100} = \frac{25 \times 227 \times 0,0892}{100} = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit} = \underline{\underline{A = 4T14 = 6,15 \text{ cm}^2}}$$

IV- CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_{\text{min}} \geq b h \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left( \frac{h}{h_i} \right)^2 = 25 \times 227 \times 0,5 \times \frac{5,9}{2800} \left( \frac{230}{227} \right)^2 = 6,629 \text{ cm}^2$$

Cette condition n'est pas vérifiée; nous dimensionnons la poutre au pourcentage minimal; soit =

$$\underline{\underline{A = 2T14 + 2T16 = 7,1 \text{ cm}^2}}$$



V - CONDITION DE FISSURATION

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot Z \cdot \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{7,1}{2 \times 3 \times 25} = \frac{7,1}{150} = 0,0473$$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,5 \cdot 10^6 \times \frac{1,6}{14} \times \frac{0,0473}{1 + 0,473} = 5504 \text{ bars}$$

$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_1$  vérifiée

VI - EFFORT TRANCHANT

$$T_{id} = q \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

$$T_{ig} = q \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l}$$

N.B.:

$M_i$  et  $M_{i+1}$ ,  $M_{i-1}$  sont pris en valeur absolue

Appuis	A	B	C	D	E	F
$T_d$ (t)	4,596	5,093	4,968	4,844	0,7025	9,22
$T_g$ (t)	0	5,341	4,844	4,968	5,093	9,235

VI - 1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A L'APPUI A

La section des armatures inférieures doit satisfaire à l'inégalité

$$A \bar{\sigma}_a \geq T_A + \frac{M_A}{Z} \text{ avec } Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 227 = 198,6 \text{ cm}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 7,1 \times 2800 = 19880 \text{ kg.}$$

$$T_A + \frac{M_A}{Z} = 4596 - \frac{155273,4}{198,6} = 3814 \text{ kg.}$$

La relation précédente est vérifiée; donc la section des aciers A

peut reprendre intégralement l'effort de traction dû à  $(\bar{T}_A + \frac{M_A}{z})$ .

VI-2 ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES

Nous utilisons 2 cadres  $\phi 6$  (Fe E 24)

$A_t = 2 \text{ cadres } \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$ .

$T_{max} = 9235 \text{ kg}; \quad z = 198,6 \text{ cm}$ .

CONTRAINTE DE CISAILEMENT

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{9235}{25 \times 198,6} = 1,86 \text{ kg/cm}^2 \cdot \angle \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ kg/cm}^2$

CONTRAINTE DES ARMATURES TRANSVERSALES

$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \bar{\sigma}_{en} = (1 - \frac{\tau}{\bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_{en} = (1 - \frac{1,86}{14,75}) 2400 = 2316 \text{ kg/cm}^2$

L'ESPACEMENT  $t$  sera =

$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T_{max}} = \frac{1,13 \times 2316 \times 198,6}{9235} = 56,28 \text{ cm}$

Nous devons avoir =

$\bar{t} \leq t \leq t_{min}$

$\bar{t} = h (1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 227 (1 - \frac{0,3 \times 1,86}{14,75}) = 205,5 \text{ cm}$ .

$t_{min} = 0,2 h = 0,2 \times 227 = 45,4 \text{ cm}$ .

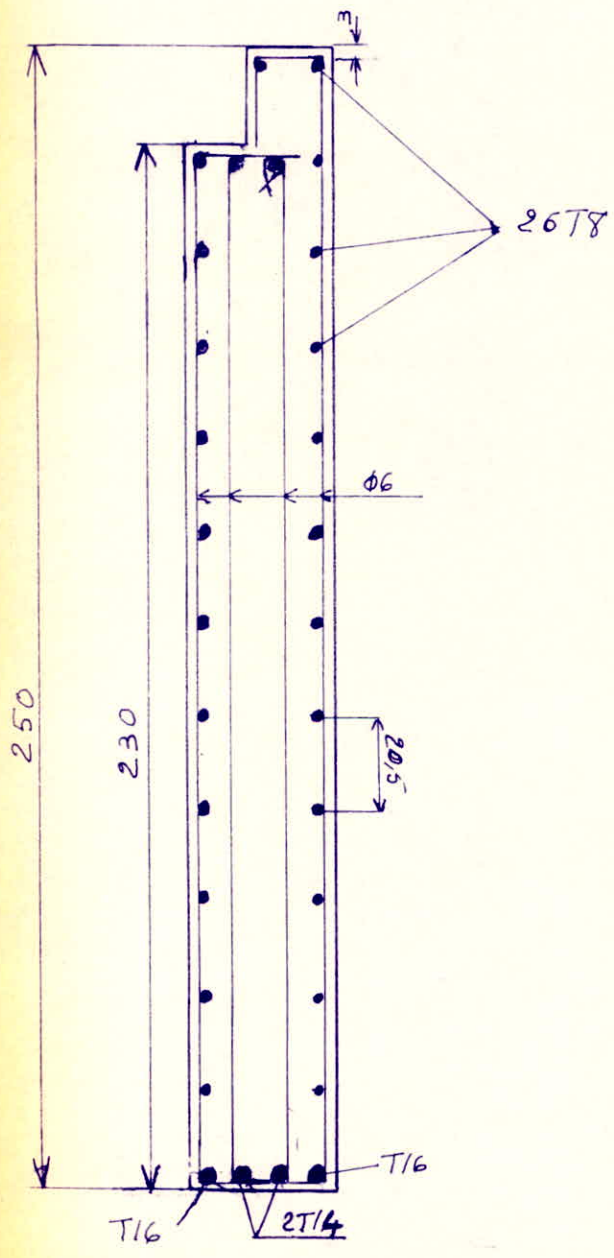
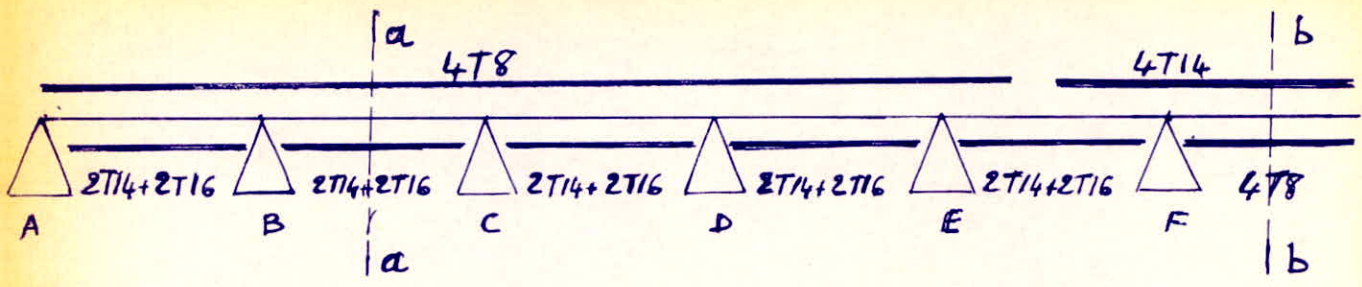
Nous prenons un espacement uniforme de =

t = 50 cm

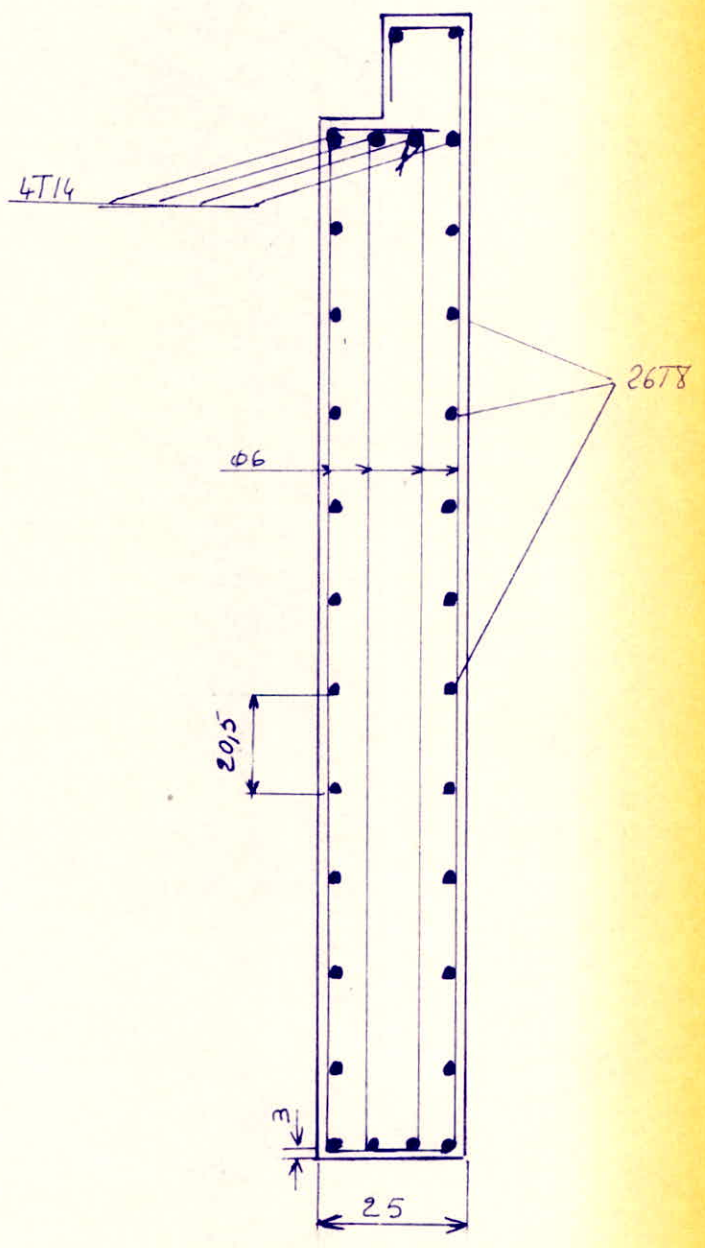
N.B. =

Les barres de construction sont constituées par des barres de diamètre T8 et placées tous les 20,5 cm suivant le sens de la hauteur de la poutre.





COUPE a-a



COUPE b-b

## Poutre Pos 5

C'est une poutre continue, à inertie variable, comportant 6 travées sur appuis simples ainsi qu'une console sur l'appui de rive gauche due au joint de dilatation. Elle est soumise à l'effet des charges verticales (poids propre, étanchéité, TN40, surcharges d'exploitation) et à la réaction de la panne. Les moments seront calculés par la méthode de M<sup>r</sup> G. KANI.

### A7 calcul des charges permanentes:

a) poids propre de la poutre :

$$\left( \frac{1,80 + 1,70}{2} \times 0,25 + \frac{0,90 + 1,20}{2} \times 0,15 \right) 2500 \approx 1320 \text{ kg/ml.}$$

b) calcul de la charge concentrée P:

b-1) Couverture :  $27 \times 3,125 = 84,38 \text{ kg/ml}$  soit  $85 \text{ kg/ml}$ .

b-2) poids propre de la panne :  $(0,1 \times 0,15 + 0,5 \times 0,08) 2500 \approx 139 \text{ kg/ml}$

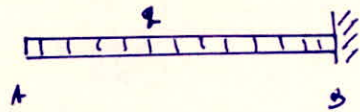
b-3) SurchARGE :  $1,20 \times 3,125 = 375 \text{ kg/ml}$

total  $q = 599 \text{ kg/ml}$

on prendra  $q = 600 \text{ kg/ml}$

on a  $P = T = \text{réaction de la panne}$

$$P = \frac{5}{8} q l$$



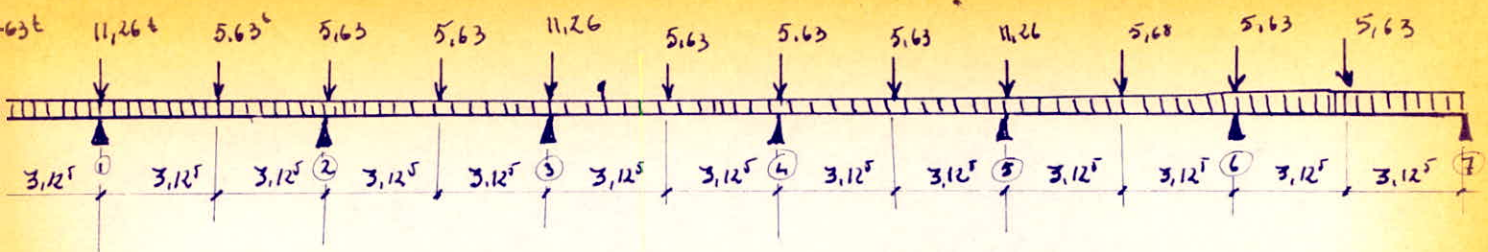
$$R_A = \frac{3}{8} q l$$

$$R_B = \frac{5}{8} q l$$

$$P = \frac{5}{8} \times 600 \times 12,50 = 4690 \text{ kg.}$$

P sera considéré comme une surcharge variable donc pondérable  
 $1,2 P \approx 5630 \text{ kg}$





calcul des moments par approximations successives, méthode de G. KANI :

① Coefficients de partage: Lorsqu'un nœud subit une rotation  $\theta$ , les moments produits par cette rotation sont répartis entre les extrémités des barres qui y concourent au prorata de leur raideur. On désignera par  $\Sigma R$  la somme des raideurs des barres qui concourent au nœud considéré qui est le coefficient de raideur du nœud, la part du moment qui revient à chaque barre est  $\bar{m}_i$  :

$$\bar{m}_i = \frac{R_i}{\Sigma R} \cdot \Sigma m_{ik} \quad \text{où } \Sigma m_{ik} = \text{somme des moments d'extrémités}$$

On désignera par :  $\alpha = \frac{1}{2} \frac{R_i}{\Sigma R} =$  le coefficient de partage.

$$\rightarrow m'_{ik} = \alpha_{ik} (\Sigma m_{ki} + \bar{m}_i) \quad \text{①}$$

où  $m'_{ik}$  = moment partiel pour l'extrémité rapprochée.

$m_{ki}$  = moment partiel pour l'extrémité éloignée.

Les moments partiels produits par les rotations des extrémités éloignées sont inconnus, mais si l'on se donne pour ceux-ci une valeur approximative la relation ① donne pour les moments des extrémités rapprochées, une valeur approximative mais beaucoup plus exacte. On procède par approximations successives. On part d'un nœud donné et l'on suppose que les moments partiels des extrémités éloignées sont nuls, on obtient ainsi pour les extrémités proches des moments approximatifs - On passe ensuite successivement aux nœuds suivants en utilisant les valeurs approximatifs trouvés au fur et à mesure de leur détermination. Après un premier tour de nœuds on a

obtenue les valeurs approximatives de tous les moments partiels. Un second tour de nœuds donne des valeurs beaucoup plus exactes et on arrête les tours de nœuds lorsqu'on constate que les valeurs calculées se rapprochent suffisamment des valeurs trouvées au tour précédent.

L'avantage de cette méthode est que les erreurs que l'on peut commettre dans le calcul des moments partiels des 1<sup>er</sup> tours ne se répercutent pas sur le résultat final puisqu'à chaque tour de nœuds on recommence le calcul avec une nouvelle valeur d'essai. Le calcul n'est arrêté que lorsque les résultats de deux tours successifs sont suffisamment rapprochés.

II) Calcul des coefficients de partage :

$$c.R = -0,5 \cdot \frac{R}{\sum R} \quad \text{où } R = \text{raideur de la barre considérée}$$

$\sum R =$  Somme des raideurs aboutissant au nœud

on aura pour R :

$$R = \frac{3}{4} \cdot \frac{I}{l} \quad \text{si } \begin{array}{c} | \\ \text{---} \\ | \end{array}$$

$$R = I/l \quad \text{si } \begin{array}{c} | \\ \text{---} \\ \text{---} \\ | \end{array}$$

Les moments d'inertie I à prendre en compte pour le calcul des raideurs seront calculés pour une hauteur moyenne  $\bar{h}_m$  (à mi-travée) :

$$I_{0-1} = I_{1-2} = \frac{0,25 \times 1,60^3}{12} = 0,085 \text{ m}^4$$

$$I_{4-5} = I_{5-6} = I_{0-1} = I_{1-2} = 0,085 \text{ m}^4$$

$$I_{2-3} = I_{3-4} = I_{6-7} = \frac{0,25 \times 1,60^3}{12} = 0,05 \text{ m}^4$$

Les coefficients de répartition selon G. KANI seront donc pour chaque appui :



$$\begin{aligned} \text{Appui 1: } & \left\{ \begin{aligned} -0,5 \cdot \frac{\frac{3}{4} \cdot \frac{0,085}{5,50}}{5,50} &= -0,230 \\ \frac{3 \cdot \frac{0,085}{5,50} + \frac{0,085}{6,25}}{5,50} & \\ -0,5 \cdot \frac{0,0136}{0,0116 + 0,0136} &= -0,270 \end{aligned} \right. \\ & \underline{\Sigma = -0,500} \end{aligned}$$

$$-0,5 \cdot \frac{0,0136}{0,0227} = -0,299$$

Appui 2:

$$\begin{aligned} -0,5 \cdot \frac{0,0091}{0,0227} &= -0,201 \\ & \underline{\Sigma = -0,500} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Appui 3: } & -0,5 \cdot \frac{0,057/6,25}{0,057/6,25 + 0,057/6,25} = -0,250 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -0,5 \cdot \frac{0,009}{0,018} &= -0,250 \\ & \underline{\Sigma = -0,500} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Appui 4: } & -0,5 \cdot \frac{0,009}{0,009 + 0,085/6,25} = -0,201 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -0,5 \cdot \frac{0,0136}{0,09 + 0,0136} &= -0,300 \\ & \underline{\Sigma = -0,500} \end{aligned}$$

$$\underline{\text{Appui 5:}} \quad -0,5 \frac{0,0136}{2 \times 0,136} = -0,250$$

$$-0,5 \frac{0,0136}{2 \times 0,136} = -0,250$$

$$\Sigma = -0,500$$

$$\underline{\text{Appui 6:}} \quad -0,5 \frac{0,0136}{0,0136 + 0,0068} = -0,3334$$

$$-0,5 \frac{0,0068}{0,0136 + 0,0068} = -0,1666$$

$$\Sigma = -0,500$$

### III) Distribution des moments d'encastrement parfait:

Les moments d'encastrement parfait des barres, pour les charges indiquées seront calculés d'après les procédés habituels ou relevés dans les formulaires techniques et portés dans le schéma aux extrémités correspondantes.

$$\bar{M}_{0,1} = +q \frac{l^2}{8} + \frac{P \cdot a (l^2 - a^2)}{2l^2} = +5 + 5,44 = 10,44 \text{ tm}$$

$$\text{extrémité droite: } \bar{M}_{1,0} = 10,44 \text{ tm}$$

$$\text{extrémité gauche } \bar{M}_{0,1} = 0.$$

Pour les autres traverses qui ont toutes la même portée et la même charge, les moments d'encastrement parfait, calculés d'après le même procédé, donnent la valeur  $-8,70 \text{ tm}$  à l'extrémité gauche et  $+8,70 \text{ tm}$  à l'extrémité droite.



ainsi que nous l'avons indiqué sur la figure aux endroits correspondants.

Nous portons ensuite sur le schéma les moments d'encastrement parfaits au centre du carré intérieur représentant les nœuds.

exple pour le nœud 1 nous avons  $\bar{M}_1 = +10,44 - 8,70 = 1,74 \text{ tm.}$

ensuite on détermine les moments partiels dus à la rotation des extrémités des barres  $M'_{ik}$  en répétant l'opération fondamentale ci après:

$M'_{ik} = \alpha_{ik} ( \bar{M}_i + \sum_j M'_{kj} )$  en passant d'un nœud à l'autre jusqu'à ce qu'on ait atteint le degré de précision désiré.

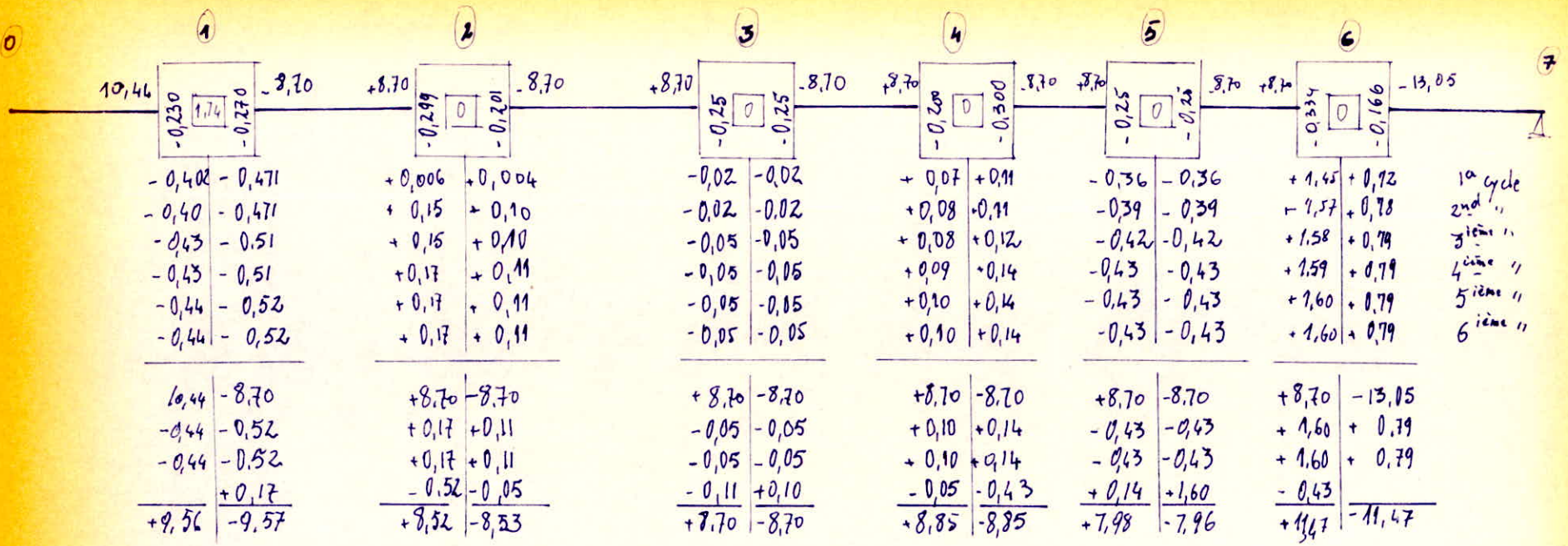
Les moments d'extrémité définitifs,  $M_{ik}$  sont obtenus en additionnant les moments d'encastrement partiels dus à la rotation, pour une extrémité  $i, k$ , soit:

$$\underline{M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}}$$

Le calcul a été effectué à partir du nœud 6, les moments dus à la rotation des extrémités opposées des barres étant admis au départ nuls. En effectuant le calcul pour tous les nœuds on constate que pour autant qu'il soit complé avec deux décimales on obtient les mêmes valeurs des moments que celles du cycle précédent exple 4<sup>ième</sup>, 5<sup>ième</sup> et 6<sup>ième</sup> cycle. Une précision du centième est jugée

suffisante, il est inutile de poursuivre le calcul. Après que les valeurs définitives des moments partiels dus à la rotation des extrémités, ont été déterminées, nous calculerons les moments définitifs aux extrémités d'après l'équation  $M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$ .

La somme des moments d'extrémité définitifs autour d'un nœud doit toujours par suite des conditions d'équilibre du nœud, être égale à zéro.

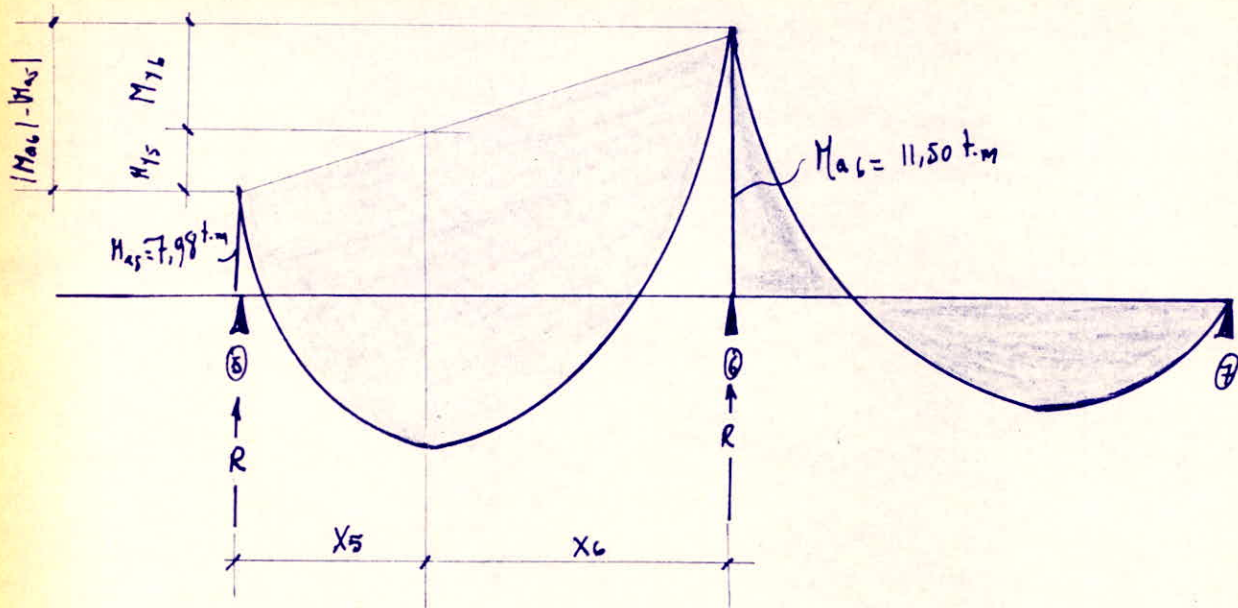


Distribution des moments d'encastrement parfait selon M. G KANI

- 49 -



## Calcul des moments en travée:



$$l_5 = l_6 = 6,50 \text{ m.}$$

$$R_5 = \frac{ql_5}{2} + \frac{P}{2} - \frac{|M_6| - |M_5|}{l_5} \Rightarrow R_5 = 4290 + 2815 - 536,92 = 6568 \text{ kg.}$$

$$R_6 = \frac{ql_5}{2} + \frac{P}{2} + \frac{|M_6| - |M_5|}{l_5} \Rightarrow R_6 = 4290 + 2815 + 536,92 = 7642 \text{ kg.}$$

on doit avoir  $R_5 + R_6 = ql + P$   $14210 = 6568 + 7642 = 14210 \text{ kg}$   
vérifié.

## Rapport Géométrique des formules:

$$\frac{R_5 + R_6}{l_5} = \frac{R_5}{X_5} \Rightarrow X_5 = \frac{R_5 \cdot l_5}{R_5 + R_6} = 3,10 \text{ m}$$

$$X_6 = \frac{R_6 \cdot l_5}{R_5 + R_6} = 3,50 \text{ m} \Rightarrow X_5 + X_6 = 6,50 \text{ m}$$

$$\frac{|M_{a6}| - |M_{a5}|}{l} = \frac{M_{y5}}{x_5} \quad \rightarrow \quad M_{y5} = \frac{|M_{a6}| - |M_{a5}|}{l} \times x_5$$

$$M_{y5} = 536,92 \times 3 = 1610,76 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{y6} = \frac{|M_{a6}| - |M_{a5}|}{l} \times x_6 = 1879,22 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{y5} + M_{y6} = 3489,88 \approx 3490 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

d'où les moments en travée :

$$M_{t5} = M_0 - (|M_{a5}| + |M_{y5}|) = \frac{q l^2}{8} + \frac{p l}{4} - (|M_{a5}| + M_{y5})$$

$$M_{t6} = M_0 - (|M_{a6}| - M_{y6}) = \frac{q l^2}{8} + \frac{p l}{4} - (|M_{a6}| - M_{y6})$$

$$\begin{cases} M_{t5} = 6529,24 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ M_{t6} = 6529,22 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$M_{t5} = M_{t6} = 6529,3 \text{ kg}\cdot\text{m} = 41\% M_0$$

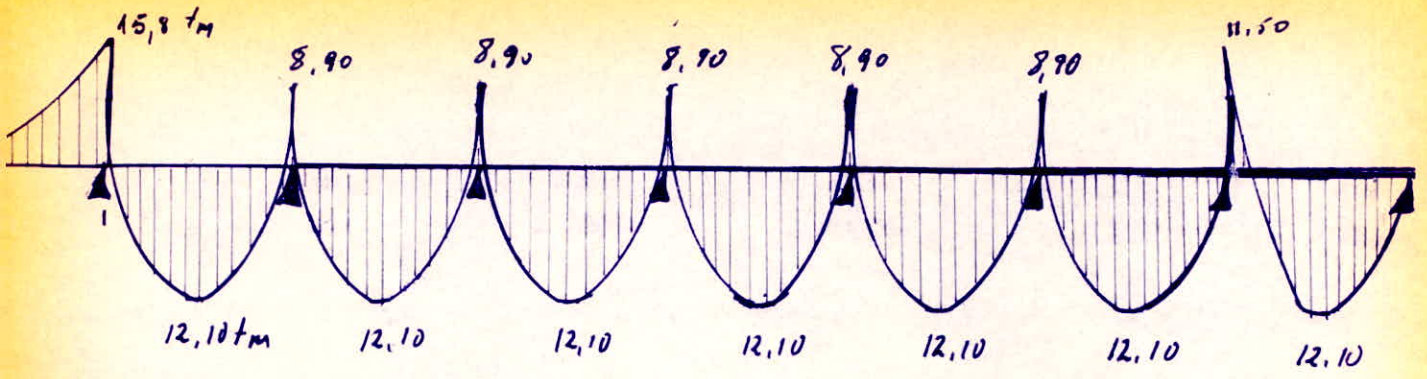
Le CCBA 68 dit que le moment ultime de calcul n'est nulle part inférieur à 50% de  $M_0$ . D'autre part sur l'appui @ derive, on fait intervenir un moment d'encastrement, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée, nous prendrons donc :

$$-M_{a1} = 9,577 \times 1,65 \approx -15,79 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Le calcul des moments sur appuis a été conduit suivant une méthode de continuité théorique, il convient de remarquer que cette méthode surestime les moments sur appuis et sous-estime les moments en travée, or c'est l'inverse qui devrait se produire. Pour des raisons de sécurité on prendra le moment en travée égal à 75%  $M_0$   $\rightarrow M_t = 12100 \text{ kg}\cdot\text{m}$

on prendra pour les appuis :  $-M_{a2} = -M_{a3} = -M_{a4} = 8900 \text{ kg}\cdot\text{m}$





c'est à partir de diagramme que ce fera le calcul des sections d'aciers comme s'il s'agissait d'une poutre d'inertie Constante  $I_0$  ( $h = 1,30m$ )

Arrièreillage des traverses :

Par simplification on ne fait pas état dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poutres (BA68 Annexe 9 p147)

On calculera donc les traverses à la flexion simple.

Les moments pris en compte en travées et sur appuis sont obtenus en combinant les effets des charges permanentes et des surcharges de telle manière à obtenir les valeurs les plus défavorables.

① Calcul des armatures longitudinales :

étant donné que le moment en travée est sensiblement le même pour toutes les travées, on prendra  $M_t = 12,10 tm$

$b = 25 cm$ ,  $h_t = 1,30 cm$ ,  $\bar{\sigma}_a = 2300 kg/cm^2$  (on a utilisé une valeur de  $\bar{\sigma}_a$  inférieure à 2800 afin de limiter la fissuration du béton)

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_c \cdot b \cdot (h_t - \phi)^2} = \frac{15 \cdot 12100}{23 \cdot 25 \cdot 126^2} = 0,021 \Rightarrow \epsilon = 0,9371, k = 64,5$$

$$A = \frac{12100}{23 \cdot 0,9371 \cdot 124} = 4,53 cm^2 \text{ soit } \boxed{3 HA14 = 4,62 cm^2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2300}{64,5} = 35,66 kg/cm^2 \text{ et } \bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}_b$$

Pourcentage minimal - Condition de non fragilité :

Les armatures tendues doivent avoir une section suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton

$$\frac{A'}{b h} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \rightarrow A_{min} = 0,69 \times 25 \times 124 \times \frac{5,92}{4200}$$

$A_{min} = 3 \text{ cm}^2 < A_{calculée}$

Limite imposée par les conditions de fissuration du béton :

cette limite est la plus grande des deux valeurs  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  définies par les relations suivantes :

$$\sigma_1 = k \times \frac{\mu}{\phi} \times \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\gamma \times k \times \bar{\sigma}_b'}{\phi}}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,02}{2 \times 6 \times 25} = 0,015$$

$$\phi = 14$$

$k = 1,5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible

$$\gamma = 1,6 \text{ (HA)}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2236 \\ \sigma_2 = 2418 \end{array} \right. \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 > \bar{\sigma}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$$



## Calcul des aciers de chapeaux.

a). Appui 6:

$$M_{a6} = 11,50 \text{ tm.}$$

$$h_6 = 150 - 6 = 144 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{15 \times 11500}{23 \times 25 \times 144^2} = 0,0145 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9465 \\ \kappa = 78,5 \end{array} \right.$$

$$A_6 = \frac{11500}{23 \times 0,9465 \times 144} = 3,67 \text{ cm}^2$$

$$A_6 = 3,67 \text{ cm}^2$$

soit  $A_6 = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2300}{78,5} = 29,30 < 137,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Condition de non-fragilité.

$$A'/bh \quad 0,69 \quad \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{em} \quad A' = 0,69 \times 25 \times 144 \times \frac{5,92}{4200}$$

$$A' = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_6 > A'_6$$

Limite imposée par les conditions de fissuration:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1779 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 \approx 2300 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \quad \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2.$$

b). Appuis: 2, 3, 4, 5: Les moments -  $M_{ai}$  de ces différents appuis étant sensiblement égaux, on fera le même calcul que précédemment en prenant -  $M_{ai} = 8,90 \text{ tm}$ .

pour l'appui 5 on a  $h_1 = h_5 = 164 \text{ cm}$   
pour les appuis 2 et 4 on a  $h_2 = h_4 = 144 \text{ cm}$   
pour l'appui 3 on a  $h_3 = 124 \text{ cm}$ .

On fera le calcul pour l'appui (3), et l'on adoptera les mêmes aciers supérieurs pour les autres appuis 1, 2, 4 et 5 et ce pour des raisons de sécurité ( $b = 25, h = 124, \bar{\sigma}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$ )

$$M = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 8900}{2300 \times 25 \times 125^2} = 0,0151 \quad \begin{cases} k = 77,6 \\ \epsilon = 0,9457 \end{cases}$$

$$A_{a3} = \frac{8900}{23 \times 124 \times 0,9457} = 3,30 \text{ cm}^2 \quad \boxed{\text{Soit } 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2}$$

Il en sera de même pour les autres appuis (1, 2, 4 et 5).

c). L'appui 1: sur cet appui on fait intervenir un moment d'encastrement -  $M_{a1} = 15800 \text{ kg.m}$ ,  $b = 25 \text{ cm}$ .

$h_{moyen} = 160 - 6 = 154 \text{ cm}$ ,  $\bar{\sigma}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$ . Nous sommes toujours dans le cas de flexion simple.

Nous calculons donc:

$$M = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 15800}{23 \times 25 \times 154^2} = 0,0174$$

$$\text{on a } \begin{cases} M = 0,0174 \\ \epsilon = 0,9419 \\ k = 71,0 \end{cases}$$



La section des armatures tendues sera donnée par:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{15800}{2300 \times 0,9419 \times 154} = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,74 \text{ cm}^2 \text{ soit } \boxed{2 \text{ HA } 16 + 1 \text{ HA } 10 = 4,02 + 0,785 = 4,81 \text{ cm}^2}$$

La contrainte maximale dans le béton est donnée par:

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2300}{71} = 32,39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Contrainte imposée par les conditions de fissuration.

$$\begin{cases} \sigma_1 = 2073 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2300 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2.$$

Conditions de non fragilité.

$$A' = 0,69 \times 25 \times 154 \cdot \frac{5,92}{4,200} = 3,74 \text{ cm}^2$$

On vérifie que  $A > A' \Rightarrow 4,74 > 3,74$ .

Pour les armatures supérieures nous avons avec:

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \times \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 \approx 16,59 \text{ kg/cm}^2$$

La longueur de scellement doit être assurée l'ancrage total des barres:

$$\phi = 16 \quad \text{soit} \quad \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,6}{4} \times \frac{2800}{16,6} = 67,47 \text{ cm}$$

soit  $\boxed{ld = 70 \text{ cm}}$  pour tous les aciers de chapeaux.

$\phi = 14 \longrightarrow ld = 60 \text{ cm}$      $\phi = 12 \longrightarrow ld = 50 \text{ cm}$ .

## Calcul des efforts tranchants et des armatures transversales

### Rq préliminaires :

- ①. Pour le calcul des armatures transversales, étriers ou barres relevées, les charges (2P et P) appliquées au voisinage des appuis ne sont pas prises en compte. En revanche on prend en compte l'effort tranchant résultant de la totalité des charges appliquées dans la vérification concernant les sections d'appui (CCB68, p.106)
- ②. Les efforts tranchants peuvent être calculés en faisant abstraction de la continuité, sauf dans le cas des travées de rive où il est tenu-compte soit des moments de continuité évalués, soit des majorations forfaitaires de 10 % (CCB68).

### CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

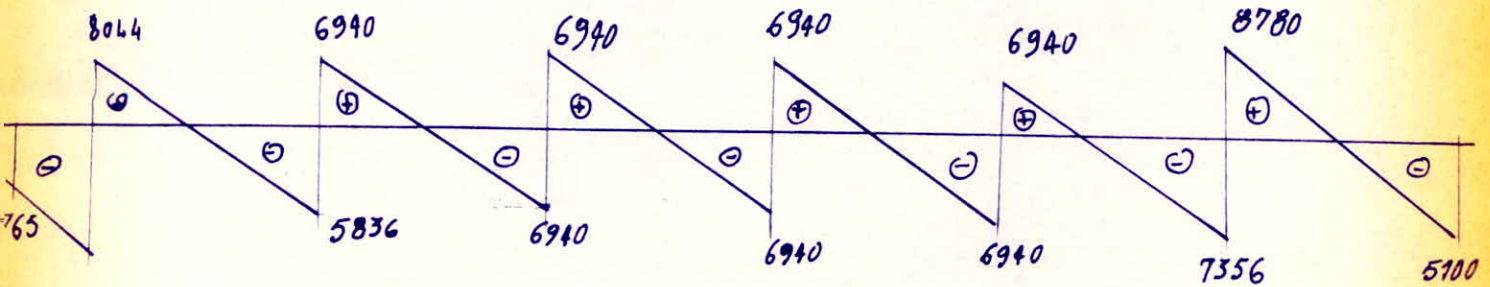
Pour calculer l'effort tranchant dans une poutre on considère chaque travée indépendante et on applique la formule de Clapeyron :

$$T = T_{(x)} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$T_{(x)}$  = effort tranchant isostatique produit dans la section d'abscisse  $x$ , la poutre étant prise comme reposant sur appuis simples.



~ Diagramme des efforts tranchants ~



calcul des armatures transversales:

travée 0-1 : (console)

$$T_1^g = 15763 \text{ kg}, \quad h = 164 \text{ cm.}$$

à l'appui nous aurons:  $\tau_b = \frac{15763 \times 8}{25 \times 7 \times 164} = 439 \text{ kg/cm}^2.$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{cn} = \left(1 - \frac{439}{9 \times 5,9}\right) 2200 = 2018 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte admissible des Armatures transversales est donc égale à:

$$\bar{\sigma}_{at} = 2018 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_t = 1,00 + 0,565 = 1,565 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \times z \times \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,565 \times 144 \times 2018}{15763} \approx 30 \text{ cm}$$

En pratique on placera le 1<sup>er</sup> plan d'A.T à 10 cm de l'appui, nous prendrons 3 intervalles de 30 cm, 3 de 40 cm, et 4 de 45 cm.

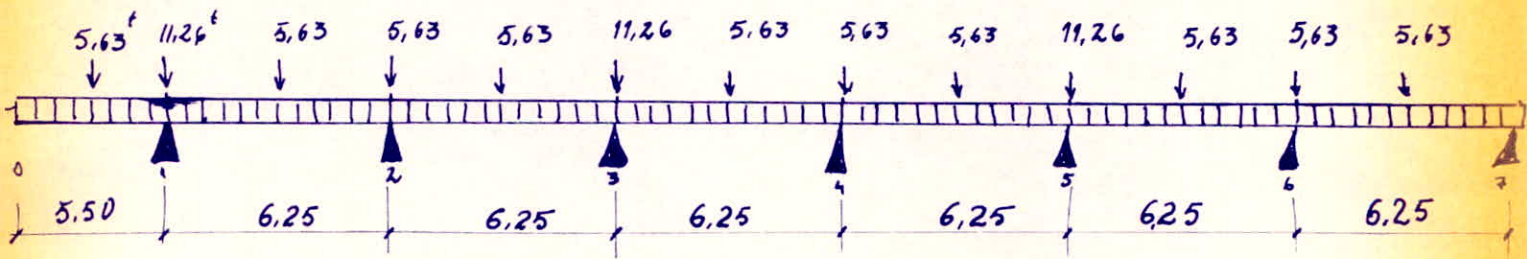
travée 6-7 : travée de rive.

$$l = 6,25 \text{ m}, \quad T = 8780 \text{ kg}, \quad h = 144 \text{ cm}$$

$$L'Effort tranchant \vartheta_x = 9 \left(\frac{l}{2} - x\right) + \begin{cases} +P \cdot \frac{3,125}{l} & \text{si } 0 < x < 3,125 \\ -P \cdot \frac{3,125}{l} & \text{si } 3,125 < x < l \end{cases}$$

$M^g$  = Moment sur appui gauche

$M^d$  = Moment sur appui droit.



dispositif des charges et surcharges;

valeurs des efforts tranchants: on prendra en considération les moments de continuité adoptés

Appui ①:  $T_1^g = (ql + P) + \frac{15800 - 0}{5.50} = 15763 \text{ kg.}$

$$T_1^d = \left( \frac{ql}{2} + \frac{P}{2} \right) + \frac{15800 - 8900}{6.25} = 6940 + 1104 = 8044 \text{ kg.}$$

Appui ②:  $T_2^g = 6940 + \frac{8900 - 15800}{6.25} = 5836 \text{ kg.}$

$$T_2^d = 6940 + \frac{8900 - 8900}{6.25} = 6940 \text{ kg.}$$

Appuis ③④⑤  $\rightarrow T_2^d = T_3^g = T_3^d = T_4^g = T_4^d = T_5^g = T_5^d = 6940 \text{ kg.}$

Appui ⑥:  $T_6^g = 6940 + \frac{11500 - 8900}{6.25} = 7356 \text{ kg.}$

$$T_6^d = 6940 + \frac{11500 - 0}{6.25} = 8780 \text{ kg.}$$

Armatures transversales: Elles seront constituées par un cadre  $\phi 8$  et un étrier  $\phi 6$ .



Les espacements adoptés seront consignés dans le tableau ci-dessous.  
 pour ce faire on calculera l'E.T dans une section d'abscisse  $x$  par la relation :

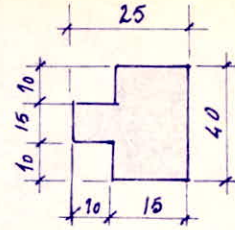
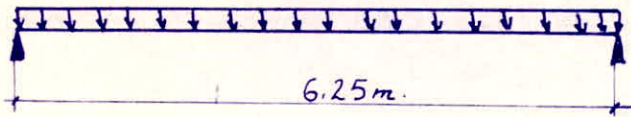
$$T(x) = \sigma(x) + \frac{M_u - M_e}{l} x$$

où  $\sigma(x)$  est l'E.T dans la section d'abscisse  $x$  de la travée indépendante de portée libre  $l$ ,  $M_u$  et  $M_e$  sont les moments sur appuis pris en valeur absolue.

$x$ (m)	$T(x)$ (kg)	$T_b = \frac{T}{b \times z}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{ar} = \left(1 - \frac{T_b}{9\bar{\sigma}_a}\right) \bar{\sigma}_{ar}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$t$ (cm)	$\bar{\sigma}_{ar} = \frac{T}{A_s \cdot z}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0	8780	2,79	2084,41	47	44,53 < $\bar{\sigma}_{ar}$
2	7980	2,60	2092,48	50	41,46 < $\bar{\sigma}_{ar}$
3,125	2935	0,95	2160,46	142	15,25 < $\bar{\sigma}_a$
4	3390	1,10	2154,32	122	17,61 < $\bar{\sigma}_{ar}$
5	3910	1,27	2147,32	105	20,31 < $\bar{\sigma}_{ar}$
6,25	5100	1,66	2131,30	80	26,49 < $\bar{\sigma}_{ar}$

Rq: Dans la pratique on placera le 1<sup>er</sup> plan d'armatures transversales à 10 cm de l'appui, ensuite on prendra un espacement de 20 cm pour tous les autres cadres et ce pour des raisons de construction.

## Poutre POS 6



a) poids propre de la poutre :

$$q_1 = \{(0,15 \times 0,40) + (0,15 \times 0,10)\} 2500 = 187,50 \text{ kg/ml}$$

b) Charges permanentes :

Étanchéité + TN40 :  $36 \text{ kg/m}^2$

Surcharge :  $1,2 \times 100 \text{ kg/m}^2$

$$q = (36 + 120) 0,25 = 136 \times 0,25 = 39 \text{ kg/ml}$$

Charge uniformément répartie :

$$q = q_1 + q_2 = 226,50 \text{ kg/ml} \quad \text{soit } \boxed{q = 227 \text{ kg/ml}}$$

Moment dû à la charge uniformément répartie  $q$  :  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

d'où la valeur de  $M_0 = 1108 \text{ kg.m}$

Effort tranchant :  $T = \frac{q l}{2} = \frac{227 \times 6,25}{2} \approx 709 \text{ kg}$

Calcul des aciers :

Le calcul se fera pour la section médiane pour laquelle on a

$$M_0 = 1108,0 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1108,0}{28 \times 15 \times 38^2} \approx 0,0300 \Rightarrow E = 0,9899$$

$$k = 48,0$$

d'où  $A = \frac{1108,0}{28 \times 0,9899 \times 38} = 1,05 \text{ cm}^2$  soit  $\boxed{A = 2 \bar{\sigma} 10 = 1,58 \text{ cm}^2}$

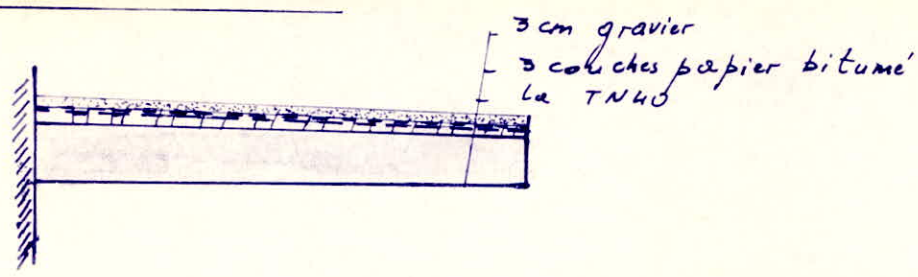
Vérification des Contraintes :  $\sigma'_b = \frac{2800}{48,0} = 5,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

pour les armatures transversales on prendra un cadre d'espace tous les 20 cm.

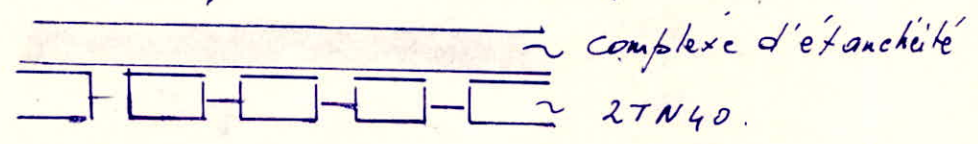


ETUDE DE LA CONSOLE POS 7

I) Prédimensionnement :



Rq : En ce qui concerne la Tulo : on superposera deux TN40 pour éviter leur arrachage par le vent et multiplier l'inertie.

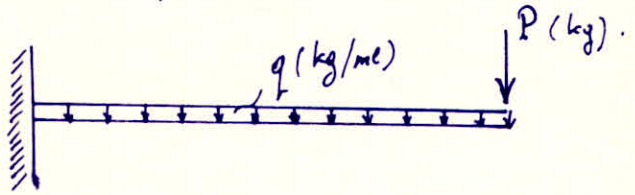


Charges permanentes :

gravier	50 kg/m <sup>2</sup>
3 couches de papier bitumé + 2TN40 10/10	36 kg/m <sup>2</sup>
<u>Surcharges</u>	<u>1,2. 100 kg/m<sup>2</sup></u>
total	= 206 kg/m <sup>2</sup>

pois propre : dimensions 30 x 50/55, l = 3,50 m.  
0,53 x 0,30 x 2500 H 400 kg/ml.

Shéma statique :



calcul de P : P = poids propre de la Pos6 reposant sur la Pos7

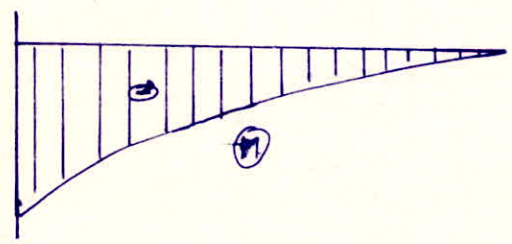
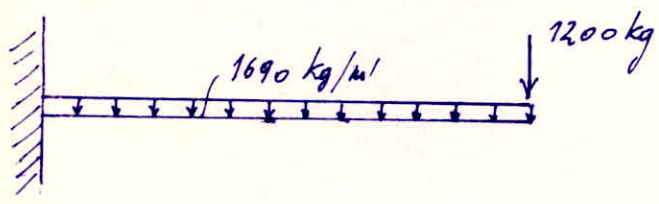
$P = (0,15 \times 0,40 + 0,10 \times 0,15) 2500 \times 6,25$

$P = 1200 \text{ kg}$

Calculons q en kg/ml

$q = 400 + 206 \times 6,25 = 1690 \text{ kg/ml}$

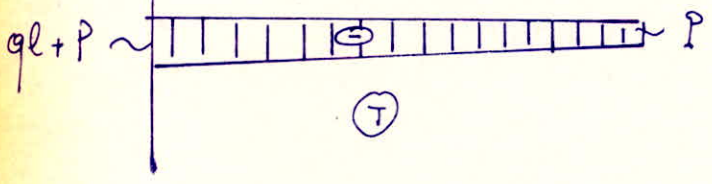
Moment et effort tranchant à l'encastrement:



Moment à l'encastrement

$M = -q \frac{l^2}{2} - Pl = -10351,25 - 4200$

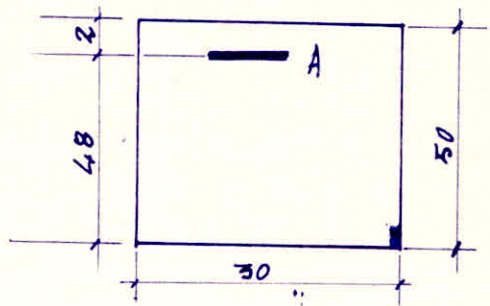
$M = -14551,25 \text{ kg}\cdot\text{m}$



$T = -q l - P = -5915 - 1200$

$T = -7115 \text{ kg}$

Dimensionnement : Section à considérer :



Pour dimensionner nous appliquons la méthode de Charon - Nous sommes dans le cas de la flexion simple.

La section d'acier minimale est donc obtenue pour  $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$ , néanmoins par souci d'économie nous prendrons  $\bar{\sigma}_a = 2600 \text{ kg/cm}^2$



Nous calculons donc :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 14551,25}{24 \times 30 \times 48^2} = 0,1316$$

Le tableau donne : (Voir Charon p 145)

$$\bar{w} = 1,020$$

$$E = 0,8598$$

$$k = 20,65$$

La section des armatures tendues sera donnée par :

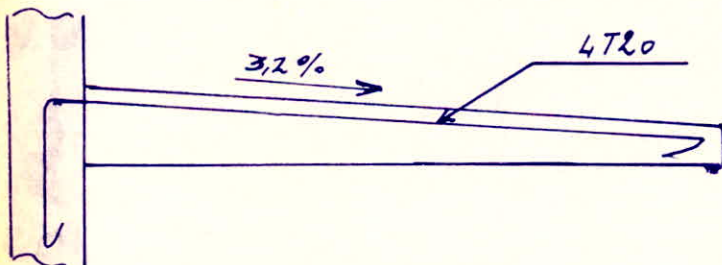
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot k} = \frac{14551,25}{2800 \times 0,8598 \times 48} = 12,59 \text{ cm}^2$$

$$A = 12,59 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 T20 = 12,57 \text{ cm}^2.$$

La Contrainte dans le béton est donnée par :

$$\sigma_b' = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n \cdot k} = \frac{2800}{20,65} = 135,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

disposition schématique des armatures longitudinales :



poteau 4x50

Vérifications diverses :

- ① fissuration : Les contraintes de traction imposées par les conditions de fissuration du béton sont :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ , la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des deux valeurs :  $\sigma_1 = k \times \frac{\mu}{\bar{\phi}} \times \frac{\bar{w} f}{1 + 20 \bar{w} f}$  et  $\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\mu}{\bar{\phi}} k \bar{\sigma}_b}$ .

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2db_0} = \frac{12,57}{2 \times 2 \times 30} = 0,10, \quad \bar{\omega}_f = 0,10 \text{ et } k = 1,5 \times 10^6 \text{ et } \eta = 1,6.$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = 6285 \text{ kgf/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2085,65 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

② Vérification à l'égard de l'effort tranchant :

$$T = 7115 \text{ kg.}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times z} = \frac{7115 \times 8}{7 \times 30 \times 48} = 5,65 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b_{max}} \leq \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \bar{\sigma}_b = \left( 4,5 - \frac{135,59}{68,8} \right) 5,9 = 14,92 \text{ kgf/cm}^2$$

donc  $5,65 \leq 14,92$  est vérifiée! on disposera donc des armatures transversales d'âme droites.

③ Contrainte d'Adhérence :

soit  $\tau_d =$  contrainte d'adhérence, vis à vis de l'entraînement des armatures on a :

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} \text{ avec } p = \text{périmètre utile de l'armature.}$$

$$\tau_d = \frac{7115 \times 8}{4 \cdot \pi \cdot 2,0 \times 7 \times 48} = 6,74 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2,4 \cdot \tau_d = 3 \bar{\sigma}_b \text{ (barres HA)}$$

donc  $\bar{\tau}_d = 17,75 \text{ kgf/cm}^2$  et  $6,74$  est bien  $< 17,75$



Armatures transversales :

L'écartement admissible  $\bar{t}$  de deux cours consécutifs d'AT droites est la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\bar{t}_1 = h \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 34,21 \text{ cm} \Rightarrow t_{max} = 34 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = 0,12 h = 9,60 \text{ cm}$$

Contrainte de traction admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{cn} = \left( 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) 2200 \text{ H } 1966 \text{ kgf/cm}^2$$

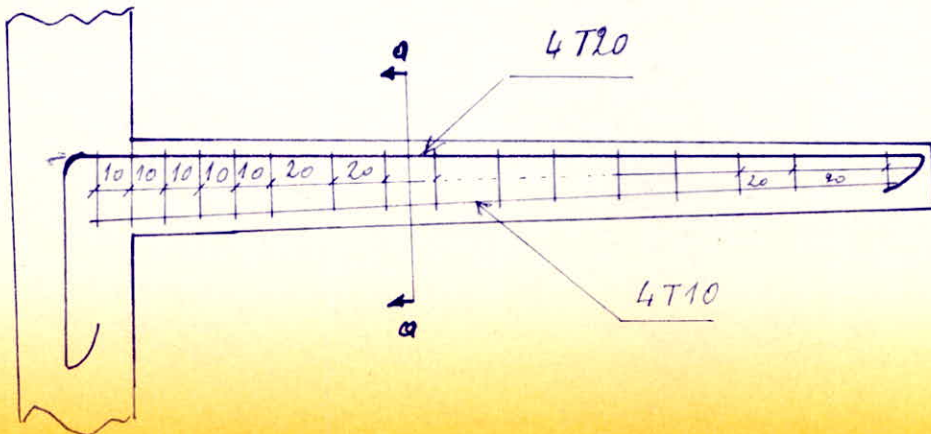
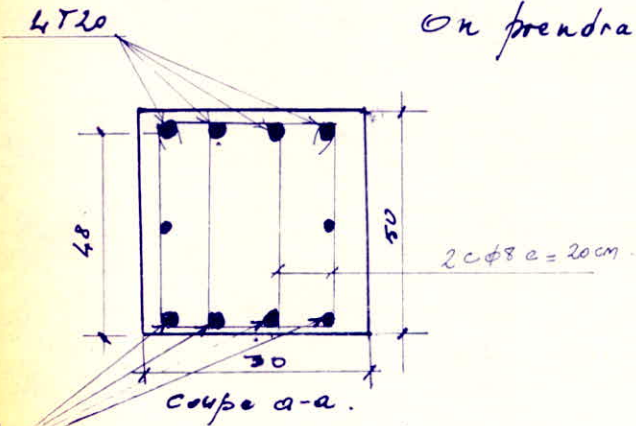
calcul de l'espacement  $t$  :

Section d'un cours d'armatures transversales :  $A_t = \frac{t \times T}{z \bar{\sigma}_{at}}$

Comme les armatures transversales seront constituées par deux cadres  $\phi 8$  on aura 4  $\phi 8$  et  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  d'où  $t$  :

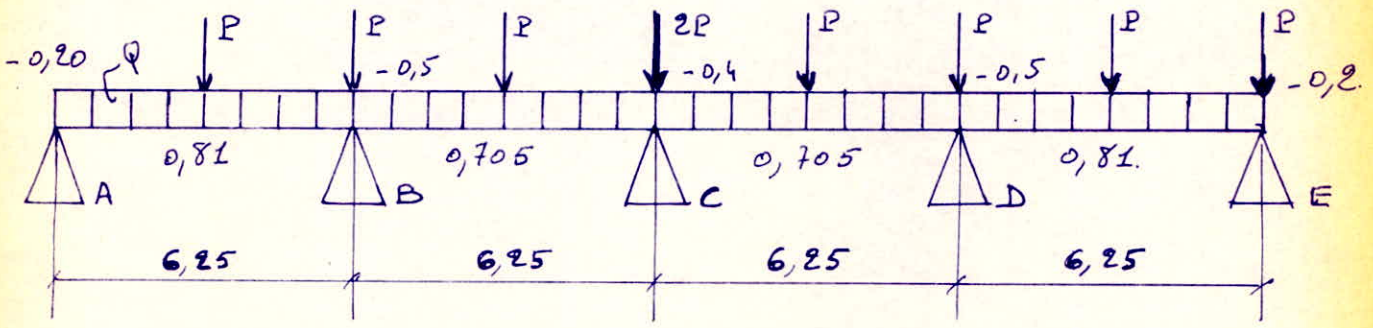
$$t = \frac{A_t \times z \times \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \times 7 \times 48 \times 1966}{8 \cdot 7115} = 23 \text{ cm}$$

On prendra  $t = 20 \text{ cm}$ .



# POUTRE POS 8

## SCHEMA STATIQUE



Nous appliquons la méthode forfaitaire recommandée par le CCBA 68 (art. 55). Nous devons avoir l'inégalité :

$$M_E + M_W \frac{l - x_0}{l} + M_C \frac{x_0}{l} \geq 1,15 M_0 \quad (\text{voir diagramme})$$

## JUSTIFICATION DE LA METHODE

- Fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du B.A.
- La somme des surcharges est inférieure à (1,5 fois) la somme des charges permanentes.
- Nous considérons que les éléments solidaires ont même section constante dans leurs différentes travées.
- Les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës étant tous deux compris entre 0,80 et 1,25.

## I-EVALUATION DES CHARGES :

### I- 1. charge uniformément répartie

La hauteur de la poutre que nous considérons, varie de 1,70m à 1,30m. Pour déterminer la charge, par mètre linéaire, nous prenons la hauteur moyenne ( $h_m = 1,50m$ ). Pour le dimensionnement de la poutre, nous supposons que sa hauteur est constante et égale à :  $h_t = 1,30m$ , donc  $h = 1,27m$ .



$$Q = (1,5 \times 0,1 + 0,15 \times 2,5) \times 2500 = 1312,5 \text{ Kg/ml.}$$

I-2 CHARGE CONCENTRÉE (Réaction de la poutre POS 3B).

$$P = 5q \frac{l}{8} = 5 \times 622 \times \frac{12}{8} = 4665 \text{ Kg.}$$

II- EVALUATION DES MOMENTS FLECHISSANTS

II-1 MOMENT MAXIMUM POUR UNE TRAVÉE LIBRE

$$M_0 = P \frac{l}{4} + Q \frac{l^2}{8} = \frac{4665 \times 6,25}{4} + \frac{1312,5 \times 6,25^2}{8} = 13697 \text{ Kg.m.}$$

II-2 REPARTITION DES MOMENTS

a) En travées

$$M_{AB} = M_{DE} = 0,81 M_0 = 11.094,57 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{BC} = M_{CD} = 0,705 M_0 = 9656,385 \text{ Kg.m.}$$

b) Sur appuis

$$M_A = M_E = 0,2 M_0 = -2739,4 \text{ Kg.m.}$$

$$M_B = M_D = -0,5 M_0 = -6848,5 \text{ Kg.m.}$$

$$M_C = -0,4 M_0 = 5478,8 \text{ Kg.m.}$$

III- FERRAILLAGE :

Nous obtenons, en utilisant la méthode de Charons, les sections suivantes =

III- 1 EN TRAVÉES

$$M_{AB} = M_{DE} = + 11094,57 \text{ Kg.m.} \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{BC} = M_{CD} = + 9656,385 \text{ Kg.m.} \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2}}$$

III- 2 SUR APPUIS

$$M_A = M_E = - 2739,4 \text{ Kg.m.} \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{A = 2T8 = 1 \text{ cm}^2}}$$

$$M_B = M_D = - 6848,5 \text{ Kg.m.} \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{A = 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2}}$$

$$M_C = - 5478,8 \text{ Kg.m.} \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{A = 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2}}$$

IV- CONDITION DE NON FRAGILITE

$$A_{min} \geq bh \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{f_t} \left( \frac{h}{k} \right)^2 = 25 \times 127 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \cdot \left( \frac{130}{127} \right)^2 = 3,78 \text{ cm}^2$$

Cette condition n'étant pas vérifiée ( $A < 3,78 \text{ cm}^2$ ) nous dimensionnons la poutre au pourcentage minimum, soit :

$$A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ pour chaque travée}$$

Barres de CONSTRUCTION

Nous utilisons des barres T10 espacées de 20,5 cm suivant la hauteur de la poutre.

V- CONDITION DE FISSURATION

$$\sqrt{\sigma_a} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \sqrt{\sigma_1} = 1,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{14} \times \frac{0,0308}{1+0,308} = 4036 \text{ bars}$$

vérifiée ...

VI- EFFORT TRANCHANT

$$T_{id} = \theta(x) + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

$$T_{ig} = \theta(x) + \frac{M_i - M_{i-1}}{l}$$

$\theta(x)$  étant l'effort tranchant dans la section d'abscisse  $x$  de la travée indépendante soumise aux mêmes charges.  $M_i, M_{i-1}$  et  $M_{i+1}$  sont pris en valeur absolue.

APPUIS	A	B	C	D	E
$T_{id}(t)$	5,7765	11,318	15,545	11,318	0
$T_{ig}(t)$	0	11,756	15,545	11,756	10,441



VI- 1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A L'APPUI E

$T_e = 10441 \text{ Kg.}; \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 127 = 111,125 \text{ cm.}$

La section des armatures inférieures doit satisfaire à l'égalité  $A\bar{\sigma}_a \geq T_e + \frac{M_E}{z}$ .

$A\bar{\sigma}_a = 4,62 \times 2800 = 12936 \text{ Kg.}$

$T_e + \frac{M_E}{z} = 10441 - \frac{273940}{111,125} = 7675,849 \text{ Kg.}$

La relation précédente est vérifiée.

VI- 2 ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES

Nous prévoyons deux cadres  $\phi 8$  (FeE 24)  
 $A_t = 1,0 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cadres } \phi 8.$

$T_{max} = 15545 \text{ Kg.}; \quad z = 111,125 \text{ cm.}$

Contrainte de cisaillement =

$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{15545}{25 \times 111,125} = 5,596 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ Kg/cm}^2.$

Contrainte des armatures transversales =

$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \bar{\sigma}_a = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_a = \left(1 - \frac{5,595}{9 \times 5,9}\right) 2400 = 2147 \text{ Kg./cm}^2$

L'ESPACEMENT  $t$  sera =

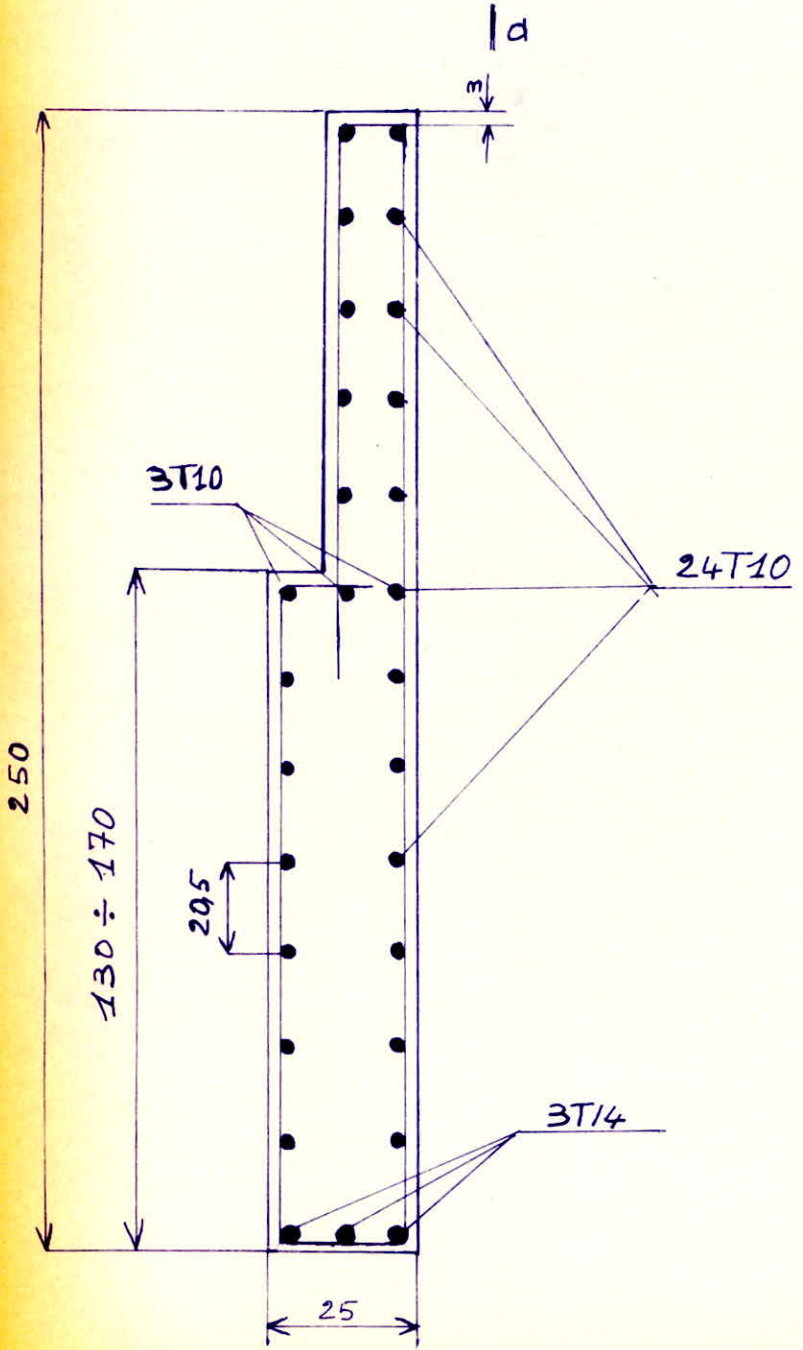
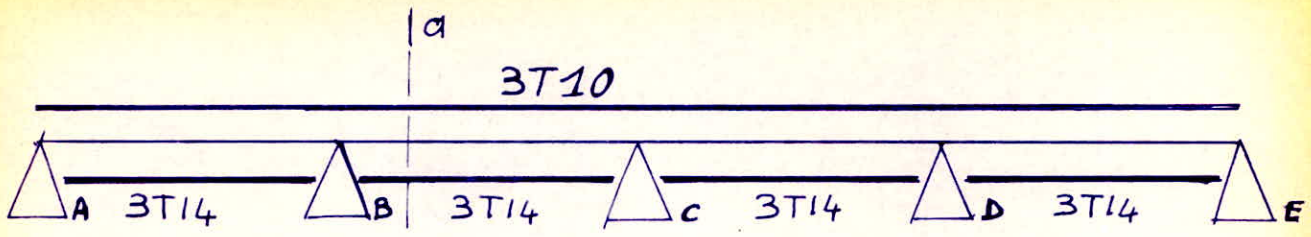
$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T_{max}} = \frac{1,0 \times 2147 \times 111,125}{15545} = 15,35 \text{ cm.}$

$\bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3}{\bar{\sigma}_b}\right) = 127 \left(1 - \frac{0,3 \times 5,595}{5,9}\right) = 90,87 \text{ cm.}$

$\bar{t}_{min} = 0,2 h = 25,4 \text{ cm.}$

Nous adoptons pour  $t$  la valeur =

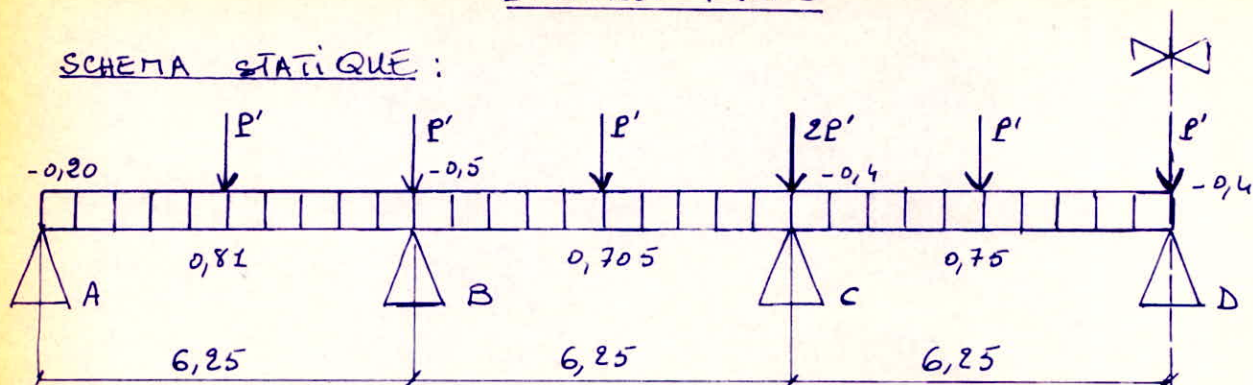
$t = 30 \text{ cm.}$





POUTRE POS 9

SCHEMA STATIQUE :



La POS 9 a mêmes dimensions que la POS 8.

Pour son dimensionnement nous utilisons la même démarche que pour la POS 8.

I- EVALUATION DES CHARGES :I-1 CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE

$$\text{Poids propre} = Q = (1,5 \times 0,1 + 0,15 \times 2,5) 2500 = 1312,5 \text{ Kg/ml.}$$

I-2 CHARGE Concentrée =

$$P' = 5q \frac{l}{8} = \frac{5 \times 622 \times 6,675}{8} = 2595 \text{ Kg.}$$

II- EVALUATION DES MOMENTS FLECHISSANTSII-1 MOMENT MAXIMUM POUR UNE TRAVÉE LIBRE

$$M_0 = Q \frac{l^2}{8} + P' \frac{l}{4} = \frac{1312,5 \times 6,25^2}{8} + \frac{2595 \times 6,25}{4} = 10463,378 \text{ Kg.m.}$$

II-2 REPARTITION DES MOMENTSa) EN TRAVÉES =

$$M_{AB} = M_{FG} = +0,81 M_0 = 8475,3361 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{BC} = M_{EF} = 0,705 M_0 = 7376,6814 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{CD} = M_{DE} = 0,75 M_0 = 7847,5335 \text{ Kg.m.}$$

b') SUR APPUIS:

$M_A = M_G = - 0,20 M_0 = - 2092,6756 \text{ Kg.m.}$

$M_B = M_F = - 0,5 M_0 = - 5231,689 \text{ Kg.m.}$

$M_C = M_E = - 0,4 M_0 = M_D = - 4185,3512 \text{ Kg.m.}$

III- FERRAILLAGE:

III-1 EN TRAVÉES:

$M_{AB} = M_{FG} = 8475,3361 \text{ Kg.m.}$



$A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$M_{BC} = M_{EF} = 7376,6814 \text{ Kg.m.}$



$A = 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$

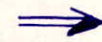
$M_{CD} = M_{DE} = 7847,5335 \text{ Kg.m.}$



$A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

III-2 SUR APPUIS:

$M_A = M_G = 2092,6756 \text{ Kg.m.}$



$A = 1T10 = 0,78 \text{ cm}^2$

$M_B = M_F = 5231,689 \text{ Kg.m.}$



$A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

$M_C = M_D = M_E = 4185,3512 \text{ Kg.m.}$



$A = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

IV- CONDITION DE NON FRAGILITE:

$A_{min} \geq b h \sqrt[4]{\frac{\sigma_b}{\sigma_a}} \left(\frac{h}{l}\right)^2 = 3,78 \text{ cm}^2$

$A < A_{min}$ . Nous dimensionnons la poutre au pourcentage minimum, soit:

$A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$  pour chaque travée.

BARRES DE CONSTRUCTION:

Les barres de construction T10, sont mises tous les 20,5cm suivant la hauteur de poutre.

V- CONDITION DE FISSURATION:

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_1 = 1,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{14} \times \frac{0,0308}{1+0,308} = 4036 \text{ bars}$



VI- EFFORT TRANCHANT :

APPUI	A	B	C	D	E	F	G
$T_{id}(t)$	4,8467	8,1614	10,589	7,994	10,421	8,496	0
$T_{ig}(t)$	0	8,496	10,421	7,994	10,589	8,1614	4,8467

VI-1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT à L'APPUI A :

$$T = 4846,7 \text{ Kg} \quad z = \frac{7}{8} R = \frac{7}{8} \cdot 127 = 111,125 \text{ cm.}$$

La section des armatures inférieures doit vérifier :

$$A \bar{\sigma}_a > T_A + \frac{M_A}{z}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 4,62 \times 2800 = 12936 \text{ Kg.}$$

$$T_A + \frac{M_A}{z} = 4846,7 - \frac{209267,56}{111,125} = 2963,5 \text{ Kg} < A \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée}$$

VI-2 ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES :

Nous prévoyons 1 cadre  $\phi 8$  (FeE 24)

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 = 1 \text{ cadre } \phi 8$$

$$T_{\max} = 10.589 \text{ Kg} ; \quad z = 111,125 \text{ cm.}$$

CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{10589}{25 \times 111,125} = 3,81 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ Kg/cm}^2$$

CONTRAINTE DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{3,81}{9 \times 5,9}\right) 2400 = 2227,8 \text{ Kg/cm}^2$$

l'espacement  $t$  sera :

$$t = \frac{A_t \sqrt{\sigma_{at, z}}}{T_{max}} = \frac{1 \times 2227,8 \times 111,125}{10.589} = 23,37 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left( 1 - 0,3 \times \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) = 127 \left( 1 - \frac{0,3 \times 3,81}{5,9} \right) = 102,4 \text{ cm}$$

$$t_{min} = 0,2 h = 0,2 \times 127 = 25,4 \text{ cm.}$$

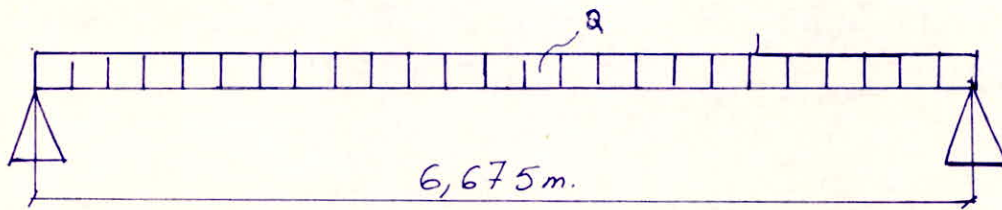
Nous prenons la valeur :  $t = 30 \text{ cm.}$

( Voir FERRAILLAGE POS 8 )



POUTRE POS 10

SCHEMA STATIQUE :



La POS 10 a mêmes dimensions que la POS 4  
 $h_t = 230 \text{ cm}$ ;  $h = 227 \text{ cm}$ .

I- EVALUATION DES CHARGES :

I-1 CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE :

- Poids propre :

$$Q_1 = (0,1 \times 2,30 + 2,5 \times 0,15) \times 2500 = 1512,5 \text{ Kg/ml.}$$

- surcharge sur la poutre :

$$100 \times 1,2 \times 0,25 = 30 \text{ Kg/ml.}$$

$$Q = 30 + 1512,5 = \underline{1542,5 \text{ Kg/ml.}}$$

II- MOMENT MAXIMUM :

$$M_0 = Q \frac{l^2}{8} = 1542,5 \times \frac{6,675^2}{8} = 8590,88 \text{ Kg.m.}$$

III- FERRAILLAGE :

$$\mu = \frac{15 M}{\sqrt{a} b l^2} = \frac{15 \times 8590,88}{2800 \times 25 \times 227^2} = 0,00357$$

$$\bar{w} = 0,0250 \rightarrow$$

$$\underline{A = 1,41 \text{ cm}^2}$$

IV- CONDITION DE NON FRAGILITE :

nous prenons :

$$A_{min} \geq b h \bar{w} \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 = 6,629 \text{ cm}^2 \rightarrow A$$

$$\underline{A = 2T14 + 2T16 = 7,1 \text{ cm}^2}$$

V- EFFORT TRANCHANT :

$$T = Q \frac{l}{2} = \frac{1542,5 \times 6,675}{2} = 5148,09 \text{ Kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{5148,09}{25 \times 198,6} = 1,037 \text{ Kg/cm}^2.$$

LONGUEUR DE L'APPUÏ :

$$C = \frac{2T}{b\sigma_0} = \frac{2 \times 5148,09}{25 \times 68,5} = \underline{6,01 \text{ cm.}}$$

VI- ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cadres } \phi 8 \text{ (FeE 24)}$$

$$\sigma_{at} = 2353 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at} \cdot z}{T} = 182,4 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = 215 \text{ cm.}$$

$$t_{\min} = 45,4 \text{ cm.}$$

Nous prenons :

$$\underline{\underline{t = 100 \text{ cm.}}}$$

(Voir ferrailage POS4 coupe a-a)



CHAPITRE

4

Etude de la poutre

en

Béton PRECONTRAIN

---

---

---

---

---

---

---

---

# CALCUL DE LA POUTRE EN BP

## I) Principe du béton précontraint :

Le calcul du béton armé suppose une fissuration du béton par l'effort de traction, nous introduisons alors des aciers pour reprendre cet effort et de ce fait diminuer la largeur des fissures. Par contre, dans le calcul du béton précontraint, il s'agit d'éliminer cet effort de traction, en introduisant avant l'application des charges des forces artificielles de compression de telle sorte qu'en service, le béton se décompresse sans pour autant que ses fibres extrêmes n'atteignent l'état de traction.

De plus la répartition des efforts est beaucoup plus avantageuse en BP car toute la section travaille pratiquement en compression (section homogène)

## II) Avantages du B.P. :

- la hauteur est réduite à  $(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3})$  que celle en B.A  $\rightarrow$  économie en poids qui permet des portées plus importantes avec des sections plus faibles
- Moments résistants = triple que ceux du B.A
- Efforts tranchants réduits  $(\frac{1}{5} \div \frac{1}{10})$  du B.A
- Absences de fissures qui prolongent la vie de l'ouvrage
- Economie en acier par suite de la pleine utilisation d'aciers à haute résistance  $(15 \div 20 \%)$  du B.A.



I/ Predimensionnement.

I.1 hauteur totale de la section  $h_t$ .

$$\frac{L}{20} - 0,2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,5 \quad \text{or } L = 25 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow 1,05 \leq h_t \leq 1,75$$

Nous prendrons pour hauteur totale

$h_t = 170 \text{ cm.}$
-------------------------

En respectant la pente minimale de 3,2% nous aurons une pente de hauteur verticale. La hauteur maximale est  $h_{t2} = 170 \text{ cm.}$  La plus petite hauteur sera alors.

$$h_{2t} = 170 - \frac{3,2 \times 12,5}{100} = 170 - 40 = 130 \text{ cm.}$$

$h_{2t} = 130 \text{ cm.}$
----------------------------

I.2 epaisseur de l'âme  $b_0$

$$b_0 = 9 \text{ cm} + \frac{h_t}{40} = 9 + \frac{170}{40} = 13,25 \text{ cm.}$$

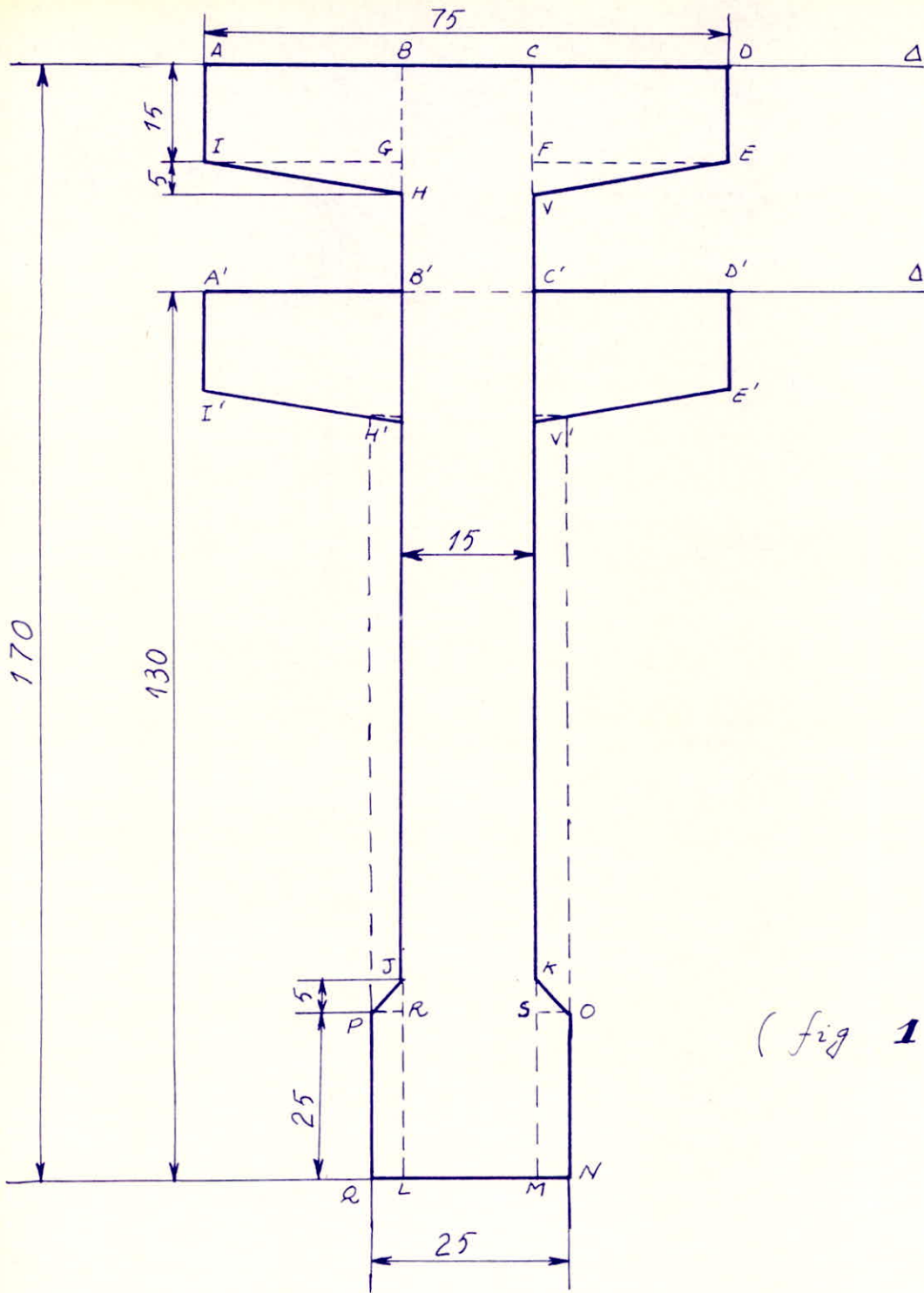
Nous prendrons pour  $b_0$  la valeur.  $b_0 = 15 \text{ cm.}$

I.3 - epaisseur de la table de compression et sur epaisseur:

$$b = 75 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm.}$$

- hauteur fousset superieur  $g = 5 \text{ cm.}$
- hauteur du fousset inferieur  $g' = 5 \text{ cm.}$
- Largeur du talon  $b' = 25 \text{ cm.}$
- hauteur du talon  $t = 25 \text{ cm.}$

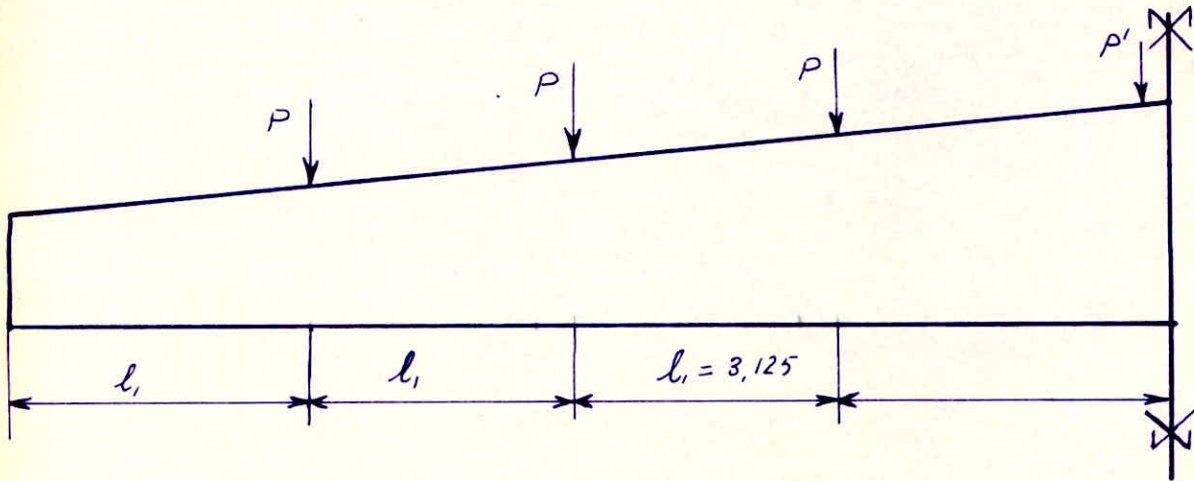


( fig 1 )



## II SCHEMA STATIQUE

Nous sommes en présence d'une poutre sur deux appuis simples



### II.1 Evaluation des charges.

- charges permanentes (p. propre de la poutre) .  $g_1 = 1 \text{ t/ml.}$
- poids propre d'une panne .  $P_p = 2,085 \text{ T}$
- poids de la couverture qui lui revient .  $P_c = 1,054 \text{ T}$
- charge  $P$  sera alors .  $P = P_p + P_c = 3,139 \text{ T}$
- charge  $P'$   $P' = \frac{1}{2} P_c + P_p = 2,612 \text{ T}$
- surcharge .  $S = 100 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow q = 1,5 \text{ T/ml.}$

III. Moments flechissants et efforts tranchants.

(voir graphes, section milieu).

III.1 Moments flechissants.

■ sous poids propre.

A La Mise en tension:

$$M_{G_1} = 78,125 \text{ T.m.}$$

En service.

$$M_G = 78,125 + 91,504 = 169,625 \text{ T.m.}$$

■ sous surcharge.

$$M_q = 117,18 \text{ T.m.}$$

III.2 Efforts tranchants.

■ sous poids propre.

A La Mise en tension

$$T_{G_1} = q \frac{l}{2} = 12,5 \text{ T}$$

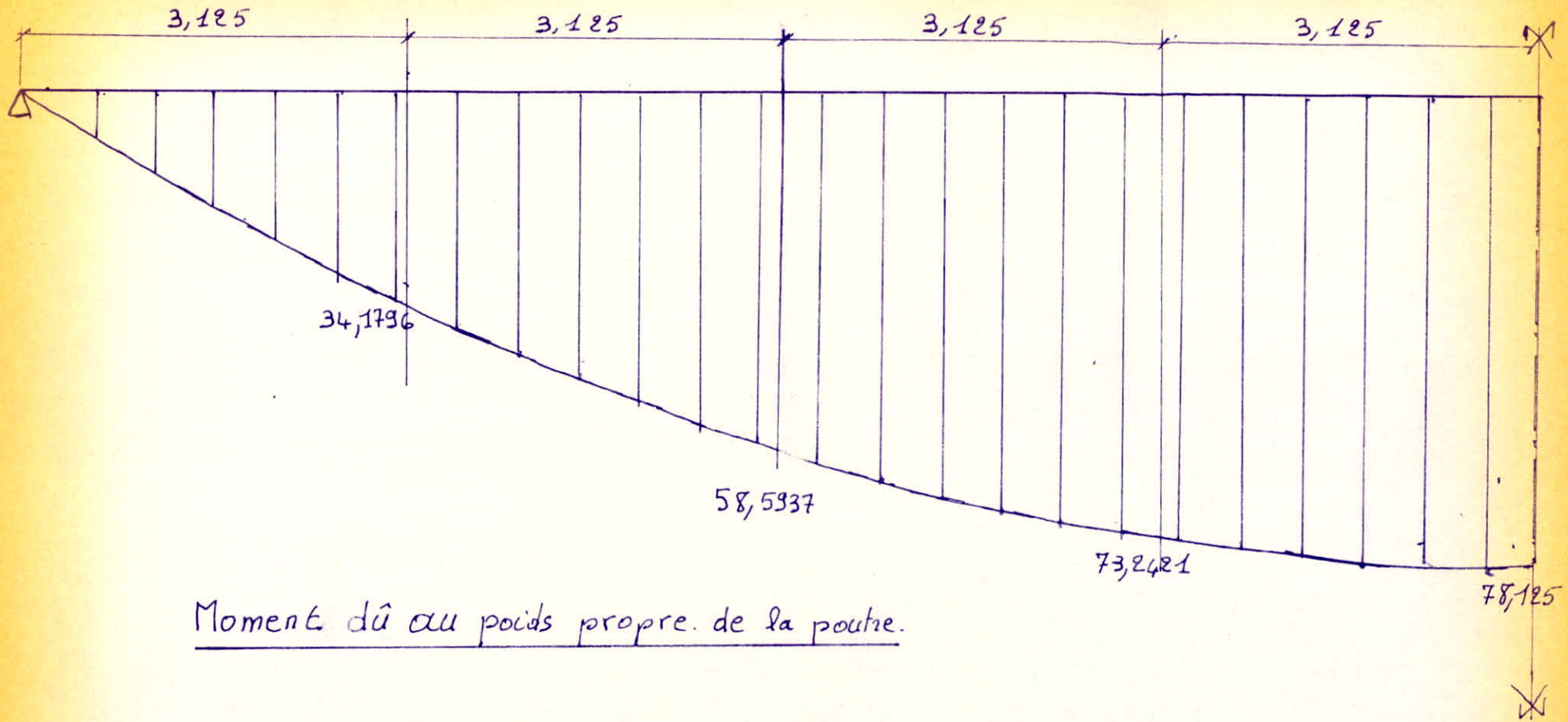
En service.

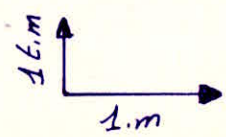
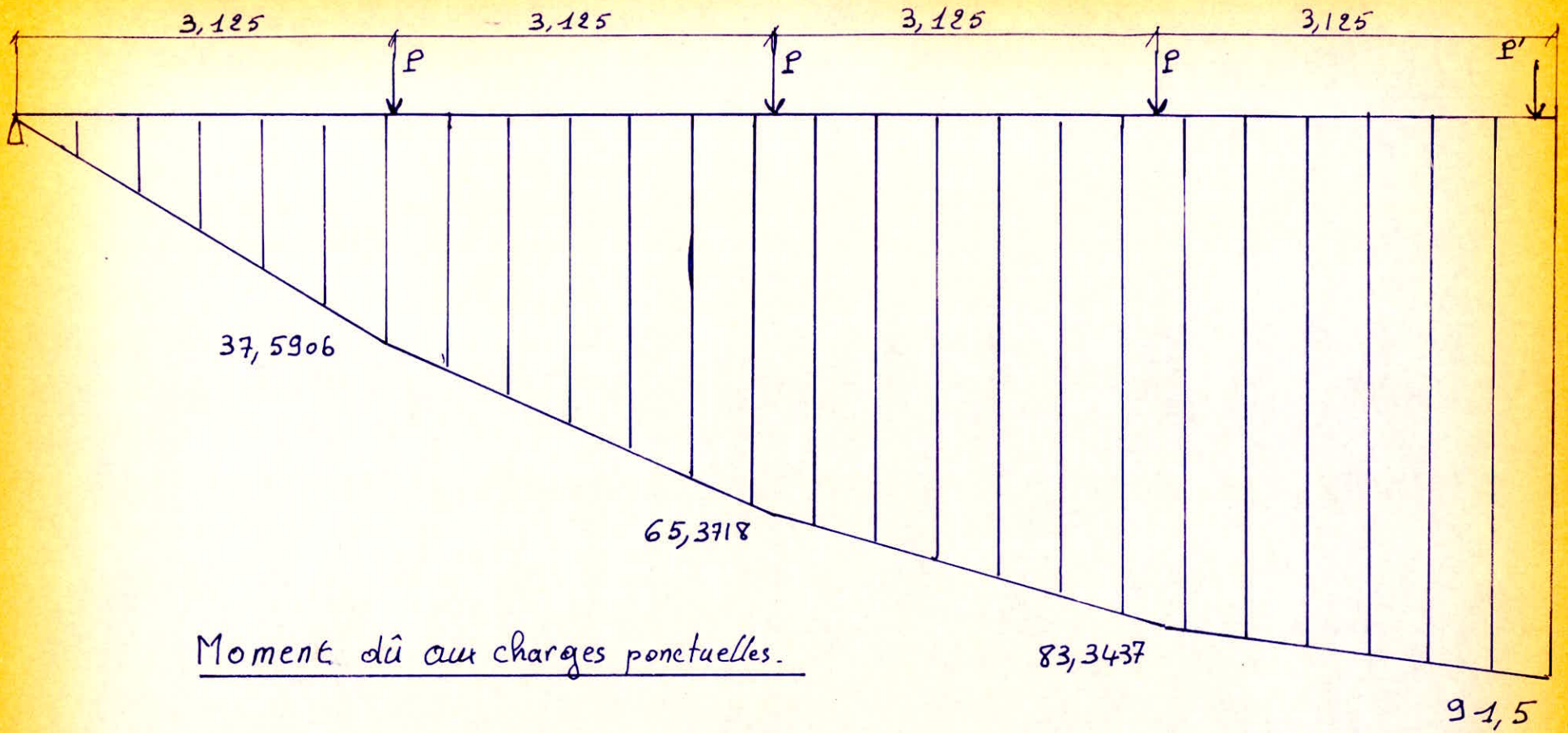
$$T_G = 12,5 + 12,029 = 24,529 \text{ T.}$$

■ sous surcharge.

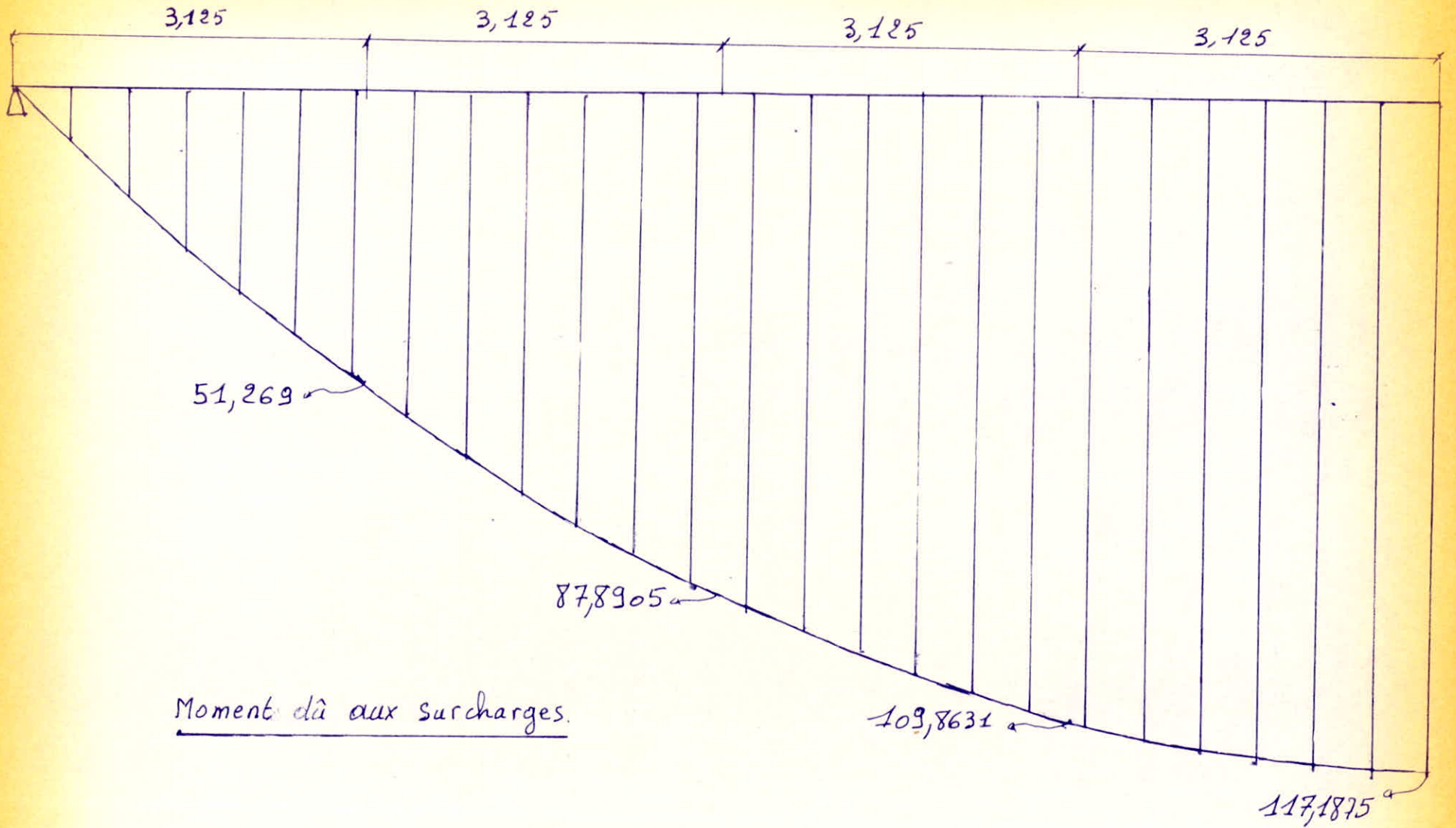
$$T_q = q \frac{l}{2} = 18,750 \text{ T.}$$











IV Caractéristique géométriques de la section Milieu (section 4)

les calculs sont fait par rapport à  $\Delta$ .

Designation des parties	Dimensions $\text{cm}^2$	B $\text{cm}^2$	Z $\text{cm}$	$S_{\Delta}$ $\text{cm}^3$	Z' $\text{cm}$	$I_{\Delta}$ $\text{cm}^4$
BCLM	170 x 15	2550	85	216750	$\frac{2}{3}$ 170	24565000
ABGI + CDEF	(75-15) x 15	900	7,5	6750	$\frac{2}{3}$ 15	67500
GHI + FEV	$\frac{(75-15) \cdot 15}{2}$	150	$\frac{1}{3} 5 + 15$	2499,999	16,749	41872,483
JPR + KSO	$\frac{5 \times 5 \times 2}{2}$	12,5 x 2	$\frac{1}{3} 5 + 140$	3541,6665	141,676	501769,14
PRLQ + MNOS	5 x 25 x 2	250	157,5	39375	157,83	6214583
B, $S_{\Delta}$ , $I_{\Delta}$ brut		3875		268916,65		31390724
		- 5%				- 10%
B, $I_{\Delta} \approx$ net		3681,25				28251652

Pour tenir compte de la section des trous des cables, à deduire, nous deduirons 5% de la section et 10% sur le Moment d'inertie.

$$v = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{268916,65}{3681,25} = 73 \text{ cm.}$$

$$v' = h_t - v = 170 - 73 = 97 \text{ cm.}$$

$$I = I_{\Delta} - S_{\Delta} \cdot v = 11759809 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v} = \frac{11759809}{73} = 161093,27 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I}{v'} = \frac{11759809}{97} = 121235,14 \text{ cm}^4$$

$$e = -v' + d' = -97 + 15 = -82 \text{ cm.}$$

$$i = \frac{I}{B} = 3194,5151 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{i^2}{v v'} = 0,451$$



## V Contraintes elementaires.

Sous poids Mort de la poutre poutre et poutrelles

$$\sigma_G = \frac{M_G \cdot X_V}{I} = \frac{169625 \times 100}{161093,27} = 105,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_G = - \frac{M_G \cdot X'_V}{I} = \frac{169625 \times 100}{121235,14} \approx -11,0 \text{ kg/cm}^2$$

Sous Surcharges.

$$\sigma_Q = \frac{M_Q \cdot V}{I} = \frac{11718000}{161093,27} = 72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_Q = - \frac{M_Q \cdot V'}{I} = \frac{11718000}{121235,14} = -96,66 \text{ kg/cm}^2$$

Sous précontrainte, la fibre inférieure atteindrait sous l'effet du poids propre et de la surcharge, une contrainte de traction égale à

$$\sigma' = -140 - 96,66 = -236,66 \text{ kg/cm}^2$$

Il convient alors que la précontrainte en service provoque une contrainte au moins égale à  $+237 \text{ kg/cm}^2$  sur la fibre inférieure

$$\sigma'_P = \frac{N}{S} \left[ 1 - \frac{e \cdot V'}{i^2} \right] = \frac{N}{3681,25} \left[ 1 + \frac{82 \times 97}{3194,5151} \right] \geq 237$$

$$\Rightarrow N \geq 250 \text{ T.}$$

La précontrainte sera alors réalisée par six (6) câbles de  $12 \phi 7$  tendus à  $97,40 \text{ kg/mm}^2$ .

Connaissant le nombre de câbles, les caractéristiques géométriques seront.

Designations	DIMENSIONS	B	Z	S <sub>Δ</sub>	Z'	I <sub>Δ</sub>
A Deduire		3875		268916,65		31390724
trous cables	$\pi \times \frac{4^2}{4} \times 6$	-75,36	155	-11680,8	155	-1810524
S <sub>Δ</sub> , B, S <sub>Δ</sub> nets		3799,64		257235,85		29580200

$$v = \frac{S_{\Delta}}{B} = 67,7 \text{ cm.}$$

$$v' = 102,3 \text{ cm.}$$

$$I = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times v = 12165333 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{v'} = 118918,26 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I}{v} = 179694,72 \text{ cm}^3$$

$$e = -v' + d' = -102,3 + 15 = -87,3 \text{ cm.}$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 3201,7 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{i^2}{vv'} = 0,462.$$

Contraintes exactes.

Sous poids propre.

$$\sigma_G = \frac{16962500}{179694,72} = 94,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_G = -\frac{16962500}{118918,26} = -142,64 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sous surcharges

$$\sigma_e = \frac{M_e \cdot v}{I} = \frac{11718000}{179694,72} = 65,21 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_e = -\frac{M_e \cdot v'}{I} = \frac{11718000}{118918,26} = -98,53 \text{ Kg/cm}^2$$



la force de precontrainte doit être telle que.

$$N \Rightarrow \frac{(98,53 + 142,64) \times B}{1 - \frac{e v'}{i^2}} = \frac{241,17 \times 3799,64}{1 - \frac{873 \times 102,3}{3201,7}} \approx 242 \text{ T}$$

Nous prenons cette effort comme base de calcul.

Fibre supérieure.

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left[ 1 + \frac{e v'}{i^2} \right] = \frac{242000}{3799,64} \left[ 1 - \frac{873 \times 67,7}{3201,7} \right] = -53,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Fibre inférieure.

$$\sigma'_p = \frac{N}{B} \left[ 1 - \frac{e v'}{i^2} \right] = \frac{242000}{3799,64} \left[ 1 - \frac{873 \times 102,3}{3201,7} \right] = 241,34 \text{ Kg/cm}^2$$

Tableau des contraintes. (Section Milieu).

Kg/cm <sup>2</sup>	Contraintes elementaires			Contraintes Resultantes.	
	sous poids propre	sous surcharge	sous precontrainte	A VIDE	EN CHARGE
Fibre sup σ	+ 94,4	+ 65,21	- 53,87	+ 40,53	+ 105,74
Fibre inf σ'	- 142,64	- 98,53	+ 241,34	+ 98,7	+ 0,17.

la valeur minimale de la resistance de rupture du Béton

$$\sigma_{28} = \frac{105,74}{0,42} = 252 \text{ Kg/cm}^2.$$

V

Caractéristiques géométriques des sections en fonction de la hauteur.

$h_{cm}$	$B_{cm^2}$	$V_{cm}$	$V'_{cm}$	$I_{cm^4}$	$\frac{I}{V} cm^3$	$\frac{I}{V'} cm^3$	$i^2_{V cm}$	$i^2_{V' cm}$	$\rho$
170	3799,64	67,7	102,3	12165333	179694,72	118918,26	47,295	31,297	0,462
160	3649,64	63,15	96,85	10334924	163656,75	106710,62	44,84	29,23	0,463
150	3499,67	58,5	91,5	8743127	149455,16	95553,30	42,70	27,30	0,466
140	3349,64	54,18	85,82	7207218	133023,58	83984,47	39,71	25,07	0,462

I

Moments résistants, axes des sections, valeurs des précontraintes, des efforts de précontrainte et les contraintes résultantes.

Nous avons les résultats sous forme de tableau :

Nous avons posé :

$M_0$  = Moment dû à la surcharge (A partir du graphique)

$M_1$  = Moment dû à la charge permanente (graphique).

$M_2$  = Moment dû à l'action de la surcharge et la charge permanente

$$M_2 = M_1 + M_0.$$



$h$ cm	$M_s$ T.m	$x$ cm à partir du milieu	$M_1$ T.m	$M_2$ T.m	$\sigma_2' = \frac{M_2 y'}{I}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_p' =  \sigma_2' $ Kg/cm <sup>2</sup>	$e = -(y \cdot d')$ cm	$1 - \frac{e y'}{i^2}$	$\frac{N_{min}}{B} = \frac{col 7}{col 9}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$N_{min} = \frac{col 10}{x B}$ T
170	117,187	0	169,625	286,812	-242	+242	-87,3	3,78	64,02	243
160	109,86	3,125	156,585	266,445	-250	+250	-81,85	3,79	65,96	241
150	87,89	6,25	123,965	211,855	-222	+222	-76,5	3,8	58,42	205
140	51,262	9,735	71,770	123,032	-146	+146	-70,82	3,8	38,42	130

$h$ cm	$1 + \frac{e y'}{i^2}$	$\sigma_p = \frac{col 12}{x col 10}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2 = \frac{M_2 y'}{I}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1' = \frac{M_1 y'}{I}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2 = \frac{M_2 y'}{I}$ Kg/cm <sup>2</sup>	Contrainte Resultante sur fibres superieures		Contrainte Resultante sur fibres inferieures	
						A VIDE	EN CHARGE	A VIDE	EN CHARGE
170	-0,845	-54,1	94,39	-142,64	159,61	40,29	105,51	99,36	~ 0
160	-0,825	-54,41	95,68	-146,73	162,8	41,27	108,39	103,27	~ 0
150	-0,79	-46,15	82,94	-129,73	141,75	36,79	95,6	92,27	~ 0
140	-0,78	-29,96	54	-85,45	92,49	24,04	62,46	60,55	~ 0

Remarque:

La contrainte maximale de compression en charge atteint la valeur  $108,39 \text{ kg/cm}^2$  sur la fibre supérieure dans le béton doit avoir une résistance de rupture au moins égale à :

$$\sigma'_{28} = \frac{108,39}{0,42} = 259 \text{ kg/cm}^2$$

nombre de cables par section :

x à partir du milieu (m)	hauteur (cm)	No de cables
0	170	6
3,125	160	6
6,25	150	5
9,375	140	4
12,5	130	2

VII) Evaluation des Chutes de tension :

Pertes :

- par fluage :  $\Delta\sigma'_f = 10 \text{ kg/mm}^2$

- par retrait :  $\Delta\sigma'_r = 4 \text{ kg/mm}^2$

Les pertes par fluage et retrait ne se cumulent pas avec la perte par relaxation. Par conséquent elles sont réduites dans un rapport  $k = 2/3$

$$\left( k = \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{E_{Ti}}{E_{a0}} \right) \text{ avec } E_{Ti} = \frac{1}{2} E_{a0} \right)$$

$E_{Ti}$  = pente du diagramme allongement-contraintes (GUYON)

$E_{a0}$  = pente de ce même diagramme à l'origine

Donc  $\Delta = \frac{2}{3} (\Delta\sigma'_f + \Delta\sigma'_r) = \frac{2}{3} (10 + 4) = 10 \text{ kg/mm}^2$

Pertes par relaxation :

à 120 heures \_\_\_\_\_ 5,5 %



à 1000 heures ————— 7,5 %

Nous prendrons la plus grandes des deux valeurs:

$$2 \times rel_{120} = 11\%$$

$$1,5 \times rel_{1000} = 11,25\%$$

La contrainte initiale au milieu devra être égale à :

$$\sigma_{ai}' \times (1 - 0,1125) = 97,40 + 10 = 107,40 \text{ kg/mm}^2$$

soit :

$$\sigma_{ai}' = 121 \text{ kg/mm}^2$$

La chute par relaxatif sera :

$$\Delta \sigma_{rel}' = 121 - 107,40 = 13,6 \text{ kg/mm}^2$$

#### VIII 7 Mise en tension de l'ouvrage :

a. Contraintes élémentaires : (section milieu).

avant la pose des poutrelles, la poutre est soumise à son poids propre nous aurons alors :

$$\sigma_g = \frac{M_g \cdot v}{I} = \frac{7812500}{179694,72} = 43,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g' = - \frac{M_g \cdot v'}{I'} = \frac{7812500}{118918,26} = - 65,7 \text{ kg/cm}^2$$

b. Contraintes sans précontrainte :

La contrainte initiale au milieu est : 121 kg/mm<sup>2</sup>

Soit  $121 \times 462 = 55902$  kg par câble  
pour les 6 câbles nous aurons :

$$55902 \times 6 = 335412 \text{ kg}$$

$$\text{d'où : } \sigma_p = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{e \cdot v}{I^2} \right) = \frac{335412}{3799,64} \times (1 - 1,8459) = - 74,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p' = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{e \cdot v'}{I'^2} \right) = \frac{335412}{3799,64} (1 + 2,789) = 334,47 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes:

$$\sigma = 43,48 - 74,67 = -31,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma' = -65,7 + 334,47 = +268,77 \text{ kg/cm}^2$$

Pour éviter la destruction de la poutre, la mise en tension devra être faite en deux étapes pour diminuer  $\sigma_p$  et  $\sigma'_p$ .

c. première phase:

Nous ne tendrons que deux câbles sur 6 donc:

$$\sigma_p = - \frac{2 \times 74,67}{6} = -24,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_p = \frac{2 \times 334,47}{6} = 111,49 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes:

$$\sigma = +43,48 - 24,89 = +18,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma' = -65,7 + 111,49 = 45,79 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de rupture du béton à exiger pendant la 1<sup>ère</sup> phase:

$$\sigma_j = \frac{45,79}{0,55} = 83,25 \text{ kg/cm}^2$$

d. Deuxième phase:

À la 2<sup>nd</sup> phase nous procédons à la pose des poutrelles POS3 sur la poutre en BP.

Nous devons tenir compte des chûtes de tension ou des câbles tendus en première phase, pour cela nous admettons que le 1/3 de ces chûtes sont consommées:

La contrainte (milieu) de deux câbles tendus ne sera plus que:

$$\sigma_{oi} = 121 - \frac{10 + 6 + 13,6}{3} = 111,13 \text{ kg/cm}^2$$

soit  $111,13 \times 462 \text{ mm}^2 = 51343,60 \text{ kg par câble}$

La force totale de précontrainte au cours de cette 2<sup>nd</sup> phase sera:



$$N = 2 \times 51343,60 + 4 \times 55902 = 326295,20 \text{ kg}$$

donc :

$$\sigma_p = \frac{326295,20}{3799,64} (1 - 1,8459) = -72,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p' = \frac{326295,20}{3799,64} (1 + 2,789) = +325,38 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes :

$$\sigma = 94,4 - 72,64 = +21,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma' = -142,64 + 325,38 = +182,74 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de rupture du béton à exiger :

$$\sigma_j = \frac{182,74}{0,55} = 332,25 \text{ kg/cm}^2$$

tableau récapitulatif des contraintes de flexion : (milieu).

kg/cm <sup>2</sup>	Contraintes dans le béton (kg/cm <sup>2</sup> )			
	A la mise en tension		En service	
	1 <sup>ère</sup> phase	2 <sup>nd</sup> phase	A vide	En service
Fibre supérieure	+18,59	+21,76	+40,53	+105,74
Fibre inférieure	+45,79	+182,74	+98,7	+0,17
Contrainte de rupture du béton $\sigma_j$	+83,25	+332,25	+252	

IX7 Exemple de calcul de mise en tension des cables :

A titre d'exemple nous prenons les cables ( $C_1, C_2$ ) et  $C_6$  :

le béton doit avoir une contrainte de rupture de :  $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/mm}^2$   
 La résistance de rupture à la traction est :

$$\sigma'_{28} = 6 + 0,06 \sigma_{28} = 30 \text{ kg/mm}^2$$

Cables	Unités	$C_1, C_2$	$C_6$
$\frac{1}{2}$ longueur $l$ pour $C_6$ et longueur $l$ pour $C_1, C_2$	m	17	12,80
Angle de relevage $\alpha$	degré °	22	6
longueur de relevage $l_c$	m	10,43	6,25
Contrainte en service au milieu $\sigma'_i$	kg/mm <sup>2</sup>	97,4	9,74
Chute par fluage	kg/mm <sup>2</sup>	10	10
Chute par retrait	kg/mm <sup>2</sup>	10	10
Chute par relaxation	kg/mm <sup>2</sup>	13,6	13,6
Contrainte initiale au milieu	kg/mm <sup>2</sup>	121	121
$l^2 \alpha \leq l_c$		> 300	201,34
Perte due au cône $\frac{300 - l^2 \alpha \leq l_c}{7,5 l}$	kg/mm <sup>2</sup>	0	3
Contrainte initiale au milieu avant blocage $\sigma_{ai}$	kg/mm <sup>2</sup>	121	124
Perte par frottement $\Delta \sigma_a = \sigma_{ai} (1 - e^{-(\alpha + \mu l)})$	kg/mm <sup>2</sup>	16	8
Contrainte à l'ancrage avant blocage du cône $\sigma_{ai}$	kg/mm <sup>2</sup>	137	132
Contrainte moyenne $\sigma_m$	"	129	128
Allongements $A = \frac{\sigma_m \cdot l}{E_a} = \frac{\sigma_m \cdot P}{20000}$	mm	110	82
Pression au manomètre $P = 3,08 \sigma_m$	kg/cm <sup>2</sup>	422	407



calcul de la pression manométrique :

$$\phi = \frac{w \cdot \bar{\sigma}_{AA}}{0,95 \cdot S_v} \quad \text{avec } w = 462 \text{ mm}^2 = 12 \phi 7, \quad S_v = 157,8 \text{ cm}^2 \text{ section du vérin (US)}$$

$\bar{\sigma}_{AA}$  = contrainte du câble à l'ancrage en  $\text{kg/mm}^2$

Vérification de la contrainte à l'ancrage :

La contrainte maximale à l'ancrage fournie par le tableau est  $137 \text{ kg/mm}^2$

nous devons avoir  $\bar{\sigma}_{AA} < \bar{\sigma}_a' = T_{mG} - 2,5 \delta T_G = 146 - 2,5 \times 3 = 138 \text{ kg/mm}^2$  vérifié.

$T_{mG}$  = contrainte moyenne garantie

$\delta T_G$  = écart quadratique garanti.

## II] Etude de la zone d'about :

Le relevage dans cette zone sera effectué de telle manière que le câble reste dans le fuseau limite à partir des bords du moyeu limite, qui dans cette section, est confondu avec le moyeu central

### 1) Composantes de la précontrainte :

La force totale de précontrainte se décompose en :

$$F = \sum N \cos \alpha = N \sum \cos \alpha$$

$$T_p = \sum N \sin \alpha = N \sum \sin \alpha$$

Si nous appelons  $y$  et  $z$ , les distances respectives du point d'application de chaque câble et de la résultante, comptées à partir de la face supérieure de la poutre alors :

$$Z = \frac{N \sum z \cos \alpha}{F} = \frac{N \sum z \cos \alpha}{N \sum \cos \alpha} = \frac{\sum z \cdot \cos \alpha}{\sum \cos \alpha}$$

Nous avons  $N = 45000 \text{ kg}$  et :

$N \cos \alpha$	$\alpha$ (deg)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$z$ (cm)	$z \cos \alpha$	$z^2$
$C_5$	14	0,241	0,970	30	29,1	900
$C_6$	6	0,104	0,994	80	79,52	6400
		0,345	1,964		108,62	7300

donc 
$$\bar{z} = \frac{\sum y \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = \frac{108,62}{1,964} = 55,30 \text{ cm}$$

$$F = 45,000 \times 1,964 = 88380 \text{ kg}$$

$$T_p = 45,000 \times 0,345 = 15525 \text{ kg}$$

② - Caractéristiques géométriques de la section :

$B = 4149,88 \text{ cm}^2$	$I = 6882145 \text{ cm}^4$
$V = 52,44 \text{ cm}$	$I^2 = \frac{I}{B} = 1658,4 \text{ cm}^2$
$V' = 77,56 \text{ cm}$	$e = V - \bar{z} = 52,44 - 55,3 = -2,86 \text{ cm}$

③ - Contraintes de précontrainte :

$$\sigma_p = \frac{F}{B} \left[ 1 + \frac{e \cdot V}{I^2} \right] = \frac{88380}{4149,88} \left[ 1 - \frac{2,86 \times 52,44}{1658,4} \right] = +19,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{F}{B} \left[ 1 - \frac{e \cdot V'}{I^2} \right] = \frac{88380}{4149,88} \left[ 1 + \frac{2,86 \cdot 77,56}{1658,4} \right] = +24,14 \text{ kg/cm}^2$$

XI) Contrainte de cisaillement :

① - Effort tranchant réduit :

à vide :  $T_{Rv} = T_G - T_p = 24529 - 15525 = 9004 \text{ kg}$ .

en charge :  $T_{Rc} = T_G - T_p + T_u = 9004 + 18750 = 27754 \text{ kg}$ .

d'où

$$\tau = \frac{T_{Rc} \cdot S}{b_0 \cdot I} = \frac{T_{Rc}}{b_0 \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{I}{S} \approx 0,8 \text{ ht} = 0,8 \cdot 130 = 104 \text{ cm}$$

$$b_0 = 25 - 4 = 21 \text{ cm} \quad (\phi = 4 \text{ cm } \phi \text{ d'égaine})$$

$$\tau = \frac{27754}{21 \times 104} = 12,70 \text{ kg/cm}^2$$

② - Contrainte de cisaillement admissible :

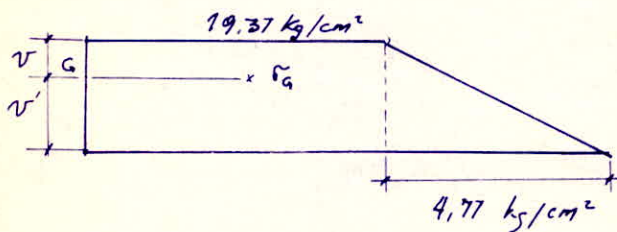
$$\bar{\tau} \text{ est donnée par l'équation : } \bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}'}{\bar{\sigma}} (\bar{\sigma} - \sigma) (\bar{\sigma}' + \sigma)$$



$$\bar{\sigma} = 0,42 \bar{\sigma}_{28} = 0,42 \cdot 400 = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \bar{\sigma}'_{28} = 0,42 \cdot 30 = 12,6 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma = \sigma_a =$  contrainte au niveau du c.d.g de la section



$$\bar{\sigma} = 19,37 + \frac{4,77 \times 52,44}{130} = 21,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}^2 = \frac{12,6}{168} \left[ 168 - 21,29 \right] \left[ 12,6 + 21,29 \right] = 372,9 \rightarrow \bar{\tau} = 19,31 \text{ kg/cm}^2$$

et  $\tau < \bar{\tau}$  vérifié.

### XII) Armatures transversales :

Si  $\gamma$  est l'angle d'une éventuelle fissure nous devons avoir (Cercle de MOHR)

$$\text{tg}(2\gamma) = \frac{2\tau}{\sigma_a} = \frac{2 \cdot 12,7}{21,29} = 1,193$$

$$2\gamma = 50^\circ \rightarrow \gamma = 25^\circ$$

nous prévoyons des cadres T12  $\Rightarrow A_t = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{cm} = \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right)^2 \right) \bar{\sigma}_{cm} = \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{12,7}{19,31} \right)^2 \right) 4200$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = 3594,4 \text{ kg/cm}^2$$

### (1) Espacement maximal des armatures :

$$t = \frac{\bar{\sigma}'_{at} \cdot A_t \cdot f}{\tau_{rc} \cdot \text{tg } \gamma} = \frac{3594,4 \times 2,26 \times 104}{27754 \cdot \text{tg } 25} = 65,27 \text{ cm}$$

cette valeur  $t$  est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\bar{t} = h_t \left( 1,25 - 0,95 \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right) = 130 \left( 1,25 - 0,95 \cdot \frac{12,7}{19,31} \right) = 89,2 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 50 \left( 5 - 2 \times \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right) = 25 \left( 5 - 2 \times \frac{12,7}{19,31} \right) = 92,11 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 460 = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

Nous devons également tenir compte du pourcentage minimal d'armatures transversales qui est compris entre 0,1 et 0,2%.

$$\frac{0,25 h_t}{h_t + 3b_0} \% = \frac{0,25 \times 130}{130 + 3 \times 25} = 0,158 \%$$

$$\text{et } t = \frac{A'_t \times 100}{0,158 \times b_0} = 57,21 \text{ cm}$$

$$\text{nous prenons } \underline{\underline{t = 35 \text{ cm}}}$$

### III) Sécurité à la rupture du béton :

① par les aciers :

$$M_{RA} = 0,9 \cdot h \cdot w \cdot R_g \quad \text{avec } R_g = R_{m0} - 2,5 \delta_{Rg} = 166 - 2,5 \times 3 = 158 \text{ kg/cm}^2$$

$R_g$  = contrainte de rupture garantie

$R_{m0}$  = " moyenne " "

$\delta_{Rg}$  = écart quadratique garanti.

$$h = h_t - d' \quad (\text{section du milieu}) = 170 - 15 = 155 \text{ cm}$$

$$w = 6 \times 462 = 2772 \text{ mm}^2$$

$$M_{RA} = 0,9 h w R_g = 0,9 \cdot 155 \cdot 2772 \cdot 158 = 610976,52 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

② Ame :

$$\text{Moment : } M_{RB_{\text{amo}}} = 0,35 \times b_0 \times h^2 \times \sigma_{28} = 0,35 \times 0,15 \times 1,55^2 \times 400 \times 10^4 = 504525 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

③ table de compression :

Le moment sera évalué en adoptant la plus faible des valeurs :

$$\begin{aligned} (1) \quad M_{RBT} &= 0,80 (b - b_0) h_0 (h - h_0/2) \sigma_{28} \\ &= 0,80 (0,75 - 0,15) 0,15 (1,55 - 0,15/2) 400 \times 10^4 = 424800 \text{ kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$(2) \quad M_{RBT} = 0,35 (b - b_0) h^2 \sigma_{28} = 0,35 (0,75 - 0,15) \cdot 1,55^2 \times 400 \times 10^4 = 2018100$$

$$\underline{\underline{D'auc}} \quad M_{RB} = M_{RBT} + M_{RBT} = 504525 + 424800 = 929325 \text{ kg} \cdot \text{m}$$



③ Moment de fissuration: c'est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure une contrainte résultante égale à:

$$2 \times \sigma_m = 2(-19,31) = -38,62 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma_m' = \bar{\sigma})$$

La Contrainte due à la précontrainte est:  $241,34 \text{ kg/cm}^2$ . (voir § IV)

Le moment de fissuration devrait engendrer alors une contrainte de:

$$241,34 + 38,62 = 279,96 \text{ kg/cm}^2$$

pour que la contrainte résultante  $-38,62 \text{ kg/cm}^2$  soit atteinte donc:

$$M_f = \frac{279,96 \times I}{v'} = \frac{279,96 \times 12165333}{102,3} = 332923,42 \text{ kg.m}$$

$M_f < M_{RA}$  la relation est vérifiée.

④ Règles de sécurité:

- le moment due aux surcharges sera majoré de 80%  
le moment total sera:

$$M_g + 1,8 M_q \leq 0,7 M_{RB}$$

a) Sécurité par rapport au béton:  $M_g + 1,8 M_q < 0,7 M_{RB}$ .  
nous avons (§ III Section du milieu)  $\rightarrow M_g = 11812,5 \text{ kg.m}$

$$1,8 M_q = 1,8 \cdot 117187,5 = 210937,5 \text{ kg.m}$$

$$\text{d'où } M_g + 1,8 M_q = 289062,5 \text{ kg.m}$$

la relation précédente s'écrit:

$$M_g + 1,8 M_q < 0,7 M_{RB} \text{ vérifié.}$$

b) Sécurité par rapport aux aciers:

$$M_g + 1,8 M_q \leq 0,9 M_{RA} \quad (\text{car } M_f < M_{RA})$$

$$0,9 M_{RA} = 0,9 \times 610976,52 = 549878,86 \text{ kg.m} \quad \text{La relation est vérifiée.}$$

Conclusion: la sécurité à la rupture est assurée en flexion.

XIV) Sécurité à la rupture par effort tranchant:

L'angle des éventuelles fissures est donné par  $\tan 2\bar{\tau} = \frac{2\bar{\tau}}{2\bar{\tau}}$

$\tau$  sera calculé en tenant compte du coefficient de majoration des surcharges.

$$T_q = 1,8 T_g = 1,8 \times 18750 = 33750 \text{ kg.}$$

L'effort tranchant réduit sera :

$$T_{nc} = 9004 + 33750 = 42754 \text{ kg.}$$

la Contrainte de cisaillement passe alors à :

$$\tau = \frac{T_{nc}}{b_0 z} = \frac{42754}{104 \times 21} = 19,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 \cdot 19,57}{21,29} = 1,838 \Rightarrow 2\alpha = 61^\circ$$

Résistance du béton :

La Contrainte de Compression des bielles ne devra pas dépasser  $0,5\sigma_{28}$   
cette Contrainte est évaluée à :

$$\sigma = \frac{2\tau}{\operatorname{Sin} 2\alpha} = \frac{2 \times 19,57}{0,815} = 44,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{or } 0,5\sigma_{28} = 0,5 \cdot 400 = 200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma < 0,5\sigma_{28} \text{ l'inégalité est vérifiée.}$$

Résistance des armatures transversales :

"La Contrainte des armatures transversales (cadres) calculée dans le cas des surcharges majorées par le coefficient 1,8 ne devra dépasser, ni la limite d'élasticité majorée de 20% ni la Contrainte de rupture de ces aciers"

$$\alpha = 31^\circ 30' \rightarrow \operatorname{tg} \alpha = 0,612$$

$$\sigma_a' \geq \frac{T \times \operatorname{tg} \alpha}{Z} \times \frac{T_{Rc}}{A_c} = \frac{35 \times 0,612}{104} \times \frac{42754}{2,26} = 3896,3 \text{ kg/cm}^2$$

la limite d'élasticité des Aciers transversaux est :

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$20\% \sigma_{en} = 840$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} (1 + 0,2) = 4200 + 840 = 5040$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée.}$$



### XV] Etude du relevage des cables:

#### ① Premier faisceau limite:

Les limites du noyau central dans chaque section sont données par les équations.

$$\sigma = \frac{N}{B} + Ne_0 \frac{v}{I} = 0 \rightarrow e_0 = - \frac{I/B}{v} = - \frac{l^2}{v} = a'$$

$$\sigma' = \frac{N}{B} - Ne_0 \frac{v'}{I} = 0 \rightarrow e_0 = \frac{I/B}{v'} = \frac{l^2}{v'} = a$$

h (cm)	130	140	150	160	170
a (cm)	22,96	25,0	27,3	29,2	31,29
a' (cm)	-31,6	-39,7	-42,7	-44,8	-47,2

Ces valeurs sont à porter de part et d'autre du c d g nous obtenons deux lignes A et A', à partir de ces deux lignes nous porterons les valeurs suivantes.

h (cm)	M <sub>G</sub> (t.m)	N (t)	M <sub>G</sub> /N (m)	M <sub>G</sub> +M <sub>Q</sub> (tm)	$\frac{M_G+M_Q}{N}$ (m)
170	169,625	270	0,628	286,812	1,060
160	156,585	270	0,579	266,445	0,986
150	123,965	225	0,550	211,855	0,941
140	71,770	180	0,398	123,032	0,683
130	0	90	0	0	0

Le câble équivalent doit se trouver à l'intérieur de ce fuseau pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre fibre extérieure.

② Deuxième faisceau limite :

Pour que la contrainte maximale reste inférieure à la contrainte admissible de compression  $\bar{\sigma}$ , sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes, il faut que le câble équivalent se trouve à l'intérieur de ce second faisceau limite.

Sur fibre supérieure :

$$\text{Charge : } \sigma_p + \sigma_a + \sigma_g \leq \bar{\sigma} \quad (1)$$

Sur fibre inférieure :

$$\text{(vide) } \sigma_p' + \sigma_g' \leq \bar{\sigma} \quad (2)$$

$$(1) \rightarrow \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{e \cdot v}{i^2} \right) + \frac{M_G + M_a}{I} v \leq \bar{\sigma} \rightarrow e \leq \left( \frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v} - \frac{M_G + M_a}{N} = A'$$

$$(2) \rightarrow \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{e \cdot v'}{i^2} \right) - \frac{M_G v'}{I} \leq \bar{\sigma} \rightarrow e \geq - \left( \frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v'} - \frac{M_G}{N} = A''$$

$$\text{avec } \bar{\sigma} = 0,42 \sigma_{28} = 0,42 \times 400 = 168 \text{ kg/cm}^2 = 1680 \text{ t/m}^2$$

R (cm)	B (m <sup>2</sup> )	N (t)	i <sup>2</sup> /v (m)	i <sup>2</sup> /v' (m)	M <sub>G</sub> (t.m)	M <sub>G</sub> + M <sub>a</sub> (t.m)	$\frac{\bar{\sigma} B}{N}$	e (m)	A' (m)
170	0,37996	270	0,473	0,312	169,625	286,812	2,364	-0,414	-1,05
160	0,36496	270	0,448	0,292	156,585	266,445	2,270		-0,950
150	0,34996	225	0,427	0,273	123,965	217,855	2,613		-0,990
140	0,33496	180	0,397	0,250	71,770	123,032	3,126		-0,930
130	0,41498	90	0,376	0,213	0	0	7,746	+ 2,131	-1,436

Voir le schéma du câble équivalent



### III) Etude des Rotations d'appuis:

Valeur du moment de la précontrainte:

comme contrainte dans les fils, nous prenons la moyenne des contraintes initiales en service, au milieu de la travée.

$$\sigma' = \frac{121 + 97,4}{2} = 109,2 \text{ kg/cm}^2$$

soit une force de : (par câble)

$$N = 109,2 \times 462 = 51 \text{ tonnes}$$

h (cm)	170	160	150	140	130
N (t)	306	306	255	204	102
e (m)	0,862	0,825	0,700	0,500	0,0264
M <sub>p</sub> (t.m)	264	252,8	178,5	102	3

Nous avons imposé l'excentricité e dans chaque section pour que le câble équivalent reste à l'intérieur du faisceau limite.

a) Rotation d'appui sans précontrainte:

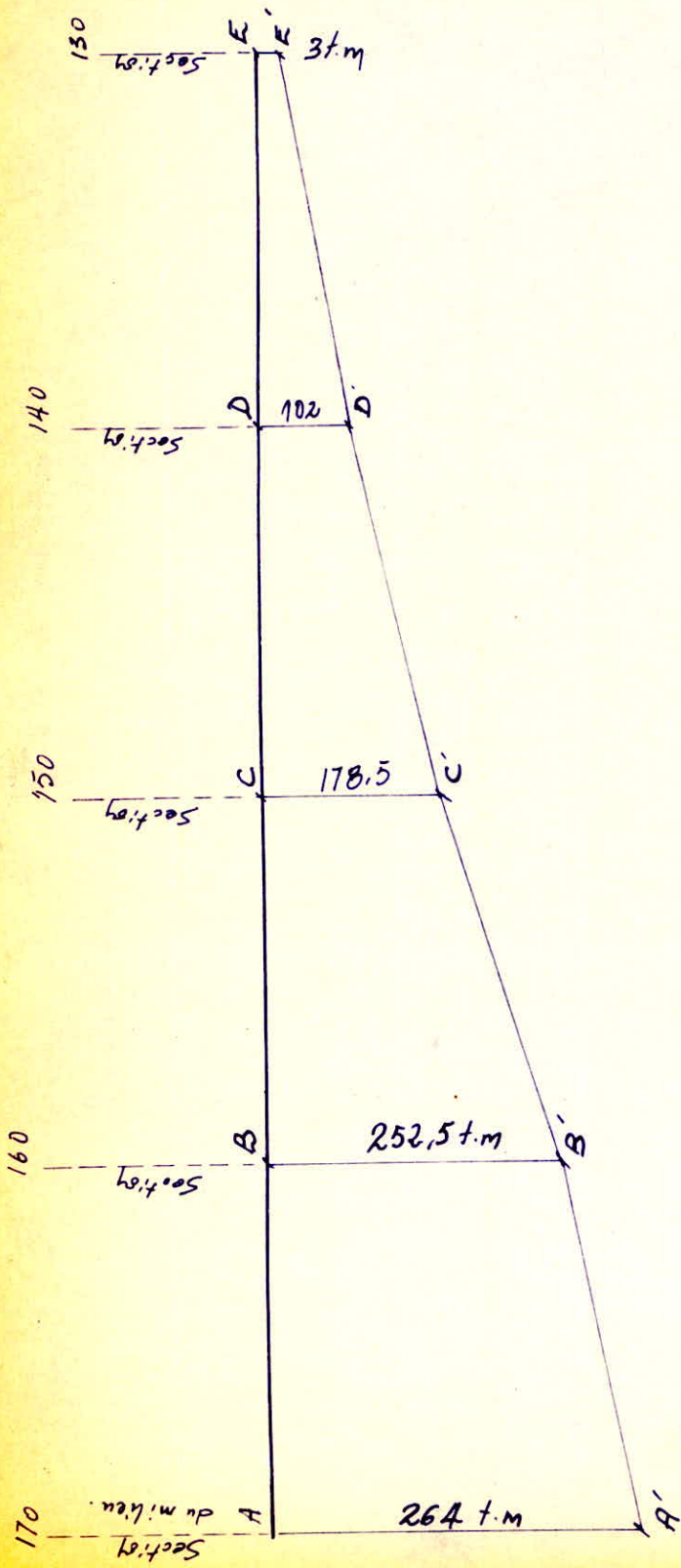
$$\beta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx$$

$\int_0^l M dx$  représente l'aire comprise entre la courbe des moments  $M_p$  et l'axe horizontal (voir diagramme)

Aires	AA'BB'	BB'CC'	CC'DD'	DD'EE'
Surfaces	-807	-673,43	-438,28	-164,06

$$\int_0^l M dx = -2 [807 + 673,43 + 438,28 + 164,06] = -4165,54$$

$$\left. \begin{aligned} E_v &= 7000 \sqrt{0,28} = 7000 \sqrt{400} = 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \\ I &= 0,059 \text{ m}^4 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \beta_p = - \frac{1 \times 4165,54}{2 \times 1,4 \cdot 10^6 \times 0,059}$$



~ Diagramme M<sub>p</sub> ~



Rotation sans poids propre:

$$\beta_c = \frac{g l^3}{24 E I} = \frac{g l^3}{24 E_v I} \quad \text{avec } g = g_1 + g_2$$

$$\left. \begin{aligned} g_1 &= \text{poids propre de la poutre par m/l} = 1 \text{ t/m} \\ g_2 &= \frac{91,506}{l^2} \times 8 = \frac{91,506 \times 8}{25^2} = 1,17 \text{ t/m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 2,17 \text{ t/m}$$

$$\beta_c = \frac{2,17 \times 25^3}{24 \times 1,440^6 \times 0,059} = 0,017$$

Rotation d'appui sans surcharge:

$$\beta_q = \frac{q l^3}{24 E_i I} \quad E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 2100 \sqrt{400} = 420000 \text{ kg/cm}^2 = 4,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$q = 1,5 \text{ t/m}$$

$$\beta_q = \frac{1,5 \times 25^3}{24 \times 4,2 \times 10^6 \times 0,059} = 0,0039$$

Rotation totale résultante:

En service à vide :  $\beta = \beta_c + \beta_p = 0,017 - 0,0252 = -0,0082$

En service en charge :  $\beta = \beta_c + \beta_p + \beta_q = -0,0082 + 0,0039 = -0,0043$

XVII) Déplacement d'appui:

a) déplacement dû à la rotation :

$$\Delta_p = \beta + \frac{l}{2} = 0,0082 \times \frac{1,30}{2} = 0,0053 \text{ m}$$

b) déplacement dû au retrait:

En moyenne, le coefficient de retrait peut être pris égale  $3 \cdot 10^{-4}$  donc

$$\Delta_r = 3 \cdot 10^{-4} \times \frac{l}{2} = 3 \cdot 10^{-4} \times \frac{25}{2} = 0,00375 \text{ m}$$

c) déplacement dû au fluage:

$$\Delta_f = \frac{l}{2} \times \frac{\sigma_m'}{E_v} = \frac{25}{2} \times \frac{95,315}{140000} = 0,0085 \text{ m}$$

$\sigma_m'$  = valeur moyenne entre la contrainte de compression de la fibre inférieure au milieu  $\sigma_m'$  et celle à l'appui  $\sigma_A'$

d) déplacement dû à la variation de température:

nous prenons la valeur:

$$\Delta t = \pm 2 \times 10^{-4} \frac{l}{2} = \pm \frac{25}{10.000} = \pm 0,0025 \text{ m}$$

e) déplacement total maximal:

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{2}{3} \left[ \Delta_B + \Delta_r + \Delta_f \right] + \Delta t = \frac{2}{3} \left[ 0,0053 + 0,00375 + 0,0085 \right] + 0,0025$$

$$\underline{\underline{\Delta_{\text{max}} = 0,014 \text{ m sur chaque appui.}}}$$

Dimensionnement des appuis freyssinet:

1) Sans charge verticale:

Nous devons avoir :  $\sigma'_m \leq 150 \text{ bars}$

avec  $\sigma'_m = \frac{P}{a \cdot b}$  or  $P = 12,5 + 12,029 + 18,75 = 43,279 \text{ t.}$

donc  $\frac{P}{a \cdot b} \leq 150 \Rightarrow a \cdot b \geq \frac{P}{150 \times 1,02} = \frac{43279}{153} \approx 283 \text{ cm}^2$

$a = 25 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 11,32 \text{ cm}$  nous prendrons les dimensions suivantes

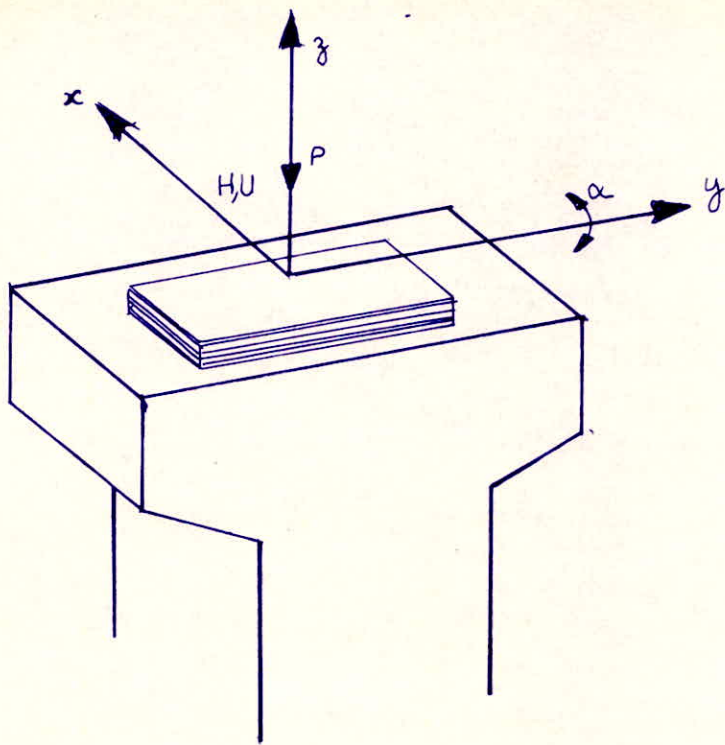
$a = 250 \text{ mm}$

$b \approx 150 \text{ mm.}$

2) Sans déplacement:  $\frac{\Delta_{\text{max}}}{e} \leq 0,5 \Rightarrow e \geq \frac{\Delta_{\text{max}}}{0,5} = \frac{14}{0,5} = 28 \text{ mm}$

où  $e$  = épaisseur de la plaque de Néoprène  $\rightarrow$  nous prendrons 4 plaques pour chaque appui. (250 x 150)





Sollicitations de l'appui

## FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRECONTRAINTE (POS4)

Le ferrailage de la poutre sera uniquement calculé pour supporter son poids propre avant la mise en tension des câbles.

Moment dû au poids propre:

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \text{ avec } q = 1 \text{ t/m} \text{ et } l = 25 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow M_0 = 78125 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_x = q \frac{(l x - x^2)}{2}$$

Section en T:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(0,4 \frac{b_0}{b} + 0,6\right) \bar{\sigma}'_{br} = 93,50 \text{ kg/cm}^2$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$\text{calculons : } \mu_1 = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ b_0 = 15 \text{ cm} \\ b = 75 \text{ cm} \\ h = 1,26 \text{ m} \\ h_0 = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\mu_1 = 0,0350$$

$$k_1 = 47,4$$

$$\alpha_1 = 0,2404$$

$$\epsilon_1 = 0,9199$$

$$\text{d'où } \alpha \cdot h = 0,2404 \cdot 126 = 30,29 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la nervure.

$$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{15}{126} = 0,12 \quad \rho = \frac{b_0}{b} = \frac{15}{75} = 0,20 \quad \text{on lira sur l'abaque}$$

en fonction de  $\mu_1$ ,  $\theta$ , et  $\rho$  la valeur de  $\alpha_2$  d'où  $\alpha_2 = 0,33$

$$\Rightarrow f = \frac{\alpha_2}{\theta} = \frac{0,33}{0,12} = 2,75$$



d'où le bras de levier :

$$z = h - m h_0 = 126 - m \cdot 15$$

$$\text{avec } m = \frac{3\rho - 2 + \beta(\rho - 1)^2(\rho + 2)}{3(2\rho - 1 + \beta(\rho + 1)^2)} = \frac{3 \times 2,75 - 2 + 0,20(2,75 - 1)^2(2,75 + 2)}{3(2 \times 2,75 - 1 + 0,20(2,75 - 1)^2)} = 0,20$$

$$z = 126 - 0,20 \times 15 = 123 \text{ cm.}$$

La section des armatures tendues sera obtenue par :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{78125}{28 \cdot 123} = 22,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2T16 + 6T20 = 22,81 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes dans le béton :

$$k = \frac{15(1 - \alpha)}{\alpha} = \frac{15(1 - 0,33)}{0,33} = 30,45$$

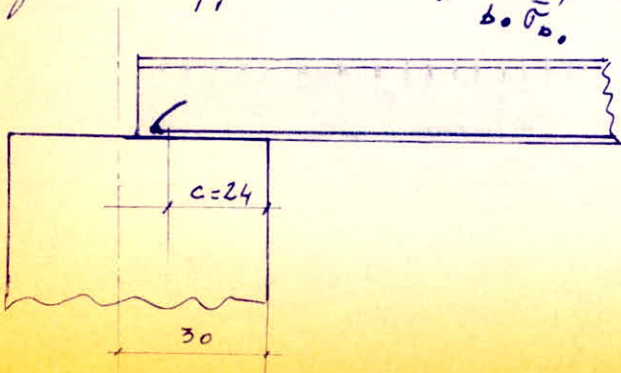
$$\text{d'où } \sigma'_b = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{30,45} = 91,94 < 93,50 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc nous n'aurons pas besoin d'armatures comprimées.}$$

Pourcentage minimal, condition de non fragilité :

Les armatures tendues doivent avoir une section suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton.

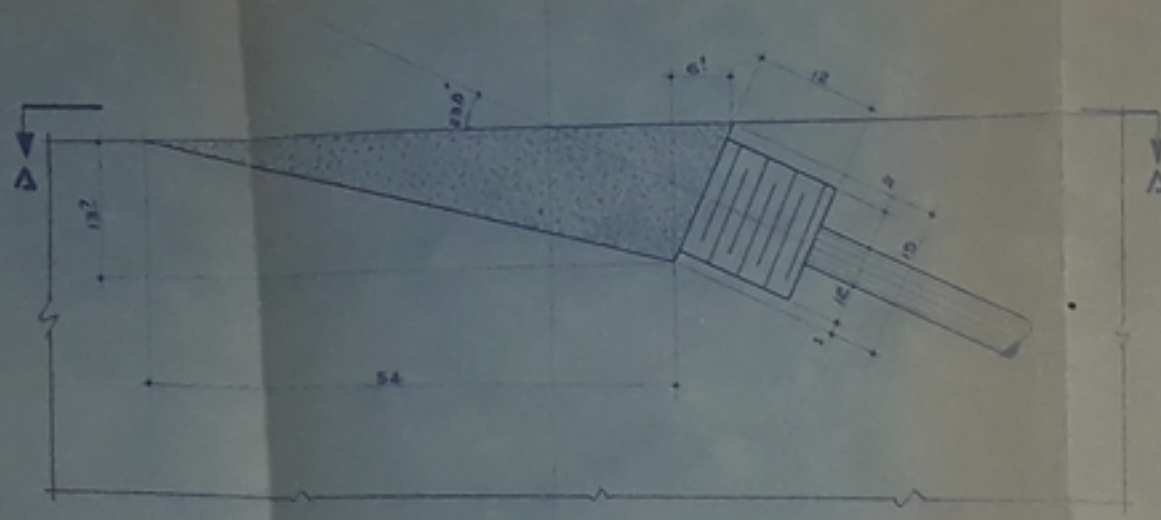
$$\frac{A'}{b h} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_0}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A' = 1,84 \text{ cm}^2 < A_{calculé} = 22,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longueur d'appui : } c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_a} = \frac{2 \cdot 12500}{15 \times 68,5} = 24,31 \text{ cm soit } c = 24 \text{ cm.}$$

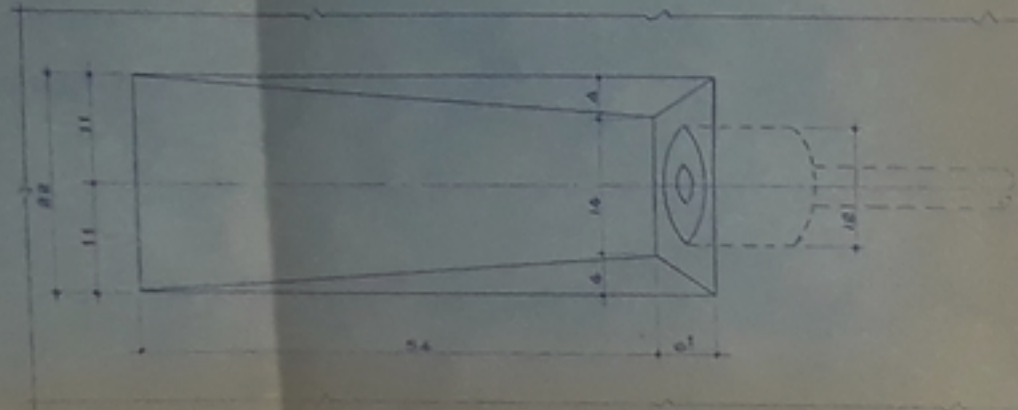




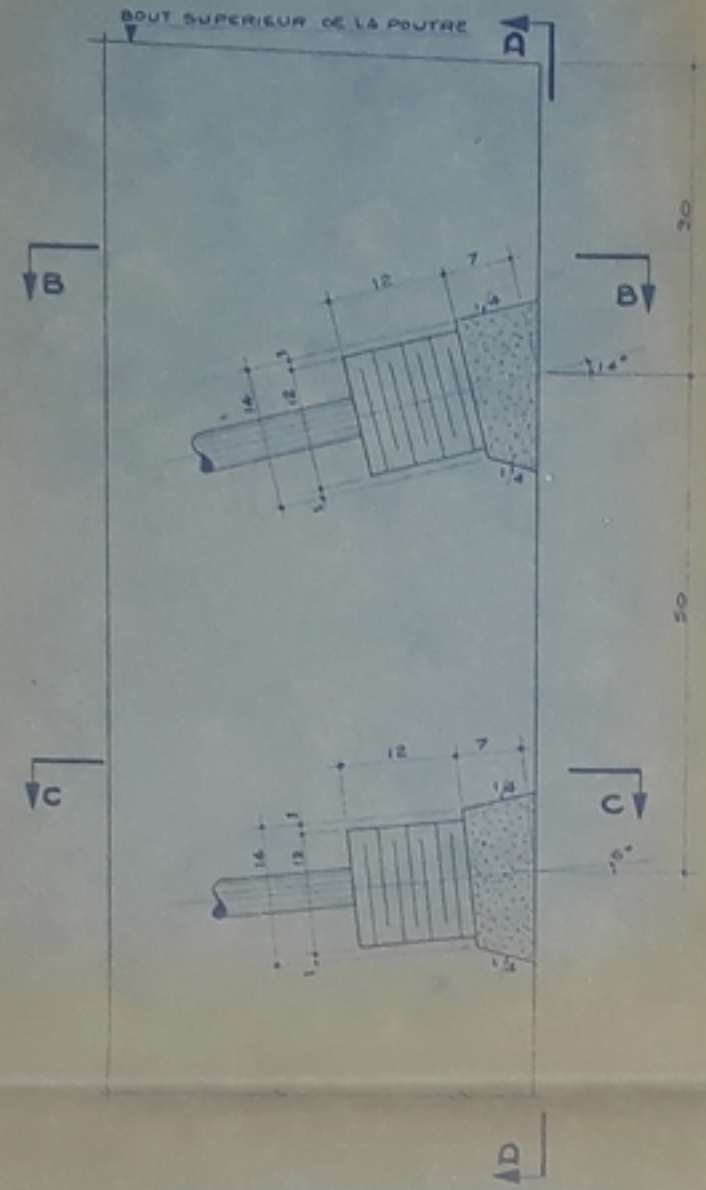
-DETAIL 1-



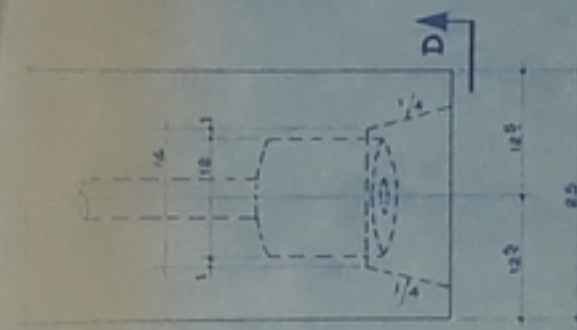
-VUE A-A EN PLAN-



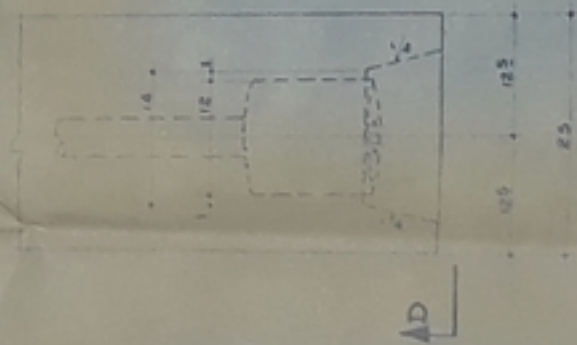
-DETAIL 2-



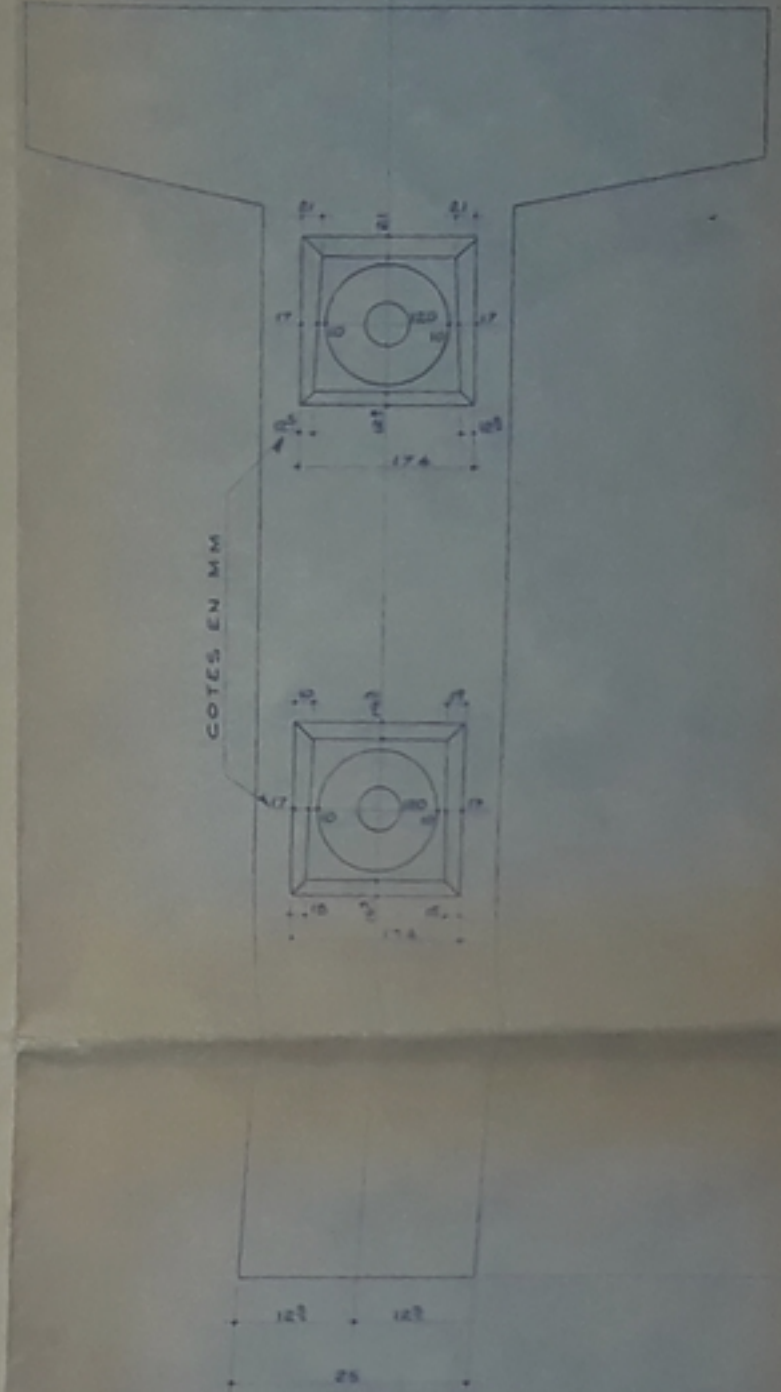
-VUE B-B EN PLAN-



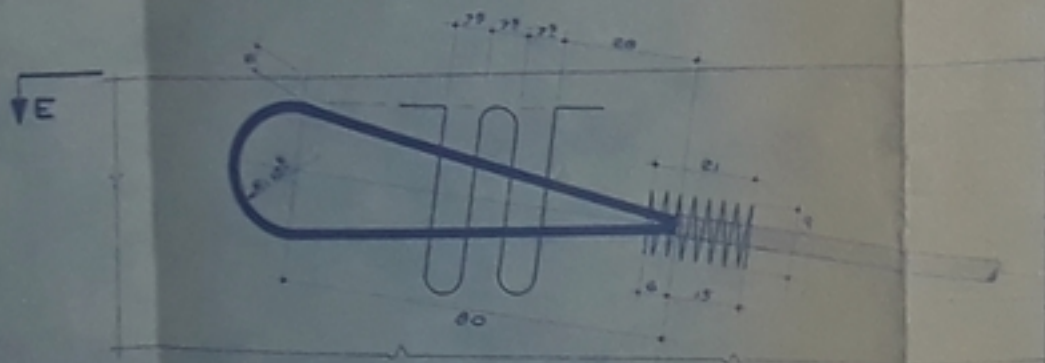
-VUE C-C EN PLAN-



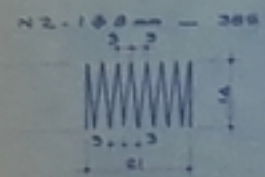
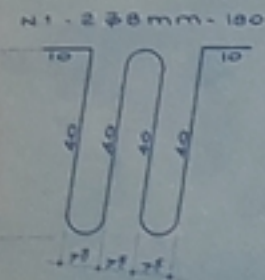
-VUE D-D-



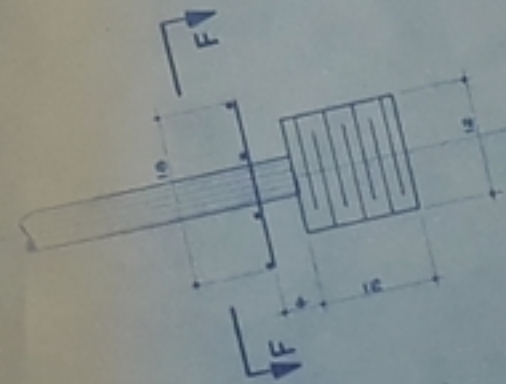
-DETAIL 3-  
ECH. 1:10



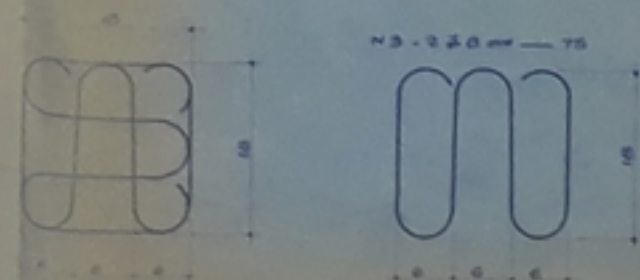
-VUE E-E-



-DETAIL TYPIQUE DES FRETTAGES-



-VUE F-F-



PB00978  
Avec 112

SISTÈME FREYSSINET 1331, VERIN TYPE US

HALL INDUSTRIE

Poutre Freyssinet d'élite

PROVISEUR EN GÉNÉRAL DES

VERINS DE SÉRIE ANNÉE 1950

BIBLIOTHÈQUE



Contrainte de cisaillement:  $\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{12500 \times 8}{15 \times 7 \times 123} = 7,74 \text{ kg/cm}^2$

calcul des armatures transversales:

on prendra  $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma_{\text{at}}'}{\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_b$  car  $\bar{\sigma}_b' < \sigma_b' < 2\bar{\sigma}_b'$ .

d'où  $\tau_b \leq 18,6 \text{ kg/cm}^2$  ce qui est vérifié car  $\tau_b = 7,74 \text{ kg/cm}^2$   
 $68,5 < 91,94 < 137$

On utilisera des cadres ou étriers perpendiculaires à la ligne moyenne plus des barres relevées à 45°.

écartement:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{\text{at}}}{T} \quad \text{avec } \bar{t} \leq \max \begin{cases} h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 17,7 \text{ cm} \\ 0,2h = 25,20 \text{ cm} \end{cases}$$

un cadre  $\phi 8$  donne  $A_t = 2 \times 1 = 2 \text{ cm}^2$

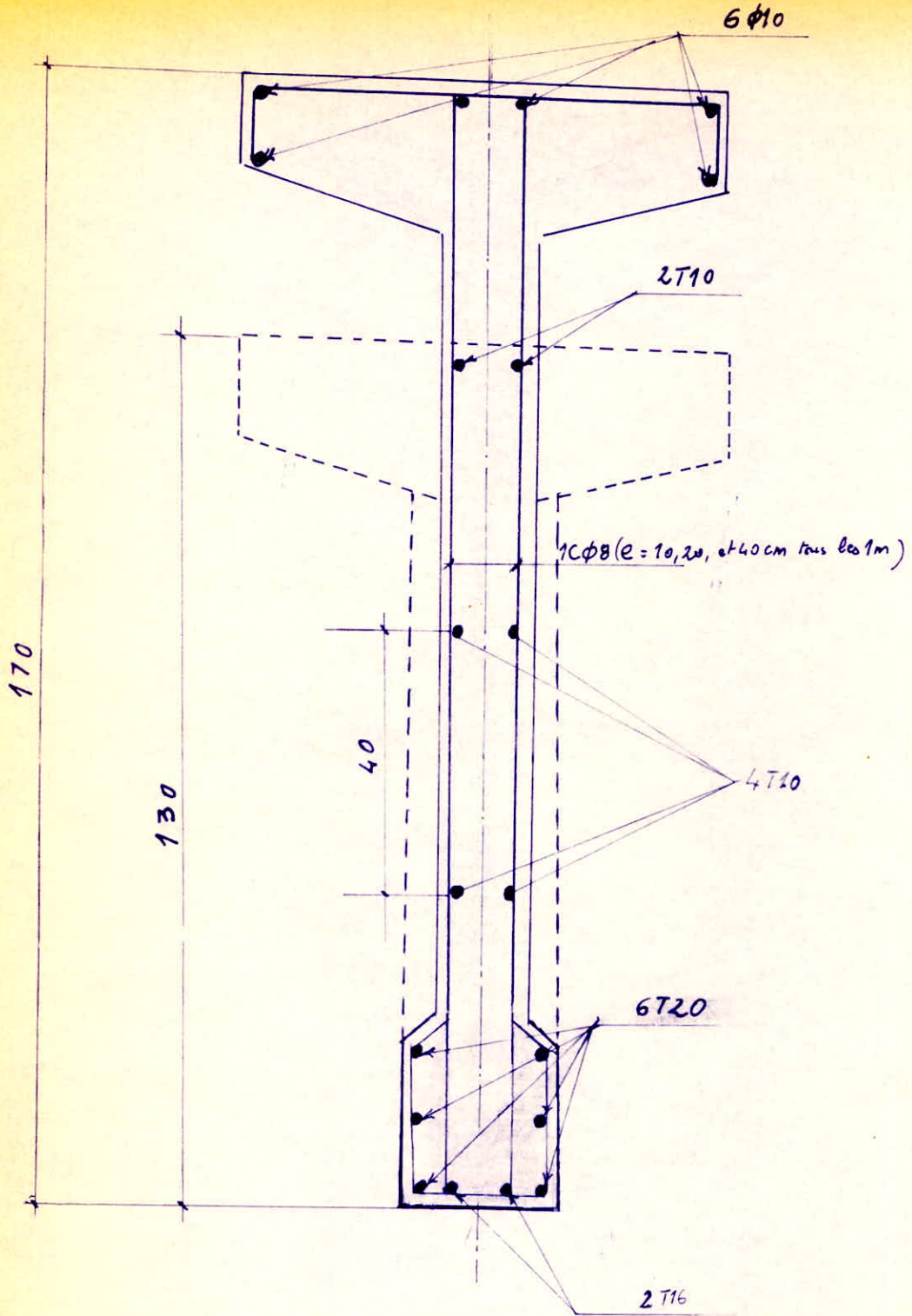
d'où  $\bar{\sigma}_{\text{at}} = \rho_{\text{at}} \cdot \bar{\sigma}_{\text{en}} = \left(1 - \frac{\tau_b}{90 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{\text{en}} = \left(1 - \frac{7,74}{9 \times 5,9}\right) 3600 \approx 2904 \text{ kg/cm}^2$

$$t = \frac{2 \times 7 \times 126 \times 2904}{9 \times 12500} \approx 51,3 \text{ cm}$$

au niveau des appuis on prendra:

\* 10 espacements de 10 cm.

ensuite 10 espacements de 20 cm et pour le reste on prendra:  $t = 40 \text{ cm}$ .





CHAPITRE

5

ETUDES DES POTEAUX

ET

FONDATIONS

## FERRAILLAGE DES POTEAUX

des poteaux de rive (transversalement et longi longitudinalement) seront calculés en flexion composée. Les efforts normaux et les moments pris en compte seront obtenus pour ceux du 1<sup>er</sup> genre en combinant les effets des charges permanentes et des surcharges dans les cas les plus défavorables.

On utilisera la méthode de P. CARON en ce qui concerne le calcul en flexion composée.

Une hypothèse simplificatrice concernant les pièces comprimées, celles-ci seront armées symétriquement.

La flexion composée sera déterminée par un effort normal de compression  $N'$  et un moment de flexion rapportés à un point donné de la section.

Nos poteaux seront susceptibles de flamber, dans ce cas on appliquera s'il y a lieu, ce qui a été indiqué dans le CCA 68 Art 33,12 pour le cas des pièces chargées de façon excentrées.

Les pourcentages minimaux des armatures longitudinales et transversales doivent être au moins égaux à :

$$\bar{w}_L = \frac{1,25}{1000} \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \frac{\sigma_m'}{\sigma_{b0}'} \quad (\text{CCA 68 Art 32,2})$$

$$\bar{w}_t = \frac{1,5}{1000} \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \frac{\sigma_m'}{\sigma_{b0}'}$$

$\sigma_m'$  désignant la contrainte moyenne de compression, calculée sur la section du béton seul

$\varphi_1 = 1,4$  pour les poteaux de rive.



$\theta_1 = 1$  pour les poteaux centraux.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad \text{avec } l_c = \text{longueur de flambement}$$

$a =$  la plus petite dimension transversale

$c =$  enrobage des armatures longitudinales.

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_m} \quad \bar{\sigma}_m > 3340 \text{ bars}$$

$$\text{si } \bar{\sigma}_m < 3340 \quad \text{on prendra } \bar{\sigma}_m' = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_m \times \frac{\bar{\sigma}_m}{3340}$$

Les modifications apportées en 1970 aux règles CEA 68 limitent les espacements entre les armatures transversales, la présente règle s'applique au cas très fréquent où il n'existe pas de recouvrement

L'espacement admissible  $\bar{e}$  est égal au plus petit des deux espacements  $t_1$  et  $t_2$  définis comme suit

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{lmax}) (2 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_{b0}) \\ t_2 = 15 (2 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_{b0}) \phi_{lmin} \end{cases}$$

où  $\bar{\sigma}'_b =$  contrainte moyenne du béton <sup>sous</sup> sollicitation du 1<sup>er</sup> genre -  
 $\phi_{lmax}$  et  $\phi_{lmin}$  sont respectivement les diamètres maximal et minimal  
 des armatures longitudinales employées dans le poteau considéré.

$$\text{et } \phi_t \geq 0,3 \phi_{lmax}$$

Les armatures transversales seront constituées par des aciers de faible  $\phi$ , elles doivent être espacées de 15 fois le  $\phi$  des armatures longitudinales

les armatures longitudinales de compression seront constituées par des barres H.A

La liaison entre deux armatures successives est réalisée en faisant se recouvrir les barres sur une longueur suffisante. Il ne doit pas exister de crochets aux recouvrements, car ces derniers risqueraient de faire

éclater le béton qui entoure les armatures. Les longueurs minimum de recouvrement seront égales à  $6/10$  de la longueur de scellement droit. En outre on tiendra compte des règles suivantes qui sont des règles de bonne construction :

On prendra en général :  $\phi_e \geq 12 \text{ mm}$

$$a/2 < \phi < a \quad (a \text{ en cm})$$

la distance maximale entre les axes de deux armatures voisines ne doit pas excéder la plus petite dimension ( $a$ ) de la section.

### Détermination des armatures :

Ⓘ Cas des poteaux de dimensions :  $40 \times 40$  :

$$a = b = 40 \text{ cm}, \quad l_0 = 8,15 \text{ m}$$

La longueur  $l_0$  libre des poteaux dans le cas d'un hall industriel ne comportant au dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert, est comptée de la jonction avec la fondation au sommet du poteau. On prendra à une profondeur moyenne de 2,40 m.

Ⓣ Calcul des efforts :

- 1) poids propre :  $0,40 \times 0,40 \times 8,15 \times 2500 = 3260 \text{ kg.}$
  - 2) Réaction de la poutre de chaînage :  $1,2(0,16 \times 0,80 \times 6,25 \times 2500) = 3900 \text{ kg.}$
  - 3) Effort tranchant dû à la Pos 5 + 3P :  $35000 \text{ kg.}$
  - 4) Effort tranchant dû à la Pos 7 :  $7115 \text{ kg.}$
- |       |           |
|-------|-----------|
| total | 49275 kg. |
|-------|-----------|

$$N' = 49275 \text{ kg.}$$



### III) Calcul des armatures :

#### a) Condition de flambement :

élancement :  $\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{\text{longueur de flambement}}{\text{rayon de giration de la section du béton seul.}}$

$$l_c = 0,9 l_0 = 0,9 \times 8,15 = 7,34 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,2887 a \quad \underline{i = 0,2887 a.}$$

$$\lambda = \frac{7,34}{0,2887 \times 0,40} = 63,52$$

on a  $\lambda > 50$ , d'après le CCBA68 art 33,12 on calculera la pièce comme soumise à la flexion composée et le poteau sera chargé de façons excentrées dans le plan de flambement.

L'effort normal appliqué sera affecté dans le plan de flambement par l'axe  $cd$  de la section d'une excentricité de flambement égale à :

$$f_c = 8 \frac{i^2}{v} \cdot (1 + \xi) 10^{-3} (\lambda - 50)^{3/2}$$

avec  $\xi = 1$ ,  $v = 20$   $\lambda = 63,52$  et  $i^2 = 133,33 \text{ cm}^2$ .

$$\underline{\underline{f_c = 5,30 \text{ cm.}}}$$

Nous sommes ramenés à déterminer les armatures longitudinales à l'aide des méthodes de calcul relatives à la flexion composée, méthodes données au chap II du livre de Charon calcul des poteaux en B.A.

---

Effort de compression:  $N' = 49275 \text{ kg.}$

Moments:  $M = M_1 + M_{fc}$   $M_1 = \text{Moment dû à la console Post.}$   
 $M_{fc} = \text{ " " l'excentricité de flambement } f_c.$

$M_1 = 14551,25 \text{ kg.m}$   
 $M_{fc} = 49275 \times 0,05 \approx 2464 \text{ kg.m}$

d'où  $M \approx 17000 \text{ t.m}$

Moment par rapport aux aciers tendus:

$M_{at} = 17000 + 49275 \times 0,16 = 24657,6 \text{ kg.m}$

$M_{at} = 24657,6 \text{ kg.m.}$

Contrainte de Compression dans le béton:

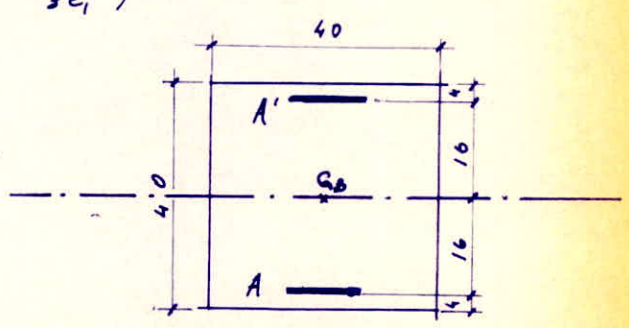
Comme le béton est fortement comprimé nous avons intérêt au point de vue économique à prendre pour  $\sigma'_b$  la plus grande valeur possible, comme nous limiterons le taux de travail des aciers longitudinaux.

$\sigma'_b = 1 \times \frac{\Sigma}{6} \times 1 \times 0,30 \times \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) 275$   
 $3e_1 = 3 \cdot h_e/6 = 20 \text{ cm}$   
 $e_0 = \frac{M}{N} \approx 34 \text{ cm} \gg h_e/6$

=> La section est partiellement comprimée.

$\left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) > 2$  on prendra  
comme valeur de l'expression = 2.

=>  $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b = 137,50 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma'_a = \sigma_a = 2400 \text{ "}$





Si  $A'_i$  et  $A_i$  sont les armatures déterminées dans le calcul à la flexion simple, les armatures de la section soumise à  $N'$  et à  $M$  seront données par :

$$A'_i = A' \quad \text{et} \quad A = A_i - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{pour la faire}$$

Calculons  $k$  :

$$k = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2400}{137,5} = 17,45$$

$$\frac{15(k-d')}{\bar{\sigma}'_a k + d'} = \frac{15(36-4)}{\frac{2800}{2400} \times 36 + 4} = 10,43$$

on a  $k > 10,43$  ce qui revient à garder la valeur 17,45 pour  $k$ .

Les tableaux (lire Charoy) donnent :

$$k = 17,5, \quad \alpha = 0,4615, \quad \mu' = 0,1952, \quad \bar{w} = 1,319.$$

$$y_1 = \alpha h = 0,4615 \times (40-4) = 16,6 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{15(16,6-4)}{16,6} \times 137,5 = 1568,5 \text{ kg/cm}^2 < 2400.$$

$$\text{et } \sigma'_b = \frac{2800}{17,45} > \bar{\sigma}'_b \text{ armatures comprimées nécessaires.}$$

$$M_0 = \mu' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = 0,1952 \cdot 137,5 \cdot 40 \cdot 36^2 = 1391385,6 \text{ kg.cm.}$$

$$\Delta M = 2465160 - 1391385,6 = 1074374,4 \text{ kg.cm.}$$

$$A'_i = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} = \frac{1074374,4}{(40-4) 2400} = 12,79 \text{ cm}^2$$

$$A_i = A'_i + \frac{15 \bar{w}}{n} \frac{b \cdot h}{100} = 12,79 + 18,99 = 31,78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = 12,79 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A = 31,78 - \frac{N}{2400} = 11,31 \text{ cm}^2$$

On prendra pour  $A' = 4720 \approx 12,57 \text{ cm}^2$  et  $A = 4720 = 12,57 \text{ cm}^2$

$$\boxed{\text{Soit } A = A' = 4720.}$$

Pourcentage minimal des Armatures longitudinales :

$$A_l' \geq \frac{125}{1000} \vartheta_1 \cdot \vartheta_2 \cdot \vartheta_3 \frac{N'}{\sigma_{b0}} \quad \text{avec } \vartheta_1 = 1,4$$

$$\vartheta_2 = 5,83$$

$$\vartheta_3 = 1,56.$$

$A_l' \geq 12 \text{ cm}^2$ . on adoptera les valeurs que l'on a déterminées par le calcul.

Pourcentage des aciers transversaux :

Volume relatif requis :  $\bar{w}_t \geq \frac{1,5}{1000} \vartheta_1 \vartheta_2 \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{b0}}$  soit  $\bar{w}_t \geq 6 \cdot 10^{-3}$

on prendra  $\bar{w}_t = 6 \cdot 10^{-3}$

Les armatures transversales seront constituées par des cadres  $\phi 8$ .

Volume d'armatures transversales par mètre linéaire de poteau :

$$6 \times 10^{-3} \times 40 \times 40 \times 100 = 960 \text{ cm}^3$$

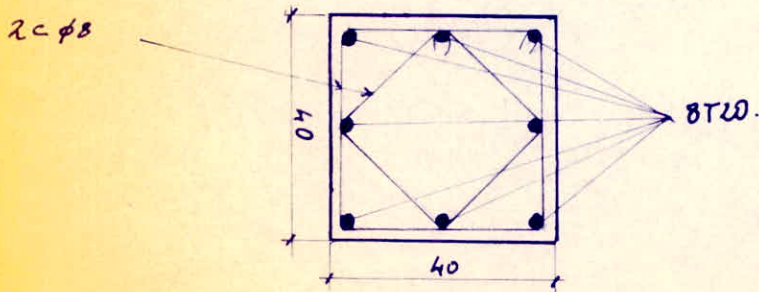
Volume d'un cadre d'une armature transversale :

$$\frac{\pi \times 0,8^2}{4} \left( 40 - 2 \left( 4 - \frac{2,5}{2} - \frac{0,8}{2} \right) \right) 4 \approx 71 \text{ cm}^3$$

$$\text{Nombre de cadres } \phi 8 / \text{ml} = \frac{960}{71} \approx 13$$

écartement :  $t = \frac{100}{13} \approx 7 \text{ cm}$

condition :  $t \leq 15\phi = 24 \text{ cm}$  on adoptera  $t = 20 \text{ cm}$





Poteaux de dimensions 40/50

$a = 40 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}, l_0 = 8,15 \text{ m}$

2) Evaluation des efforts:

- 1- poids propre :  $0,40 \times 0,50 \times 8,15 \times 2500 = 4075 \text{ kg.}$
- 2- réaction de la poutre de chaînage:  $3900 \text{ "}$
- 3- effort tranchant dû à la Pos 2:  $11661 \text{ kg.}$
- 4- " " " Pos 7:  $7115 \text{ kg.}$
- 5- " " " Pos 4:  $10000 \text{ kg.}$

total des efforts  $N' = 36751 \text{ kg.}$

27) Vérification au flambement:

$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{0,9 \cdot 8,15}{0,2887 \times 40} = 63,52.$

$50 < \lambda < 150 \Rightarrow$  excentricité de flambement  $f_c = 4,24 \text{ cm.}$

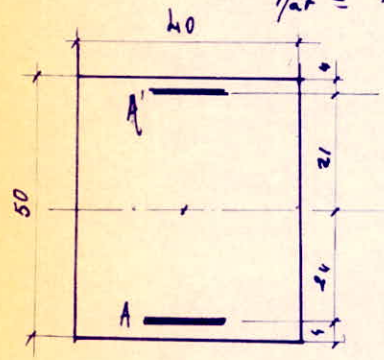
28) Calcul en flexion composée:

$N' = 36751 \text{ kg.}$   
 $M = 14551,25 + 36751 \times 0,042 = 16094,5 \text{ kg m}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16094,8}{36751} = 0,44 \text{ m} \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

Moment par/aux aciers tendus:

$M_{at} = 16094,5 + 36751 \times 0,21 = 23812,5 \text{ kg m.}$



$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_b = 137,5 -$   
 $k = 17,45 \Rightarrow \alpha = 0,4615, \mu' = 0,1952, \bar{w} = 1,319$   
 $\gamma_1 = \alpha k = 0,4615 \times 46 = 21,23 \text{ cm}$   
 $\sigma'_a = \frac{15(21,23 - 4)}{21,23} \times 137,5 = 1674 < 2400$

$\sigma'_b = \frac{2800}{17,45} > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$  Les armatures comprimées sont nécessaires.

$$M_0 = \mu \cdot \sigma'_0 \cdot b \cdot h^2 = 0,1952 \times 137,5 \times 40 \times 46^2$$

$$M_0 = 2271737,60 \text{ kg.cm}$$

$$\Delta M = 68362,40 \text{ kg.cm}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{(h-d')\sigma'_a} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0,68 + \frac{15}{100} \times 1,319 \times 40 \times 46 = 25 \text{ cm}^2$$

$$A'_1 = 0,68 \text{ cm}^2 \text{ et } A = 25 - \frac{36751}{2400} = 9,69 \text{ cm}^2$$

$$A'_1 = 0,68 \text{ cm}^2 \text{ et } A = 9,69 \text{ cm}^2$$

pour le ferrailage on prendra :  $A'_1 = A = 12,20 = 12,57 \text{ cm}^2$ .

17) Pourcentage minimal des Armatures Longitudinales;

$$a) \quad A'_1 \geq \frac{1,25}{100} \times 1,24 \times 5,93 \times 1,52 \times \frac{36751}{68,5} = 7,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adoptera } A = A'_1 = 12,57 \text{ cm}^2$$

b) Pourcentage de armatures transversales; on prendra le minimum requis:

$$\bar{w}_t = 6 \cdot 10^{-3}$$

pour le ferrailage on adoptera deux cadres  $\phi 8$  espacés à  $t = 20 \text{ cm}$



Ferraillage des poteaux centraux:① type 50x50:

Charges s'exerçant sur le poteau:

a) réaction due à la poutre Pos 1:

$$R_1 = \frac{25000}{2} = 12500 \text{ kg}$$

b) Réaction due à la poutre Pos 2:

$$R_2 = \frac{12500}{2} = 6250 \text{ kg.}$$

c) poids propre du poteau:

$$0,50 \times 0,50 \times 8,15 \times 2500 \approx 5100 \text{ kg.}$$

d) Réaction due aux pannes + TN40 + étanchéité + surcharges:

$$q = 43500 \text{ kg.}$$

Total  $N' = 67,4 \text{ tonnes}$  effort de Compression.Vérification au flambement:

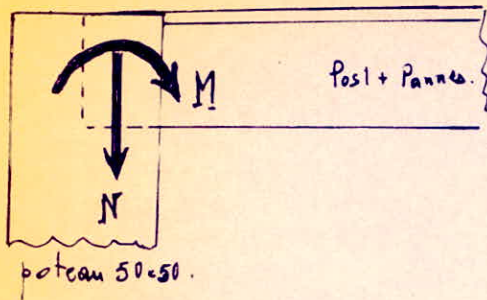
$$\lambda = \frac{0,9 \times 8,15}{0,2887 \times 50} = 50,91 > 50.$$

Excentricité de flambement:

$$f_c = 8 \cdot \frac{L^2}{V} (1 + \xi) 10^{-3} (\lambda - 50)^{3/2} = 8 \times \frac{208,33}{25} (1 + 0,66) 10^{-3} (50,91 - 50)^{3/2}$$

$$f_c = 0,08 \text{ cm} \Rightarrow \text{on ne tiendra pas compte du flambement.}$$

NB : Lors de la pose des poutres (Pos 1, Pos 2) sur les poteaux, on doit tenir compte d'un moment de renversement lequel éventuellement pourrait créer des désordres dans la section des poteaux.



Moment de renversement :

$$M = N \times e$$

$$N = \frac{1}{2}(\text{bois propre Post}) + \frac{1}{2}(\text{pannes + surcharge})$$

$$N = \frac{25000}{2} + \frac{102774}{2} = 51370 \text{ kg}$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$M = 51370 \times 8 = 411200 \text{ kg cm}$$

$$\text{soit } M = 4,11 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{411200}{67400} = 6,10 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = 8,33 \rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

On est dans le cas d'une flexion composée, la section des armatures sera calculée selon la méthode de P. CHARON, pour cela calculons les expressions suivantes :

$$\delta' = \frac{d_1'}{h_t} = \frac{d_2'}{h_t} = \text{cas d'armatures symétriques.}$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b' b h_t}{N'} \quad \rho = \frac{6 M_{AB}}{N' h_t}$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \rho \quad , \quad D = 0,30(\rho - \beta) - 0,90(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$$

$$E = -(1 + \rho - \beta) \quad , \quad \bar{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \quad A_1' = A_2' = \frac{\bar{\omega} b h_t}{100}$$

$$A = A_1' + A_2'$$

calculons  $\bar{\sigma}_b'$  :

$$\bar{\sigma}_b' = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}_{b_0}' = \left(1 + \frac{6,10 \times 6}{3 \times 50}\right) 68,5 = 85,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta' = \frac{4}{50} = 0,08 \quad \rho = \frac{85,21 \times 50 \times 50}{67400} = 3,16$$

$$\beta = \frac{6 \times 411200}{67400 \times 50} = 0,73 \quad C = 0,27(1 - 2 \times 0,08)^2 \times 3,16 = 0,60$$

$$D = 0,30(3,16 - 0,73) - 0,90(1 - 3,16)(1 - 2 \times 0,08)^2 = 2,10$$



$$|\bar{\omega}| = \frac{-2,10 + \sqrt{2,10^2 - 4 \cdot 0,60 \cdot 1,43}}{2 \cdot 0,60} = 0,93$$

$$A'_1 = A'_2 = \frac{0,93 \times 50 \times 50}{100} = 23,25 \text{ cm}^2$$

$$A'_1 = 46,50 \text{ cm}^2, \text{ soit } \boxed{A'_1 = 10725 = 49,09 \text{ cm}^2}$$

Pourcentage minimal des Armatures longitudinales : (CCBA68 Art 32,2)

$$A'_m = \frac{125}{1000} \times 1 \times \left(1 + \frac{0,9 \cdot 815}{4 \times 50 - 2 \times 4}\right) 1,52 \frac{67400}{68,50} = 9,01 \text{ cm}^2$$

la section déjà calculée dépasse largement ce %.

Aciers transversaux : on prendra deux cadres  $\phi 8$  + une épingle

% des aciers : le volume relatif requis est :

$$\bar{\omega}_t \gg \frac{1,5}{1000} \times 1 \times 4,82 \times \frac{67400}{50 \times 50} = 2,85 \cdot 10^{-3}$$

on constate que  $\bar{\omega}_t < 6 \cdot 10^{-3} \Rightarrow$  on prendra comme

% minimal des aciers transversaux :  $\bar{\omega}_t = 6 \cdot 10^{-3}$

- espacement admissible :  $\bar{t} \leq 15 \cdot \phi \neq 40 \text{ cm}$

on prendra  $t = 20 \text{ cm}$ . (voir plan ferrailage)

Poteaux type 60x60Évaluation des charges :

$$\begin{array}{rcl}
 \text{poids propre Post} & : & 25000 \text{ kg} \\
 \text{Pos 3 + TN 40 + Surcharges} & : & 77740 \text{ kg} \\
 \text{poids propre du poteau} & : & 7335 \text{ kg} \\
 \text{total} & & \underline{N' \approx 110 \text{ tonnes}}
 \end{array}$$

Vérification au flambement :

$$\lambda < 50 \Rightarrow \text{pas de flambement.}$$

Moment de renversement :

$$M = N \cdot e = 51400 \times 0,10 = 5140 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

flexion Composée:  $e_0 = \frac{M}{N} = 5 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \Rightarrow$  la section est entièrement comprimée.

$$\Gamma = \frac{e_0}{60} = 0,07, \quad \bar{\sigma}_b = \left( 1 + \frac{5}{3 \times 10} \right) \approx 79,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \rho = 2,62, \quad \beta = 0,47, \quad c = 0,52, \quad D = 1,72, \quad E = 1,17$$

d'où l'on peut calculer la valeur de  $A'_1 = A'_2$  (arm. symétriques)

$$\bar{\omega} = 0,96 \quad \text{et} \quad A'_1 = A'_2 = 34,46 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ T}25$$

$$\text{au total } \boxed{A' = A'_1 + A'_2 = 16 \text{ T}25 = 8 \text{ T}32}$$

Pourcentage minimal des Arm. longitudinales:

$$A'_m = 10,16 \text{ cm}^2 < A'. \quad \text{Vérifié.}$$

$$\bar{\omega}_t = 6 \cdot 10^{-3}$$



## ETUDE DES FONDATIONS

### I) Généralités :

Leur fonction : transmettre au sol les efforts qu'elles reçoivent de la superstructure.

La fondation est un élément de liaison dont la conception est fonction des caractéristiques du terrain comme celles de la construction.

Le choix à faire entre les différents types de semelles (semelles isolées, radier général, pieux etc ...) dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol.

Contrainte admissible : Le taux de travail du sol, adopté sera de :

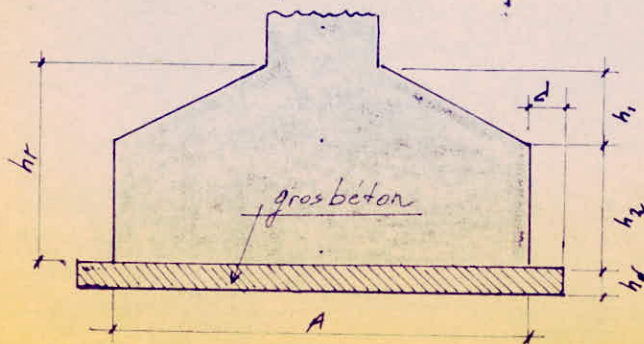
$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \div 2 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{on prendra } \underline{\bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2}$$

### II) Exposé de la méthode de calcul :

a) On prendra des semelles isolées de section carrée homothétique à celle du poteau.

Dosage : semelles armées, en terrain humide  $\rightarrow 350 \text{ kg/m}^3$

On devra disposer sous les semelles un « béton de propreté » dosé à  $250 \text{ kg/m}^3$  de 10 cm d'épaisseur. La transmission des charges se fera à travers le gros béton qui pourra travailler à une contrainte de 10 à 12 bars tel que  $\frac{d}{h}$  varie de 0,5 à 0,6.



Dimensionnement.

On adoptera la semelle pour les poteaux 50x50 et 60x60

$$\frac{h_c}{3} < h_1 < \frac{h_c}{2}, \quad h_1 > 6(\phi + 1)$$

$$h_2 \geq d \text{ ou } \frac{4}{3}d$$

pour un  $\phi 20$  on aura  $h_1 > 6(2+1) = 18 \text{ cm}$  on prendra  $h_1 = 20 \text{ cm}$

$$h_2 \geq 2h_1 = 40 \text{ cm} \Rightarrow \underline{h_c = 60 \text{ cm}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \text{ car } a = b$$

Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la  $\bar{\sigma}_s$  nous

$$\text{devons avoir } A \times B = A^2 \gg \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A^2 \gg \frac{110000}{1.5 \times 10^4} = \frac{11}{1.5} \text{ m}^2$$

$$A^2 \geq 7.33 \text{ m}^2 \text{ soit } \underline{A = 2.80 \text{ m}}$$

Soit  $Q = N' + \text{pois propre de la semelle} + \text{pois du remblai}$

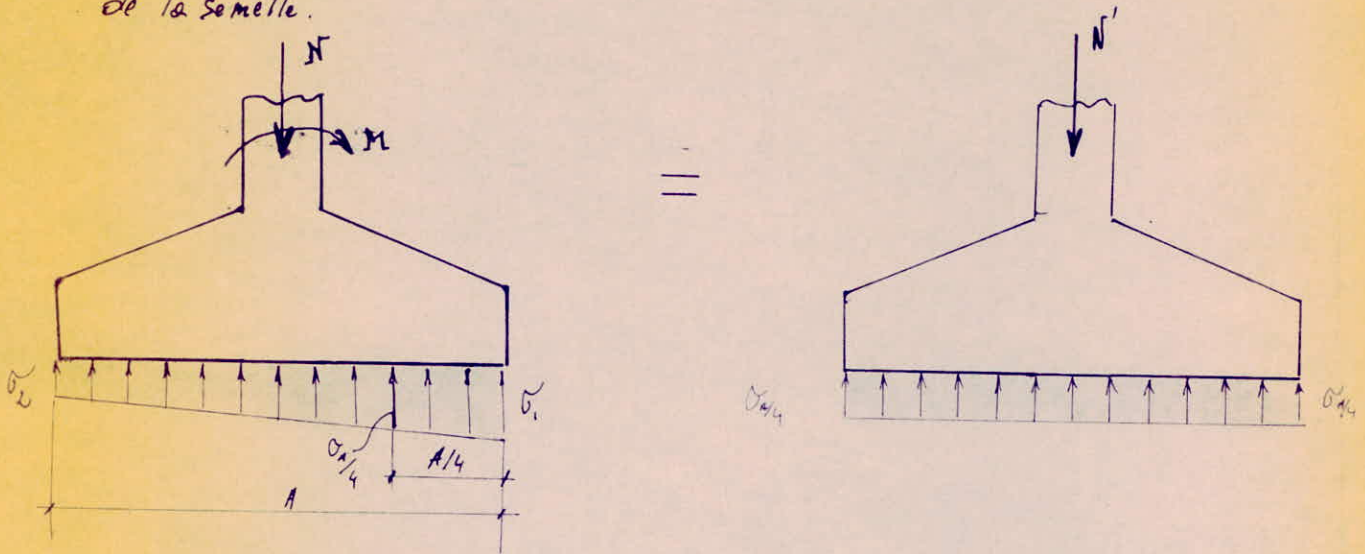
On admet que la réaction du sol sous la semelle est verticale et uniforme. Si la hauteur utile de la semelle permet de vérifier la condition :

$$h = h_+ - d' \geq \frac{A-a}{4}$$



Semelle carré sous poteau en B.A :

La méthode utilisée est connue sous le nom de « méthode des bielles ». La charge est supposée transmise au sol par l'intermédiaire de bielles inclinées dans la hauteur de la semelle. Cette charge donne des efforts horizontaux de traction équilibrés par des armatures tendues disposées à la partie inférieure de la semelle.



la méthode des bielles suppose que la semelle est soumise à une contrainte fictive uniformément répartie égale à  $\sigma_{s0}$  (à partir de  $\sigma_s$ )

La semelle se calculera comme soumise seulement à un effort normal  $N'$  tel que :

$$N' = \frac{S(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = \frac{S \times \sigma_{s0}}{4} \quad \text{avec } S: \text{section de la semelle.}$$

on doit avoir :

$$h_c \geq \frac{A-a}{4} + d' = \frac{2,80 - 0,60}{4} + 0,05 = 0,60 \text{ m}$$

d'où  $h_c = 60 \text{ cm.}$

Soit :  $Q = \underbrace{110000}_N + \underbrace{2500 \times 2,80 \times 0,60}_{p.p. \text{ semelle}} + \underbrace{1800 \times 2,30 \times 2,80}_{\text{poids du remblai}} = 125792 \text{ kg.}$

d'où la contrainte :  $\sigma = \frac{Q}{2,80^2} = \frac{125792}{7,84} = 1,60 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2$

Efforts sur les armatures et section des aciers :

$$F_1 = \frac{N'(A-a)}{8h} \quad \text{d'où} \quad A_1 = \frac{F_1}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = 3/5 \bar{\sigma}_{\text{en}}$$

Dans l'autre sens il n'y a pas de moment, les armatures seront déterminées afin de reprendre l'effort de traction dû à  $N'$ ;

Pour notre cas on aura:  $F_2 = F_1$  et  $A_2 = A_1$ ,

théoriquement il faut disposer irrégulièrement  $A_2$ , la grande partie du côté de  $\sigma_1$  mais en fait on ne sait pas déterminer la disposition exacte; nous disposerons les armatures d'une façon symétrique.

Application:

calculons  $P$ :  $P = Q = 125792 \text{ kg.}$

$M = 5140 \text{ kg.m}$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ kg/cm}^2$

dimension poteau  $60 \times 60$ .

Connaissant  $A$  on peut déterminer  $\sigma_1, \sigma_2$ .

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v = \frac{125792}{2,80 \times 2,80} + \frac{514000}{\frac{2,80^4}{12}} \times \frac{2,80}{2} = 1,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v = 1,46 \text{ kg/cm}^2.$$

$\sigma_1 = 1,74 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1,46 \text{ kg/cm}^2$

$(\sigma_1 > \sigma_2) < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ kg/cm}^2$

Armatures de la semelle: le diagramme trapézoïdal est remplacé par un diagramme rectangulaire tel que la contrainte soit uniforme et égale  $\bar{\sigma}_{\text{m}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 1,67 \text{ kg/cm}^2$

$N' = S \cdot \bar{\sigma}_{\text{m}} = 2,8 \times 2,8 \times 1,67 = 131 \text{ tonnes}$



L'effort de traction dans les armatures sera égal à :

$$F = \frac{131(280-60)}{8 \times 55} = 65,5 \text{ tonnes.}$$

La section d'acier relative sera égale à :

$$A = \frac{65,5}{3/5 \cdot 4200} = 25,99 \approx 26 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \boxed{A = 14T16 \approx 28,21 \text{ cm}^2}$$

Rq: Les essais systématiques effectués sur des semelles, calculées par cette méthode ont montré que si la condition  $h_t - d' > \frac{A-a}{4}$  soit  $h_t - d' > 55$  était respectée il est inutile de prévoir un système d'armatures transversales pour parer au risque d'un cisaillement quelconque.

Les armatures inférieures de la semelle doivent être munies de retours ou crochets capables d'équilibrer l'effort  $T$  provenant des bielles. Ces retours ou crochets présentent un rayon de courbure suffisant pour satisfaire à la condition de non écrasement du béton.

CHAPITRE

6

CONCLUSION



Avant de terminer cette étude, nous dirons deux mots sur la technologie d'exécution.

Le coffrage que nous utiliserons doit répondre surtout au problème de l'économie. Après utilisation on doit étudier sa récupération.

La conception de ce Hall est très rentable dans ce domaine.

Les éléments préfabriqués (poutres, poutrelles) sont exécutés à l'usine sur des tables avec des moules et des contre-moules, leur étude sort du cadre du présent sujet. En regard à la surface de notre bâtiment il est beaucoup plus rentable et économique d'utiliser une grue automotrice sur pneus avec une flèche qui peut recevoir deux équipements différents, et faire tous les travaux sur chantier (levage des pièces préfabriquées, béton). D'autre part elle est sur pneus donc très mobile, on l'utilisera sur les deux flans du bâtiment.

Nous pouvons dire que ce sujet de thèse de fin d'études nous a permis en premier lieu de mettre en application les connaissances acquises au cours de notre formation à l'E.N.P.A.

Vu le volume important du présent sujet, on a éliminé volontairement les calculs intermédiaires qui n'offrent du reste aucune difficulté à leur compréhension. D'autre part on a eu l'occasion d'aborder les problèmes souvent ardues de la construction, le nombre assez grand de planches accompagnant ce volume témoigne de l'importance que l'on a accordé au problème de la réalisation qui est le but de l'ingénieur.

