UNIVERSITE D'ALGER 2/69
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

1ex

THESE DE FIN D'ETUDES

STADE OLYMPIQUE D'ALGER

5 plans.

PROMO 69

Proposée par Mr DELAGE
Etudiée par SELLAMI Md Hedi

Ma reconnaissance va à tous les professeurs et assistants qui ont contribué à ma formation et en particulier à Mr DELAGE CHRISTIAN pour les conseils qu'il m'a prodigué durant cette étude.

SOMMAIRE

BUT DU PROJET

Le projet qui m'a été attribué consiste à calculer un fuseau type du stade Olympique d'ALGER. Les fuseaux de ce genre sont au nombre de 12.

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.

Le système porteur est constitué par 2 voiles parallèles de 40 cm d'epaisseur. Chaque voile repose sur 2 semelles isolées par l'intermédiaire de poteaux. Ces voiles sont contreventés par un système de longrines et de voiles secondaires. Sur les voiles prennent appui 4 poutres maîtresses à consoles. Une poutre Crémaillère repose à chaque extrêmité de ces poutres maîtresses. Les gradins préfabriqués sont alors posés; ils prennent appui sur les poutres crémaillères et sur les voiles porteurs.

SOLLICITATIONS

L'ouvrage sera étudié sous l'effet des sollicitations suivantes

- poids propre.
- Surcharges d'utilisation : (500 Kg/m² sur les gradins en projection verticale.)
- Surcharges climatiques : (Règles NV65 - pression dynamique de base pour le vent : 100 Kg/m².)
- Séisme : (Recommandations As55).

ORGANES A ETUDIER

1°) Etude des gradins préfabriqués en béton armé.

2°) Etude de la répartition des efforts dans le système poutres maîtresses - poutres crémaillères - Après une étude de prédetermination, on notera que les poutres crémaillères sont des poutres continues sur appuis élastiques (ceux.ci étant constitués par les extrêmités des poutres maîtresses.). Les 2 solutions beton armé, beton précontraint sont possibles pour les poutres. le choix ne sera fait qu'aprés une étude de prédetermination (déterminations des efforts - solutions de coffrage - possibilité de préfabrication et de manutention des élements préfabriqués.)

3°) Vérification des voiles porteurs au flambement.

4°) Détermination des efforts extrêmes s'exerçant sur les fondations.

5°) Calcul des semelles par la méthode des bielles.

TRAVAIL DEMANDÉ

- Note de Calcul portant sur la détermination des efforts et du ferraillage des differents élements de la structure.
- Dessins de Coffrage.
- Dessins de ferraillage.

MATERIAUX EMPLOYÉS _ CONTRAINTES ADMISSIBLES.

1°) Béton :

béton dosé à 350 Kg/m^3 de CPA 325

$\sigma'_{28} = 270 \; Kg/cm^2$

$\sigma_{28} = 23{,}2 \; Kg/cm^2$

La contrainte admissible du béton designée par le symbole $\overline{\sigma}'_b$ est égale à : $\overline{\sigma}'_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\,\sigma'_{28}$

$\alpha = 1$ (présence d'un ciment classe 325)

$\beta = 1$ (béton strictement Controlé)

$\gamma = 1$ $\left(\frac{h_m}{4C_g} > 1\right.$ avec $C_g = 25$ mm.)

$\delta = 0{,}6$ (flexion simple et composeé lorsque l'effort normal est une traction.)

$\delta = 0{,}3$ (compression simple)

$\varepsilon = 1$ (compression simple)

ε est tel que la contrainte moyenne de Compression $\sigma'_m \leq \overline{\sigma}'_{bo}$

- $\overline{\sigma}'_{b_0} = 0{,}30 \cdot 270 = \underline{81 \text{ bars}}$ (Compression Simple.)
- $\overline{\sigma}'_b = 0{,}60 \cdot \varepsilon \cdot 270 = \underline{162 \text{ bars}}$ (Flexion simple)

Contraintes de traction

$\overline{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma\theta\,\sigma'_{28}$

Les valeurs α, β, γ, gardent les mêmes significations que précedemment.

$\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28}} = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{270} = 0{,}026$

$\overline{\sigma}_b = 0{,}026 \; 270 = \underline{7 \text{ bars.}}$

2°) Aciers.

L'acier utilisé est l'acier Tor

$\phi \leq 20 \quad \sigma_{en} = 4200 \ Kg/cm^2$

$\phi \geq 25 \quad \sigma_{en} = 4000 \ Kg/cm^2$

Ces barres doivent être employées si :

$\sigma'_{bo} > 20(1 + 1,25\,\psi_d)$ avec $\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}}\,\eta_d$

$\eta_d = \sqrt{2}$ (Acier Tor) $\Rightarrow \psi_d = 1,5.$

$\sigma'_{bo} > 20(1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \ Kg/cm^2 \rightarrow$ donc on pourra utiliser l'acier Tor pour cet ouvrage car

$$\sigma'_{bo} < \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} \rightarrow \begin{cases} \phi \leq 20 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \ Kg/cm^2 \\ \phi \geq 25 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2667 \ Kg/cm^2 \end{cases}$$

cette valeur forfaitaire ne peut être utilisée que si elle est compatible avec une ouverture acceptable des fissures, d'où le calcul de σ_1 et σ_2.

$$\bar{\sigma}_a \text{ est le minimum de } \begin{cases} \frac{2}{3}\sigma_{en}. \\ \bar{\sigma} \text{ qui est le maxi de } \begin{cases}\sigma_1 \\ \sigma_2\end{cases} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = k\,\frac{\eta}{\phi}\,\frac{\varpi_f}{1 + 10\varpi_f}.$$

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

ϕ = Diametre de la grande barre.

$\eta = 1,6$ (barres H.A) = Coefficient de fissuration

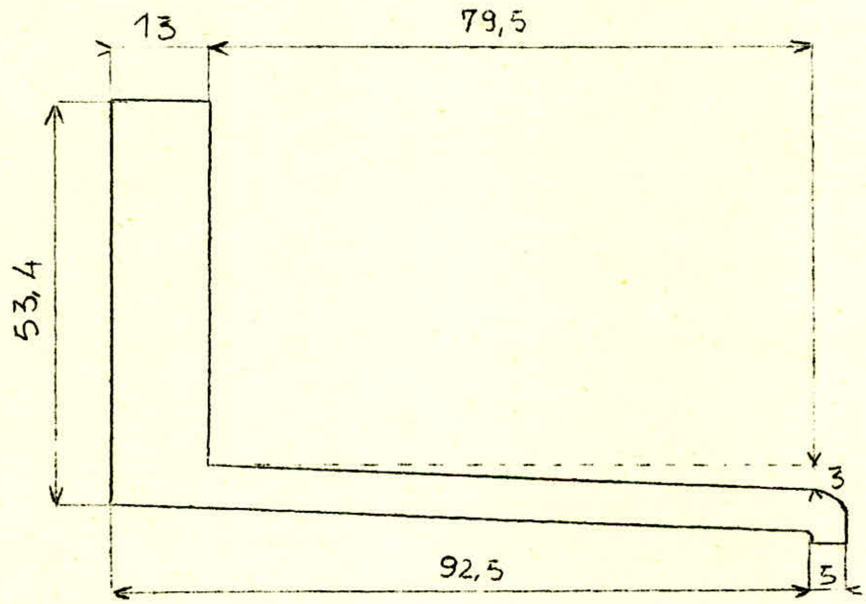
$k = 10^6$ (fissuration préjudiciable.)

ϖ_f = pourcentage de fissuration. $\varpi_f = \frac{A}{B_f}$

I°). ETUDE DES GRADINS

Les gradins préfabriqués sont posés surappuis simples. ils seront calculés sous l'effet de leur poids propre et des surcharges (500kg/m²). On calculera leurs armatures pour 3 longueurs différentes :

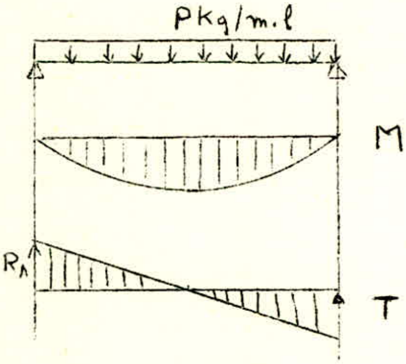
- longueur Maxi = 9,30m.
- longueur Moyenne = 7,30
- longueur Min = 5,30m.



Le gradin sera étudié comme une section rectangulaire de 13 × 53,4 en flexion simple.

Longueur maxi = 9,30 m.

- poids propre : $(0{,}13 . 0{,}534 + 0{,}795 \times 0{,}05 + 0{,}05 \times 0{,}05)\, 2{,}5 = 277{,}75$ Kg/m.l
- Surcharges : $500 \times 0{,}795 = 477$ Kg/m.l
- Neige : $15{,}9$ Kg/m.l $= 20 \times 0{,}795$



$PP + S + N = 770{,}65$ Kg/m.l.

$$M = \frac{Pl^2}{8} = \frac{770{,}65.(9{,}3)^2}{8} = 8320 \text{ Kgm.}$$

$$T = \frac{Pl}{2} = \frac{770{,}65 . 9{,}3}{2} = 3580 \text{ Kg.}$$

$h = h_t - 3{,}4 = 50$ cm.

$$\mu' = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a\, bh^2} = \frac{15 . 832\,000}{2800 . 13 . (50)^2} = 0{,}1372.$$

L'abaque Charon des sections rectangulaires nous donne:

$K = 20$; $\varpi' = 1{,}071$; $\varepsilon = 0{,}8571$

$$\sigma'_b = \frac{15}{n}\frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{20} . \frac{15}{15} = 140 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ Kg/cm}^2$$

donc il ne faut pas d'armatures de compression.

$$A = \frac{15}{n}\,\varpi\,\frac{bh}{100} = \frac{15}{15} . 1{,}0707 . \frac{13 . 50}{100} = \underline{6{,}97 \text{ cm}^2}$$

Soit 4 HA 16

+ <u>Calcul des armatures transversales.</u>

$\sigma'_{b_0} < \sigma'_b < 2\sigma_{b_0}$ $\qquad \bar{\sigma}_b = 7$ Kg/cm².

$$\bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right)\bar{\sigma}_b$$

$$= \left(4{,}5 - \frac{140}{81}\right) . 7 = 19{,}4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{bZ}$$

$Z = \varepsilon h = 0{,}857 . 50$

$$\tau_b = \frac{3580}{13\,(0{,}857 . 50)} = 6{,}42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$\overline{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$ avec $\rho_a = 1 - \dfrac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b} = 1 - \dfrac{6{,}42}{9.7} = 0{,}898$

$\overline{\sigma}_{at} = 0{,}898 . 4200 = 3770 \text{ Kg/cm}^2$

$A_t = 2\phi_6 = 0{,}56 \text{ cm}^2$

d'ou l'espacement des cadres est donné par la formule suivante

$$t = \frac{A_t . Z . \overline{\sigma}_{at}}{T}$$

$$= \frac{0{,}56 \cdot 42{,}8 \cdot 3770}{3580} = 25{,}2 \text{ cm.}$$

Il faut verifier que cet espacement est inferieur à l'espacement admissible $\overline{t}$.

$$\overline{t} = h\left(1 - 0{,}3 \frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right)$$

$$= 36{,}3 \text{ cm.}$$

donc $\underline{t < \overline{t}}$

SÉISME

La quasi totalité du territoire Algerien peut être le siège de mouvements sismiques - Demême que pour les surcharges climatiques extrêmes, on doit vérifier que la stabilité de l'ouvrage reste assurée.

Efforts dus aux séismes

- Les forces d'inertie developpées dans la construction par suite de mouvements sismiques du sol peuvent avoir une direction quelconque. On se contentera d'envisager simultanément ou successivement les effets d'une composante horizontale et ceux d'une composante verticale définis ci-après.

1°/ COMPOSANTE HORIZONTALE.

Pour un élement déterminé de la construttion, cette composante de direction horizontale quelconque, appliquée au centre de gravité du dit élement sera égale à :

$$\boxed{H = \sigma P}$$

P = est égal pour les bâtiments d'habitation aux charges permanentes seules correspondant à l'élément consideré.

σ = Coefficient sismique égal à $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$ (Voir Recommandations A_5 55)

$\sigma_1 = 0,070(1 + 0,02 \cdot 24,32)$ $\qquad h - 10,00m = 24,32$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_1 = 0,0987 \\ \sigma_2 = 0,75 \\ \sigma_3 = 1 \end{array}\right\} \quad \sigma = 0,074$$

poids propre d'un gradin = 277,75 × 9,3 = 2580 Kg.

$$H = \sigma P = 0{,}074 . 2580 = \underline{191 \text{ Kg.}}$$

2°/ <u>COMPOSANTE VERTICALE</u>

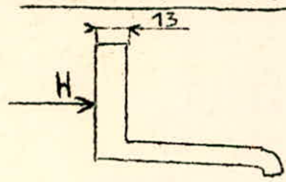
$$\boxed{V = \pm 2 \sigma P}$$

σ et P définis comme précedemment sauf pour σ_1 qui sera égal à 0,070

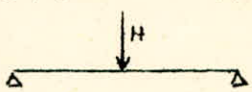
$$\left.\begin{array}{l} \sigma_1 = 0{,}070 \\ \sigma_2 = 0{,}75 \\ \sigma_3 = 1{,}00 \end{array}\right\} \quad \sigma = 0{,}0525$$

$$V = \pm 2 . 0{,}0525 . 2580 = \underline{271 \text{ Kg.}}$$

- <u>Calcul des armatures sous l'effet du séisme</u>



+ Suivant l'horizontale



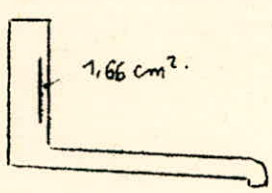
$$M = \frac{Hl}{4} = \frac{191 . 9{,}3}{4} = 445 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 . 445 . 10^2}{2800 . 53{,}4 (10{,}5)^2} = 0{,}0406 .$$

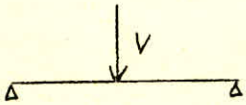
$\mu' = 0{,}0406 \longrightarrow K = 43{,}4$; $\varpi' = 0{,}296$ (Tableau n° 1 des sections rectangulaires).

$$\sigma_b' = \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{15}{15} \frac{2800}{43{,}4} = 64{,}5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{15}{n} \varpi' \frac{bh}{100} = \frac{15}{15} . 0{,}296 . \frac{53{,}4 . 10{,}5}{100} = 1{,}66 \text{ cm}^2$$



+ Suivant la Verticale

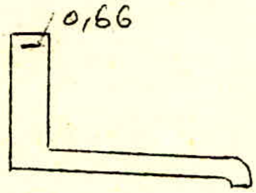


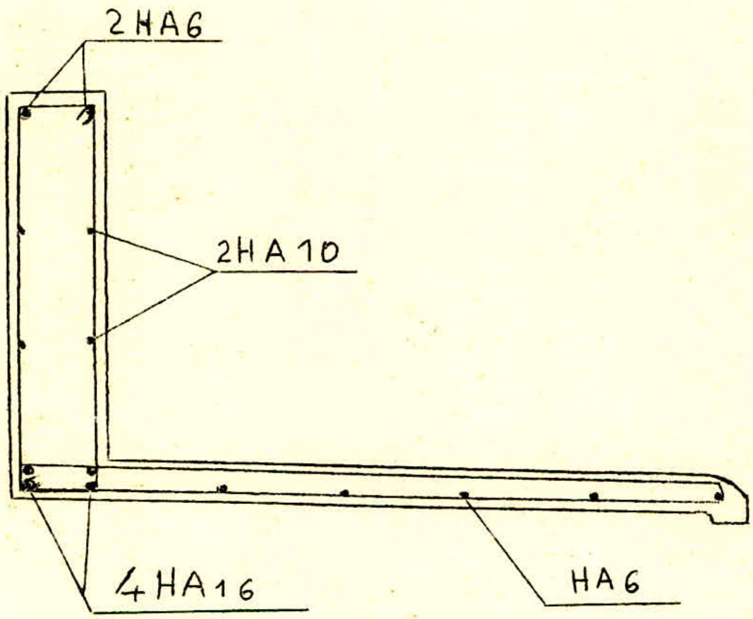
$$M = \frac{VL}{4} = \frac{271 \cdot 9{,}3}{4} = 630 \text{ Kgm.}$$

$$\mu' = \frac{nM}{\overline{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15\ 63000}{2800 \cdot 13\,(50{,}8)^2} = 0{,}01$$

$$\mu' = 0{,}01 \implies \varpi' = 0{,}0697$$

$$A = \frac{15}{n}\,\varpi'\,\frac{bh}{100} = \frac{15}{15} \cdot 0{,}0697 \cdot \frac{13 \cdot 50{,}8}{100} = 0{,}66 \text{ cm}^2$$





Calcul des armatures du plus petit gradin. ($L = 5{,}30$ m)

$pp + S = 770$ Kg/m.l.

$M = \frac{Pl^2}{8} = \frac{770.(5,3)^2}{8} = 2710$ Kgm.

$T = \frac{Pl}{2} = \frac{770.\ 5,3}{2} = 2\,100$ Kg

$h = h_t - 3,4 = 50$ cm

$\mu' = \frac{n M}{\overline{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15.\ 271.10^3}{2800.13(50)^2} = 0,0448$

$\mu' = 0,0448 \Rightarrow K = 40,8$; $\varpi' = 0,33$; $\varepsilon = 0,9104$.

$\sigma_b' = \frac{15}{n}\frac{\overline{\sigma}_a}{K} = 69$ Kg/cm^2 $< \overline{\sigma}_b'$

$A = \frac{15}{n}\varpi'\frac{bh}{100} = \frac{15}{15}.0,33.\frac{13.50}{100} = \underline{2,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ HA } 10}$

- Calcul des armatures transversales.

$z = \varepsilon h = 0,9104.\ 50 = 45,5$ cm.

$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{2100}{13.45,5} = 3,55$ Kg/cm^2

$\overline{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{69}{81}\right)\overline{\sigma}_b = 25,5$ Kg/cm^2 $\qquad \tau_b < \overline{\tau}_b$

$\overline{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en}$ avec $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b} = 0,93$

$\overline{\sigma}_{at} = 0,93.4200 = 3900$ Kg/cm^2

$A_t = 2$ HA 6 $= 0,56$ cm^2

$t = \frac{A_t . Z . \overline{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56.45.\ 3900}{2100} = 46,8$ cm.

$\overline{t} = h\left(1 - 0,3\frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right) = 50\left(1 - 0,3.\frac{3,55}{7}\right) = 42,5$ cm.

$t > \overline{t}$ donc on prendra $\underline{t = \overline{t} = 42,5 \text{ cm}}$.

Calcul des Armatures d'un gradin de moyenne longueur ($l = 7,3$ m)

- Armatures longitudinales.

$$pp + s = 770 \text{ kg/m.l.}$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{770 \cdot (7,3)^2}{8} = 5120 \text{ Kgm.}$$

$$T = \frac{pl}{2} = \frac{770 \cdot 7,3}{2} = 2800 \text{ Kg.}$$

$$h = ht - 3,4 = 50 \text{ cm.}$$

$$\mu' = \frac{nM}{\overline{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 512 \cdot 10^3}{2800 \cdot 13 (50)^2} = 0,0845$$

$$\mu' = 0,0845 \Rightarrow K = 27,6 \; ; \; \varpi' = 0,638 \; ; \; \varepsilon = 0,8826$$

$$\sigma'_b = \frac{15}{n} \frac{\overline{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,6} = 101 < \overline{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{15}{n} \varpi' \frac{bh}{100} = \frac{15}{n} \cdot 0,638 \cdot \frac{13 \cdot 50}{100} = \underline{4,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{HA} 12}$$

- Armatures transversales.

$$z = \varepsilon h = 0,8826 \cdot 50 = 44 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2800}{13 \cdot 44} = 4,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\overline{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\overline{\sigma}'_{b_0}}\right) \overline{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{101}{81}\right) 7 = 23,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \overline{\tau}_b$$

$$\overline{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec } \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \overline{\sigma}_b} = 0,92$$

$$\overline{\sigma}_{at} = 0,92 \cdot 4200 = 3850 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 2 \text{H.A} 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \overline{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 44 \cdot 3850}{2800} = \underline{33,8 \text{ cm}}$$

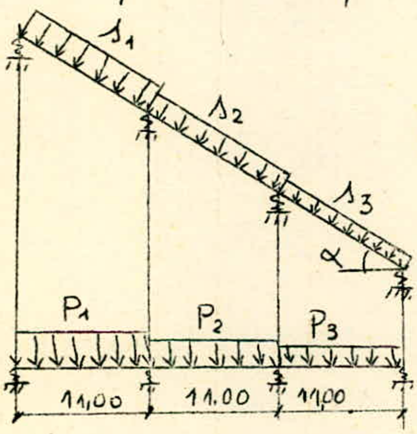
$$\overline{t} = h\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right) = 50\left(1 - 0,3 \cdot \frac{4,9}{7}\right) = 39,5 \text{ cm.}$$

$$\underline{t < \overline{t}}$$

II ETUDE DE LA POUTRE CRÉMAILLÈRE

La poutre crémaillère fait un angle de 33°6 avec l'horizontale, sa longueur est de 49,6m. Elle a une section de 0,40x0,75m. Cette poutre est composée de 3 travées égales de 11,00m de longueur suivant l'horizontale soit $11 \cos\alpha = 13,2$ m suivant le plan incliné. Les surcharges ne sont pas les mêmes dans les 3 travées vu que les gradins n'ont pas les mêmes longueurs. Pour cela, on a pris une surcharge moyenne uniformément répartie relative à chaque travée.

Cette poutre repose sur des appuis élastiques.



poids propre de la poutre.

$$P.P = 2500 \cdot 0,4\left(0,75\times1 + \frac{0,40\times1}{2}\right) = 950\ \text{Kg/m.l}$$

$$s_1 = 770,65 \times \frac{8,65}{2} = 3,33\ \text{T/m.l}$$

$$s_2 = 770,65 \cdot \frac{7,35}{2} = 2,83\ \text{T/m.l}$$

$$s_3 = 770,65 \cdot \frac{6,00}{2} = 2,31\ \text{T/m.l}$$

$$-\ P_1 = \frac{s_1}{\cos\alpha} = \frac{3,33}{0,8329} = \underline{4,00\ \text{T/m.l}}$$

$$-\ P_2 = \frac{s_2}{\cos\alpha} = \frac{2,83}{0,8329} = \underline{3,4\ \text{T/m.l}}$$

$$-\ P_3 = \frac{s_3}{\cos\alpha} = \frac{2,31}{0,8329} = \underline{2,78\ \text{T/m.l}}$$

$$-\ P.P = \frac{0,950}{\cos\alpha} = \frac{0,950}{0,8329} = \underline{1,14\ \text{T/m.l}}$$

Pour l'etude de cette poutre, on utilise la methode des rotations des nœuds afin de déterminer les angles de rotations et les déplacements des nœuds et par la suite les moments de flexion et les couples de Torsion.

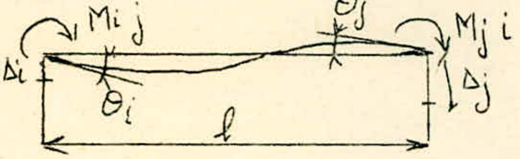
Cette methode nous conduit pour chaque cas de charge à un système de 8 équations à 8 inconnues (4 de rotations et 4 de déplacements).

On fait intervenir les coefficients de raideur des consoles pour determiner les couples de torsion.

Les systemes d'équations seront résolus par la methode de GAUSS (Matrices symétriques.)

Le Calcul est effectué en chargeant chaque travée par une charge unité suivant le cas de charge. Puis on multiplie les moments obtenus par les intensités des charges afin d'obtenir les moments fléchissants et les moments de torsion dûs aux surcharges et au poids propre. On trace ensuite la Courbe enveloppe des moments fléchissants pour déterminer les moments maximums.

— Equations Intrinseques de la methode des rotations des Nœuds.



$$M_{ij} = m_{ij} + A_{ij}\theta_i + B_{ij}\theta_j - (A_{ij}+B_{ij})\frac{\Delta_j-\Delta_i}{l}$$

$$M_{ji} = m_{ji} + A_{ji}\theta_j + B_{ji}\theta_i - (A_{ji}+B_{ji})\frac{\Delta_j-\Delta_i}{l}$$

$A_{ij} = \frac{4EI}{l}$ = facteur de rigidité

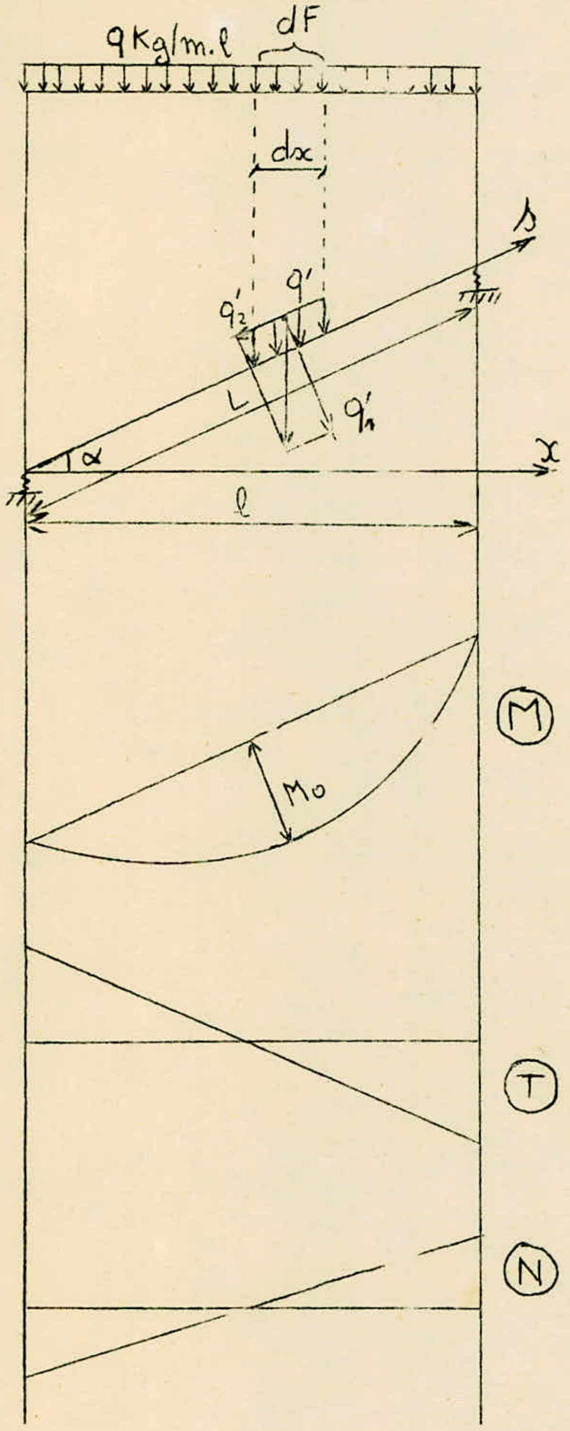
$B_{ij} = \frac{2EI}{l}$ = facteur de répercussion

Δ_i, Δ_j déplacements des noeuds,

m_{ij} = Moment d'encastrement parfait

Justification de la projection de la poutre crémaillère

Suivant l'horizontale.



$$\ell = L\cos\alpha$$

$$q = \frac{q'}{\cos\alpha} \Rightarrow q' = q\cos\alpha.$$

$$q'_1 = q'\cos\alpha = q\cos^2\alpha.$$

$$q'_2 = q'\sin\alpha = q\cos\alpha\sin\alpha$$

$$M_0 = q'_1\frac{L^2}{8} = q\frac{\cos^2\alpha L^2}{8}$$

$$\boxed{M_0 = \frac{q\ell^2}{8}}$$

$$T = \frac{q'_1 L}{2} = q\frac{\cos^2\alpha L}{2}$$

$$\boxed{T = \frac{q\ell\cos\alpha}{2}}$$

$$N = \frac{q'_2 L}{2} = \frac{q\cos\alpha\sin\alpha L}{2}$$

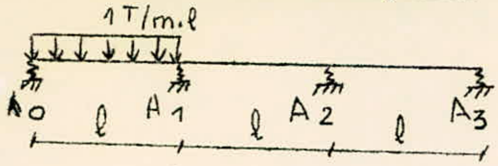
$$\boxed{N = \frac{q\ell\sin\alpha}{2}}$$

$$q = \frac{dF}{dx}$$

$$q' = \frac{dF}{ds}$$

$$dx = ds\,\cos\alpha$$

1°/ Cas de charge :



- Noeud A0 $\left\{ M_{01} = m_{01} + A_{01}\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\dfrac{\Delta_1-\Delta_0}{l} \right.$

$$C_0 = h_0\theta_0 = m_{01} + A_{01}\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{l}$$

$$(1) \quad \boxed{0 = m_{01} + (A_{01}-h_0)\theta_0 + B_{01}\theta_1 + \frac{(A_{01}+B_{01})}{l}\Delta_0 - \frac{(A_{01}+B_{01})}{l}\Delta_1}$$

- Noeud A1 $\left\{ \begin{aligned} M_{10} &= m_{10} + A_{10}\theta_1 + B_{10}\theta_0 - (A_{10}+B_{10})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{l} \\ M_{12} &= m_{12} + A_{12}\theta_1 + B_{12}\theta_2 - (A_{12}+B_{12})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{l} \end{aligned} \right.$

$$C_1 = h_1\theta_1 = m_{10} + \theta_1(A_{10}+A_{12}) + B_{10}\theta_0 + B_{12}\theta_2 - (A_{10}+B_{10})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{l} - (A_{12}+B_{12})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{l}$$

$$(2) \quad \boxed{\begin{aligned} 0 = m_{10} + (A_{10}+A_{12}-h_1)\theta_1 + B_{10}\theta_0 + B_{12}\theta_2 - \\ - (A_{10}+B_{10})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{l} - \left(\frac{A_{12}+B_{12}}{l}\right)(\Delta_2-\Delta_1) \end{aligned}}$$

- Noeud A2 $\left\{ \begin{aligned} M_{21} &= A_{21}\theta_2 + B_{21}\theta_1 - (A_{21}+B_{21})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{l} \\ M_{23} &= A_{23}\theta_2 + B_{23}\theta_3 - (A_{23}+B_{23})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{l} \end{aligned} \right.$

$$C_2 = h_2\theta_2 = \theta_2(A_{21}+A_{23}) + B_{21}\theta_1 + B_{23}\theta_3 - (A_{21}+B_{21})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{l} - (A_{23}+B_{23})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{l}$$

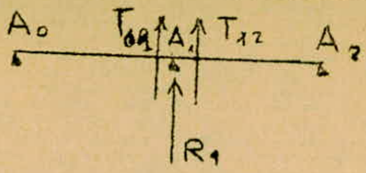
$$(3) \quad \boxed{\begin{aligned} 0 = \theta_2(A_{21}+A_{23}-h_2) + B_{21}\theta_1 + B_{23}\theta_3 - \\ - (A_{21}+B_{21})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{l} - (A_{23}+B_{23})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{l} \end{aligned}}$$

- Noeud A3 : $M_{32} = A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\dfrac{\Delta_3-\Delta_2}{l}$

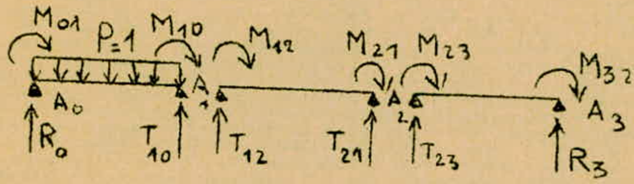
$$C_3 = h_3\theta_3 = A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{l}$$

$$(4) \quad \boxed{0 = (A_{32}-h_3)\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{l}}$$

EQUILIBRE DES FORCES.



$R_1 = T_{01} + T_{12}$



$R_i = k_i \Delta_i$

$$\Sigma M^t/A_1 = M_{01} + M_{10} + R_0 l - P\frac{l^2}{2} = M_{01} + M_{10} + k_0 \Delta_0 l - P\frac{l^2}{2} = 0$$

$$= m_{01} + A_{01}\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01} + B_{01})\frac{\Delta_1 - \Delta_0}{l} + m_{10} + A_{10}\theta_1 + B_{10}\theta_0$$
$$- (A_{10} + B_{10})\frac{\Delta_1 - \Delta_0}{l} + k_0 \Delta_0 l - P\frac{l^2}{2} = 0$$

$$(5) \quad \boxed{\begin{aligned} &= m_{01} + m_{10} + (A_{01} + B_{10})\theta_0 + (A_{10} + B_{01})\theta_1 - (A_{01} + A_{10} + 2B_{01})\frac{\Delta_1 - \Delta_0}{l} \\ &+ k_0 \Delta_0 l - P\frac{l^2}{2} = 0 \end{aligned}}$$

$$\Sigma M^t/A_0 = M_{01} + M_{10} + P\frac{l^2}{2} - T_{10} l = 0 \Rightarrow T_{10} = \frac{1}{l}\left(P\frac{l^2}{2} + M_{10} + M_{01}\right)$$
$$\Sigma M^t/A_2 = M_{12} + M_{21} + T_{12} l = 0 \Rightarrow T_{12} = -\frac{1}{l}(M_{12} + M_{21})$$

$$\boxed{R_1 = T_{10} + T_{12} = k_1 \Delta_1}$$

$$\frac{1}{l}\left(P\frac{l^2}{2} + M_{10} + M_{01}\right) - \frac{1}{l}(M_{12} + M_{21}) - k_1 \Delta_1 = 0$$

$$\boxed{P\frac{l^2}{2} + M_{10} + M_{01} - M_{12} - M_{21} - k_1 \Delta_1 l = 0}$$

on remplace $M_{10}, M_{01}, M_{12}, M_{21}$ par leurs valeurs calculées ci-dessus, on aboutit à l'équation suivante :

$$(6) \quad \boxed{\begin{aligned} &P\frac{l^2}{2} - k_1 \Delta_1 l + m_{10} + m_{01} = -\theta_0 (B_{10} + A_{01}) - \theta_1 (A_{10} + B_{01} - A_{12} - B_{21}) \\ &- \theta_2(-B_{12} - A_{21}) + (A_{10} + A_{01} + 2B_{01})\frac{\Delta_1 - \Delta_0}{l} - (A_{12} + A_{21} + 2B_{12})\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{l} \end{aligned}}$$

$$\Sigma M^t/A_1 = M_{12} + M_{21} - T_{21} l = 0 \Rightarrow T_{21} = \frac{1}{l}(M_{12} + M_{21})$$
$$\Sigma M^t/A_3 = M_{23} + M_{32} - T_{23} l = 0 \Rightarrow T_{23} = -\frac{1}{l}(M_{23} + M_{32})$$

$$\boxed{R_2 = T_{21} + T_{23} = \Delta_2 k_2}$$

$$\frac{1}{\ell}(M_{12} + M_{21}) - \frac{1}{\ell}(M_{23} + M_{32}) - \Delta_2 k_2 = 0$$

$$M_{12} + M_{21} - M_{23} - M_{32} - k_2 \Delta_2 \ell = 0$$

$$-k_2 \Delta_2 \ell \Lambda + A_{12}\theta_1 + B_{12}\theta_2 - (A_{12} + B_{12}) \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\ell} + A_{21}\theta_2 + B_{21}\theta_1$$
$$-(A_{21} + B_{21}) \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\ell} - A_{23}\theta_2 - B_{23}\theta_3 + (A_{23} + B_{23}) \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} - A_{32}\theta_3$$
$$- B_{32}\theta_2 + (A_{32} + B_{32}) \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} = 0$$

$$(7) \quad \boxed{\begin{array}{l} -\theta_1(A_{12} + B_{21}) - \theta_2(A_{21} - A_{23} + B_{12} - B_{32}) - \theta_3(-B_{23} - A_{32}) \\ +(A_{12} + A_{21} + 2B_{12}) \dfrac{\Delta_2 - \Delta_1}{\ell} - (A_{23} + A_{32} + 2B_{23}) \dfrac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} = k_2 \Delta_2 \ell \end{array}}$$

$$\Sigma M^t/A_2 = M_{23} + M_{32} - R_3 \ell = 0$$
$$= M_{23} + M_{32} - k_3 \Delta_3 \ell = 0$$
$$= A_{23}\theta_2 + B_{23}\theta_3 - (A_{23} + B_{23}) \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} + A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2$$
$$-(A_{32} + B_{32}) \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} - k_3 \Delta_3 \ell = 0$$

$$(8) \quad \boxed{\begin{array}{l} = -\theta_2(A_{23} + B_{32}) - \theta_3(A_{32} + B_{23}) - (A_{23} + A_{32} + 2B_{23}) \dfrac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} \\ + k_3 \Delta_3 \ell = 0 \end{array}}$$

on divise les équations 5, 6, 7, 8 par ℓ et on met les équations sous forme matricielle.

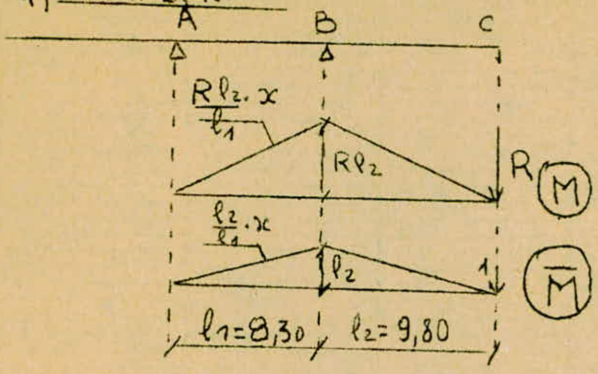
$$[S] = [K] \cdot [D]$$

$$
\begin{bmatrix} -m_{01} \\ -m_{10} \\ 0 \\ 0 \\ \frac{Pl}{2} \\ \frac{Pl}{2} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}
=
\begin{bmatrix}
(A_{01}-h_0) & B_{01} & 0 & 0 & \frac{(A_{01}+B_{10})}{l} & -\frac{(A_{01}+B_{10}}{l} & 0 & 0 \\
B_{01} & (A_{10}+A_{12})-h_1 & B_{12} & 0 & \frac{(A_{10}+B_{10})}{l} & -\frac{(A_{10}+B_{10}-A_{12}-B_{12})}{l} & -\frac{(A_{12}+B_{12})}{l} & 0 \\
0 & B_{12} & (A_{21}+A_{23})-h_2 & B_{23} & 0 & \frac{(A_{21}+B_{21})}{l} & -\frac{(A_{21}+B_{21}-A_{23}-B_{23})}{l} & -\frac{(A_{23}+B_{23})}{l} \\
0 & 0 & B_{32} & A_{32}-h_3 & 0 & 0 & \frac{(A_{32}-B_{32})}{l} & -\frac{(A_{32}+B_{32})}{l} \\
\frac{A_{01}+B_{10}}{l} & \frac{B_{01}+A_{10}}{l} & 0 & 0 & \frac{(A_{01}+A_{10}+2B_{01})}{l^2}+k_0 & -\frac{(A_{01}+A_{10}+2B_{01}}{l^2} & 0 & 0 \\
-\frac{(A_{01}+B_{10})}{l} & -\frac{(A_{10}+B_{01}-A_{12}-B_{21}}{l} & \frac{(B_{12}+A_{21}}{l} & 0 & -\frac{(A_{10}+A_{01}+2B_{01})}{l^2} & \frac{(A_{01}+A_{10}+2B_{01}}{l^2}+\frac{A_{21}+A_{12}+2B_{12}}{l^2}+k_1 & \frac{(A_{12}+A_{21}+2B_{12})}{l^2} & 0 \\
0 & -\frac{(A_{12}+B_{21}}{l} & -\frac{(A_{21}-A_{23}+B_{12}-B_{32}}{l} & \frac{B_{23}+A_{32}}{l} & 0 & -\frac{(A_{12}+A_{21}+2B_{12})}{l^2} & \frac{(A_{12}+A_{21}+2B_{12})}{l^2}+\frac{(A_{23}+A_{32}+2B_{23}}{l^2}+k_2 & -\frac{(A_{23}+A_{32}+2B_{23}}{l^2} \\
0 & 0 & -\frac{(A_{23}+B_{32}}{l} & -\frac{(A_{32}+B_{23}}{l} & 0 & 0 & \frac{(A_{23}+A_{32}+2B_{23}}{l^2} & \frac{(A_{23}+A_{32}+2B_{23}}{l^2}+k_3
\end{bmatrix}
\begin{bmatrix} \theta_0 \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \Delta_0 \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{bmatrix}
$$

CALCUL DES COEFFICIENTS DE RAIDEUR. (h_i, k_i)

1°/ Poutre maîtresse I $\longrightarrow k_0$

α) Calcul de k_0



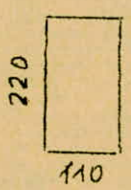
$$R = k_0 \cdot \Delta$$

$$k_0 = (R)_{\Delta = 1}$$

$$E\Delta = \int_A^C \frac{M\bar{M}}{I}\,dx$$

$$E\Delta = \int_A^B \frac{M\bar{M}}{I}\cdot dx + \int_B^C \frac{M\bar{M}}{I}\cdot dx.$$

a) Tronçon AB :

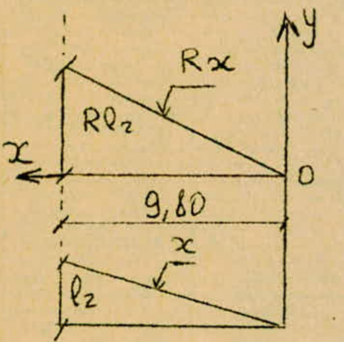


$$I_0 = \frac{bh^3}{12} = 1{,}117\,m^4$$

$$E\Delta = \int_A^B \frac{M\bar{M}}{I_0}\,dx = \int_A^B \frac{R\ell_2 \cdot x}{\ell_1} \cdot \frac{\ell_2 x}{\ell_1}\,\frac{dx}{I_0} = \frac{R\,\ell_2^2\,\ell_1}{3 I_0}$$

$$k = (R)_{\Delta = 1} = \frac{3EI_0}{\ell_1 \ell_2^2} = \frac{E}{232} \qquad E \text{ en } kg/m^2$$

b) Tronçon BC



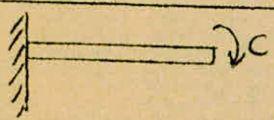
$$E\Delta = \int_B^C \frac{M\bar{M}}{I}\,dx = \int_0^{\ell_2} \frac{Rx^2}{I_0}\,dx = \frac{R}{I}\,\frac{\ell_2^3}{3}$$

$$k = (R)_{\Delta = 1} = \frac{3EI}{\ell_2^3} = \frac{3 \cdot 1{,}117\,E}{(9{,}80)^3} = \frac{E}{280}$$

$$k_0 = \frac{E}{232} + \frac{E}{280} = \frac{E}{127} \qquad E \text{ en } kg/m^2$$

$$\boxed{k_0 = \frac{E}{127}}$$

β) Calcul de h_0

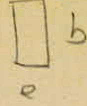


$$C = h\theta \qquad \text{C = Couple de Torsion.}$$

$$h = (C)_{\theta = 1}$$

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{-C}{G k b e^3} \Rightarrow \theta = \int \frac{d\theta}{dx}\cdot dx$$

$$G\theta = \int_0^{l_2} \frac{-c}{k\,b e^3} = \frac{-c\,l_2}{k\,b e^3}$$



$$\frac{b}{e} = \frac{220}{110} = 2 \Rightarrow k = 0{,}229$$ (donné par un Tableau Voir Courbon)

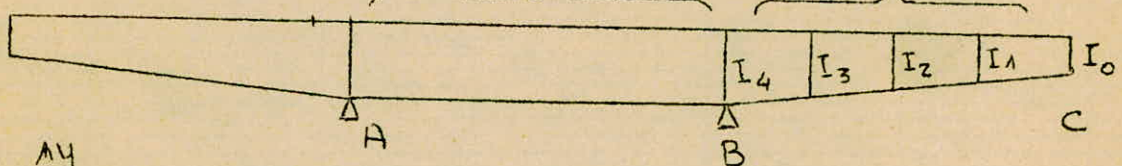
$$G\theta = \frac{-C \cdot 9{,}8}{0{,}229 \cdot 1{,}1 \cdot (2{,}20)^3} = -3{,}65\,C \Rightarrow C = \frac{-G\theta}{3{,}65}$$

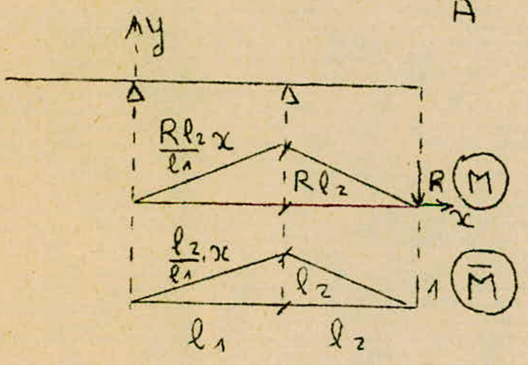
$$h = (C)_{\theta=1} = \frac{-G}{3{,}65} = \frac{-E}{2(1+\nu)3{,}65} = -\frac{E}{8{,}4}$$

$$\boxed{h_0 = -\frac{E}{8{,}4}}$$

2° Poutre maîtresse II $\longrightarrow (k_1, h_1)$

α) Calcul de k_1





$$R = k\,\Delta$$

$$k = (R)_{\Delta=1}$$

$$E\Delta = \int_A^C \frac{M\bar{M}}{I}\,dx$$

$$= \int_A^B \frac{M\bar{M}}{I_4}\,dx + \int_B^C \frac{M\bar{M}}{I_i}\,dx$$

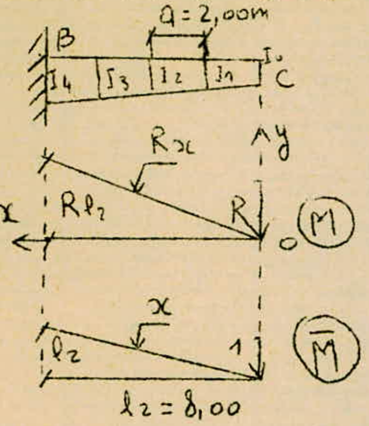
Tronçon I :

$$E\Delta = \int_A^B \frac{M\bar{M}}{I_4}\,dx = \int_0^{l_1} \frac{R l_2}{l_1} \cdot x \cdot \frac{l_2}{l_1} x \frac{dx}{I_4} = \frac{R l_2^2}{l_1^2} \int_0^{l_1} x^2\,dx$$

$$= \frac{R l_2^2 l_1}{3 I_4}$$

$$k = (R)_{\Delta=1} = \frac{3 E I_4}{l_1 l_2^2} = \frac{3E \cdot 0{,}975}{(8{,}3) \cdot (8{,}0)^2} = \frac{E}{181{,}5}$$

Tronçon II : Cette Console est à Inertie Variable, Pour cela, on utilise les Integrales numeriques de Simpson en considerant 5 sections differentes.



$$E\Delta = \int_B^C \frac{M\bar{M}}{I(x)}\,dx = \int_0^{l_2} \underbrace{\frac{Rx^2}{I(x)}}_{y} . dx$$

La formule de simpson est égale à:

$$\int_0^b y\,dx = \frac{a}{3}\left(y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + 2y_4 + \cdots\right) + R_n$$

$y = 0$ pour $x = 0$.

$$y_1(x=2) = \frac{R.(2)^2}{I_1} = \frac{4R}{I_1}$$

$$y_2(x=4) = \frac{(4)^2.R}{I_2} = \frac{16R}{I_2}$$

$$y_3(x=6) = \frac{R.(6)^2}{I_3} = \frac{36R}{I_3}$$

$$y_4(x=8) = \frac{R(8)^2}{I_4} = \frac{64R}{I_4}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} = \frac{50(140)^3}{12} = 1146.10^4\ cm^4$$

$$I_1 = \frac{56,5.(167,5)^3}{12} = 2210.10^4\ cm^4$$

$$I_2 = \frac{62,5.(195)^3}{12} = 3850.10^4\ cm^4$$

$$I_3 = \frac{68,75.(222,5)^3}{12} = 6300.10^4\ cm^4$$

$$I_4 = \frac{75.(250)^3}{12} = 9750.10^4\ cm^4$$

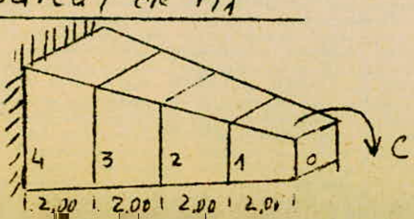
$$E\Delta = \int_0^{l_2} y\,dx = \frac{2}{3}\left(y_0 + 4.\frac{4R}{I_1} + 2.\frac{16R}{I_2} + 4.\frac{36.R}{I_3} + \frac{64R}{I_4}\right.$$

$$E\Delta = \frac{2R}{3}\left(\frac{16}{I_1} + \frac{32}{I_2} + \frac{144}{I_3} + \frac{64}{I_4}\right) = 300R$$

$$k = (R)_{\Delta=1} = \frac{E}{300} \qquad E \text{ en } Kg/m^2$$

$$k_1 = \frac{E}{181,5} + \frac{E}{300} = \frac{E}{113}$$

β) Calcul de h_1



$$c = h\theta \qquad h = (c)_{\theta=1}.$$

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{-c}{Gkbe^3}$$

on utilise la formule du simpon

k est fonction du rapport $\frac{b}{e}$; $G\theta = \int_0^l -\overbrace{\frac{C}{k b e^3}}^{y} dx$

$$y_0 \begin{cases} b = 1{,}40\,cm \\ e = 0{,}50\,cm \end{cases} \Rightarrow \frac{b}{e} = 2{,}8 \longrightarrow k = 0{,}258 \longrightarrow y_0 = \frac{C}{0{,}258 . 1{,}40 (0{,}50)^3}$$

$$y_0 = \frac{C}{0{,}0452}$$

$$y_1 \begin{cases} b = 167{,}5 \\ e = 56{,}25 \end{cases} \Rightarrow \frac{b}{e} = 3 \longrightarrow k = 0{,}263 \longrightarrow y_1 = \frac{C}{0{,}0783}$$

$$y_2 \begin{cases} b = 195 \\ e = 62{,}5 \end{cases} \Rightarrow \frac{b}{e} = 3{,}12 \longrightarrow k = 0{,}265 \longrightarrow y_2 = \frac{C}{0{,}126}$$

$$y_3 \begin{cases} b = 222{,}5 \\ e = 68{,}75 \end{cases} \Rightarrow \frac{b}{e} = 3{,}24 \longrightarrow k = 0{,}267 \longrightarrow y_3 = \frac{C}{0{,}193}$$

$$y_4 \begin{cases} b = 250 \\ e = 75 \end{cases} \Rightarrow \frac{b}{e} = 3{,}34 \longrightarrow k = 0{,}264 \longrightarrow y_4 = \frac{C}{0{,}284}$$

$$G\theta = -\int y\, dx = -\frac{2{,}00}{3}\left(\frac{C}{0{,}0452} + \frac{4\,C}{0{,}0783} + \frac{2\,C}{0{,}126} + \frac{4\,C}{0{,}193} + \frac{C}{0{,}284}\right)$$

$$= -75{,}60\,C \Rightarrow C = \frac{-G\theta}{75{,}6}$$

$$h = (C)_{\theta = 1} = \frac{-G}{75{,}6} = \frac{-E}{2(1+\nu)75{,}6} = \frac{-E}{174}$$

$$h_1 = \frac{-E}{174}$$

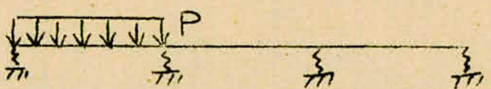
Le calcul des coefficients de raideur pour les autres poutres se fait de la même façon que précédemment. En résumé on a :

$k_0 = \frac{E}{127}$	$h_0 = \frac{-E}{8{,}4}$
$k_1 = \frac{E}{113}$	$h_1 = \frac{-E}{174}$
$k_2 = \frac{E}{74}$	$h_2 = \frac{-E}{141}$
$k_3 = \frac{E}{78}$	$h_3 = \frac{-E}{2{,}76}$

On remplace ces coefficients par leurs valeurs dans la matrice.

$$
\begin{pmatrix} \frac{P\ell^2}{12} \\ -\frac{P\ell^2}{12} \\ 0 \\ 0 \\ \frac{P\ell}{2} \\ \frac{P\ell}{2} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}
=
\begin{pmatrix}
\frac{4EI}{\ell}+\frac{E}{8{,}4} & \frac{2EI}{\ell} & 0 & 0 & \frac{6EI}{\ell^2} & \frac{-6EI}{\ell^2} & 0 & 0 \\
\frac{2EI}{\ell} & \frac{8EI}{\ell}+\frac{E}{114} & \frac{2EI}{\ell} & 0 & \frac{6EI}{\ell^2} & 0 & -\frac{6EI}{\ell^2} & 0 \\
0 & \frac{2EI}{\ell} & \frac{8EI}{\ell}+\frac{E}{141} & \frac{2EI}{\ell} & 0 & \frac{6EI}{\ell^2} & 0 & -\frac{6EI}{\ell^2} \\
0 & 0 & \frac{2EI}{\ell} & \frac{4EI}{\ell}+\frac{E}{2{,}76} & 0 & 0 & \frac{6EI}{\ell^2} & -\frac{6EI}{\ell^2} \\
\frac{6EI}{\ell^2} & 0 & \frac{6EI}{\ell^2} & 0 & \frac{12EI}{\ell^3}+\frac{E}{127} & \frac{-12EI}{\ell^3} & 0 & 0 \\
-\frac{6EI}{\ell^2} & 0 & \frac{6EI}{\ell^2} & 0 & \frac{-12EI}{\ell^3} & \frac{24EI}{\ell^3}+\frac{E}{113} & \frac{-12EI}{\ell^3} & 0 \\
0 & -\frac{6EI}{\ell^2} & 0 & \frac{6EI}{\ell^2} & 0 & \frac{-12EI}{\ell^3} & \frac{24EI}{\ell^3}+\frac{E}{74} & \frac{-12EI}{\ell^3} \\
0 & 0 & \frac{-6EI}{\ell^2} & \frac{-6EI}{\ell^2} & 0 & 0 & \frac{-12EI}{\ell^3} & \frac{12EI}{\ell^3}+\frac{E}{78}
\end{pmatrix}
\cdot
\begin{pmatrix} \theta_0 \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \Delta_0 \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{pmatrix}
$$

24



$$
\begin{pmatrix} \frac{10{,}1 \cdot 10^{3}}{E} \\ \frac{-10{,}1 \cdot 10^{3}}{E} \\ 0 \\ 0 \\ \frac{5{,}5 \cdot 10^{3}}{E} \\ \frac{5{,}5 \cdot 10^{3}}{E} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}
=
\left(\begin{array}{c:c:c:c:c:c:c:c}
124 & 2{,}56 & 0 & 0 & 0{,}696 & -696 & 0 & 0 \\
2{,}56 & 15{,}65 & 2{,}56 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}696 & 0 \\
0 & 2{,}56 & 17{,}29 & 2{,}56 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}696 \\
0 & 0 & 2{,}56 & 366 & 0 & 0 & 0{,}696 & -0{,}696 \\
0{,}696 & 0{,}696 & 0 & 0 & 8{,}00 & -0{,}126 & 0 & 0 \\
-0{,}696 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}126 & 8{,}92 & -0{,}126 & 0 \\
0 & -0{,}696 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}126 & 13{,}76 & -0{,}126 \\
0 & 0 & -0{,}696 & -0{,}696 & 0 & 0 & -0{,}126 & 12{,}95
\end{array}\right)
\cdot
\begin{pmatrix} \theta_0 \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \Delta_0 \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{pmatrix}
$$

La résolution de ce système de 8 équations par la méthode de GAUSS (Matrice symétrique) nous donne :

$$\theta_0 = \frac{95,2542}{E} \qquad \Delta_0 = \frac{750,5313}{E}$$

$$\theta_1 = -\frac{707,8265}{E} \qquad \Delta_1 = \frac{622,7838}{E}$$

$$\theta_2 = \frac{79,35}{E} \qquad \Delta_2 = -\frac{27,2955}{E}$$

$$\theta_3 = -\frac{0,5085}{E} \qquad \Delta_3 = \frac{4,0426}{E}$$

En remplaçant ces valeurs dans les équations intrinsèques, on obtient les moments de flexion et les couples de Torsion.

Nœud A_0

$$M_{01} = m_{01} + A_{01}\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{l}$$

$$= -10100 + 5,1 \cdot 95,254 + 2,56(-707,826) + 0,696 \cdot 750,531 - 0,696 \cdot 622,784.$$

$$M_{01} = -10100 + 485,8 + 1812,0 + 522,37 - 433,46.$$

$$= -11340 \text{ Kgm.}$$

$$\underline{C_0 = -11340 \text{ Kgm}}$$

Nœud A_1 :

$$M_{10} = m_p + A_{10}\theta_1 + B_{10}\theta_0 - (A_{10}+B_{10})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{l}$$

$$= 10100 + 5,1(-707,83) + 2,56 \cdot 95,25 + 0,696 \cdot 750,53 - 0,696 \cdot 622,78$$

$$= 6823 \text{ Kgm.}$$

$$M_{12} = A_{12}\theta_1 + B_{12}\theta_2 - (A_{12}+B_{12})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{l}$$

$$= 5,1(-707,8) + 2,56 \cdot 79,35 + 0,696 \cdot 622,78 + 0,696 \cdot 27,3$$

$$= -2955 \text{ Kgm.}$$

$$C_1 = \underline{3868 \text{ Kgm}}$$

Nœud A_2 :

$$M_{21} = A_{21}\theta_2 + B_{21}\theta_1 - (A_{21}+B_{21})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell}$$

$$= 5,1 . 79,35 + 2,56 . (-707,8) + 0,696 . 622,78 + 0,696 . 27,3$$

$$= -698 \text{ Kgm.}$$

$$M_{23} = A_{23}\theta_2 + B_{23}\theta_3 - (A_{23}+B_{23})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}$$

$$= 5,1 . 79,35 - 2,56 . 0,5 - 0,696 . 27,3 - 0,696 . 4,042$$

$$= 381 \text{ Kgm}$$

$$C_2 = \underline{-317} \text{ Kgm}$$

Nœud A_3 :

$$M_{32} = A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}$$

$$= -5,1 . 0,51 + 2,56 . 79,35 - 0,696 . 27,3 - 0,696 . 4,04$$

$$= \underline{178 \text{ Kgm} = C_3}$$

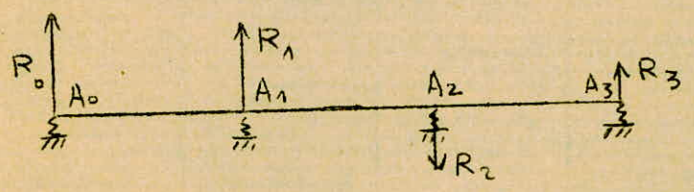
Equilibre des forces

$$R_0 = k_0\,\Delta_0 = \frac{E}{127} . \frac{750 . 10^3}{E} = 5900 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = k_1\,\Delta_1 = \frac{E . 10^3}{113} . \frac{622,78}{E} = 5511 \text{ Kg.}$$

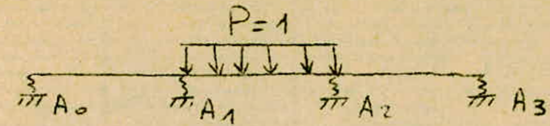
$$R_2 = k_2\,\Delta_2 = \frac{-E . 10^3}{74} . \frac{27,3}{E} = -361 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = k_3\Delta_3 = \frac{E . 10^3}{78} . \frac{4,0}{E} = 51 \text{ Kg.}$$



Ces valeurs m, c, R sont calculées pour une charge unité dans la 1ère travée

ETUDE DU 2ème CAS DE CHARGE



Noeud A_0 : $\left\{ M_{01} = m_{01}^{=0} + A_{01}\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\dfrac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell} \right.$

$$h\theta_0 = C_0 = A_{01}\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell}$$

$$(1) \quad \boxed{0 = (A_{01}-h_0)\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell}}$$

Noeud A_1
$$\begin{cases} M_{10} = A_{10}\theta_1 + B_{10}\theta_0 - (A_{10}+B_{10})\dfrac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell} \\ M_{12} = A_{12}\theta_1 + m_{12} + B_{12}\theta_2 - (A_{12}+B_{12})\dfrac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} \end{cases}$$

$$(2) \quad \boxed{\begin{aligned} 0 &= m_{12} + \theta_1(A_{10}+A_{12}-h_1)\theta_1 + B_{10}\theta_0 + B_{12}\theta_2 \\ &\quad - (A_{10}+B_{10})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell} - (A_{12}+B_{12})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} \end{aligned}}$$

Noeud A_2
$$\begin{cases} M_{21} = m_{21} + A_{12}\theta_2 + B_{21}\theta_1 - (A_{21}+B_{21})\dfrac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} \\ M_{23} = A_{23}\theta_2 + B_{23}\theta_3 - (A_{23}+B_{23})\dfrac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \theta_2 h_2 = C_2 &= m_{21} + \theta_2(A_{21}+A_{23}) + B_{21}\theta_1 + B_{23}\theta_3 \\ &\quad - (A_{23}+B_{23})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell} \end{aligned}$$

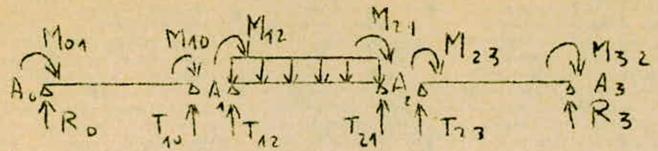
$$(3) \quad \boxed{\begin{aligned} 0 &= m_{21} + \theta_2(A_{21}+A_{23}-h_2) + B_{21}\theta_1 + B_{23}\theta_3 \\ &\quad - (A_{21}+B_{21})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} - (A_{23}+B_{23})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell} \end{aligned}}$$

Noeud A_3 : $\left\{ M_{32} = A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\dfrac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}. \right.$

$$\theta_3 h_3 = C_3 = A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}.$$

$$(4) \quad \boxed{0 = (A_{32}-h_3) + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}}$$

Equilibre des forces



$$R_i = k_i \Delta_i$$

$$\Sigma M^t/A_1 = M_{01} + M_{10} + R_0 \ell$$

$$= M_{01} + M_{10} + k_0 \Delta_0 \ell$$

$$(5) \quad \boxed{= (A_{01} + B_{10})\theta_0 + (A_{10} + B_{01})\theta_1 - (A_{01} + A_{10} + 2B_{01})\frac{\Delta_1 - \Delta_0}{\ell} + k_0 \Delta_0 \ell = 0}$$

$$\Sigma M^t/A_0 = M_{01} + M_{10} - T_{10}\ell = 0 \Rightarrow T_{10} = \frac{1}{\ell}(M_{01} + M_{10})$$

$$\Sigma M^t/A_2 = M_{12} + M_{21} + T_{12}\ell - \frac{P\ell^2}{2} = 0 \Rightarrow T_{12} = -\frac{1}{\ell}\left(M_{12} + M_{21} - \frac{P\ell^2}{2}\right)$$

$$R_1 = T_{10} + T_{12} = k_1 \Delta_1$$

$$\frac{1}{\ell}(M_{01} + M_{10}) - \frac{1}{\ell}\left(M_{12} + M_{21} - \frac{P\ell^2}{2}\right) - k_1 \Delta_1 = 0$$

$$\frac{P\ell^2}{2} + M_{01} + M_{10} - M_{12} - M_{21} - k_1 \Delta_1 \ell = 0.$$

$$(6) \quad \boxed{\begin{aligned} &\frac{P\ell^2}{2} - k_1 \Delta_1 \ell - m_{12} - m_{21} = -\theta_0(B_{10} + A_{01}) - \theta_1(A_{10} + B_{01} - A_{12} - B_{21}) \\ &- \theta_2(-B_{12} - A_{21}) + (A_{10} + A_{01} + 2B_{01})\frac{\Delta_1 - \Delta_0}{\ell} - (A_{12} + A_{21} + 2B_{12})\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\ell} \end{aligned}}$$

$$\Sigma M^t/A_1 = M_{12} + M_{21} + \frac{P\ell^2}{2} - T_{21}\ell = 0 \Rightarrow T_{21} = \frac{1}{\ell}\left(\frac{P\ell^2}{2} + M_{12} + M_{21}\right)$$

$$\Sigma M^t/A_3 = M_{23} + M_{32} + T_{23}\ell = 0 \Rightarrow T_{23} = -\frac{1}{\ell}(M_{23} + M_{32})$$

$$R_2 = T_{21} + T_{23} = k_2 \Delta_2$$

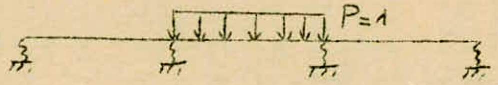
$$\frac{1}{\ell}\left(\frac{P\ell^2}{2} + M_{12} + M_{21}\right) - \frac{1}{\ell}(M_{23} + M_{32}) - k_2 \Delta_2 = 0$$

$$(7) \quad \boxed{\begin{aligned} &-\theta_1(A_{12} + B_{21}) - \theta_2(A_{21} - A_{23} + B_{12} - B_{32}) - \theta_3(-B_{23} - A_{32}) + (A_{12} + A_{21} \\ &+ 2B_{12})\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\ell} - (A_{23} + A_{32} + 2B_{23})\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} = m_{12} + m_{21} - k_2 \Delta_2 \ell + \frac{P\ell^2}{2} \end{aligned}}$$

$$\Sigma M^t/A_2 = M_{23} + M_{32} - R_3 \ell = M_{23} + M_{32} - k_3 \Delta_3 \ell = 0.$$

$$(8) \quad \boxed{\begin{aligned} &= A_{23}\theta_2 + B_{23}\theta_3 - (A_{23} + B_{23})\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} + A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2 \\ &- (A_{32} + B_{32})\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{\ell} - k_3 \Delta_3 \ell = 0 \end{aligned}}$$

On divise les equations 5, 6, 7, 8 par P.



$$
\begin{pmatrix} 0 \\ \frac{10{,}1.10^3}{E} \\ -\frac{10{,}1.10^3}{E} \\ 0 \\ 0 \\ \frac{5{,}5.10^3}{E} \\ \frac{5{,}5.10^3}{E} \\ 0 \end{pmatrix}
=
\left(\begin{array}{c:c:c:c:c:c:c:c}
124 & 2{,}56 & 0 & 0 & 0{,}696 & -0{,}696 & 0 & 0 \\
2{,}56 & 15{,}65 & 2{,}56 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}696 & 0 \\
0 & 2{,}56 & 17{,}29 & 2{,}56 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}696 \\
0 & 0 & 2{,}56 & 366 & 0 & 0 & 0{,}696 & -0{,}696 \\
0{,}696 & 0{,}696 & 0 & 0 & 8{,}00 & -0{,}126 & 0 & 0 \\
-0{,}696 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}126 & 8{,}92 & -0{,}126 & 0 \\
0 & -0{,}696 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}126 & 13{,}76 & -0{,}126 \\
0 & 0 & -0{,}696 & -0{,}696 & 0 & 0 & -0{,}126 & 12{,}95
\end{array}\right)
\cdot
\begin{pmatrix} \Theta_0 \\ \Theta_1 \\ \Theta_2 \\ \Theta_3 \\ \Delta_0 \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{pmatrix}
$$

la résolution de ce système de 8 équations par la methode de GAUSS nous donne les valeurs suivantes:

$\theta_0 = -\dfrac{12,192}{E}$ $\qquad \Delta_0 = -\dfrac{51,947}{E}$

$\theta_1 = \dfrac{789,947}{E}$ $\qquad \Delta_1 = \dfrac{675,09}{E}$

$\theta_2 = -\dfrac{730,414}{E}$ $\qquad \Delta_2 = \dfrac{451,63}{E}$

$\theta_3 = \dfrac{4,2937}{E}$ $\qquad \Delta_3 = -\dfrac{35,186}{E}$.

En remplaçant ces valeurs dans les équations 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8. on obtient les moments de flexion, les couples de Torsion et les reactions d'appuis.

$M_{01} = 1451$ Kgm. $\qquad C_0 = 1451$ Kgm

$M_{10} = 3492$ Kgm. $\qquad C_1 = -4291$ "

$M_{12} = -7783$ " $\qquad C_2 = 5151$ "

$M_{21} = 8537$ " $\qquad C_3 = -1505$ "

$M_{23} = -3386$ "

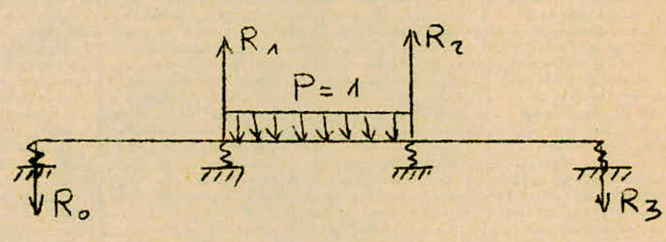
$M_{32} = -1505$ "

$R_0 = -410$ Kg.

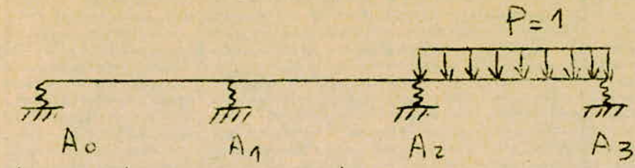
$R_1 = 5910$ "

$R_2 = 6120$ "

$R_3 = -452$ "



ETUDE DU 3ème CAS DE CHARGE



1°) Equilibre des moments:

Noeud A_0 : $M_{01} = A_{01}\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\dfrac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell}$

$$C_0 = h_0\theta_0 = A_{01}\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell}$$

$$(1)\quad \boxed{0 = (A_{01}-h_0)\theta_0 + B_{01}\theta_1 - (A_{01}+B_{01})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell}}$$

Noeud A_1 $\begin{cases} M_{10} = A_{10}\theta_1 + B_{10}\theta_0 - (A_{10}+B_{10})\dfrac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell} \\ M_{12} = A_{12}\theta_1 + B_{12}\theta_2 - (A_{12}+B_{12})\dfrac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} \end{cases}$

$$C_1 = h_1\theta_1 = \theta_1(A_{10}+A_{12}) + B_{10}\theta_0 + B_{12}\theta_2 - (A_{10}+B_{10})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell} - (A_{12}+B_{12})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell}$$

$$(2)\quad \boxed{\begin{aligned} 0 = {} & (A_{10}+A_{12}-h_1)\theta_1 + B_{10}\theta_0 + B_{12}\theta_2 - (A_{10}+B_{10})\frac{\Delta_1-\Delta_0}{\ell} - \\ & -(A_{12}+B_{12})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} \end{aligned}}$$

Noeud A_2 $\begin{cases} M_{21} = A_{21}\theta_2 + B_{21}\theta_1 - (A_{21}+B_{21})\dfrac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} \\ M_{23} = m_{23} + A_{23}\theta_2 + B_{23}\theta_3 - (A_{23}+B_{23})\dfrac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell} \end{cases}$

$$C_2 = h_2\theta_2 = m_{23} + \theta_2(A_{21}+A_{23}) + B_{21}\theta_1 + B_{23}\theta_3 - (A_{21}+B_{21})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} - (A_{23}+B_{23})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}$$

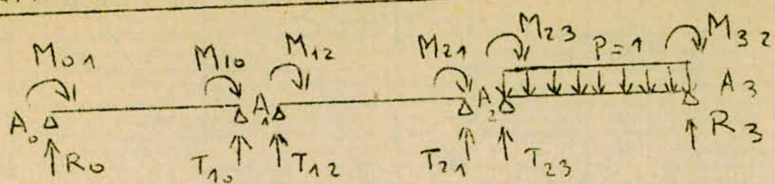
$$(3)\quad \boxed{\begin{aligned} 0 = {} & m_{23} + \theta_2(A_{21}+A_{23}-h_2) + B_{21}\theta_1 + B_{23}\theta_3 \\ & -(A_{21}+B_{21})\frac{\Delta_2-\Delta_1}{\ell} - (A_{23}+B_{23})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell} \end{aligned}}$$

Noeud A_3 : $M_{32} = m_{32} + A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\dfrac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}$

$$C_3 = h_3\theta_3 = m_{32} + A_{32}\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}$$

$$(4)\quad \boxed{0 = m_{32} + (A_{32}-h_3)\theta_3 + B_{32}\theta_2 - (A_{32}+B_{32})\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\ell}}$$

2) *Equilibre des forces*



$R_i = k_i \Delta_i$

$$\sum M^t/A_1 = M_{01} + M_{10} + R_0 l \quad = M_{01} + M_{10} - k_0 \Delta_0 l = 0$$

$$(5) \quad \boxed{(A_{01} + B_{10})\,\theta_0 + (B_{01} + A_{10})\,\theta_1 - (A_{01} + A_{10} + 2B_{01})\frac{\Delta_1 - \Delta_0}{l} + k_0 \Delta_0 l = 0}$$

$$\sum M^t/A_0 = M_{01} + M_{10} - T_{10} l = 0 \implies T_{10} = \frac{1}{l}(M_{10} + M_{01})$$

$$\sum M^t/A_2 = M_{12} + M_{21} + T_{12} l = 0 \implies T_{12} = -\frac{1}{l}(M_{12} + M_{21})$$

$$R_1 = T_{10} + T_{12} = k_1 \Delta_1$$

$$\frac{1}{l}(M_{10} + M_{01}) - \frac{1}{l}(M_{12} + M_{21}) - k_1 \Delta_1 = 0$$

$$(6) \quad \boxed{\begin{aligned} & k_1 \Delta_1 l - \theta_0 (B_{10} + A_{01}) - \theta_1 (A_{10} + B_{01} - A_{12} - B_{21}) - \theta_2 (-B_{12} - A_{21}) \\ & + (A_{10} + A_{01} + 2B_{01})\frac{\Delta_1 - \Delta_0}{l} - (A_{12} + A_{21} + 2B_{12})\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{l} = 0 \end{aligned}}$$

$$\sum M^t/A_1 = M_{12} + M_{21} - T_{21} l_1 = 0 \implies T_{21} = \frac{1}{l}(M_{12} + M_{21})$$

$$\sum M^t/A_3 = M_{23} + M_{32} - P\frac{l^2}{2} + T_{23} l = 0 \implies T_{23} = -\frac{1}{l}\left(-\frac{Pl^2}{2} + M_{23} + M_{32}\right)$$

$$R_2 = T_{21} + T_{23} = k_2 \Delta_2 .$$

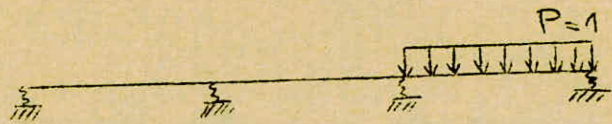
$$\frac{1}{l}(M_{12} + M_{21}) - \frac{1}{l}\left(-\frac{Pl^2}{2} + M_{23} + M_{32}\right) - k_2 \Delta_2 = 0$$

$$(7) \quad \boxed{\begin{aligned} & -\theta_1 (A_{12} + B_{21}) - \theta_2 (A_{21} - A_{23} + B_{12} - B_{32}) - \theta_3 (-B_{23} - A_{32}) \\ & + (A_{12} + A_{21} + 2B_{12})\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{l} - (A_{23} + A_{32} + 2B_{23})\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{l} = -k_2 \Delta_2 l + \frac{Pl^2}{2} \end{aligned}}$$

$$\sum M^t/A_2 = M_{23} + M_{32} + P\frac{l^2}{2} - R_3 l = M_{23} + M_{32} + P\frac{l^2}{2} - k_3 \Delta_3 l = 0$$

$$(8) \quad \boxed{\begin{aligned} \frac{Pl^2}{2} = & -\theta_2 (A_{23} + B_{32}) - \theta_3 (A_{32} + B_{23}) - (A_{23} + A_{32} + 2B_{23})\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{l} \\ & + k_3 \Delta_3 l \end{aligned}}$$

On divise les équations 5, 6, 7, 8 par l.
On met le système d'équations sous forme matricielle.



$$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{10{,}1.10^3}{E} \\ -\frac{10{,}1.10^3}{E} \\ 0 \\ 0 \\ \frac{5{,}5.10^3}{E} \\ \frac{5{,}5.10^3}{E} \end{pmatrix} = \left(\begin{array}{c|c|c|c|c|c|c|c} 124 & 2{,}56 & 0 & 0 & 0{,}696 & -0{,}696 & 0 & 0 \\ 2{,}56 & 15{,}65 & 2{,}56 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}696 & 0 \\ 0 & 2{,}56 & 17{,}29 & 2{,}56 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}696 \\ 0 & 0 & 2{,}56 & 366 & 0 & 0 & 0{,}696 & -0{,}696 \\ 0{,}696 & 0{,}696 & 0 & 0 & 8{,}00 & -0{,}126 & 0 & 0 \\ -0{,}696 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}126 & 8{,}92 & -0{,}126 & 0 \\ 0 & -0{,}696 & 0 & 0{,}696 & 0 & -0{,}126 & 13{,}76 & -0{,}126 \\ 0 & 0 & -0{,}696 & -0{,}696 & 0 & 0 & -0{,}126 & 12{,}95 \end{array}\right) \begin{pmatrix} \theta_0 \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \Delta_0 \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système d'équations par la méthode de GAUSS me donne les valeurs suivantes:

$\theta_0 = \dfrac{1,453}{E}$ $\Delta_0 = \dfrac{8,426}{E}$

$\theta_1 = \dfrac{-84,361}{E}$ $\Delta_1 = \dfrac{-42,286}{E}$

$\theta_2 = \dfrac{623,267}{E}$ $\Delta_2 = \dfrac{410,37}{E}$

$\theta_3 = \dfrac{-32,372}{E}$ $\Delta_3 = \dfrac{476,188}{E}$

En remplaçant ces valeurs dans les équations 1 à 8 on obtient:

$M_{01} = -173$ Kgm. $C_0 = -173$ Kgm.

$M_{10} = -373$ " $C_1 = 475$ "

$M_{12} = 948$ " $C_2 = -3979$ "

$M_{21} = 2860$ " $C_3 = 11582$ "

$M_{23} = -6839$ "

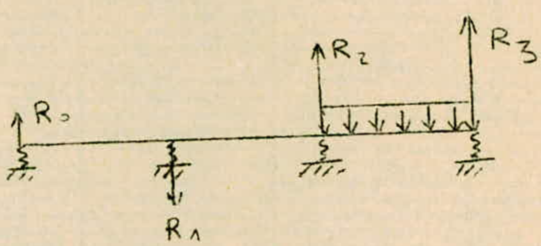
$M_{32} = 11582$ "

$R_0 = 66$ Kg

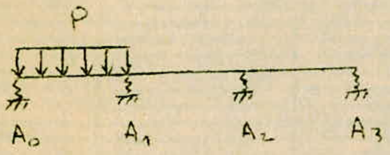
$R_1 = -374$ "

$R_2 = 5560$ "

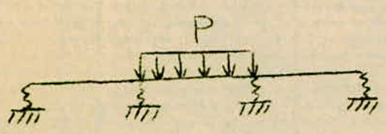
$R_3 = 6100$ "



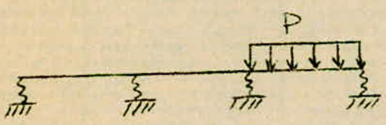
Moments dûs au poids propre $p = 1{,}14\ T/m.l$



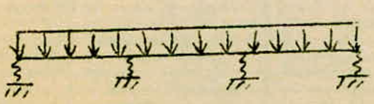
$$M_{01} = -11{,}34 \times 1{,}14 = -12{,}9\ Tm$$
$$M_{10} = 6{,}823 \times 1{,}14 = 7{,}78\ "$$
$$M_{12} = -2{,}955 \times 1{,}14 = -3{,}37\ "$$
$$M_{21} = -0{,}698 \times 1{,}14 = -0{,}795\ "$$
$$M_{23} = 0{,}381 \times 1{,}14 = 0{,}434\ "$$
$$M_{32} = 0{,}178 \times 1{,}14 = 0{,}203\ "$$



$$M_{01} = 1{,}451 \times 1{,}14 = 1{,}66\ Tm.$$
$$M_{10} = 3{,}492 \times 1{,}14 = 3{,}98\ "$$
$$M_{12} = -7{,}783 \times 1{,}14 = -8{,}86\ "$$
$$M_{21} = 8{,}537 \times 1{,}14 = 9{,}72\ "$$
$$M_{23} = -3{,}338 \times 1{,}14 = -3{,}8\ "$$
$$M_{32} = -1{,}505 \times 1{,}14 = -1{,}71\ "$$

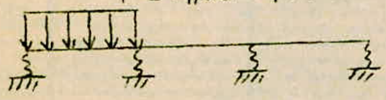
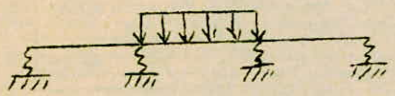
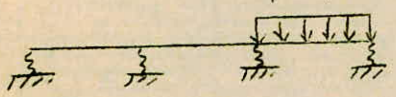


$$M_{01} = -0{,}173 \cdot 1{,}14 = -0{,}197\ Tm.$$
$$M_{10} = -0{,}373 \cdot 1{,}14 = -0{,}425\ "$$
$$M_{12} = 0{,}948 \cdot 1{,}14 = 1{,}08\ "$$
$$M_{21} = 2{,}86 \cdot 1{,}14 = 3{,}26\ "$$
$$M_{23} = -6{,}839 \cdot 1{,}14 = -7{,}80\ "$$
$$M_{32} = 11{,}582 \cdot 1{,}14 = 13{,}20\ "$$



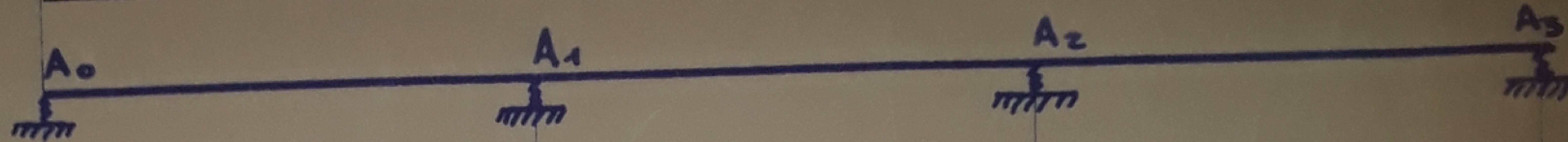
$$M_{01} = -12{,}9 + 1{,}66 - 0{,}197 = -11{,}437\ Tm \rightarrow A_0$$
$$\left.\begin{array}{l} M_{10} = 7{,}78 + 3{,}98 - 0{,}425 = 11{,}335\ " \\ M_{12} = -3{,}37 - 8{,}86 + 1{,}08 = -11{,}15\ " \end{array}\right\} A_1$$
$$\left.\begin{array}{l} M_{21} = -0{,}795 + 9{,}72 + 3{,}26 = 12{,}185\ " \\ M_{23} = 0{,}434 - 3{,}8 - 7{,}8 = -11{,}166 \end{array}\right\} A_2$$
$$M_{32} = 0{,}203 - 1{,}71 + 13{,}20 = 11{,}693 \rightarrow A_3$$

Moments dûs aux surcharges.

P = 4,00 T/m.l. 	$M_{01} = -11,34 \cdot 4,00 = -45,40$ Tm. $M_{10} = 6,823 \cdot 4,00 = 27,30$ " $M_{12} = -2,955 \cdot 4,00 = -11,80$ " $M_{21} = -0,698 \cdot 4,00 = -2,79$ " $M_{23} = 0,381 \cdot 4,00 = 1,52$ " $M_{32} = 0,178 \cdot 4,00 = 0,712$ "
P = 3,4 T/m.l 	$M_{01} = 1,451 \cdot 3,4 = 4,94$ Tm. $M_{10} = 3,492 \cdot 3,4 = 11,9$ " $M_{12} = -7,783 \cdot 3,4 = -26,45$ " $M_{21} = 8,537 \cdot 3,4 = 29,00$ " $M_{23} = -3,338 \cdot 3,4 = -11,35$ " $M_{32} = -1,505 \cdot 3,4 = -5,30$ "
P = 2,78 T/ml 	$M_{01} = -0,173 \cdot 2,78 = -0,48$ Tm $M_{10} = -0,373 \cdot 2,78 = -1,04$ " $M_{12} = 0,948 \cdot 2,78 = 2,54$ " $M_{21} = 2,86 \cdot 2,78 = 7,95$ " $M_{23} = -6,839 \cdot 2,78 = -19,00$ " $M_{32} = 11,582 \cdot 2,78 = 32,2$ "

PB00269 p. 38
P => 38

TABLEAU DES MOMOMTS FLÉCHISSANTS (maxi et mini sur appuis et en travées)



	A0	A1	A1	A2	A2	A3
Poids propre : 1,14 T/m.l	-11,437	11,335	-11,15	12,185	-11,166	11,693
Surcharges P_1 = 4,00 T/m.l, P_2 = 3,40 ", P_3 = 2,78 "						
P_1	-45,40	27,30	-11,80	-2,79	1,52	0,712
P_2	4,94	11,90	-26,45	29,00	-11,35	-5,30
P_3	-0,48	-1,04	2,54	7,95	-19,00	32,20

Moments maxi sur appuis

Moment en travee

$M_o = \frac{(4,00+1,14) \cdot 11^2}{8} = 77,7$ | $M_o = \frac{(3,4+1,14) \cdot 11^2}{8} = 68,7$ | $M_o = \frac{(2,78+1,14) \cdot 11^2}{8} = 59,3$

	A0	A1	A1	A2	A2	A3
	-11,437	11,335	-11,15	12,185	-11,166	11,693
	-45,400	27,300	-11,80	29,000	-11,350	0,712
	-0,480	11,900	-26,45	7,950	-19,000	32,200
Moments sur appuis	-57,317	50,535	-49,40	49,135	-41,576	44,605

$77,3 - \frac{(57,317+50,535)}{2}$ | $68,7 - \frac{(49,40+49,13)}{2}$ | $59,8 - \frac{(44,605+41,576)}{2}$

Moments à mi-portées: = 24,374 | 19,440 | 16,74

Moments maxi entravées

	A0	A1	A1	A2	A2	A3
	-11,437	11,335	-11,15	12,185	-11,166	11,693
	-45,400	27,300	-26,45	29,000	+1,520	0,712
	-0,480	-1,040			-19,000	32,200
Moments sur appuis	-57,317	37,595	-37,60	41,185	28,646	44,605

$77,7 - \frac{(57,31+37,59)}{2}$ | $68,7 - \frac{(37,6+41,18)}{2}$ | $59,3 - \frac{(28,646+44,6)}{2}$

Moments à mi-portées: = 30,244 | 29,308 | 22,675

Moments mini entravées

$M_o = \frac{P l^2}{8} = \frac{1,14 \cdot 11^2}{8} = 17,25$

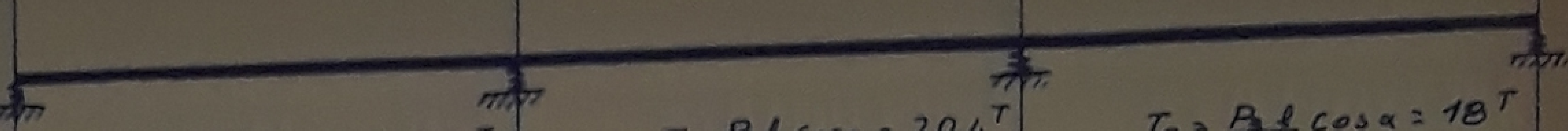
	A0	A1	A1	A2	A2	A3
	-11,437	11,335	-11,15	12,185	-11,166	11,693
	+ 4,980	11,900	-11,80	-2,790	-11,350	-5,300
			+2,54	7,950		
Moments sur appuis	-6,447	23,235	-20,410	17,345	-22,516	6,393

$17,25 - \frac{(23,235+6,447)}{2}$ | $17,25 - \frac{(20,41+17,345)}{2}$ | $17,25 - \frac{(22,516+6,393)}{2}$

Moments en travées: 2,43 | -1,627 | 2,796

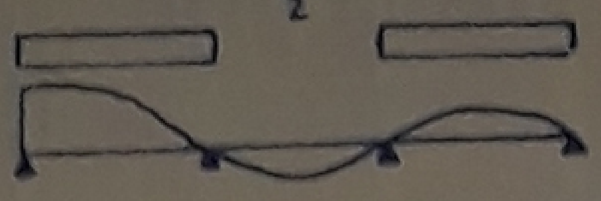
PB00269 p 39

TABLEAU DES EFFORTS TRANCHANTS



$T_0 = \frac{P_1 l}{2} \cos\alpha = 23,5^T$ | $T_0 = \frac{P_2 l}{2} \cos\alpha = 20,4^T$ | $T_0 = \frac{P_3 l}{2} \cos\alpha = 18^T$

EFFORT TRANCHANT MAXI



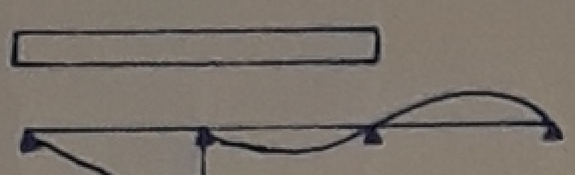
-11,437	11,335
-45,400	27,300
-0,480	-1,040
57,317	37,625

Moments sur appuis

$\frac{(57,317 - 37,625)}{11} \cos\alpha = 1,49$

23,50
1,49

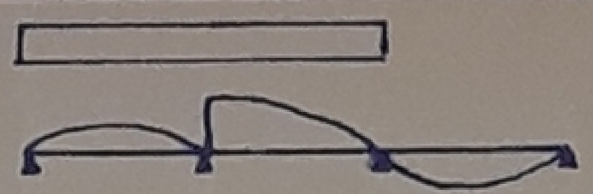
EFFORT TRANCHANT 24,99



-11,437	11,335
-45,400	+27,300
+4,940	+11,90

$\frac{(51,897 - 50,535)}{11} \cos\alpha = 0,103$

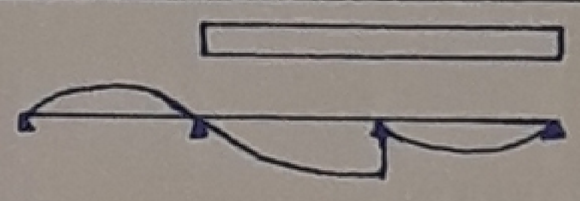
23,50
+ 0,10
23,60



-11,15	12,185
-11,80	-2,790
-26,45	+29,000
-49,40	38,395

$\frac{49,40 - 38,395}{11} \cos\alpha = 0,83$

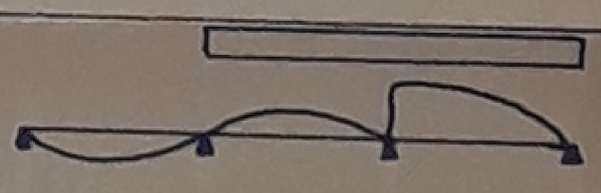
20,4
+ 0,83
21.23



11,15	12,185
-26,45	29,000
+ 2,54	7,950
	48,280

$\frac{35,06 - 48,20}{11} \cos\alpha = 1,00$

20,40
− 1,00
19,4



-11,166	11,693
-11,350	-5,300
-19,000	+32,200
-41,516	38,593

$\frac{(41,516 - 38,593)}{11} \cos\alpha = 0,221$

18,00
+ 0,22
18,22

$-11,166^T$	11,693
+ 1,520	0,712
-19,000	32,200
-28,646	44,605

$\frac{(28,646 - 44,605)}{11} \cos\alpha = 1,21$

18,00
− 1,21
16,79

$R_0 = \qquad = 24,99^T$

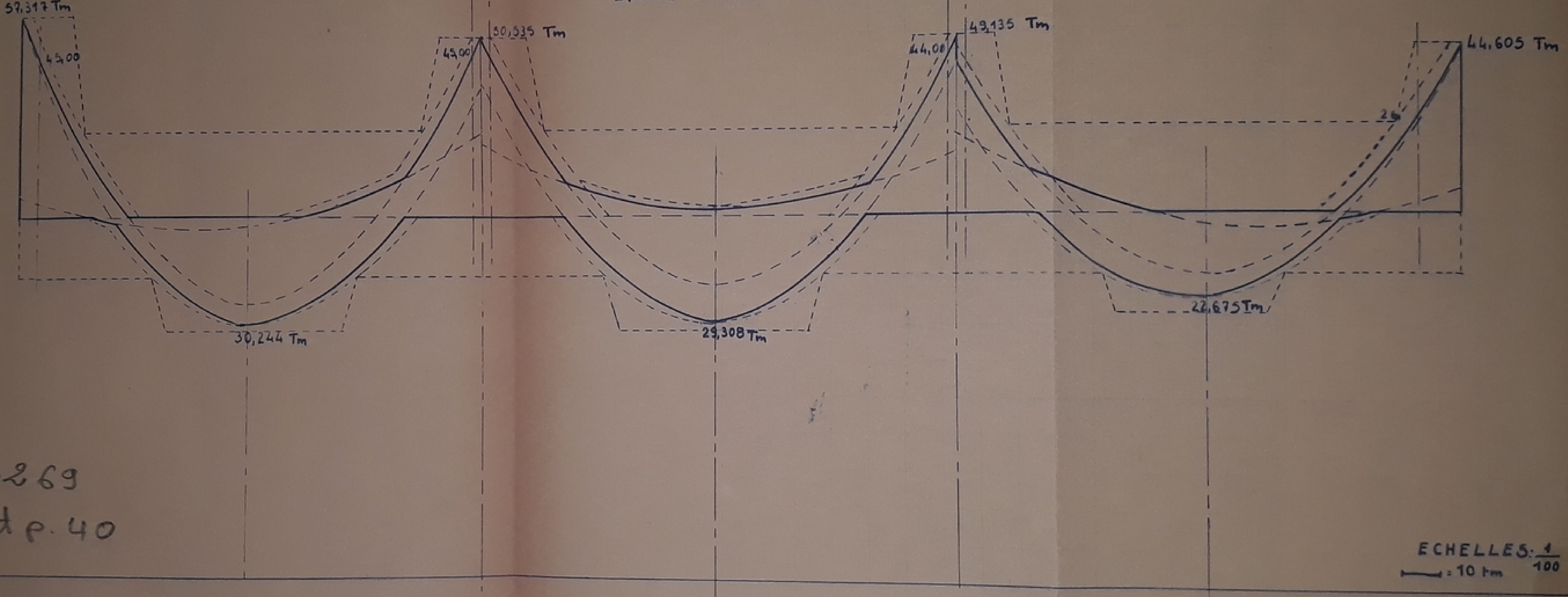
$R_1 = 23,60 + 21,23 = 44,83^T$

$R_2 = 19,40 + 18,22 = 37,62^T$

$R_3 = \qquad = 16,79^T$

COURBE ENVELOPPE DES MOMENTS FLÉCHISSANTS DE LA POUTRE CRÉMAILLERE

EPURE D'ARRÊT DES BARRES



PB00269

Avant p. 40

CALCUL DES ARMATURES DE LA POUTRE CRÉMAILLERE

1er) Calcul des armatures sur appuis :

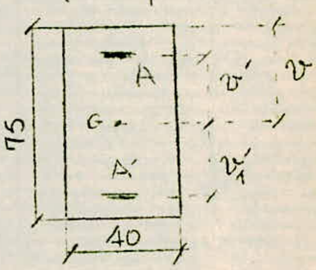
a) Appui A_0 : la section est étudiée en flexion composée

$M = 57{,}317$ Tm.

$N = \dfrac{q\, l \sin\alpha}{2} = \dfrac{(1{,}14+4).11.0{,}5533}{2} = 16{,}9$ T (compression).

$e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{57{,}317}{16{,}9} = 3{,}39\,m > \dfrac{h_t}{6}$

$e > \dfrac{v'_1 . v'}{v} = \dfrac{33.\,33}{37{,}5} = 0{,}29\,m.$



Donc la section est partiellement comprimée. on utilise la methode des moments fictifs.

$$\mathcal{M} = M + N v' =$$

$$= 57{,}317 + 16{,}9 .\, 0{,}33 = 62{,}977 \text{ Tm.}$$

$$\mu' = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} \quad \frac{15.\,62{,}977.\,10^5}{2670.\,40.\,(70)^2} = 0{,}181$$

$\mu' = 0{,}181 \Rightarrow k = 16{,}6$; $\varpi' = 1{,}43$

$\sigma'_b = \dfrac{15}{n} . \dfrac{\sigma_a}{k} = \dfrac{2670}{16{,}6} = 160 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ pas d'armatures à la compression ($A' = 0$)

$$A_1 = \frac{15}{n}\, \varpi' \frac{bh}{100} = \frac{15}{15} . 1{,}43 . \frac{40.70}{100} = 40{,}1\,cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 40{,}1 - 6{,}25 = \underline{33{,}85\,cm^2} \text{ soit } \underline{7\,HA\,25}$$

b) Appui A_1 :

$M = 50{,}535$

$N = +16{,}9$ (Traction) $\quad e = \dfrac{M}{N} > \dfrac{h_t}{6}$ section partiellement comprimée

$$\mathcal{M} = M + N f = 50{,}535 + 16{,}9 .\, 0{,}33 = 56{,}195 \text{ Tm.}$$

$$\mu' = \frac{15\, M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15.\,56{,}195}{2670.\,40.\,(70)^2} = 0{,}1615 \Rightarrow \begin{cases} \varpi' = 1{,}268 \\ k = 18 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{15}{15} \cdot \frac{2670}{18} = 148 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow$$ pas besoin d'armatures Comprimées

$$A_1 = \frac{15}{n} \varpi' \frac{bh}{100} = 35,5 \text{ cm}^2.$$

$$A = 35,5 + 6,25 = \underline{41,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 9HA25.}$$

c) Appui A_2

$M = 49,13$

$N = 14,92$ (traction)

On a presque les mêmes sollicitations que l'appui A_2 donc on aura la même section d'armatures.

$$\underline{A = 41,75 \text{cm}^2 \longrightarrow 9 HA_{25}}$$

d) Appui A_3:

$M = 44,6$ Tm.

$$N = \frac{ql \sin\alpha}{2} = \frac{(1,14+3,4).11.0,5533}{2} = 12,90^T$$

$$\mathcal{M} = M + Nf = 44,6 + 12,9.0,33 = 50,92 \text{ Tm}.$$

$$\mu' = \frac{n\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \, b h^2} = \frac{15.\ 50,92.10^5}{2670.40.(70)^2} =$$

$$= 0,145 \Rightarrow \varpi' = 1,133 \quad ; \quad k = 19,3$$

$$\sigma_b' = \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{15}{15} \frac{2670}{19,3} = 138 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_1 = \frac{15}{n} \varpi' \frac{bh}{100} = 1,133 \frac{40.70}{100} = 31,8 \text{ cm}^2$$

$$A = 31,8 + \frac{12900}{2670} = \underline{36,64 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8 HA_{25}}$$

ARMATURES EN TRAVÉES

α) Travée $A_0 A_1$:

$M = 30,244$ Tm. $h_t = 75$ cm $h = 70$ cm $b = 40$

$$\mu' = \frac{nM}{\overline{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 30,244 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot (70)^2} = 0,0828 \Rightarrow \begin{cases} \varpi' = 0,625 \\ k = 27,9 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{15}{15} \frac{2800}{27,9} = 101 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{15}{n} \varpi' \frac{bh}{100} = \frac{15}{15} \cdot 0,625 \frac{40 \cdot 70}{100} = 17,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 6HA20$$

β) Travée $A_1 A_2$

$M = 29,308$ Tm $\rightarrow A = 6$ HH20

$M = -1,62$ Tm $\rightarrow A' = 1HA16.$

γ) Travée $A_2 A_3$

$M = 22,675$ Tm.

$$\mu' = \frac{nM}{\overline{\sigma}_a bh^2} = \frac{15 \cdot 22,675 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot (70)^2} = 0,0621$$

$\mu' = 0,0621 \Rightarrow \varpi' = 0,461$; $k = 33,5.$

$$\sigma'_b = \frac{15}{n} \frac{\overline{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{33,5} = 84 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{15}{n} \frac{\varpi bh}{100} = 0,461 \cdot \frac{40 \cdot 70}{100} = 12,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 5HA20$$

DETERMINATION DE L'ARRÊT DES ARMATURES TENDUES

Pour cela, on calcule les moments resistants pour toutes les nappes

a) Appui A_0

$$A = 33,85 \text{ cm}^2 \begin{cases} 3HA_{25} \text{ filantes} \rightarrow 14,73 \text{ cm}^2. \\ 4HA_{25} \end{cases}$$

$$A_1 = 14,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varpi'_1 = \frac{A_1}{\frac{15}{n} \frac{bh}{100}} = \frac{14,73}{\frac{40 \cdot 70}{100}} = 0,527$$

$\varpi'_1 = 0{,}527 \Rightarrow \mu'_1 = 0{,}0703$

$M_r^1 = \frac{0{,}0703}{n} bh^2 \bar{\sigma}_a = \frac{0{,}0703}{15} . 40 . (70)^2 . 2670 = 24{,}3 \text{ Tm}$

$A_2 = 33{,}85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varpi'_2 = \frac{A_2}{\frac{15}{n} . \frac{bh}{100}} = \frac{33{,}85}{\frac{40.70}{100}} = 1{,}21$

$\varpi'_2 = 0{,}121 \Rightarrow \mu'_2 = 0{,}1545.$

$M_r^2 = \frac{\mu'_2}{n} bh^2 \sigma_a = 57{,}50 \text{ Tm}.$

$l_d = \frac{\phi}{4} . \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_d}$

$\tau_d = 1{,}25 . \psi_d^2 . \bar{\sigma}_b \quad \text{avec} \quad \psi_d = \frac{1{,}5}{\sqrt{2}} \quad \eta_d = 1{,}5$

$= 1{,}25 . (1{,}5)^2 . 7$

$= 19{,}7 \text{ Kg/cm}^2$

$l_d = \frac{25}{4} . \frac{2670}{19{,}7} = 85 \text{ cm}.$

$Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} . 70 = 61{,}2 \text{ cm}.$

β) Appuis A_1 ; A_2

$A = 44{,}18 \begin{cases} 3HA_{25} \text{ Filantes} = 14{,}73 \text{ cm}^2 \\ 6HA25 \end{cases}$

$A_1 = 14{,}73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varpi'_1 = \frac{A_1}{\frac{15}{n} \frac{bh}{100}} = \frac{14{,}73}{\frac{40.70}{100}} = 0{,}527 \Rightarrow \mu'_1 = 0{,}07$

$M_r^1 = \frac{0{,}0703}{15} . 40 . (70)^2 . 2670 = 24{,}30 \text{ Tm}$

$A_2 = 44{,}18 \Rightarrow \varpi'_2 = \frac{44{,}18}{\frac{40.70}{100}} = 1{,}575 \Rightarrow \mu'_2 = 0{,}1971$

$M_r^2 = \frac{\mu'_2}{n} bh^2 \bar{\sigma}_a = 67{,}6 \text{ Tm}.$

$Z = 61{,}2 \text{ cm}.$

$l_d = 85 \text{ cm}.$

γ) Appui A_3

$$A = 32,27\ cm^2 \begin{cases} 3HA_{25}\ \text{filantes} = 14,73\ cm^2 \\ 5\ HA_{25} \end{cases}$$

$A_1 = 14,73\ cm^2 \Longrightarrow M_r^1 = 24,3\ Tm.$

$A_2 = 39,27\ cm^2 \Longrightarrow M_r^2 = 61,7\ Tm$

$Z = 61,2\ cm.$

$l_d = 85\ cm.$

Moments résistants en travées

a) Travées A_0A_1 et A_1A_2

$$A = 18,85\ cm^2 \begin{cases} 3HA_{20}\ \text{filantes} = 9,42\ cm^2 \\ 3HA\ 20 \end{cases}$$

$$A_1 = 9,42\ cm^2 \Rightarrow \varpi_1' = \frac{A_1}{\frac{15}{n}\frac{bh}{100}} = \frac{9,42}{\frac{40.70}{100}} = 0,3365 \Rightarrow \mu_1' = 0,459$$

$$M_r^1 = \frac{\mu_1'}{n}.bh^2.\overline{\sigma}a = \frac{0,0459}{15}.40.(70)^2\,2800 = 16,8\ Tm.$$

$A_2 = 18,85\ cm^2 \Rightarrow \varpi_2' = 0,6730\ ;\ \mu_1' = 0,89\ M_r^2 = 32,6\ Tm.$

$Z = 61,2\ cm.$

$l_d = 85\ cm$

b) Travée A_2A_3

$$A = 15,71\ cm^2 \begin{cases} 2\ HA_{20} = 6,28\ cm^2\ \text{filantes} \\ 3\ HA_{20} = 9,42\ cm^2 \end{cases}$$

$A_1 = 6,28\ cm^2 \Longrightarrow \varpi_1' = 0,3365\ ;\ \mu_1' = 0,459\ ;\ M_r^1 = 16,8\ Tm.$

$A_2 = 15,71\ cm^2 \Longrightarrow \varpi_2' = 0,561\ ;\ \mu_2' = 0,0748\ M_r^2 = 27,3\ Tm.$

$Z = 61,2\ cm.$

$l_d = 85\ cm.$

CALCUL DES ARMATURES TRANVERSALES.

1°/ Appui A_0

$T = 24,99\ T$

$\overline{\sigma}_b = 7\ Kg/cm^2$

$\overline{\sigma}'_{b_0} = 81\ Kg/cm^2$

$\overline{\sigma}'_b = 162\ Kg/cm^2$

$\tau_b = \frac{T}{b.Z}$ avec $Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} . 71 = 62\ cm.$

$\sigma'_b = 136\ Kg/cm^2$ (calculeé précedemment)

$$\sigma'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2\sigma'_{b_0}$$

Il faut que $\bar{\tau}_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\overline{\sigma}'_{b_0}}\right)\overline{\sigma}_b$

$$\tau_b = \frac{24990}{40.62} = 10,1\ Kg/cm^2 < \left(4,5 - \frac{136}{81}\right) 7 = 19,7\ Kg/cm^2$$

$10,1 < 19,7\ Kg/cm^2$ condition verifieé donc pas dármatures obliques

L'espacement des étriers t est donné par la formule suivante: $t = \frac{A_t . Z . \sigma_{at}}{T}$

$A_t = 4 HA_{10} = 3,14\ cm^2$

$\sigma_{at} = f_a . \sigma_{en}$ avec $f_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b} = 1 - \frac{10,1}{9.7} = 0,84$

on prend $f_a = \frac{2}{3}$ (Reprise de betonnage)

$\sigma_{at} = \frac{2}{3} . 4200 = 2800\ Kg/cm^2.$

$t = \frac{3,14 . 62 . 2800}{24990} = 21,8\ cm$; l'espacement admissible

$\bar{t} = h\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right) = 71\left(1 - 0,3 . \frac{10,1}{7}\right) = 40\ cm.$

$$\boxed{t < \bar{t}}$$

2) Appui A_1

$T_1 = 23{,}6^T$

$T_2 = 21{,}23$

$Z = 62$ cm

$\bar{\sigma}_b = 7 Kg/cm^2$; $\bar{\sigma}'_{b_0} = 81 Kg/cm^2$; $\bar{\sigma}'_b = 162 Kg/cm^2$; $\sigma'_b = 148$

$\tau_b = \dfrac{23600}{40 \cdot 62} = 9{,}5 Kg/cm^2 < (4{,}5 - \dfrac{148}{81}) . 7 = 18{,}7 Kg/cm^2$ donc

on n'a pas besoin d'étriers inclinés.

$t = \dfrac{At . Z . \sigma at}{T}$

$\sigma at = \rho a \cdot \sigma en$ avec $\rho a = 1 - \dfrac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \dfrac{9{,}5}{9.7} = 0{,}847$

on prend $\rho a = \dfrac{2}{3}$ (Reprise de betonnage).

$\sigma at = \dfrac{2}{3} . 4200 = 2800 Kg/cm^2$.

$At = 6 H.A 10 = 4{,}71$ cm^2

$t = \dfrac{4{,}71 . 62 . 2800}{23600} = 34{,}5$ cm.

$\bar{t} = h(1 - 0{,}3 . \dfrac{\tau_b}{\sigma_b}) = 70(1 - 0{,}3 . \dfrac{9{,}5}{7}) = 42$

$$\boxed{t < \bar{t}}$$

3°) Appui A_2

$T = 19{,}4$ T ; $Z = 62$ cm $\sigma'_b = 136 Kg/cm^2$

$\tau_b = \dfrac{19400}{40 . 62} = 7{,}82 Kg/cm^2 < 4{,}5 - \dfrac{136}{81}) . 7 = 19{,}7 Kg/cm^2$

$t = \dfrac{At . Z . \sigma at}{T} = \dfrac{4{,}71 . 62 . 2800}{19400} = \underline{42 \text{ cm}}$.

$\bar{t} = h(1 - 0{,}3 \dfrac{\tau_b}{\sigma_b}) = \underline{46{,}5 \text{ cm}}$

$$\boxed{t < \bar{t}}$$

4°) Appui A_3

$T = 16,79\ T$

$\overline{\sigma}_b = 7\ Kg/cm^2\ ;\ \overline{\sigma}'_{b_0} = 81\ Kg/cm^2;\ \overline{\sigma}'_b = 162\ Kg/cm^2$

$\overline{\sigma}'_b = 136\ Kg/cm^2$

$Z = 62\ cm.$

$\sigma'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2\overline{\sigma}'_{b_0}$ Il faut que $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\overline{\sigma}'_{b_0}}\right)\overline{\sigma}_b$

$\tau_b = \frac{19790}{40.62} = 6,78\ Kg/cm^2 < \left(4,5 - \frac{136}{81}\right).7 = 19,7\ Kg/cm^2$

donc on n'a pas besoin d'armatures inclinées.

$A_t = 5\ H.A_{10} = 3,93\ cm^2$

$\sigma_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$ avec $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b} = 1 - \frac{6,78}{9.7} = 0,92$

$\rho_a = \frac{2}{3}$ (Reprise de betonnage) $\Rightarrow \sigma_{at} = 2800\ Kg/cm^2$

$t = \frac{A_t . Z . \sigma_{at}}{T} \quad \frac{3,93 . 62 . 2800}{16790} = 40,5\ cm.$

$\overline{t} = h\left(1 - 0,3\frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right) = 70\left(1 - 0,3 . \frac{6,78}{7}\right) = 50\ cm.$

$$\boxed{t < \overline{t}}$$

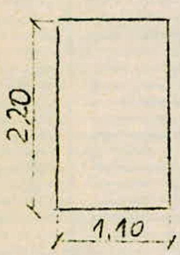
La Methode de Mr CAQUOT nous permet de déterminer l'espacement des etriers en travée.

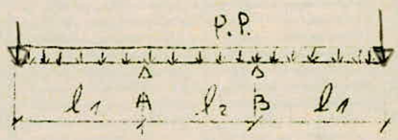
ETUDE DES POUTRES MAÎTRESSES (I, II, III, V)

Les 4 Poutres maîtresses reposent sur les Voiles. chacune de ces poutres. comporte 2 consoles à ses 2 extrêmités. la poutre crémaillere repose à chaque extremités de ces poutres maitresses.

Ces poutres seront calculées en flexion simple et en torsion.

1°/ Calcul de la 1er poutre maîtresses I





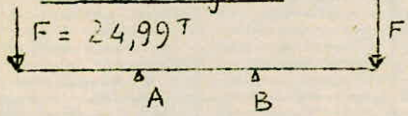
poids propre . P.P

P.P(1,10 x 2,20 + 2,20 x 0,30) 2,5 = 7,7 T/m.l.

$$M_A = M_B = \frac{P l_1^2}{2} = \frac{7,7\,(9,50)^2}{2} = -348 \text{ Tm.}$$

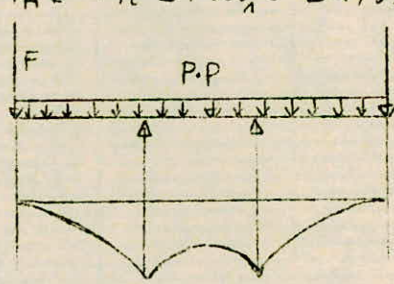
$$M_{travée} = \frac{P l_2^2}{8} - M_A = \frac{7,7.(8,3)^2}{8} - 348 = -281,5 \text{ Tm}$$

- Surcharges:



$$M_A = M_t = F . l_1 = -24,99 . 9,50 = -225 \text{ Tm.}$$

P.P + Surcharges:



Moment Maxi sur appui = - 348 - 225 = - 573 Tm.

Moment Maxi en travée = - 281,5 - 225 = - 506,5 Tm.

$$\boxed{\begin{array}{l} M_A = -573 \text{ Tm.} \\ M_t = -506,5 \text{ Tm} \end{array}}$$

CALCUL DES ARMATURES.

α) Armatures en travée.

$M = 506{,}5$ Tm $\quad b = 1{,}10$ m $\quad h_t = 2{,}20$ m. $\bar{\sigma}'_b = 162$ Kg/cm²

$$\mu' = \frac{nM}{\sigma_a\, b h^2} \quad \frac{15 \cdot 506{,}5 \cdot 10^5}{2670 \cdot 110\,(210)^2} = 0{,}0585 \Rightarrow \begin{cases} K = 34{,}7 \\ \varpi' = 0{,}435 \end{cases}$$

$\sigma'_b = \frac{15}{n}\,\frac{\sigma_a}{K} = 77$ Kg/cm² $\Rightarrow$ pas d'armatures à la compression

$$A = \frac{15}{n}\,\varpi'\,\frac{bh}{100} = \frac{15}{15} \cdot 0{,}435 \cdot \frac{110 \cdot 210}{100} = 100{,}05 \text{ cm}^2$$

soit 8 HA 40.

β) Armatures sur appuis.

$M = 573$ Tm,

$$\mu' = \frac{nM}{\sigma_a\, b\, h^2} = \frac{15 \cdot 573 \cdot 10^5}{2670 \cdot 110\,(210)^2} = 0{,}0656 \Rightarrow \begin{cases} K = 32{,}4 \\ \varpi' = 0{,}488 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = 81{,}2 < \bar{\sigma}'_b$$

$A = \frac{15}{15} \cdot 0{,}488 \cdot \frac{110 \cdot 210}{100} = 112{,}5$ cm² $\Rightarrow$ 9 HA 40 en 3 nappes.
$= 113{,}10$ cm².

γ) Calcul des moments résistants relatifs à chaque nappe

$$A = 113{,}1 \text{ cm}^2 \begin{cases} 3\,HA_{40} = 37{,}7 \text{ cm}^2 \text{ filantes} \\ 3\,HA\,40 \quad '' \\ 3\,HA\,40 \quad '' \end{cases}$$

$$A_1 = 37{,}7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varpi'_1 = \frac{A_1}{\frac{15}{n} \cdot \frac{bh}{100}} = \frac{37{,}7}{\frac{15}{15} \cdot \frac{110 \cdot 210}{100}} = 0{,}163$$

$\varpi'_1 = 0{,}163 \Rightarrow \mu'_1 = 0{,}0229$

$$Mr^1 = \frac{\mu'_1}{n} \cdot bh^2 \cdot \sigma_a = \frac{0{,}0229}{15} \cdot 110 \cdot (210)^2 \cdot 2670 = \underline{198 \text{ Tm}}.$$

$A_2 = 75{,}40$ cm² $\Rightarrow \varpi'_2 = 0{,}326$; $\mu'_2 = 0{,}0446 \Rightarrow Mr^2 = \underline{388 \text{ Tm}}$

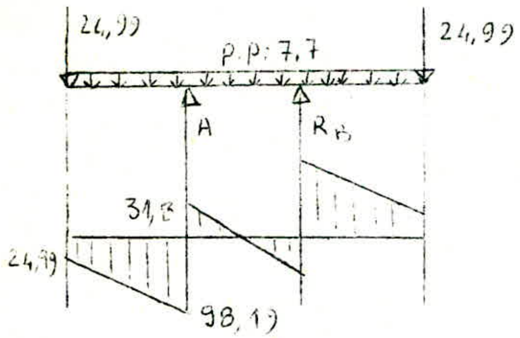
$A_3 = 113{,}1 \Rightarrow \varpi'_3 = 0{,}49$; $\mu'_3 = 0{,}0659 \Rightarrow Mr^3 = \underline{575 \text{ Tm}}$.

$Z = \frac{7}{8} h = 184$ cm.

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_d} \quad \text{avec} \quad \tau_d = 1{,}25\,\psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 19{,}7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$l_d = \frac{4{,}0}{4} \cdot \frac{2670}{19{,}7} = 135 \text{ cm}.$$

δ) Effort Tranchant : Armatures transversales :



$$R_A = R_B = 7{,}7\left(9{,}50 + \frac{8{,}30}{2}\right) + 24{,}99$$
$$= 129{,}99 \text{ T}$$

- Calcul des armatures transvervales.

a) A l'extrèmité de la console

$T_1 = 24{,}99$ T , $\bar{\sigma}_b = 7 \text{ Kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}'_{b_0} = 81 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_b' = 82{,}5 \text{ Kg/cm}^2 , \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ Kg/cm}^2$

$$Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 2.10 = 1{,}84 \text{ m}.$$

$$\sigma'_{b_0} \leq \sigma_b \leq 2\sigma'_{b_0}$$

Il faut que $\tau_b \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b$.

$$\tau_b = \frac{24\,990}{110.184} = 1{,}24 \text{ Kg/cm}^2 < \left(4{,}5 - \frac{82{,}5}{81}\right) 7 = 24{,}4 \text{ Kg/cm}^2$$

donc on n'apas besoin d'armatures inclinées

$At = 4 HA 10 = 3{,}14 \text{ cm}^2$

$\sigma_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$ avec $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0{,}98$

$\rho_a = 2/3$ (Reprise de betonnage)

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{\sigma_{at} \cdot Z \cdot A_t}{T} = \frac{2800 \cdot 184 \cdot 3{,}14}{24990} = 64{,}5\,\text{cm}.$$

$$\bar{t} = h\left(1 - 0{,}3\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 198\,\text{cm}.$$

$$\boxed{t < \bar{t}}$$

b) Espacement des etriers au droit de l'appui A

$T_2 = 98{,}19\ T$

$$\tau_b = \frac{98{,}19}{110 \cdot 184} = 4{,}85\,\text{Kg/cm}^2 < 24{,}4\,\text{Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot Z \cdot \sigma_{at}}{T} = 3{,}14 \cdot 184 \cdot 2800 \qquad \underline{16{,}4\,\text{cm} \ll \bar{t}}$$

c) Espacement des etriers dans la traveé centrale (C.a.d à l'appui coté travée)

$T_3 = 31{,}8\ T$

$$\tau_b = \frac{31800}{110 \cdot 184} = 1{,}57 < \bar{\tau}_b$$

$$t = \frac{A_t \cdot Z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{3{,}14 \cdot 184 \cdot 2800}{31800} = \underline{51\,\text{cm} < \bar{t}}$$

Le calcul des armatures pour les poutres maîtresses. (II, III, IV) sera analogue au précedent, il sera consigné dans le Tableau suivant.

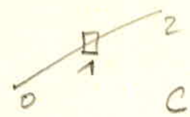
	Poutre I	Poutre II	Poutre III	Poutre IV
Moments aux appuis (Tm)	- 573	466	324,5	201
Moments en Travées (Tm)	- 506,5	423,5	284	130
Armatures aux appuis. cm^2	113,1 cm^2 9HA 40	88,47 cm^2 11 HA32	59,84 5 HA 32 4 " 25	85,77
Armatures en travée cm^2	100,53 cm^2 8HA40	80,42 cm^2 10 HA 32	56,30 7HA32	53,4
M^{ts} resistants $1^{ère}$ nappe (Tm)	198	145	144	65
" " $2^{ème}$ "	388	328	248	143
" " $3^{ème}$ "	575	505	348	219
$ld = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_d}$ (cm)	135cm	108	108	108
$Z = \frac{7}{8}h$ (cm)	184	210	210	92
EFFORT TRANCHANT au l'appui (T)	98,19	70,63	59,22	60,49
EFFORT TRANCHANT A L'EXTRÉMITÉ DE LA CONSOLE (T)	24,99	44,83	37,62	16,79
Espacement des etriers à l'appui coté console (cm)	16,4 < t	26,2	31,4	20
" " " entravée coté travée. (cm)	51 < t	95	51	35,3
" " " à l'extrémité de la console. (cm)	64,5 < t	80	27,6	48

Ces 4 poutres ont été calculées sous l'effet du poids propre et des surcharges, or sous l'effet du seisme on ne tient compte que du poids propre multiplié par le coefficient sismique et du $\frac{1}{5}$ des surcharges. donc à fortiori ces poutres resisteront au seisme et le calcul sous l'effet du Seisme sera unitile

ETUDE A LA TORSION

les armatures à déterminer pour résister à la Torsion Seule s'ajoutent aux armatures longitudinales et transversales de flexion.

Couples de Torsion maxi



$C_1 = M_{10} + M_{12}$

– couples de torsion dûs au poids propre

$C_0 = (-11{,}340 + 1{,}451 - 0{,}173)\,1{,}14 = -11{,}470$ Tm.

$C_1 = (3668 - 4291 + 0{,}475)\,1{,}14 = 0{,}169$ Tm

$C_2 = (-0{,}317 + 5{,}151 - 3{,}979)\,1{,}14 = 0{,}975$ "

$C_3 = (0{,}178 - 1{,}505 + 11{,}582)\,1{,}14 = 11{,}700$ "

– couples de torsion dûs aux surcharges.

$C_0 = -11{,}34 \times 4{,}00 = -45{,}4$ Tm.

$C_1 = 4{,}291 \times 3{,}40 = 14{,}6$ "

$C_2 = 5{,}151 \times 3{,}4 = 17{,}5$ "

$C_3 = 11{,}582 \times 2{,}78 = 32{,}1$ "

– Couples de Torsion maxi

$C_0 = -11{,}47 - 45{,}4 = \underline{-56{,}87\ \text{Tm}}$ → poutre I

$C_1 = 0{,}169 + 14{,}6 = \underline{14{,}769}$ " → " II

$C_2 = 0{,}975 + 17{,}5 = \underline{18{,}475}$ " → " III

$C_3 = 11{,}7 + 32{,}1 = \underline{43{,}80}$ " → " IV

a) Calcul des armatures de Torsion pour la poutre I

h = 2,20 m.
b = 1,10 m.

$M^t = C_0 = 56{,}87$ Tm; $\overline{\sigma}'_{b_0} = 81\ \text{Kg/cm}^2$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{2{,}20}{1{,}10} = 2 \Rightarrow k = 4{,}06$$

la contrainte de cisaillement maximale est égale à :

$$\tau_{bm} = \frac{K M^t}{b^2 h_t} = \frac{4{,}06 \cdot 56{,}87 \cdot 10^5}{(110)^2 \cdot 220} = 9{,}05\ \text{Kg/cm}^2$$

Il faut que $\tau_{bm} < \frac{\overline{\sigma}_{b0}}{3.} \Rightarrow 9.05 < 27$

$$\varpi'_0 = \frac{\text{Section des armatures longitudinales}}{\text{Section du beton d. la pièce}}$$

$$\varpi'_0 = \frac{2}{3} \cdot \frac{ht+b}{2ht} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\overline{\sigma}_a} = \frac{2}{3} \frac{(220+110)}{440} \cdot \frac{9{,}05}{2670} = 0{,}0017$$

$A' = \varpi'_0 . B = 0{,}0017 . 110 . 220 = 41{,}2 \text{ cm}^2$ soit 13HA 20

$$\overline{\omega}t_0 = \frac{\text{Volume des armatures transversales par unité de longueur}}{\text{Section du beton de la pièce}}$$

$$\varpi t_0 = 0{,}8 \frac{ht+b}{2ht} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\overline{\sigma}_a} = 1{,}2 . A' = 49{,}4 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Si nous prenons des cadres en ϕ_{10} pour le quel $At = 0{,}78 \text{cm}^2$ le volume d'un cadre a pour valeur: $0{,}78(210+105)\,2 = 492 \text{ cm}^3$ l'ecartement des cadres sera donc

$$t' = \frac{492}{49{,}4} = 9{,}9 \text{ cm}.$$

b) Calcul des armatures de torsion pour la poutre II

$M^t = C_1 = 14{,}769 \text{ Tm}.$ $b = 75 \text{ cm}$ $ht = 250 \text{ cm}.$

$$\frac{ht}{b} = \frac{250}{75} = 3{,}3 \Rightarrow k = 3{,}68$$

$$\tau_{bm} = \frac{KM^t}{b^2 ht} = \frac{3{,}68 . 14{,}769 . 10^5}{(75)^2 . 250} = 3{,}86 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\overline{\sigma}'_{b0}}{3}$$

$$\varpi'_0 = \frac{2}{3} \cdot \frac{(250+75)}{500} \cdot \frac{3{,}86}{2670} = 0{,}00063$$

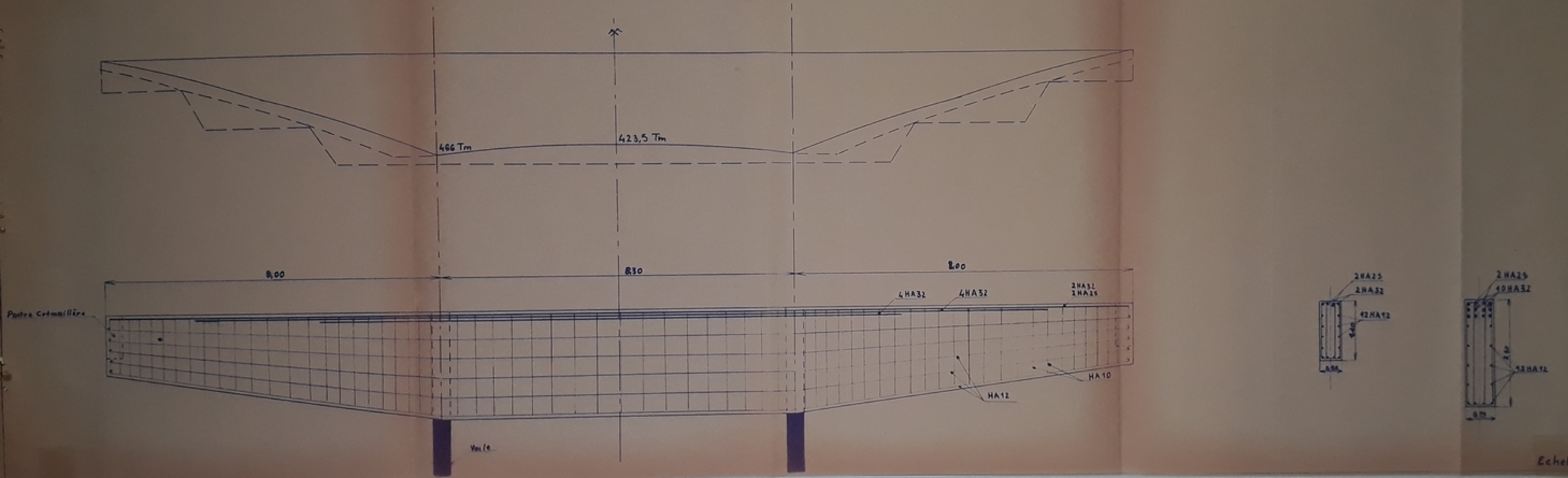
$A' = \varpi'_0 . B = 6{,}3 . 10^{-4} . 250 . 75 = 11{,}8 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \text{HA} 12$

$\varpi t_0 = 1{,}2 A' = 14{,}35 \text{ cm}^2/\text{cm}.$

Si nous prenons des cadres en ϕ_{10} pour lequel $At = 0{,}78 \text{cm}^2$.

PB00263
Après p 55 (1)

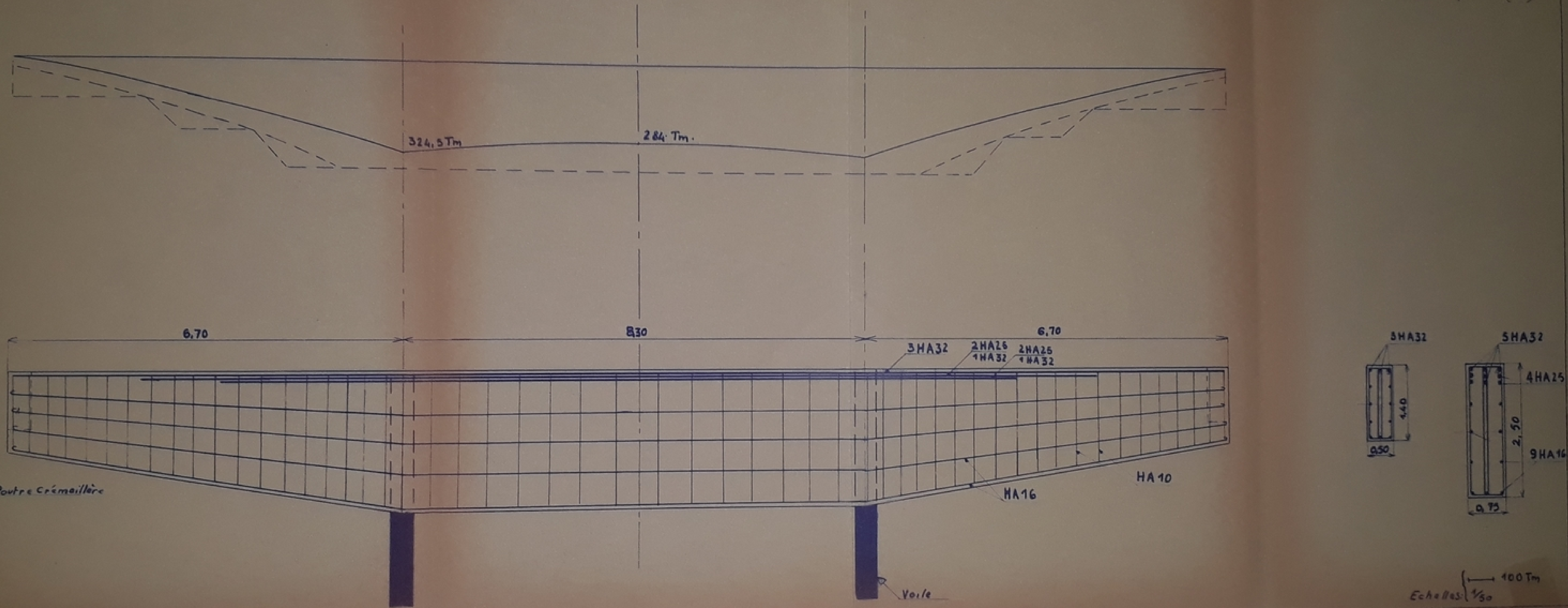
Poutre II



Echelle

PB00269
Après p51 (2)

Poutre III



le volume d'un cadre a pour valeur $0,78(240+70)\,2 = 483\ cm^3$

l'ecartement des cadres sera égal à :

$$t' = \frac{483}{14,4} = 33,5\ cm.$$

c) Armatures de Torsion pour la poutre III

$M^t = C_2 = 18,475\ Tm \qquad b = 75\ cm \qquad ht = 250\ cm.$

$$\frac{ht}{b} = \frac{250}{75} = 3,3 \Rightarrow k = 3,68$$

$$\tau_{bm} = \frac{3,68 \cdot 18,475 \cdot 10^5}{(75)^2 \cdot 250} = 4,82\ Kg/cm^2 < \frac{\overline{\sigma}_{b_0}}{3} = 27\ Kg/cm^2$$

$$\varpi'_0 = \frac{2}{3} \cdot \frac{(250+75)}{500} \cdot \frac{4,82}{2670} = 0,000786$$

$$A' = \varpi'_0 \cdot B = 7,86 \cdot 10^{-4} \cdot 250 \cdot 75 = 14,7\ cm^2 \Rightarrow 8\ HA16.$$

$\varpi t_0 = 1,2 \cdot A = 17,6\ cm^3/cm.$

on prend des cadres en $\phi 10 \Rightarrow At = 0,78\ cm^2.$

le volume d'un cadre a pour valeur : $0,78(240+70)\,2$

$= 483\ cm^3$

l'ecartement des cadres sera égal à :

$$t' = \frac{483}{17,6} = 37,5\ cm.$$

d) Armatures de torsion pour la poutre IV

$M^t = C_3 = 43,8\ Tm. \quad b = 3,00\ m\ ;\ h = 1,10 \rightarrow K = 3,82.$

$$\tau_{bm} = \frac{3,82 \cdot 43,8 \cdot 10^5}{(300)^2 \cdot 110} = 1,69\ Kg/cm^2 < 27\ Kg/cm^2$$

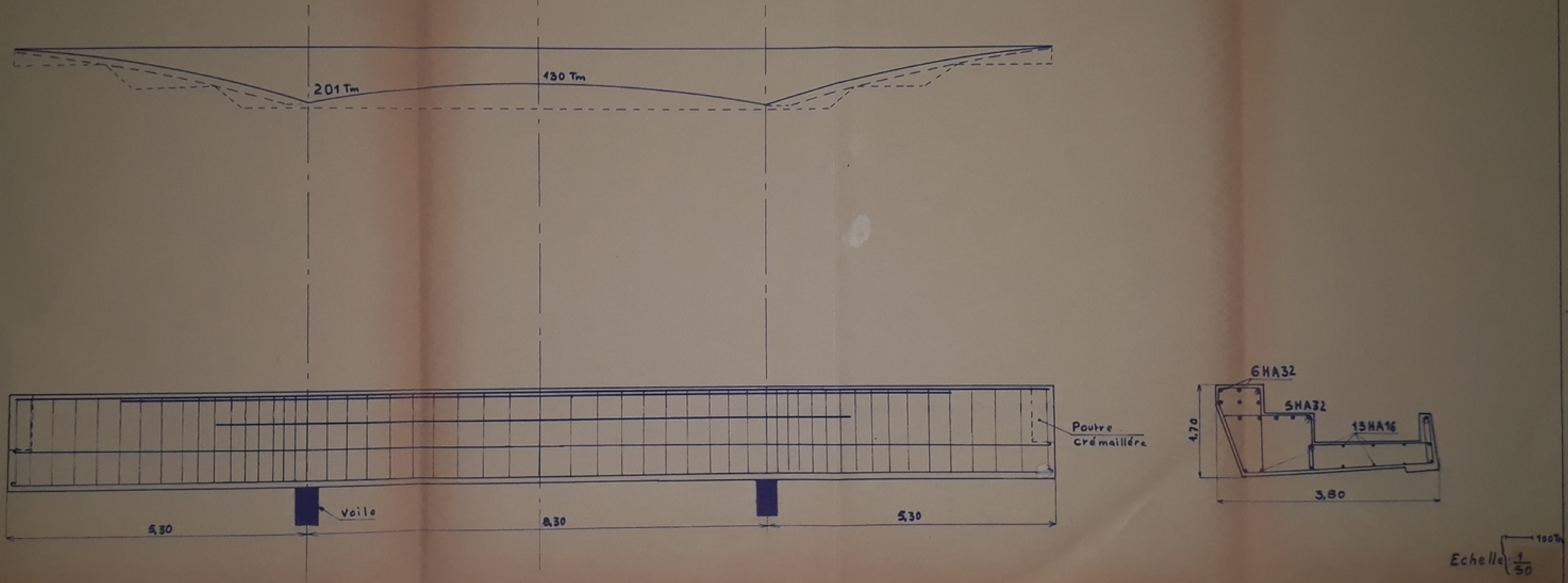
$\varpi'_0 = 0,000785 \Rightarrow A' = B \cdot \varpi'_0 = 25,9\ cm^2$

$\varpi t_0 = 1,2 \cdot 25,9 = 31,1.$

Cadres $\phi 10 \Rightarrow 0,78(300+100)\,2 = 623\ cm^3$

$$t' = \frac{623}{25,9} = 24,1\ cm.$$

Poutre IV


201 Tm
130 Tm
Poutre crémaillère
Voile
5,30
8,30
5,30
6HA32
5HA32
15HA16
4,70
3,80
100 Tm
Echelle 1/50

ETUDE DES VOILES.

Le Calcul du ferraillage des Voiles est basé sous l'effet du Séisme et du Vent, or l'effet du vent est plus faible que l'effet du Séisme, ce qui nous a amené à calculer les voiles sous l'effet du Seisme seulement. Pour cela on suppose que les forces s'exercent suivant 3 plans formés par les portiques I, II, III (Voir figure) On détermine les forces dûes au Seisme s'exerçant aux nœuds dans chaque portique, puis on calcule les moments dans les portiques par la methode des points de moments nuls.

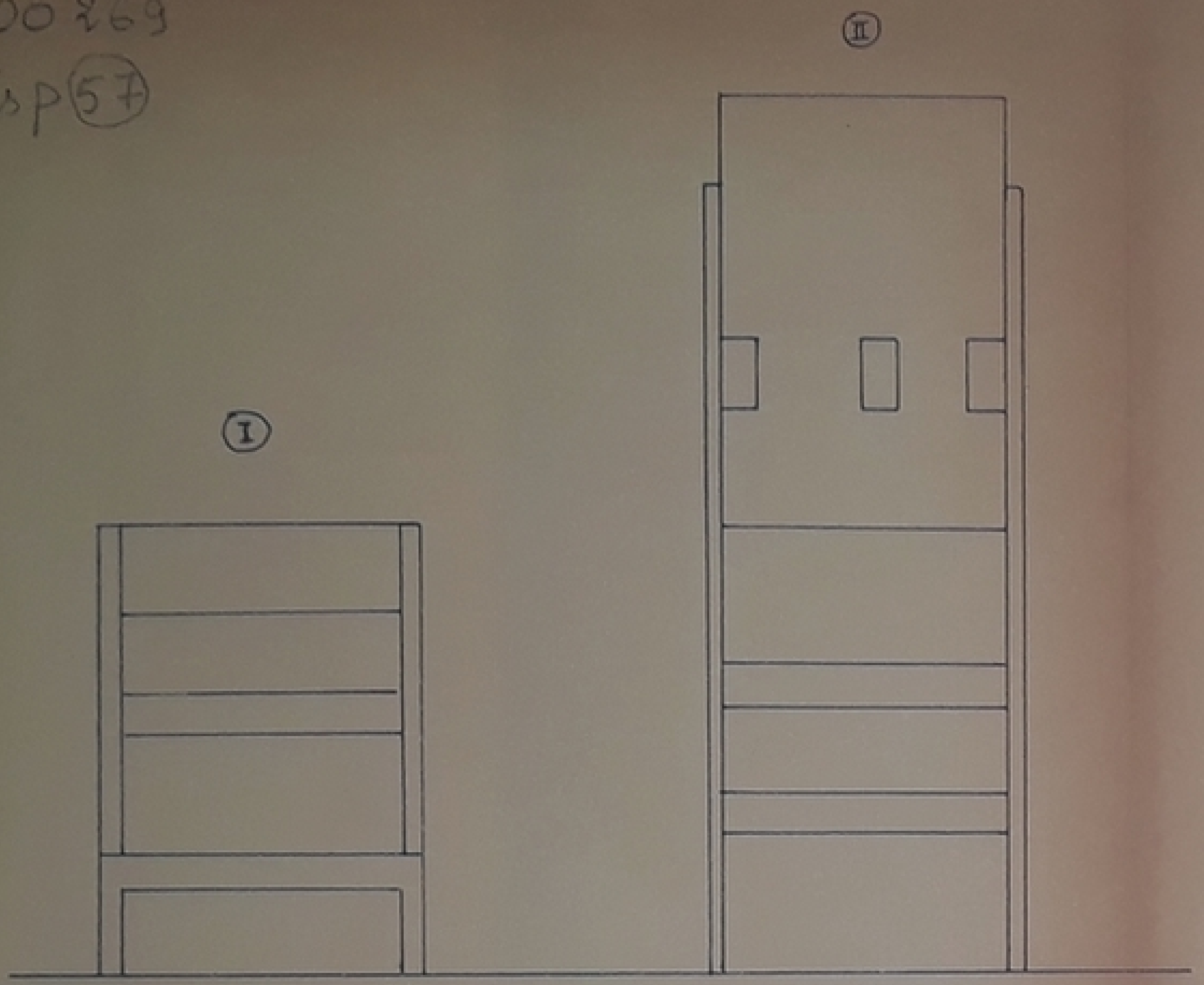
Ayant les moments et les efforts on calculera les armatures horizontales et verticales du voile.

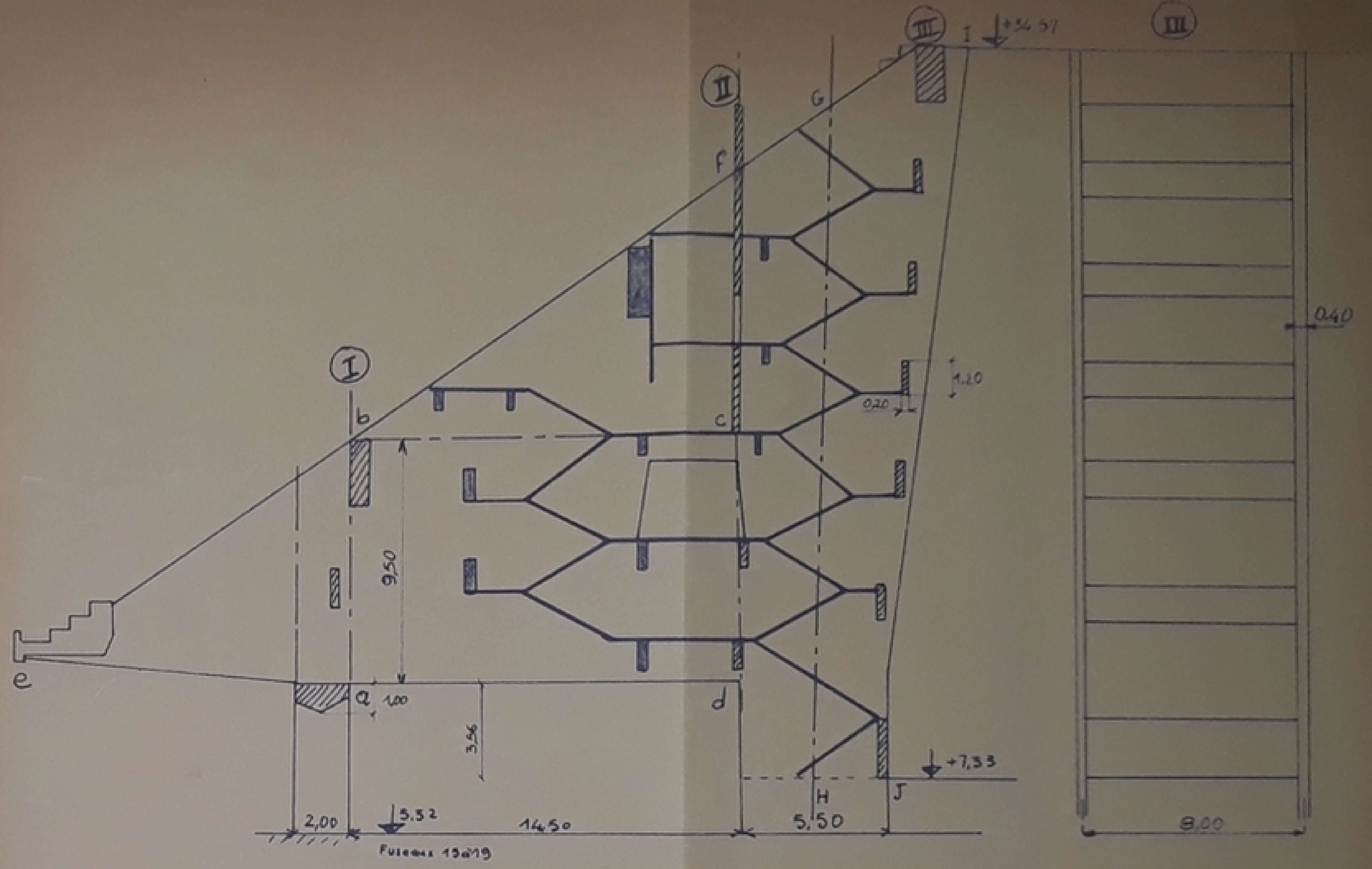
la partie du voile a.b.e en console se calcule en prenant la section qui est juste au dessus du poteau; c'est à dire 2,00x0,40 cette section sera etudiée en flexion composée (Armatures Verticales) et en flexion simple 9,50 x 0,40 (Armatures horizontales)

la partie centrale du voile sera calculeé Comme une poutre de grande hauteur.

la partie FGDH sera étudiée comme la partie du voile abe c'est à dire en prenant une section de 2,50 x 0,40 (Armatures Verticales) et une section de 33,60 x 0,40 (Armatures horizontales)

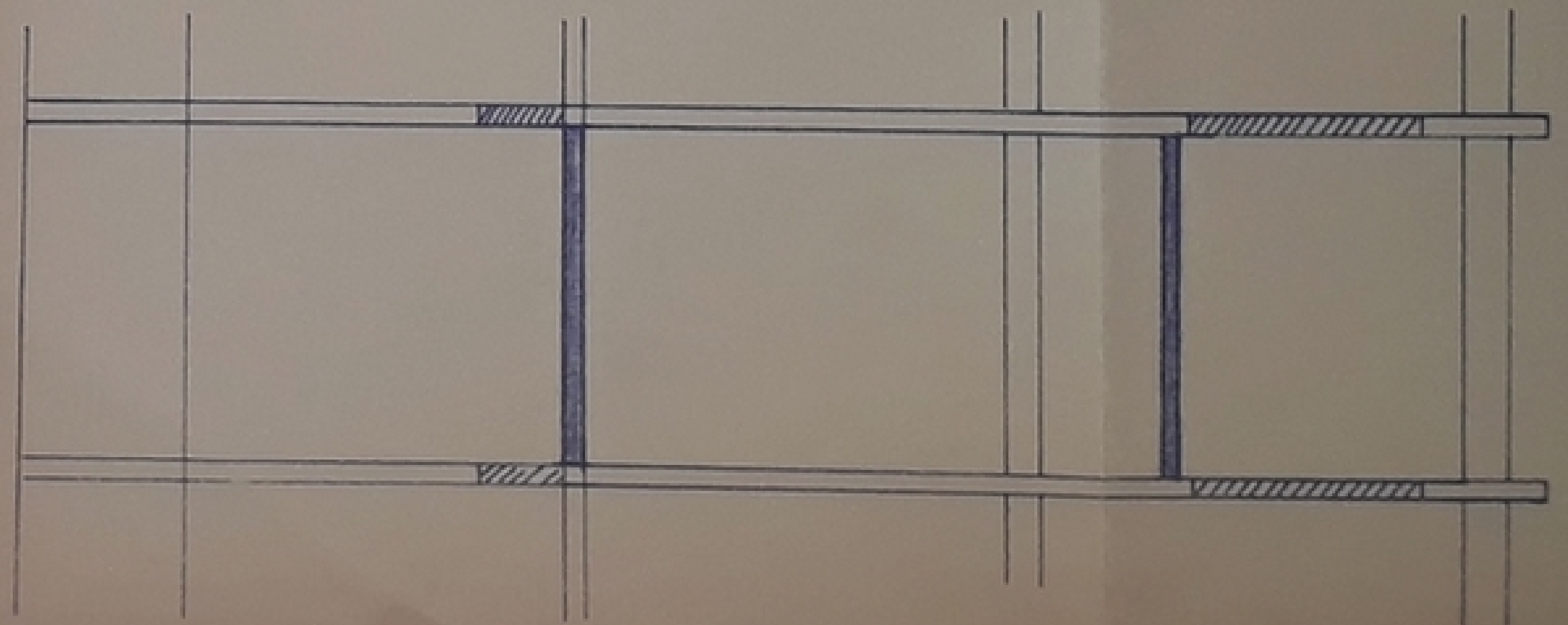
PB00269
Après p 57





VOILE

Plans de Contreventement



DESCENTE DES CHARGES

coefficient sismique suivant l'horizontale $\sigma_1 = 0,074$ (calculé précedemment)

" " " la verticale $\sigma_2 = 0,105$ "

le portique I encaisse toutes les forces dûes à la zone abe $+ \frac{1}{2}$ des forces dûes à la zone abcd $+ \frac{1}{3}$ des forces dûes à la zone bcf

le portique II encaisse la moitié des forces de la zone abcd $+ \frac{2}{3}$ des forces de la zone bcf + les forces de la zone fGdH.

le portique III encaisse les forces de la zone GHIJ.

1°) Zone abe : (suivant l'horizontale $\sigma = 0,074$)

- Voiles → $\sigma P = 0,074 \times (2 . 9,5 \times 11 \times 0,40 \times 2,5)$ $= 15,5^T$ (reparties triangulairement)
- poutre maîtresse IV $(3,5 \times 1,10 \times 19 \times 2,5)\,0,074$ $= 13,6^T$
- Poutre reliant les 2 poteaux avants

  $(2,00 \times 0,75 \times 8,00 \times 2,5)\,0,074$ $= 2,2^T$
- Poutre maîtresse III : $0,074\{(3,22 \times 6,70)2 + 4,68 \times 8,30\} = 6,10^T$
- Poutre de contreventement : $(1,20 \times 0,20 \times 8,00 \times 2,5)\,0,074 = 0,354^T$
- Poteaux : $0,074(2 . 2,00 \times 0,90 \times 3,56 \times 2,5)$ $= 2,36^T$

2°/ Zone abcd :

- Voiles : $(2 \times 9,5 \times 14,5 \times 0,40 \times 2,5)\,0,074$ $= 19,7^T$
- Volées d'escaliers : $0,074(0,25 \times 3,5 \times 4,00 \times 2,5)4$ $= 2,85^T$
- paliers : $0,074\,(18,00 \times 0,15 \times 8 \times 2,5)$ $= 4,20^T$
- poutres de contreventement et supportants les paliers d'escaliers : $(3 \times 0,35 \times 1,00 \times 800 \times 2,5 + 2 . 1,20 \times 0,20 \times 8,00 \times 2,5)\,0,074 = 2,29^T$

3°) Zone bcf

- Voiles : $(\frac{2}{2} \times 14,5 . 9,5 . 0,40 \times 2,5) 0,074$ $= 9,8^T$

- poutre maîtresse II $\{(3,22 \times 8,00) 2 + (4,68 \times 8,30)\} 0,074$ $= 6,75^T$

- Volées d'escaliers : $(3,5 \times 0,25)\, 4,00 \times 2,5 \times 0,074$ $= 0,647^T$

- Support Vomitoire : $(4,00 \times 0,20)\, 4,00 \times 2,5 . 0,074$ $= 0,593^T$

- Poutres de Contreventement : $0,35 \times 1,20 \times 8,00 \times 2,5 \times 0,074$ $= 0,623^T$

- Passerelles : $(2 . 3,20 + 0,13 . 8,00 \times 2,50)\, 0,074$ $= 1,232^T$

- petit Voile $2,80 \times 0,15 \times 8 \times 2,5 . 0,074$ $= 0,622^T$

4°) Zone FGDH

- Voiles : $2 \times 3,30 \times 21,00 . 0,40 \times 2,5 . 0,074$ $= 10,3^T$

- petit Voile : $0,15 \times 11,00 \times 8 \times 2,5 . 0,074$ $= 2,24^T$

- Poutres de Contreventements : $22,4 \times 0,074$ $= 1,66^T$

- Volées d'escaliers $48 \times 0,074$ $= 3,55^T$

- paliers d'escaliers : $(5 \times 1,30 . 0,15 \times 8 \times 2,5)\, 0,074$ $= 1,43^T$

- poteaux : $2(5,50 \times 0,90 \times 3,56 \times 2,5)\, 0,074$ $= 6,52^T$

5°) Zone GHIJ

- Voiles : $2 \times 4,7 \times 26 \times 0,40 \times 2,5 . 0,074$ $= 15,8^T$

- mur de Soutennement : $0,30 \times 2,00 \times 8,00 \times 2,5 . 0,074$ $= 0,99^T$

- Poutres précontraintes : $5(1,20 \times 0,20 \times 8,00 \times 2,5)\, 0,074$ $= 1,8^T$

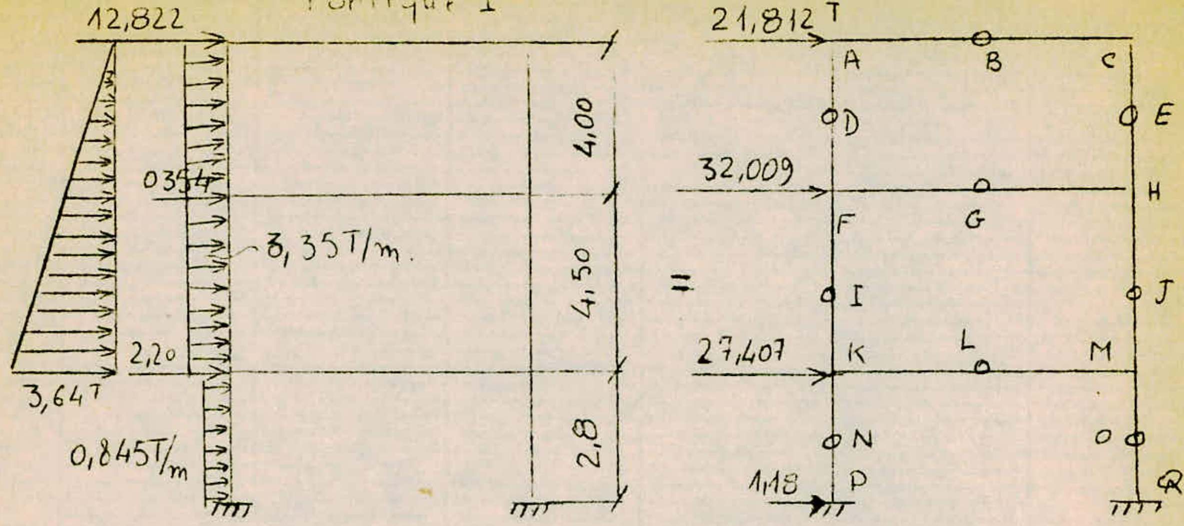
- Poutre maîtresse I : $27,4 \times 7,7 \times 0,074$ $= 15,6^T$

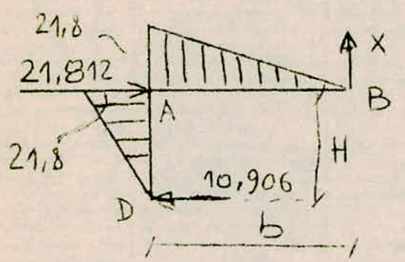
- Volées d'escaliers $= 3,55^T$

- paliers d'escaliers $= 1,43^T$

- poteaux $= 6,52^T$

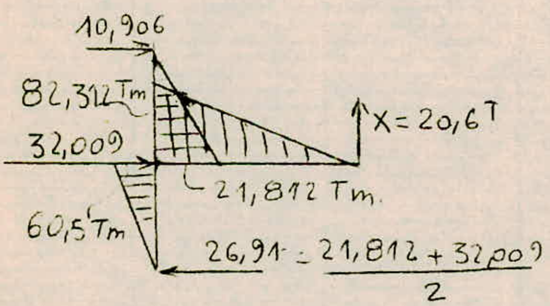
Portique I





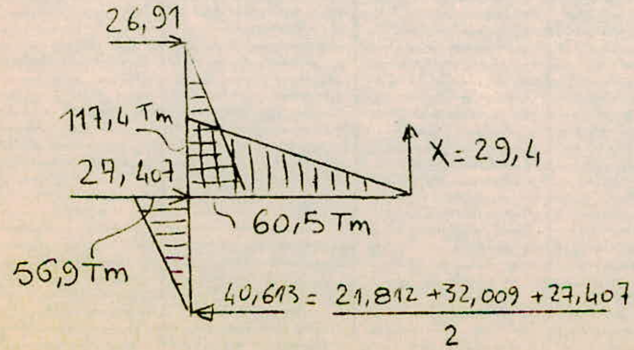
$$X b = \frac{H}{2} \cdot a \rightarrow X = \frac{H}{2} \cdot \frac{a}{b}$$

$$= 10,906 \cdot \frac{2}{4} = 5,453$$

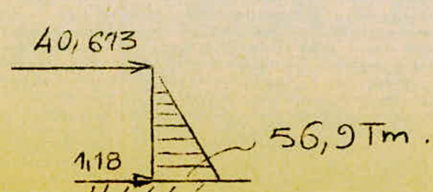


$$X b = 10,906 \cdot 2 + 26,91 \cdot 2,25.$$

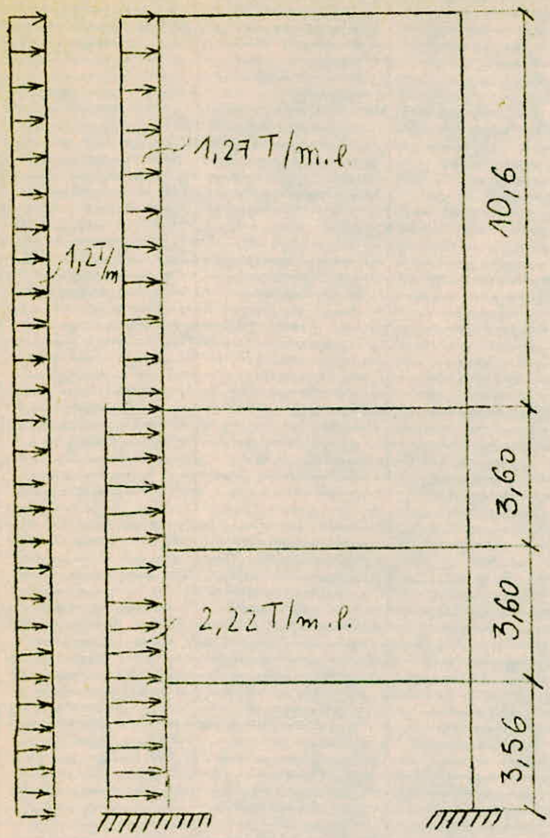
$$X = \frac{82,312}{4} = 20,6^{T}$$



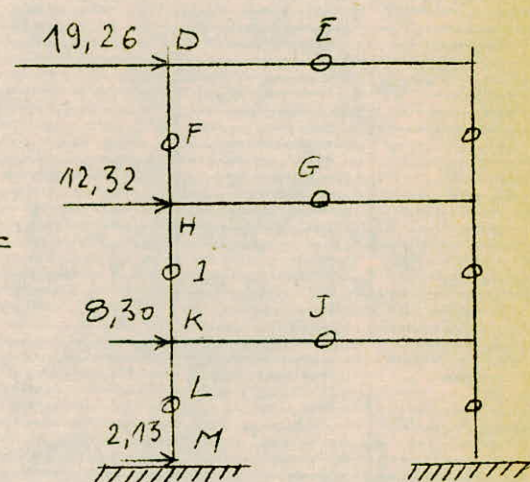
$$X = \frac{60,5 + 56,9}{4} = 29,4\ T$$

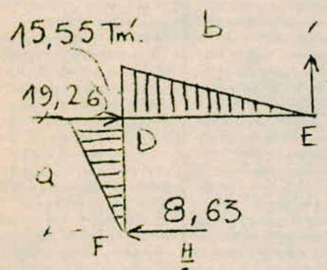


PORTIQUE II



=

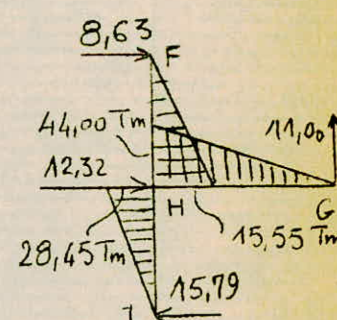


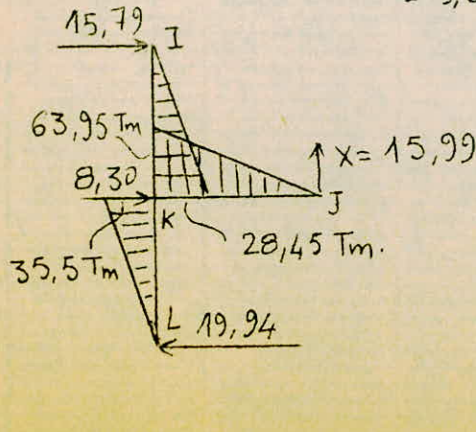


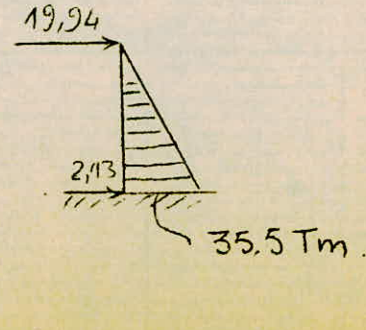
$$X b = \frac{H}{2} \cdot a$$

$$X = \frac{H}{2} \cdot \frac{a}{b} = 8{,}63 \cdot \frac{1{,}8}{4}$$

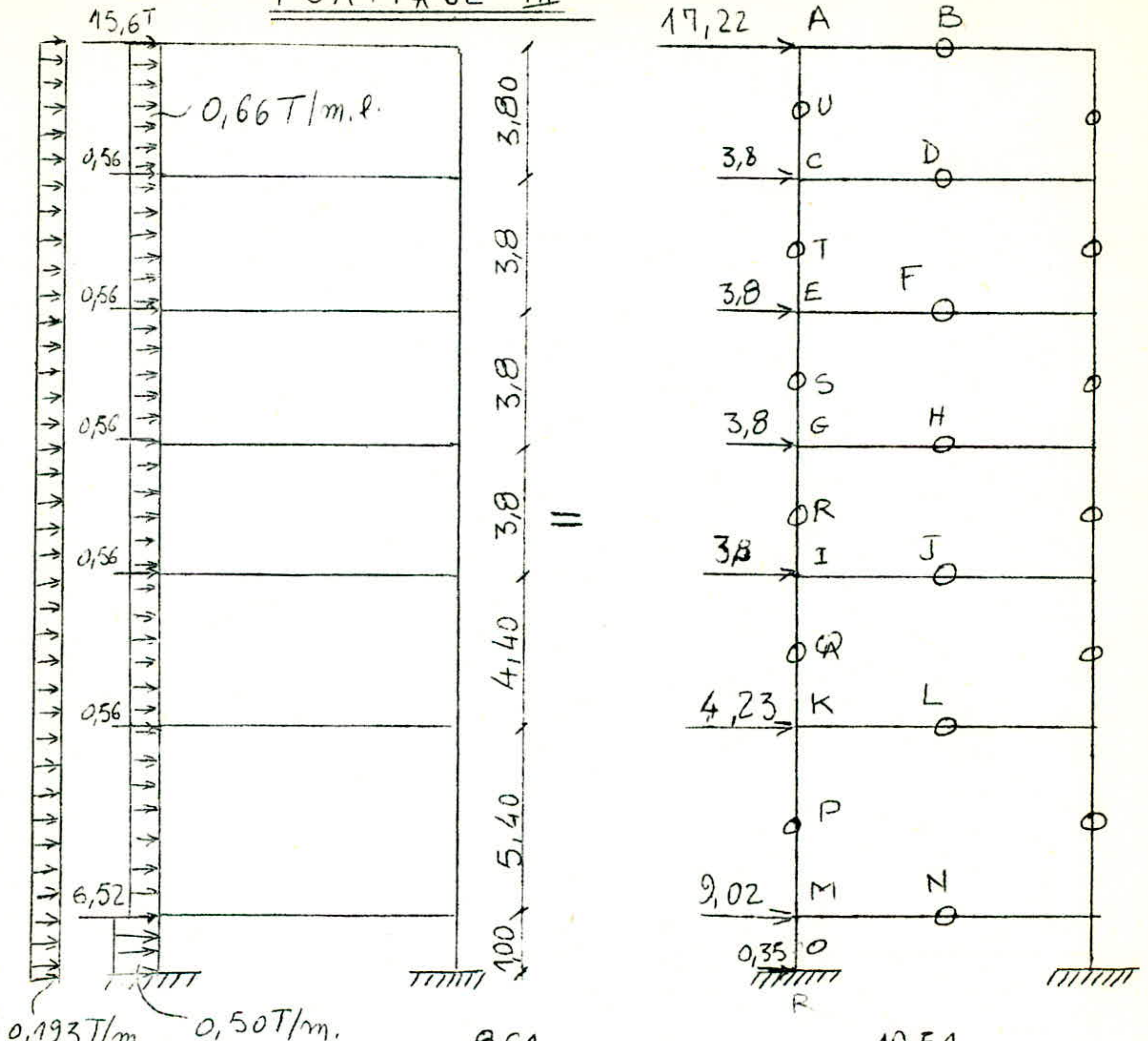
$$= 3{,}89$$

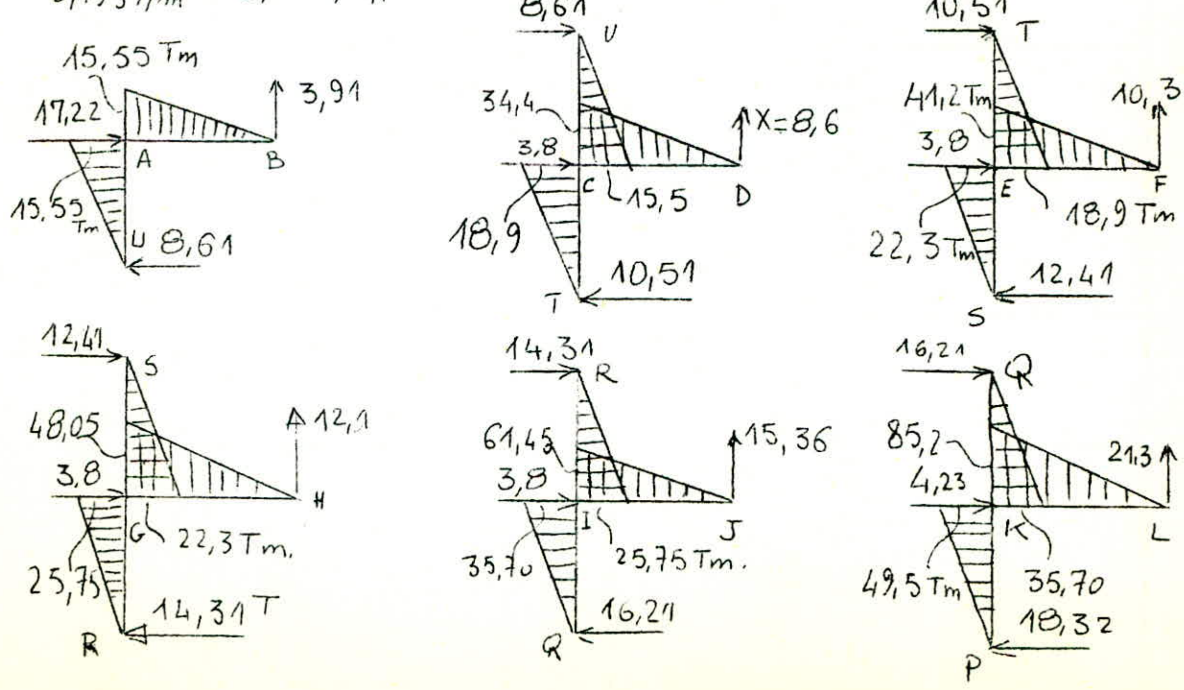


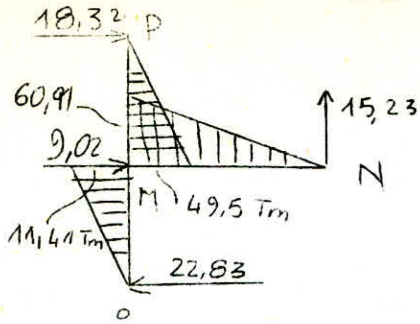


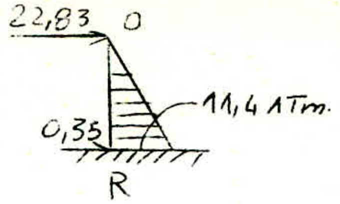


PORTIQUE III







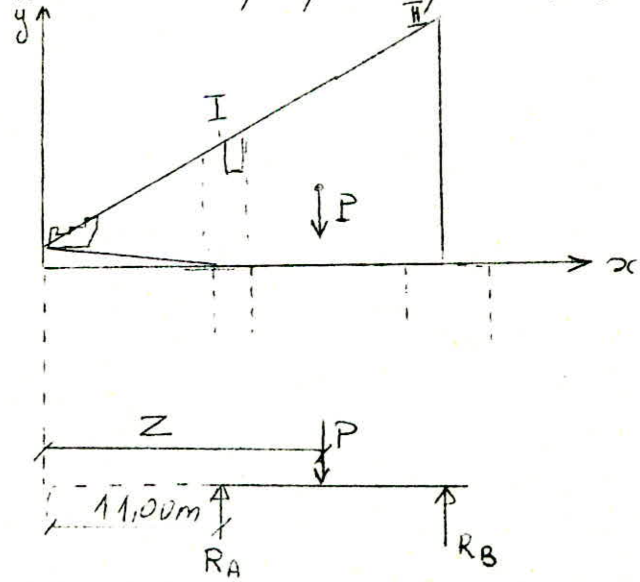


Descente des charges suivant la verticale.

Coefficient sismique $\sigma_2 = 0{,}105$.

Détermination des composantes dûes au seisme pour les portiques I et II.

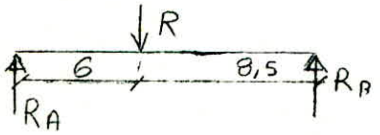
Pour cela on considere 2 axes x, y passant par le point e; on determine les moments par rapport à ce point e afin de déterminer la position de la Resultante et par la suite les Reactions R_A et R_B dans chaque portique I et II.



Tout ce calcul sera consigné dans le Tableau suivant.

	$(\sigma_2 P)$	z_m	$M = (\sigma_2 P)\, z_m$
Voile abe	22,00 T	7,34 m	161,2 Tm
Poutre reliant les 2 poteaux avants	8,40	10,00	84,00 "
Poutre maîtresse III	8,65	11,20	97,00 "
Poutre de contreventement	0,502	10,5	5,27 "
Voile abcd	28,00	18,25	512 "
Volées d'escaliers	4,05	19,5	79,00
- paliers "	5,96	21,00	125,2
- 3 poutres de Contreventement	2,25	22,00	50,00
- 2 " " "	1,05	16,5	17,32
Voile bcF	13,95	21,00	293,00
Poutre maîtresse II	9,60	21,50	206,5
Volées d'escaliers	0,92	19,00	17,5
Support Vomitoire	0,842	15,5	13,05
poutres de Contreventement	0,885	15,5	13,72
passerelle	1,75	23,6	41,20
petit Voile	0,872	22,5	19,57
voile FGDH	14,61	27,1	396,50
petit Voile	3,18	25,5	81,1
poutres de Contreventement	2,355	26,00	61,3
Volées d'escaliers	5,04	28,3	149,8
- paliers "	2,03	26,5	53,7
Σ	155,8		2650

$$Z = \frac{2650}{155,8} = 17,00\,m$$



$$R_A = \frac{155,8 \times 8,5}{14,5} = 91,5\,T$$

$$R_B = 64,3^T$$

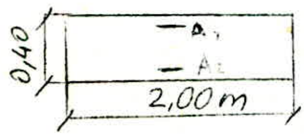
Calcul du ferraillage de la partie du voile en console (abe)

1°) Armatures Verticales:

on considère la section qui est juste au dessus du poteau avant c'est à dire de 2,00x0,40. on calcule la section des armatures pour le reste de la console en tenant compte de l'effort tranchant.

* Sollicitations.

- poids propre. = $\frac{91,5 \times 1}{0,105} = 872$.
- composante ascendante du seisme = $91,5^T$
- Moment maxi dans le voile $M = 60,5$ Tm.



$\bar{\sigma}_b' = 1,5\, \bar{\sigma}_b'$
$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$

la section sera étudiée en flexion composée : $\left| \begin{array}{l} M = 60,5 \text{ Tm.} \\ N = 872 - 91,5 = 780,5^T \end{array} \right.$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{60,5}{780,5} = 0,077\,m = 7,7\,cm > \frac{ht}{6} = \frac{40}{6} = 6,6\,cm$$

la section est partiellement comprimée.

on utilise des armatures symetriques étant donné que le seisme peut agir dans les 2 sens.

$$\delta = 0,08 \longrightarrow \delta . ht = 0,08 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm.}$$

$$M_a^s = M - N\left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right)$$

$$= 60,5 - 780,5(0,20 - 0,032) = \underline{-65,5 \text{ Tm}}.$$

$$M_a^i = M + N\left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right)$$

$$= 60,5 - 780,5(0,20 - 0,032) = \underline{186,7 \text{ Tm}}$$

calcul de $\overline{\sigma}'_b$ en flexion composée

$\overline{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta . \varepsilon \, \sigma'_{28}$

$\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3 e_1}\right) = 0,30 \left(1 + \frac{7,75}{3 \cdot 6,67}\right)$ $\qquad e_1 = \frac{h_t}{6} = 6,67 cm$

$= 0,416.$

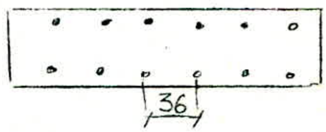
$\overline{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 0,416 \cdot 270 = 170 \, Kg/cm^2$

$\overline{\sigma}_a = 4200 \, Kg/cm^2$

$$\left.\begin{array}{l} \mu_1^t = \dfrac{n . M_a^i}{\overline{\sigma}_a \, b \, h^2} = \dfrac{15 \cdot 186,7 \cdot 10^5}{4200 \cdot 200 (33,6)^2} = 0,30 \\ \mu_2^t = \dfrac{n \, M_a^s}{\overline{\sigma}_a \, b \, h^2} = \dfrac{-15 \cdot 65,7 \cdot 10^5}{4200 \cdot 200 \cdot (33,6)^2} = -0,104 \end{array}\right\} \omega' = 0,15$$

$$A_1 = A_2 = \frac{15 . \omega'}{n} \frac{bh}{100} = \frac{15}{15} \cdot 0,15 \cdot \frac{200 \cdot 33,6}{100} = 10,1 \, cm^2$$

soit $6 HA_{16} = 12,06 cm^2$.



Verification du beton comprimé du Voile

Sollicitations:

- Poids propre: 872 T
- Composante descendante dûe au seisme = 91,5 T
- Moment dans le Voile = 60,5 Tm

$N = 872 + 91,5 = 963,5 T.$

Verification au flombement:

il faut que $\frac{l}{b} < 20 \Rightarrow \frac{950}{40} = 23,75 > 20$ donc il y a risque de flambement, on Verifie pour cela la formule de Rankine: $\frac{N}{B + NA}\left(1 + \frac{KL^2}{10000 i^2}\right) + \frac{M}{I} v \leq \overline{\sigma}'_b$

calcul du Cœfficient $\left(1+\frac{KL^2}{10000i^2}\right)$

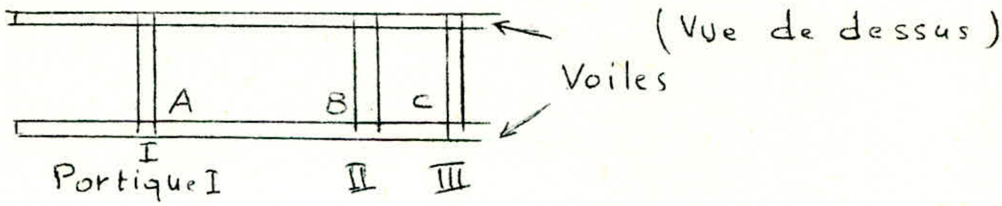
$$\left.\begin{array}{l} i^2 = \dfrac{I}{B+nA} = 124 \\ K = 5/8 \\ L = 950\,cm. \end{array}\right\} \Rightarrow 1+\frac{KL^2}{10000\,i^2} = 1,28$$

la formule de Rankine s'ecrit:

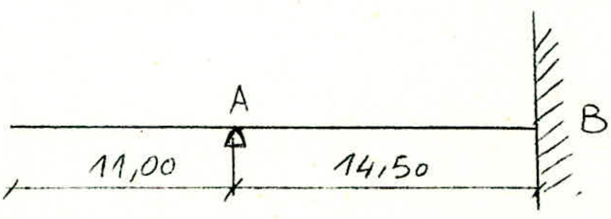
$$\frac{963,5\cdot10^3 \times 1,28}{(200\times40 + 24,7\cdot27)} + \frac{M}{I}v < \overline{\sigma}_b'$$

$$166\,Kg/cm^2 < \overline{\sigma}_b' = 170\,Kg/cm^2.$$

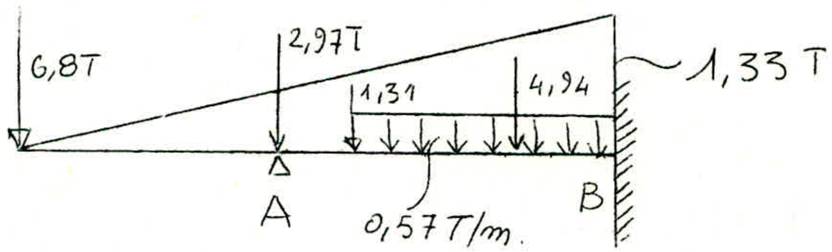
2°) ARMATURES HORIZONTALES.



les portiques II et III forment un ensemble rigide qu'on pourra assimuler à un encastrement au droit du portique II. on assimule la partie du Voile AB à une poutre encastreé en B et posée en A. on détermine les moments en A et B et on calcule la section en flexion simple.



Cette poutre sera soumise au poids propre du Voile multiplié par le Coefficient sismique $\sigma_1 = 0,074$ ainsi le poids des escaliers $\times\,\sigma_1$ et les charges dues aux poutres maitresses multiplié par le Coefficient sismique $\sigma_1 = 0{,}074$ on obtient le cas de charge suivant:

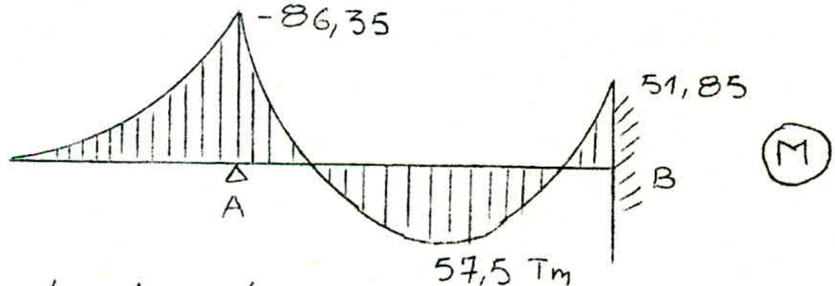


le calcul de Resistance des materiaux nous donnent les moments suivants:

$M_A = -86{,}35$ Tm

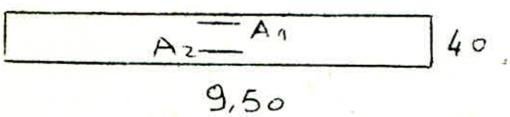
$M_B = -51{,}85$ "

$M_{entravée} = 57{,}5$ "



calcul des Armatures:

Pour la zone abe du voile; la section à prendre en compte est de $9{,}50 \times 0{,}40$ m soumise à un moment de 86,35 Tm.



$M = 86{,}35$ Tm.

$\overline{\sigma}'_b = 1{,}5 . 162 = 243$ Kg/cm².

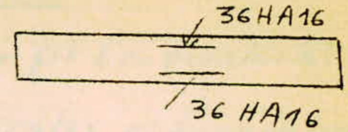
$h = 40 - (3{,}2 + 3{,}2 + 1{,}6) = 32$ cm.

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{M_a}{\overline{\sigma}'_b \, b h^2} = \frac{86{,}35 . 10^5}{243 . 950 . (32)^2} = 0{,}0366$$

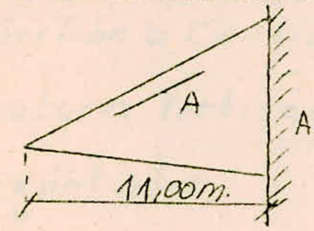
$\mu_1 = \mu_2 = 0{,}0366$; l'abaque 13 (charon) nous donne $\overline{\omega}' = 0{,}26$

$$A_1 = A_2 = \frac{15}{m}\,\omega'\frac{bh}{100} = 0{,}26.\frac{950.32}{100} = 72\ cm^2 \text{ soit}$$

36 HA 16 espacées de 27 cm.

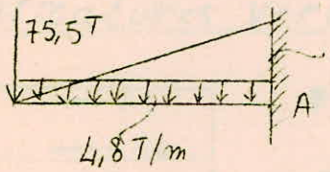


Calcul des Armatures Tendues de la Console.



Sollicitations:

- poids propre.
- surcharges.



$M_A = 1312\ Tm$

$h_t = 9{,}5\,m. \rightarrow h = 9{,}00\,m$

$h' = h\cos\alpha = 9{,}00 \cdot 0{,}83 = 7{,}5\,m.$

$$A = \frac{M}{Z\bar{\sigma}_a} = \frac{1312.10^5}{\frac{7}{8}.7{,}5.2670} = 75\,cm^2 \Rightarrow 10\,HA\,32$$

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT POUR LA CONSOLE

l'effort tranchant nous permet de déterminer l'espacement des armatures verticales dans la Console.

$$T = 75{,}5 + 4{,}8\times 11 + 9{,}5.\frac{11}{2} = 180{,}5\,T$$

$$\tau_b = \frac{T}{bZ} = \frac{180500}{40\cdot\frac{7}{8}.7{,}5} = 6{,}88\,Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$$

$$A_t = 2HA16 = 4{,}02\,cm^2.$$

$$t = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{4{,}02.657.2800}{180500} = 41\,cm.$$

Espacement des armatures Verticales à l'extrémité de la Console $T = 75{,}5\,T$

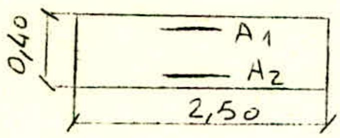
$$\tau_b = \frac{T}{bZ} = \frac{75500}{40\cdot\frac{7}{8}.250} = 10\,Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$$

$$t = \frac{4{,}02.220.2800}{75500} = 38\,cm.$$

Armatures dans la zone du voile FGDH.

on procède de la même manière que précédemment pour déterminer les armatures verticales et horizontales la section à considérer est de $2{,}50 \times 0{,}40$ m pour les armatures verticales et de $20{,}00 \times 0{,}40$ pour les armatures horizontales.

a) Armatures verticales.



* Sollicitations

- Poids propre : $\frac{64{,}3}{0{,}105} = 612\,T$.
- Composante ascendante dûe au séisme $R_B = 64{,}3\,T$
- Moment maxi dans le voile : $63{,}95\,Tm$.

$N = 612 - 64{,}3 = 547{,}7\,T$ la section est étudiée en flexion composée

$M = 63{,}95\,Tm$.

$e = \frac{M}{N} = \frac{63{,}95}{547{,}7} = 0{,}117\,m = 11{,}7\,cm > \frac{ht}{6} = 6{,}6$

la section est partiellement comprimée.

$\delta = 0{,}08 \longrightarrow \delta ht = 0{,}08 \cdot 40 = 3{,}2\,cm$

$M_a^s = M - N\left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right) = 63{,}95 - 547{,}70\,(0{,}20 - 0{,}032)$

$= -28{,}05\,Tm$.

$M_a^i = M + N\left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right) = 63{,}95 + 92 = 155{,}95\,Tm$.

calcul de $\overline{\sigma}_b'$ en flexion composée :

$\overline{\sigma}_b' = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\,\sigma_{28}'$ avec $\delta = 0{,}30\left(1 + \frac{2e_0}{ht}\right)$ (section rectangulaire)

$= 0{,}30\left(1 + \frac{2 \cdot 11{,}7}{40}\right) = 0{,}475$

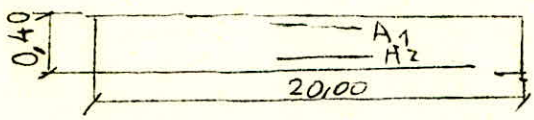
$\overline{\sigma}_b' = 1{,}5 \cdot 0{,}475 \cdot 270 = 192\,Kg/cm^2$

$$\left.\begin{aligned} \mu'_1 &= \frac{n\, M_a^i}{\overline{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15 \cdot 155,95 \cdot 10^5}{4200 \cdot 250 \cdot (33,6)^2} = 0,197 \\ \mu'_2 &= \frac{n\, M_a^s}{\overline{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{-15 \cdot 28,05 \cdot 10^5}{4200 \cdot 250\, (33,6)^2} = -0,0354 \end{aligned}\right\} \Rightarrow \varpi' < 0$$

$A < 0$ c'est à dire que les armatures ne travaillent pas à leur taux limite on pourra s'en passer des armatures.

le calcul de σ'_b montre que $\sigma'_b < \overline{\sigma}'_b$.

b) Armatures horizontales:



$M_B = 51,85$ Tm (calculé précédemment)

$h = 33,6$ cm.

$\overline{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \quad = 243\ Kg/cm^2$

$\overline{\sigma}_a = 4200\ Kg/cm^2$

$Z = \frac{7}{8} h = 29,4$ cm.

$$A = \frac{M}{Z\, \overline{\sigma}_a} = \frac{51,85 \cdot 10^5}{29,4 \cdot 4200} = 42\ cm^2$$

Soit 22 HA16 espacées de 90 cm.

Etude de la partie centrale du voile

Cette partie sera étudiée comme une poutre de grande hauteur (hauteur moyenne $h_t = 1,00\,m$)

$h_t \geqslant \frac{l_t}{2}$ Longueur $L = 18,00\,m$.

* Sollicitations:

- Poids propre (Voile + escaliers + Poutres de contreventement)

$$p.p = 235 + 127 = 362^T$$

- Surcharges: gradins: $7,35 \times 18,00 \times 0,500 \times 1,2 = 80^T$

: Escaliers: $4 \times 35,8 \times 0,600 = 84^T$

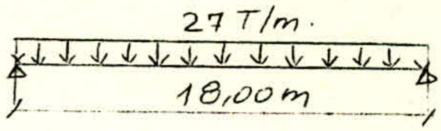
164^T

- Force ascendante dûe au seisme: $362 \times 0,105 = 38^T$

$$q = 362 - 38 + 164 = 488^T \text{ soit } \frac{488}{18,00} = 27\ T/m.l$$

le moment de référence $M_o = \frac{q l_t^2}{8} = \frac{27(18)^2}{8} = 1100\,Tm$

l'effort tranchant de référence $T_o = \frac{q l_t}{2} = 243\,T$



Armatures inferieures: $A = 0,60 \frac{M_o}{h_t\, \overline{\sigma}_a}\left(1 + \frac{h_t}{l_t}\right)$

$$= 0,60 . \frac{1100 . 10^5}{4200 . 1300}\left(1 + \frac{1300}{1800}\right)$$

$$= 21\,cm^2 \text{ soit } 11\,HA\,16.$$

Armatures supérieures: $A' = 0,60 \frac{M_o}{h_t . \overline{\sigma}_a} = 12,00\,cm^2$

Soit 6HA16

les Armatures horizontales à disposer sur les 2 faces de la paroi fléchie dans la hauteur comprimée entre les armatures principales inferieures et superieures sont données par:

$$Ah = 0{,}25\,\frac{To \cdot \ell t}{ht\,\overline{\sigma}_a} = 0{,}25 \cdot \frac{243 \cdot 10^3 \cdot 1800}{1300 \cdot 4200} = 20\,cm^2$$

Soit 10 HA16

les 2/3 de la Section Ah ainsi définie doivent être répartis dans la partie inferieure de la poutre sur une hauteur égale aux deux cinquieme de la plus petite des dimensions ht.

Armatures verticales:

$T_o = 243T$

$$\tau b = \frac{T}{bZ} = \frac{243 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8} 1200} = 5{,}8\,kg/cm^2 < \overline{\tau b}$$

on prend $At = 2\phi 16 = 4{,}02\,cm^2$.

$$t = \frac{4{,}02 \cdot 1050 \cdot 4200}{243 \cdot 10^3} = 73\,cm.$$

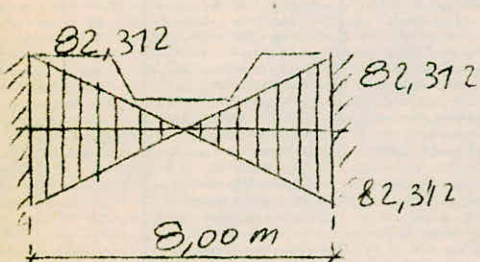
la distribution des armatules transversales s'effectue comme si la poutre était soumise à un effort tranchant constant en valeur absolue et égal à $\frac{To}{2}$

Poutres de Contreventement

Ces poutres encastrées aux 2 voiles assurent la stabilité de l'ouvrage; ces poutres de même longueur (8,00 m) seront etudiées en flexion simple; les moments de flexion de ces poutres ont été calculés précédemment (Voir portiques). Les armatures seront placées symétriquement étant donné que le séisme peut agir dans les 2 sens.

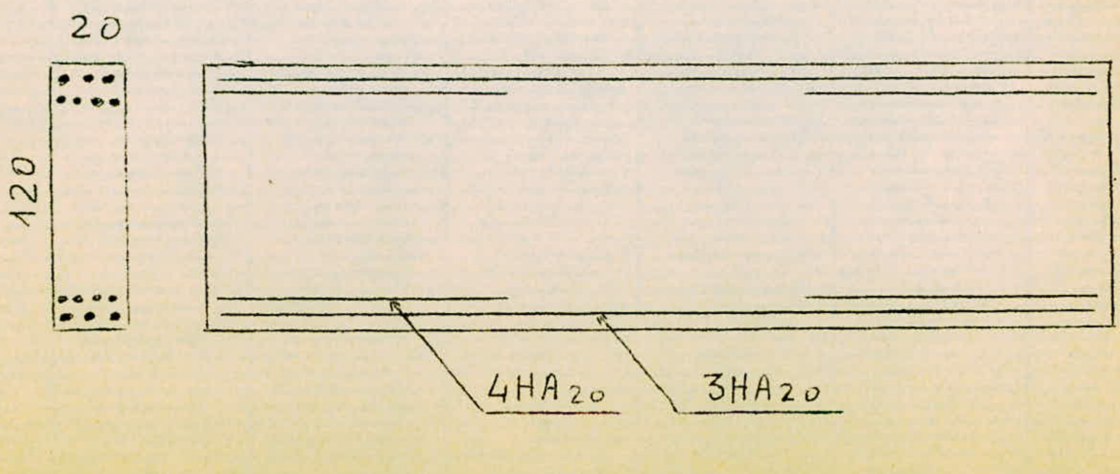
Le calcul de ces poutres est analogue, on se contentera de calculer les armatures pour la poutre de contreventement du 1er portique :

$b = 20\,cm \quad h_t = 120\,cm ; \quad M = 82,313\ T$



$$A = \frac{M}{Z\bar{\sigma}_a} = \frac{82,312 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} 110 \cdot 4200} = 20,4\ cm^2$$

Soit $7 HA_{20}$ en 2 nappes.



ETUDE DES POTEAUX

Poids total de l'ouvrage

$872 + 612 + 113 + 246 + 517 = 2\,360\,T$

$PP = 2360\,T$ (supporté par les 4 poteaux)

- charge supportée par les 2 poteaux avant

$$872 + \frac{113}{2} + \frac{246}{2} = 1051,5\,T.$$

- charge supportée par les 2 poteaux arrière.

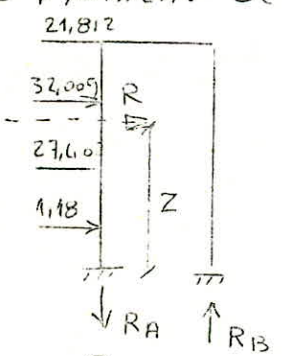
$$2360 - 1051,5 = 1308,5\,T$$

A) Calcul des poteaux avant : pour les fuseaux de 15 à 19

charge d'un poteau $\frac{1051,5}{2} = 526\,T$

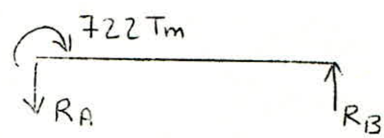
* Sollicitations

- Poids propre : $526\,T$
- $1/5$ des surcharges : $20,5\,T$.
- Composante sismique vers le haut : $55,5\,T$
- Moment de renversement déchargeant le poteau.



Portique I

$M = RZ = 722\,Tm.$



$$R_A - R_B = \frac{722}{8} = 90\,T = R_A = -R_B$$

Le poteau sera étudié en flexion composée sous l'effet du moment dans le poteau $M = 56,9\,Tm$ et d'un effort normal $N = 526 + 20,5 - 55 - 90 = 400,7\,T.$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{56,9}{400,7} = 0,142\,m = 14,2\ cm < \frac{ht}{6} = 15\,cm$$

la Section est entierement comprimeé

$$d = \delta ht = 0,04 . 90 = 3,6\,cm$$

$$M_a^s = M - N\left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right) = 56,9 - 400(0,45 - 0,036) = -108,6\,Tm$$

$$M_a^i = M + N\left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right) = 56,9 + 400(0,45 - 0,036) = 222,4\,Tm$$

Calcul de $\overline{\sigma}_b'$ en flexion composée

$$\overline{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma_{28}'$$

$$\delta = 0,30\left(1 + \frac{14,6}{3.15}\right)$$

$\delta > 0,60$ onprend $\delta = 0,60$

$$\overline{\sigma}_b' = 162 . 1,5 = 243\ Kg/cm^2$$

$$\mu_1 t = \frac{n M_a^i}{\overline{\sigma}_a . b\, h^2} = \frac{15 . 222,4 . 10^5}{4000 . 200 (82,8)^2} = 0,061$$

$$\mu_2^t = \frac{n M_a^s}{\overline{\overline{\sigma}}_a\, b h^2} = \frac{-15 . 108,6 . 10^5}{4000 . 200 (82,8)^2} = -0,0298$$

$$\left.\begin{matrix} \mu_1^t = 0,061 \\ \mu_2^t = -0,0298 \end{matrix}\right\} \Rightarrow \varpi' < 0 \Rightarrow A < 0$$

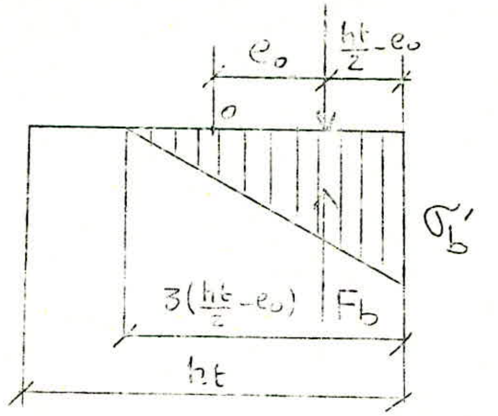
donc le béton Seul peut re sister. Pour cela on calcule la Contrainte du beton.

*Sollicitations

- poids propre 526^T
- Toute la Surcharge : 100^T
- Composante Sismique Vers le bas = $55,5^T$
- Moment de Renversement Surchargeant lepoteau : $\frac{722}{8} = 90^T$

$$\left| \begin{matrix} N = 526 + 100 + 55,5 + 90 = 771,5^T \\ M = 56,9^T \end{matrix}\right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{56,9}{771,5} = 0,074m = 7,4cm.$$



$$3b\left(\frac{ht}{2} - e_0\right)\frac{\sigma_b'}{2} = N$$

$$\sigma_b' = \frac{2N}{3b\left(\frac{ht}{2} - e_0\right)}$$

$$\sigma_b' = \frac{2.771,5.10^3}{3.200(45 - 7,4)}$$

$$= 68\ Kg/cm^2$$

$$\underline{\sigma_b' < \overline{\sigma}_b'}$$

On utilise le pourcentage mini d'armatures d'aprés les régles BA 68

$$\varpi l = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1\ \theta_2\ \theta_3\ \frac{\sigma_m'}{\overline{\sigma}b_0'} \quad \text{(Armatures longitudinales)}$$

$$\varpi t = \frac{1,5}{1000}\ \theta_1\ \theta_2\ \frac{\sigma_m'}{\overline{\sigma}b_0} \quad \text{(Armatures transversales)}$$

$\theta_1 = 1$ $\qquad l_c = \frac{l_0}{2}$; a = plus petite dimension transversale / c = distance d'enrobage.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{2.5,57}{4.90 - 2.5} = 4,2$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4000} = 1,54$$

$$\sigma_m' = \frac{N}{B} = \frac{771,5.10^3}{200 \times 90} = 43\ Kg/cm^2 \ ; \ \overline{\sigma}b_0' = 81 Kg/cm^2$$

$$\varpi l = \frac{1,25}{1000}\ 1.4,2.1,54.\frac{43}{81} = 0,00043$$

$$A = \varpi_l . B = 0,00043 . 90 \times 200 = 77,5 cm^2 \Rightarrow 16 HA\ 25$$

$\varpi t = \frac{6}{1000}$; cadres $\phi 10$ espacés de $15\ \phi_l$ = 37,5cm

CALCUL DES Poteaux arriere.

* Sollicitations:

- Poids propre : $\frac{1308}{2} = 654^T$
- $1/5$ des surcharges $= 23,5^T$
- Composante sismique vers le haut $= 654 \times 0,105 = 69^T$
- Moment de renversement dechargeant le poteau

$$M = RZ = 1052,6 \, Tm.$$

$$R_A = -R_B = 132^T$$

le poteau sera étudié en flexion composée sous l'effet de $M = 35,5 \, Tm$

$$N = 654 + 23,5 - 69 - 132 = 476,5^T$$

$\frac{\ell}{b} = \frac{5,32}{90} < 20$ le poteau ne risque pas de flamber.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{35,5}{476,5} = 0,075 \, m = 7,5_{cm} < \frac{ht}{6} = 15 \, cm$$

la section est entierement comprimée.

$$d = \delta ht = 0,04 . 90 = 3,6 \, cm.$$

$$M_a^s = M - N\left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right) = 35,5 - 476,5\,(0,45 - 0,036)$$

$$= -162 \, Tm.$$

$$M_a^i = M + N\left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right) = 233 \, Tm.$$

$\overline{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma^c \delta \sigma_{28}'$ (flexion composée)

$\delta > 0,6 \implies \overline{\sigma}_b' = 1,5 . 162 = 243 \, Kg/cm^2.$

$$\left.\begin{array}{l} \mu_1 t = \dfrac{n M_a^i}{\overline{\sigma}_a b h^2} = 0,0232 \\ \mu_2 t = \dfrac{n M_a^s}{\overline{\sigma}_a b h^2} = -0,0161 \end{array}\right\} \implies \overline{\omega}' < 0 \implies A < 0$$

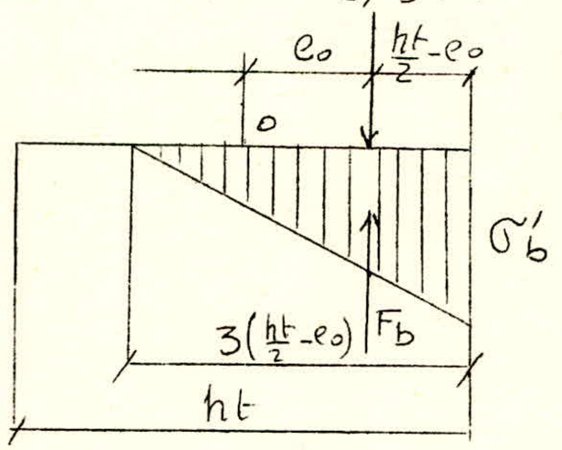
Vérification de la Contrainte du béton comprimé

* Sollicitations

- poids propre : 654 T
- Surcharges : 117 T
- Composante Sismique vers le bas = 69 T
- Moment de Renversement $\Rightarrow R_A = -R_B = 132$ T

$$N = 654 + 117 + 69 + 132 = 972 \text{T}$$

$$M = 35,5 \text{ Tm.}$$



$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{35,5}{972} = 3,6 \text{cm}$$

$$3b\left(\frac{ht}{2} - e_o\right)\frac{\sigma_b'}{2} = N$$

$$\sigma_b' = \frac{2N}{3b\left(\frac{ht}{2} - e_o\right)}$$

$$= \frac{972.10^3}{3.550(45-3,6)}$$

$$= 28,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\underline{\sigma_b' < \overline{\sigma}_b'}$$

on utilise le pourcentage mini d'armatures

$$\varpi_l = \frac{1,25}{1000}\,\theta_1\,\theta_2\,\theta_3\,\frac{\sigma_m'}{\overline{\sigma}_{b_o}'}$$

$$\theta_1 = 1$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{2.532}{2.90 - 2.5} = 4,05$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1,54$$

ETUDE DES SEMELLES PAR LA METHODE DES BIELLES

- Semelle avant : $4{,}40 \times 3{,}80$ m. $h = 1{,}00$ m.

* Sollicitations

$N = 716\ T$

$M = 56{,}9\ Tm.$

On calcule la Semelle sous la charge Q' centrée telle que

$$\sigma' = \frac{F}{S} + \frac{M}{I} v \qquad Q' = \sigma' S$$

$$= \frac{716.10^3}{440 \cdot 380} + \frac{56{,}9.10^5}{\frac{440\,(380)^3}{12}} \cdot \frac{380}{2} = 4{,}825\ \text{Kg/cm}^2$$

$$Q' = \sigma' S = 4{,}825 \times 440 \times 380 = 807{,}5\ T$$

$$N_x = \frac{Q'(B-b)}{8h} = \frac{807{,}5\,(4{,}40 - 2{,}00)}{8} = 242{,}5\ T$$

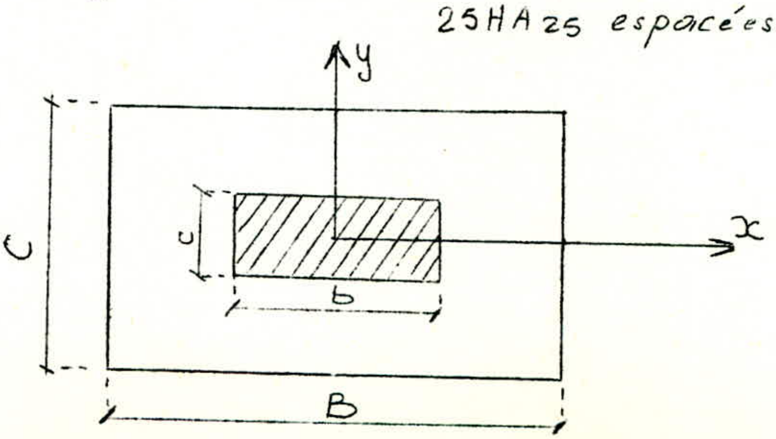
$A_x = \frac{N_x}{\bar{\sigma}_a}$ avec $\bar{\sigma}_a = 0{,}6\,\sigma_{en} = 2400$ pour $\phi \geqslant 25$

$A_x = \frac{242{,}5.10^3}{2400} = 101\ \text{cm}^2 \rightarrow$ 21HA25 espacées de 18,5 cm

$$N_y = \frac{Q'(C-c)}{8h} = \frac{807{,}5\,(3{,}80 - 0{,}90)}{8} = 293\ T$$

$$A_y = \frac{N_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{293.10^3}{2400} = 122\ \text{cm}^2$$

25HA25 espacées de 18 cm.



Poteau Arriere

Vu la longueur trop importante, on calcule ce poteau comme une semelle filante.

* Sollicitations

$N = 983\ T$ $\qquad$ $B = 7{,}00\ m$; $b = 5{,}50\ m$

$M = 35{,}5\ Tm$ $\qquad$ $C = 5{,}00\ m$. $c = 0{,}90\ m$

$h = 1{,}25\ m$.

$$\sigma' = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v = 2{,}93\ Kg/cm^2$$

$$Q' = \sigma' . S = 2{,}93 . 700 \times 500 = 1026{,}5\ T.$$

$$N_a = \frac{Q'(B-b)}{8.h} = \frac{1026{,}5\,(7{,}00 - 5{,}00)}{8 . 1{,}25} = 187 . T$$

$$A = \frac{N}{\overline{\sigma}_a} = \frac{187 . 10^3}{2400} = 78\ cm^2 \longrightarrow 16\ HA\ 25$$

espacées de 32cm

Dans le sens y on prend des HA 25 espacées de 65cm.

Bibliographie

- Pierre CHARON : le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé
- COURBON : Résistances des materiaux
- Règles B.A. 66.
- Recommandations AS55

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

THESE DE FIN D'ETUDES

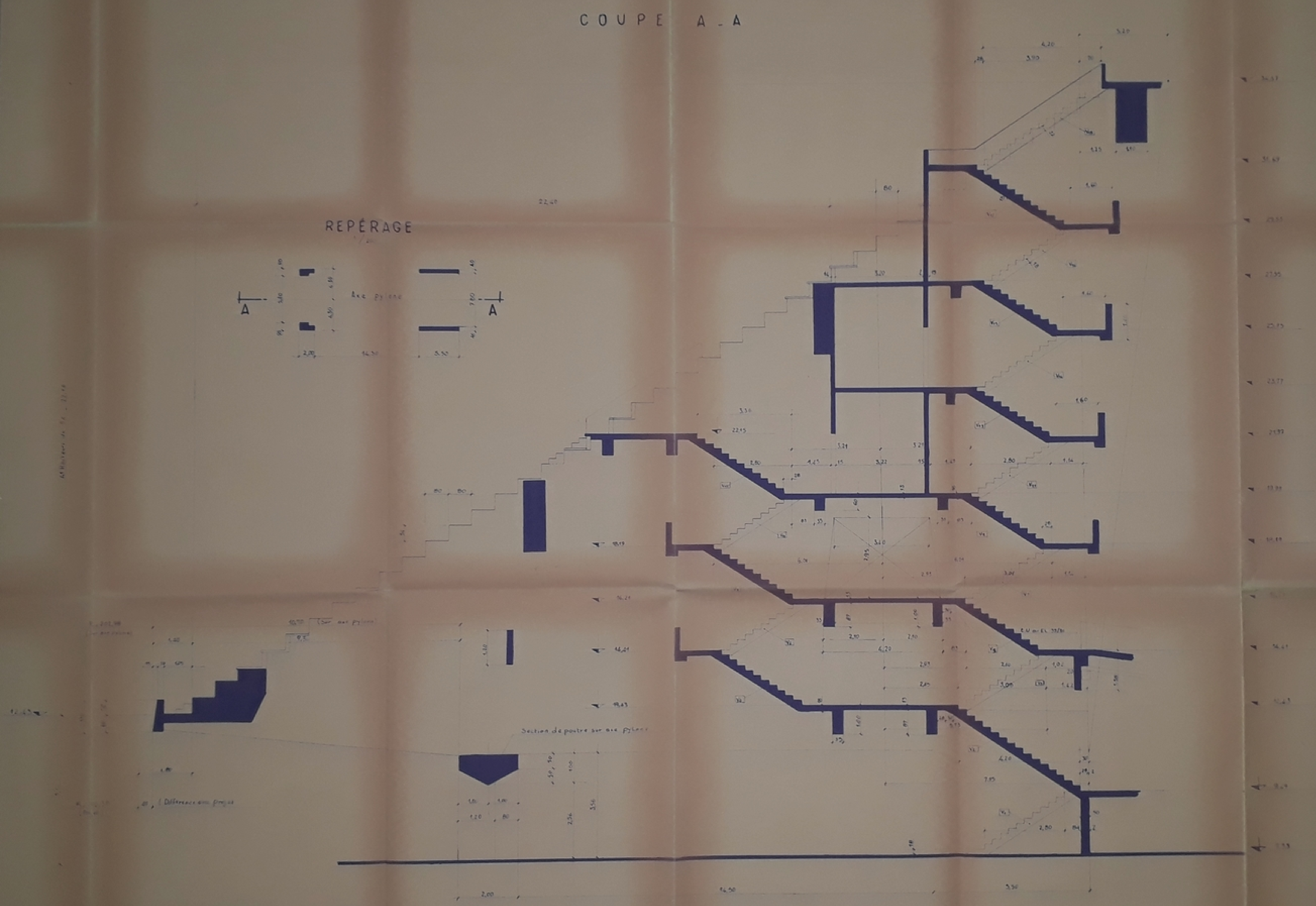
STADE OLYMPIQUE D'ALGER

5 plans.

PROMO 69

Proposée par Mr DELAGE

Etudiée par SELLAMI Md Hedi



STADE
OLYMPIQUE
D'ALGER

TRIBUNES SUPÈRIEURES
ESCALIERS D'ACCÉS
COUPE TYPE A
L'AXE DES PYLONES

Echelle $\frac{1}{50}$

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

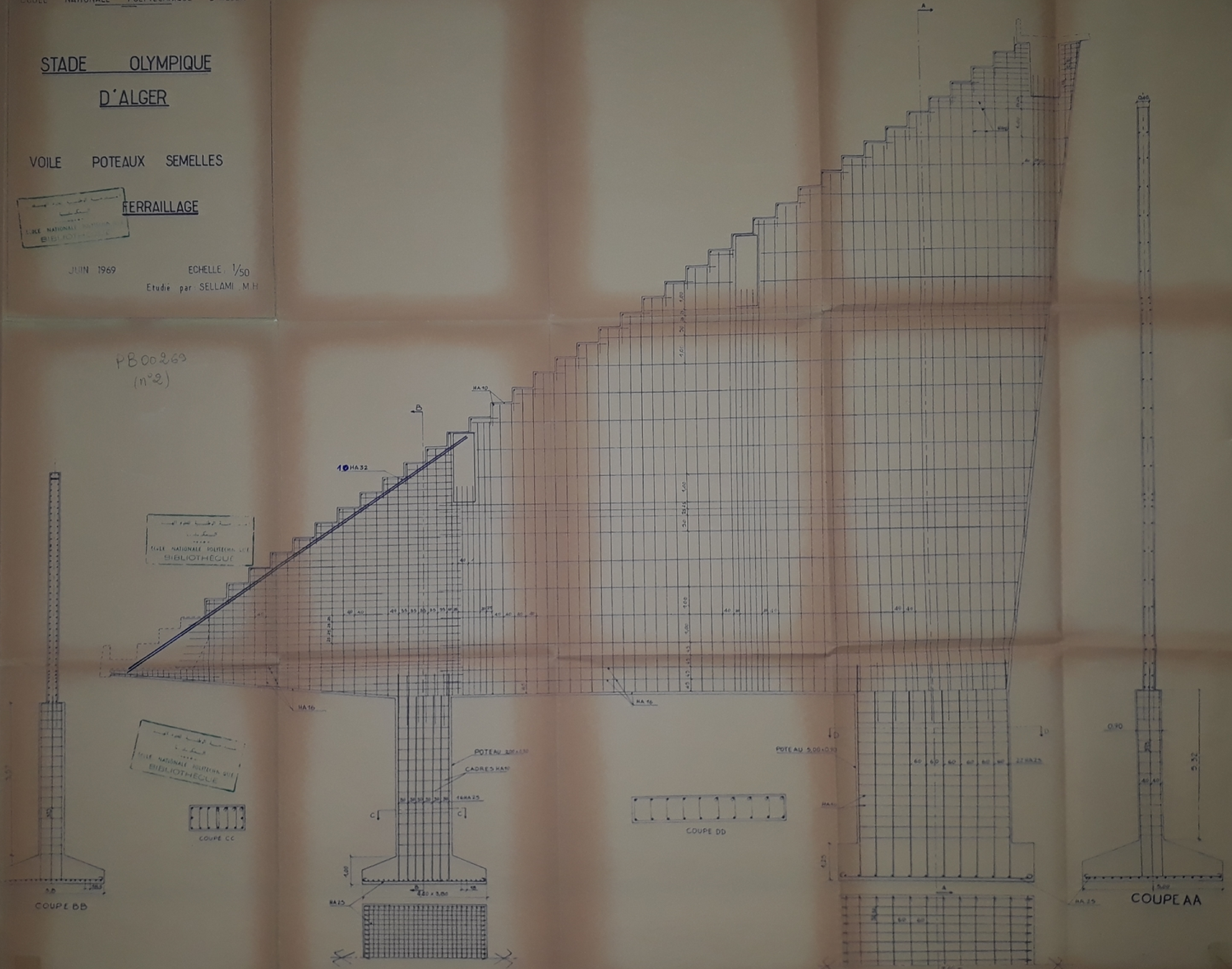
STADE OLYMPIQUE D'ALGER

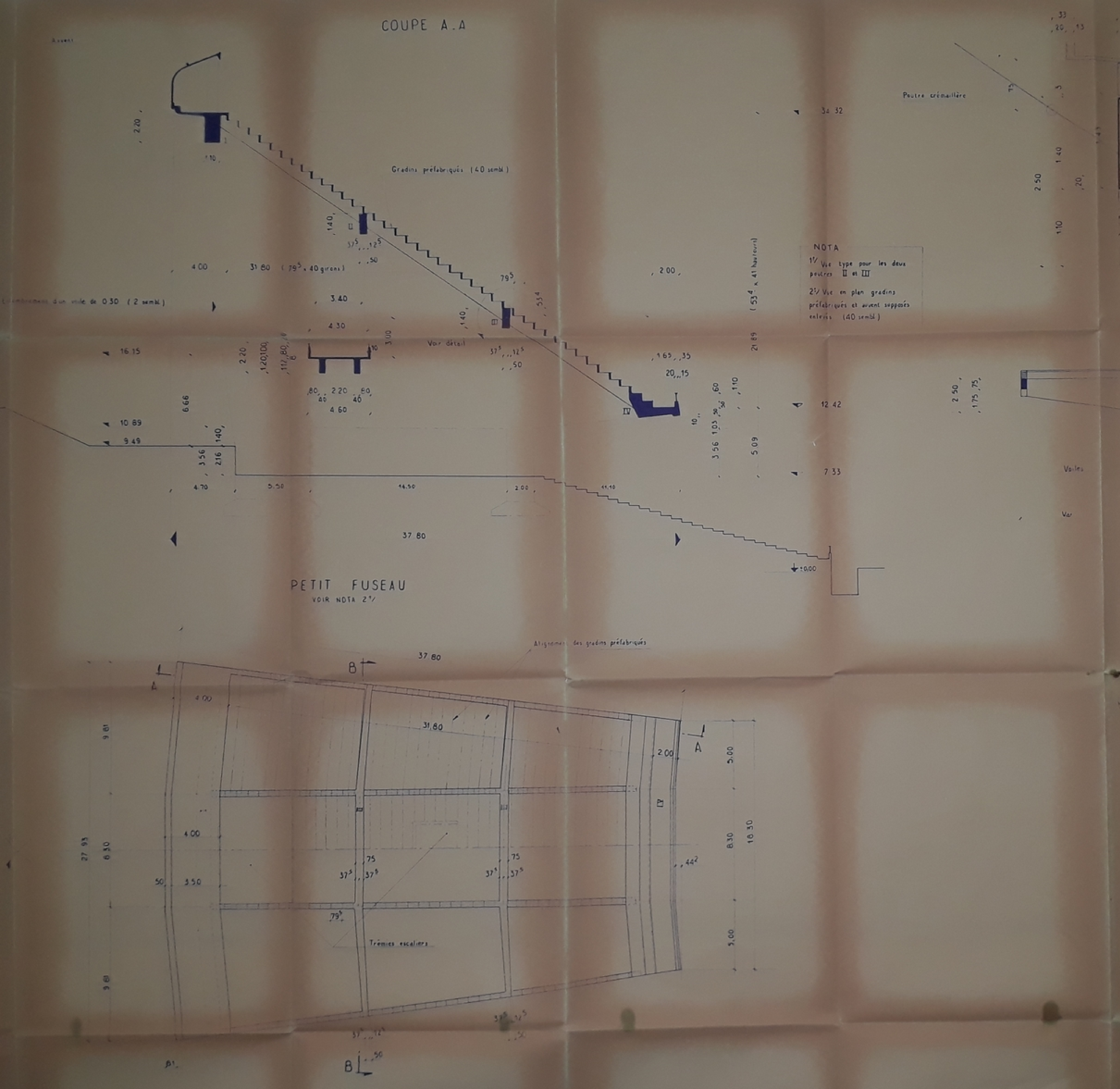
VOILE POTEAUX SEMELLES

FERRAILLAGE

JUIN 1969 ECHELLE 1/50

Etudié par SELLAMI M.H





STADE OLYMPIQUE

D'ALGER

VARIANTE

TRIBUNES SUPÉRIEURES

FUSEAUX

ÉCHELLES 1/100 1/20

IMPLANTATION

NOTA

- Explication des figures utilisées sur l'implantation: Voir tableau 1
- Classification des types A à D de fondations : Voir tableau 2

TABLEA 1	
Représentation (schématique)	Designation
	Semelles petit fuseau (courantes)
	" grand "
	" petit " (spéciales)
	Voile
	Longrine

Axe semelle coté des voile

Axe pylône

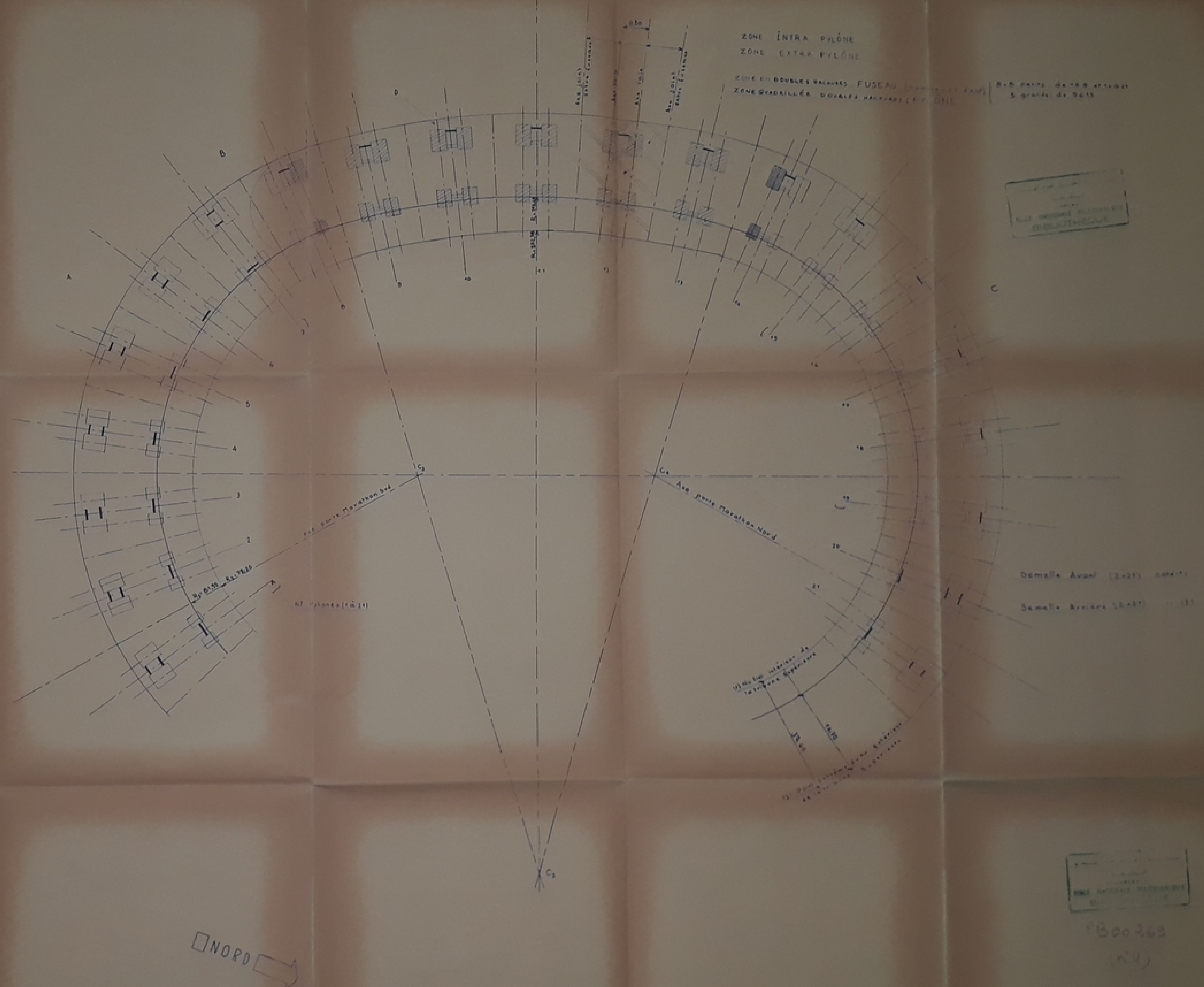


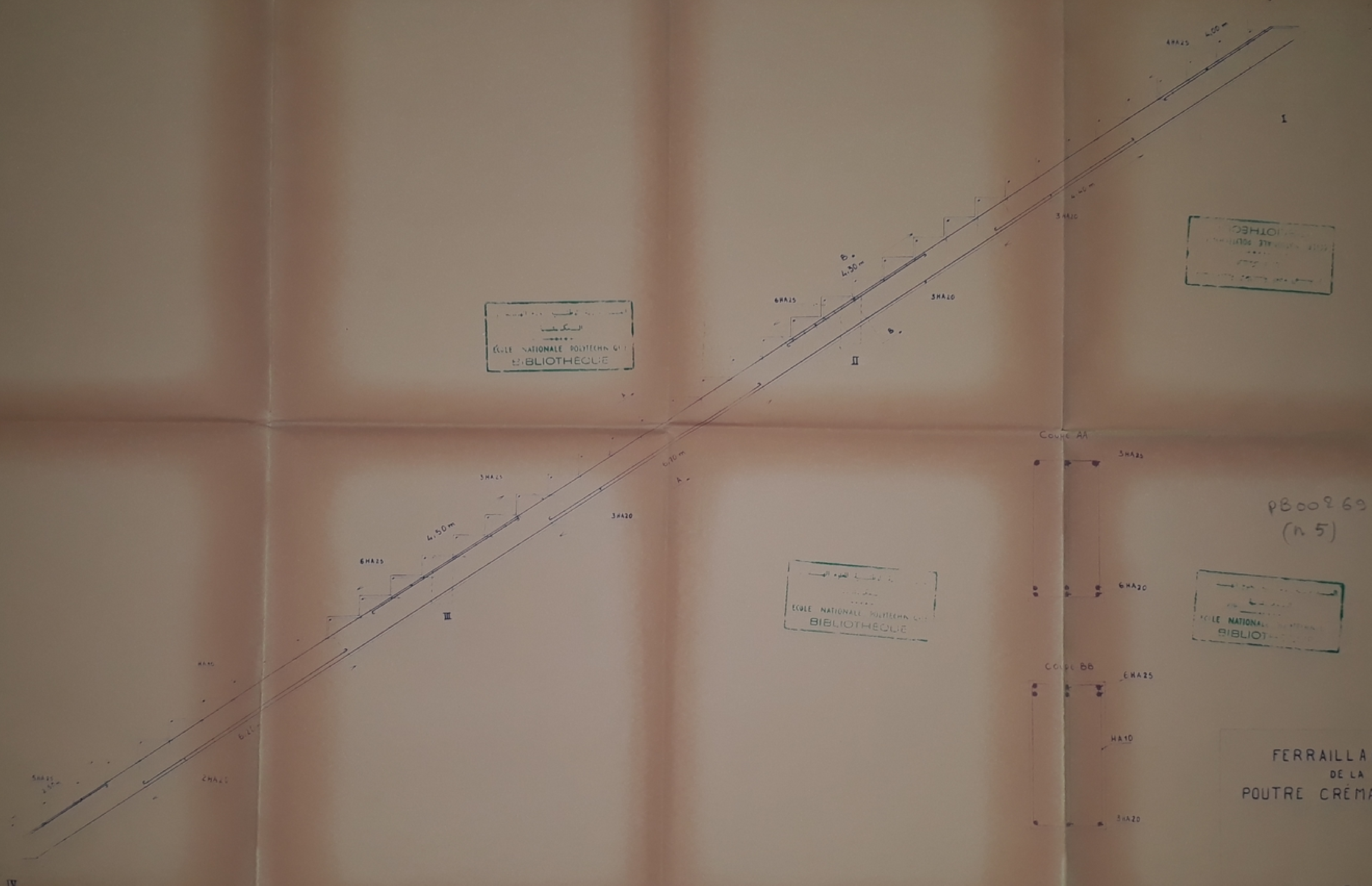
TABLEAU 2			
Types des fondations	Représentation schématique sur l'implantation	Designation	Détail coffrage Voir n° C
A		Fondations petit fuseau : semelles courantes reliées par 2 voiles	5530.47
B		Fondations petit fuseau semelles courantes et speciales reliées 1 voile (arrière) et 2 Longrines	5530.59
C		Fondations petit fuseau semelles courantes reliées par 1 voile (arrière) et 2 Longrines	5530.47
D		Fondations grand fuseau semelles reliées par 1 voile (arrière) et 2 Longrines	5530.3[illegible]

STADE OLYMPIQUE

D'ALGER

FONDATIONS ENSEMBLE

ENPA	C	N° 5530-47



FERRAILLAGE
DE LA
POUTRE CRÉMAILLERE

Echelles 1/50
1/10