UNIVERSITE D'ALGER

1/76

THESE DE FIN D'ÉTUDES

1 EX

PALAIS DES SPORTS

PROPOSÉ PAR :

MM. G. BALACHOV
Y. MARTINOV

ÉTUDIÉ PAR :

MM. B. BENSLIMANE
M. SLIMANI

PROMOTION 1971 - 76

UNIVERSITE D'ALGER

THESE DE FIN D'ETUDES

PALAIS DES SPORTS

FERME : Construction mixte

POUTRE : Précontrainte

PROPOSE PAR :

MM. G. Balachov
Y. Martinov

ETUDIE PAR :

MM. B. Benslimane
M. Slimani

PROMOTION 1971 - 76

A nos parents.

A nos amis, en particulier
B. Kourmzd & M. Zerari.

Nous saisissons cette occasion pour exprimer tous nos remerciements à Monsieur Youri Martinov pour son aide efficace et ses précieux conseils tout au long de l'étude de ce projet –

TABLE DES MATIERES

Données

- Dimensions du palais des sports 36 x 36 m
- Dimensions de l'annexe 9 x 36 m

- Caractéristiques de la ferme : 36 m de portée, 3 m de hauteur
on aura 7 fermes espacées de 6 m chacune.

- Caractéristiques des poteaux : Espacement de 12 m

Poteau de rive : HEA 600

Poteau intermédiaire : HEA 450

- Toiture terrasse · panneaux préfabriqués

- Remplissage ossature : briques + vitrage

- Région de construction : ALGER

- sol : $\bar{\sigma}_s = 4$ bars

Travail demandé

- Calcul des différents éléments de l'ossature.
- calcul et exécution de la ferme intermédiaire.
- Calcul et exécution des poteaux.
- Calcul des poutres précontraintes.
- Calcul des fondations.

ESTIMATION

DES CHARGES

ET SURCHARGES

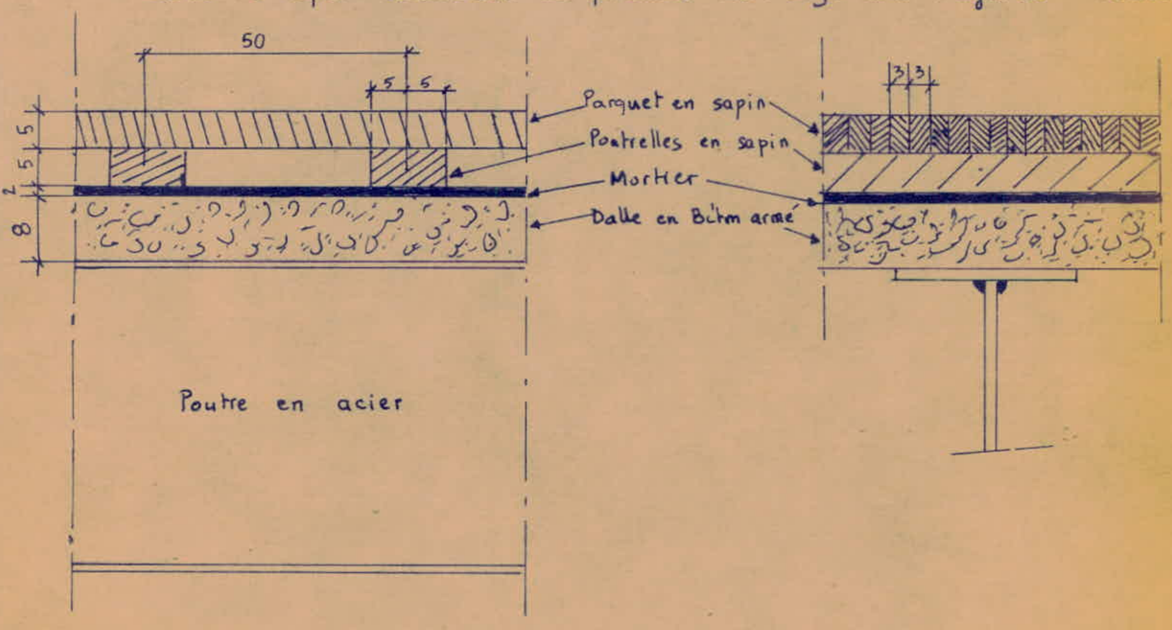
CHARGES ET SURCHARGES DU PREMIER PLANCHER

CHARGES PERMANENTES

DESIGNATION	Poids propre non majoré (kg/m²)	Coefficient de pondération	Poids propre majoré (kg/m²)
Plancher en sapin	35	4/3	46,6
Poutrelles en sapin	7	4/3	9,3
Couche de mortier	40	4/3	53,3
Dalle en B.A	200	4/3	266,6
			$\Sigma = 406$ kg/m²

SURCHARGES

Salle de Sport accessible au public : Surcharge non majorée $P = 500$ kg/m²



COUPES DU PREMIER PLANCHER

CHARGES ET SURCHARGES DE LA TERRASSE

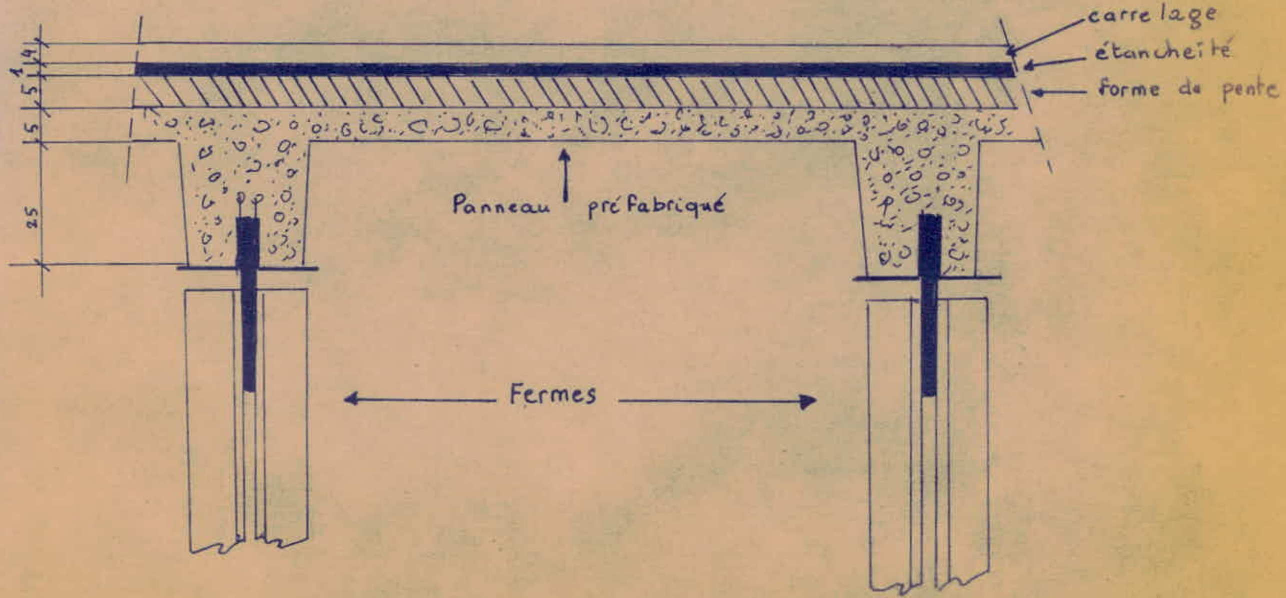
CHARGES PERMANENTES

DESIGNATION	Poids propre non majoré (kg/m²)	Coefficient de pondération	charges majorées (kg/m²)
Panneau préfabriqué	200	4/3	267
Forme de pente	90	4/3	120
Etancheïté	10	4/3	13
Carrelage	90	4/3	120
Ferme	35	4/3	47
			Σ = 567 kg/m²

SURCHARGES

La terrasse est accessible au public et joue le rôle d'une salle de restaurant

Surcharge non majorée $P = 500$ kg/m²



COUPE DU PLANCHER TERRASSE

ETUDE DU VENT

Caractéristiques :

- Construction constituée par deux blocs séparés

a) Salle de sport : 36 m x 36 m

b) Annexe : 9 m x 36 m

Nous nous interesserons qu'à la salle de sport ; le calcul de l'annexe ne faisant pas partie de notre étude.

* $h = 22{,}5\,m < 30m$
* $\frac{h}{a} = \frac{22{,}5}{36} = 0{,}75 \Rightarrow 0{,}25 < \frac{h}{a} < 2{,}5$
* Couverture : toiture terrasse
* Parois verticales
  - planes et sans décrochement
  - parois vitrées $\mu = 20\%$
  - facades $\mu < 5\%$
* Construction sur un terrain horizontal

Les conditions prescrites par les Réglements "Neige et Vent 65" étant satisfaites, on utilisera la méthode simplifiée pour la détermination des pressions dûes au vent.

Pressions dynamiques

On suppose que les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur du bâtiment.

$$q_n = (48 + 0{,}6\,h)\,K_{rn}.K_s \quad \text{en vent normal}$$

$$q_e = (48 + 0{,}6\,h)\,K_{re}.K_s \quad \text{en vent extrême}$$

h : hauteur de la construction

K_r : coefficient de région

K_s : coefficient de site

Dans notre cas la construction se trouvant à <u>ALGER</u> :

Zone I
site exposé
$$\begin{cases} K_{rn} = 1 \quad ; \quad K_{re} = 1{,}75 \\ K_s = 1{,}35 \\ h = 22{,}50\,m \end{cases}$$

d'où :

$$q_n = (48 + 0{,}6 \cdot 22{,}5)\, 1 \cdot 1{,}35 = 83 \text{ daN/m}^2$$

$$q_e = (48 + 0{,}6 \cdot 22{,}5)\, 1{,}75 \cdot 1{,}35 = 145 \text{ daN/m}^2$$

Réductions:

Les pressions dynamiques doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ donné en fonction de la plus grande dimension de la face offerte au vent.

$a = 36\,m \implies \delta = 0{,}76$

surface non abritée $\implies m = 1$

Il faut que l'ensemble des vérifications reste inférieure à 33%.

$$(1 - \delta)\, m = (1 - 0{,}76)\, 1 = 0{,}24 < 0{,}33$$

$$\boxed{P_v = q \cdot \delta \cdot m}$$

$$P_{vn} = q_n \cdot \delta \cdot m = 83 \cdot 0{,}76 \cdot 1 = 63{,}1 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{ve} = q_e \cdot \delta \cdot m = 145 \cdot 0{,}76 \cdot 1 = 110 \text{ daN/m}^2$$

<u>On doit vérifier aussi les conditions aux limites</u> :

$P_{vn} = 63{,}1 > 30$

$P_{ve} = 110 > 52{,}5$

A. Actions extérieures

au vent : $C_e = +0,8$

sous le vent : $C_e = -0,5$

B. Actions intérieures

- Constructions ouvertes :
  - au vent $C_i = +0,8$
  - sous le vent $C_i = -0,5$

- Constructions fermées :

$$C_i = \pm 0,3$$

Façades non vitrées :

$$\mu < 5\% \Rightarrow C_i = \pm 0,3$$

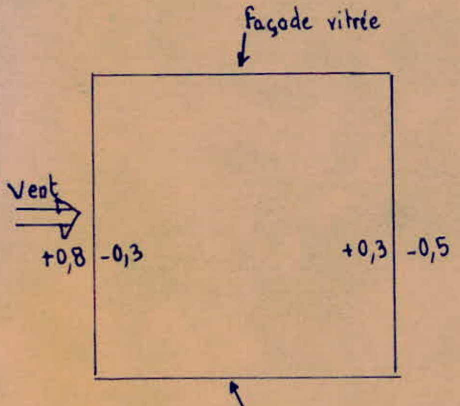
Façades vitrées

$$\mu = 20\%$$

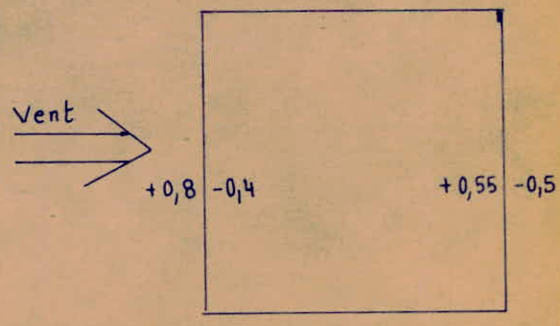
En interpolant entre les constructions ouvertes ($\mu > 35\%$) et les constructions fermées ($\mu < 5\%$) on aura :

au vent : $C_i = +0,55$

sous le vent : $C_i = -0,4$



$C = 1,1$ $C = -0,8$



$C = 1,2$ Façade vitrée au vent $C = -1,05$

Vent parallèle aux façades vitrées

au Vent :

$$q_n = (0{,}8 + 0{,}3)\ p_{vn} = 1{,}1 \cdot 63{,}1 = 69{,}4 \ \text{daN/m}^2$$

$$q_e = (0{,}8 + 0{,}3)\ p_{ve} = 1{,}1 \cdot 110 = 121 \ \text{daN/m}^2$$

sous le vent :

$$q_n = (-0{,}5 - 0{,}3)\ p_{vn} = -0{,}8 \cdot 63{,}1 = -50{,}5 \ \text{daN/m}^2$$

$$q_e = (-0{,}5 - 0{,}3)\ p_{ve} = -0{,}8 \cdot 110 = -88 \ \text{daN/m}^2$$

Vent perpendiculaire aux façades vitrées

au Vent :

$$q_n = (0{,}8 + 0{,}4)\ p_{v_n} = 1{,}2 \cdot 63{,}1 = 75{,}72 \ \text{daN/m}^2$$

$$q_e = (0{,}8 + 0{,}4)\ p_{ve} = 1{,}2 \cdot 110 = 132 \ \text{daN/m}^2$$

sous le vent :

$$q_n = (-0{,}55 - 0{,}5)\ p_{vn} = -1{,}05 \cdot 63{,}1 = -66{,}25 \ \text{daN/m}^2$$

$$q_e = (-0{,}55 - 0{,}5)\ p_{ve} = -1{,}05 \cdot 110 = 115{,}5 \ \text{daN/m}^2$$

Effort de soulèvement dû au vent :

($\mu < 5\%$) Constructions ouvertes : $C = 1{,}3$

($\mu > 35\%$) Constructions fermées : $C = 0{,}8$

En interpolant avec $\mu = 20\%$ on a $C = 1{,}05$

$$q_n = 1{,}05 \times 63{,}1 = 66{,}25 \ \text{daN/m}^2$$

$$q_e = 1{,}05 \times 110 = 115{,}5 \ \text{daN/m}^2$$

Neige :

Les surcharges étant prépondérantes dans notre cas ; il ne sera pas tenu compte de l'effet de la neige

CALCUL

DU PREMIER PLANCHER

CALCUL DU PREMIER PLANCHER

CONSTITUTION DU PREMIER PLANCHER

- Poutres precontraintes en acier qui constituent l'élément principal de notre plancher.
- Solives de 6m de portée et espacées de 2,40m.
- dalle en béton-armé de 8cm d'épaisseur.
- Chape en mortier de 2cm d'épaisseur.
- Poutrelles en sapin
- Parquet en sapin

Une coupe détaillée du premier plancher est donnée dans le chapitre relatif à l'estimation des charges et surcharges.

CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES

- Parquet en sapin : 35 kg/m^2
- Poutrelles en sapin : 7 kg/m^2
- Couche de mortier : 40 kg/m^2
- Dalle en béton armé : 200 kg/m^2
- Surcharges P : 500 kg/m^2

La dalle étant en béton armé et les poutres en acier, les coefficients de pondération seront différents

La partie en béton armé sera calculée sous :

$$G + 1{,}2\,P$$

La partie en acier sera calculée sous :

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$$

CALCUL DE LA DALLE EN BÉTON ARME

Epaisseur de la dalle : 8 cm

Acier : haute Adhérence

Béton dosé à 350 kg/m³ $\bar{\sigma}'_{bo} = 81$ bars

charges permanentes :

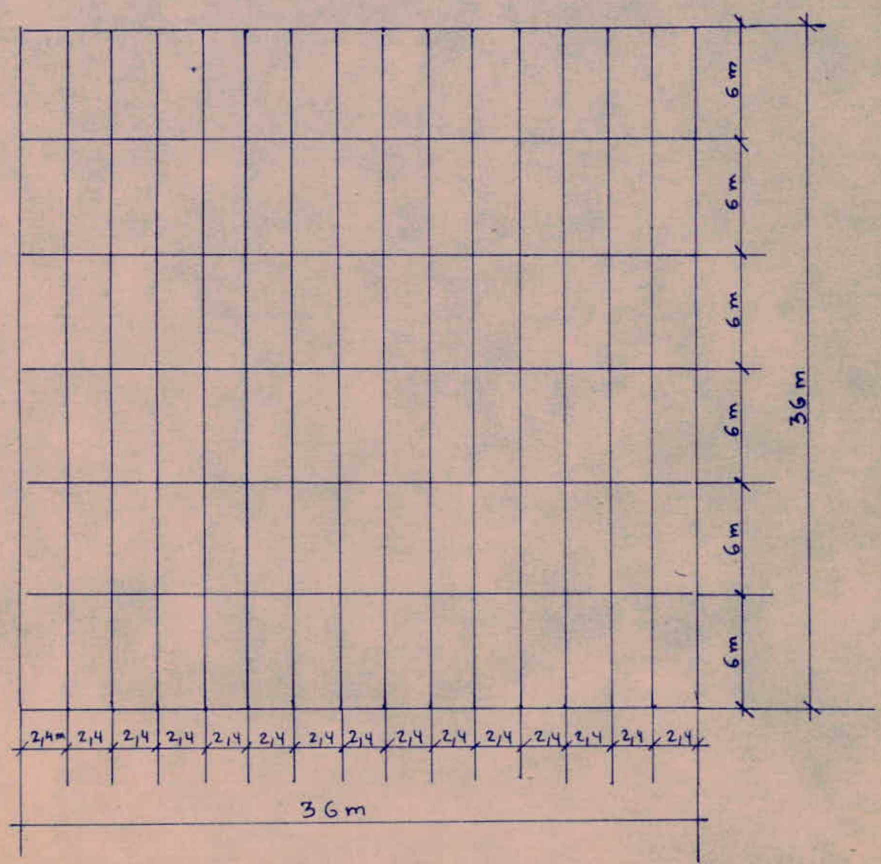
poids propre plancher	:	200 kg/m²
couche de mortier	:	40 kg/m²
poutrelles en sapin	:	7 kg/m²
plancher en sapin	:	35 kg/m²

$G = 282 \text{ kg/m}^2$

surcharges :

$P = 500 \text{ kg/m}^2$

$G + 1{,}2\,P = 282 + 1{,}2 \times 500 = 882 \text{ kg/m}^2$



Pour le calcul la dalle sera divisée en panneaux de 2,4 m x 6 m

Soient l_x et l_y les dimensions, mesurées entre nus des appuis d'un tel panneau et q la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments fléchissants développés au centre du panneau ont pour expression :

a) sens de la petite portée l_x :

$$M_x = \mu_x \, q \, l_x^2$$

b) sens de la grande portée l_y :

$$M_y = \mu_y \, M_x$$

Les valeurs des coefficients

$$\mu_x = \frac{M_x}{q \, l_x^2} \qquad \text{et} \qquad \mu_y = \frac{M_y}{M_x}$$

sont donnés en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ par l'echelle fonctionnelle du C.C.B.A 68.

$$\left.\begin{array}{l} l_x = 2{,}40\,m \\ l_y = 6{,}00\,m \end{array}\right\} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2{,}4}{6{,}0} = 0{,}4 \Rightarrow \left\{\begin{array}{l} \mu_x = 0{,}111 \\ \mu_y = 0{,}245 \end{array}\right.$$

$$M_x = 0{,}111 \times 0{,}882 \times 2{,}4^2 = 0{,}564 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0{,}245 \times 0{,}564 = 0{,}138 \text{ t.m}$$

Répartition hyperstatique

$$\text{sens } x \quad \left\{\begin{array}{l} M_{ax} = 0{,}5\,M_x = 0{,}282 \text{ t.m} \\ M_{tx} = 0{,}75\,M_x = 0{,}43 \text{ t.m} \end{array}\right.$$

$$\text{sens } y \quad \left\{\begin{array}{l} M_{ay} = 0{,}5\,M_y = 0{,}069 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0{,}75\,M_y = 0{,}104 \text{ t.m} \end{array}\right.$$

Calcul des aciers de flexion

Sens x :

$h_t = 8\,cm \Rightarrow h = 6\,cm \Rightarrow z = \frac{7}{8} h = 5{,}25\,cm$

$$A_{xt} = \frac{0{,}43 \cdot 10^5}{2800 \cdot 5{,}25} = 2{,}93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

sens y :

$$h = 5{,}2\ cm \Rightarrow z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8}.5{,}2 = 4{,}55\ cm$$

$$A_{yt} = \frac{0{,}104 . 10^5}{2800 . 4{,}55} = 0{,}82\ cm^2/ml$$

sens x : 6 HA 8 / ml $\Rightarrow$ e = 16,7 cm , $A_x = 3{,}01\ cm^2/ml$

sens y : 4 HA 6 / ml $\Rightarrow$ e = 25 cm , $A_y = 1{,}13\ cm^2/ml$

$$W_x \geq \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) W_{cr} = \left(1 - \frac{0{,}4}{2}\right) . 0{,}0018 = 1{,}44 ‰$$

$$W_y \geq \left(\frac{1+\rho}{4}\right) W_{cr} = \frac{1+0{,}4}{4} \times 0{,}0018 = 0{,}63 ‰$$

$$W_x = \frac{3{,}01}{8 . 100} = 3{,}76 ‰ \qquad W_y = \frac{1{,}13}{8 . 100} = 1{,}4 ‰$$

Aciers hauts (appuis) :

sens x :

$$A_{ax} = \frac{0{,}282 . 10^5}{2800 . 5{,}25} = 1{,}92\ cm^2/ml$$

sens y :

$$A_{ay} = \frac{0{,}069 . 10^5}{2800 . 4{,}55} = 0{,}54\ cm^2/ml$$

sens x : 4 HA 8 e = 25 cm L = 1,30 m

sens y : 4 HA 6 e = 25 cm L = 3,10 m

Remarque

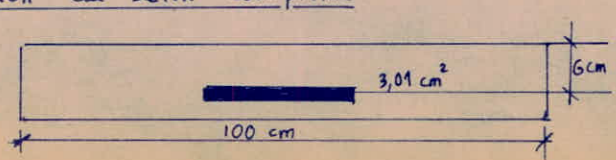
Aciers de construction pour tenir les chapeaux, aciers transversaux sous forme de chaise.

Vérification de l'effort tranchant

$$T/ml = 0{,}882 . 1 . \frac{2{,}4}{2} = 1{,}06\ t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_o . z} = \frac{1060}{100 . 5{,}25} = 2{,}02\ kg/cm^2 < \overline{\tau}_b$$

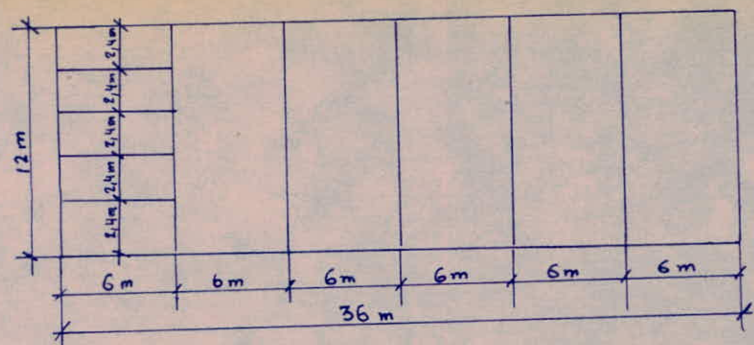
Vérification du béton comprimé



$$\mu_a = \frac{100\ M}{b_o h^2 \frac{\sigma_a}{n}} = \frac{100 \times 0{,}282\ 10^5}{100 \times 6^2 \times 183} = 4{,}28 \Rightarrow \eta = 0{,}36$$

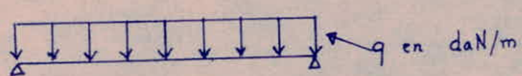
$$\sigma'_b = \eta \frac{\sigma_a}{n} = 0{,}36 \times 183 = 66\ bars < \overline{\sigma}'_b$$

CALCUL DES SOLIVES



CHARGES PERMANENTES : $G = 282\ kg/m^2$

SURCHARGES : $P = 500\ kg/m^2$



$q = q' \times e$ e : écartement entre les solives
$e = 2,40 m$

$q' = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$

on calcule $M = \frac{ql^2}{8}$ l : longueur de la solive
$l = 6 m$

$W = \frac{M}{\sigma_e}$ avec le W obtenu on prend un profilé qui a un W voisin.
On recalcule en tenant compte du poids propre et on fait la vérification.

$q' = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = \frac{4}{3} 282 + \frac{3}{2} . 500 = 1126\ kg/m^2$

$q = q' \times e = 1126 \times 2,4 = 2700\ kg/m = 2,7\ t/ml$

$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,7 \times 6^2}{8} = 12,15\ t.m$

$W = \frac{M}{\sigma_e} = \frac{12,15 \times 10^5}{2400} = 506,25\ cm^3$

Pour un IPE 300 L'OTUA nous donne :

$W = 557\ cm^3$ $P = 42,2\ kg/ml$

Il faut refaire le calcul en tenant compte du poids propre de la solive :

$q = q_1 + \frac{4}{3} g_{pp} = 2702 + \frac{4}{3} . 42,2 = 2758\ kg/ml$

$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,758 \times 6^2}{8} = 12,41\ t.m$

Vérification de la résistance

a) $\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_e$

b) $1{,}54\,\tau \leq \sigma_e$ avec $\tau = \frac{T.S}{e_a.J}$

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2{,}758 \times 6}{2} = 8274 \text{ kg}$$

L'assortiment donne : $S = 311 \text{ cm}^3$
$e_a = 0{,}71 \text{ cm}$
$I = 8356 \text{ cm}^4$

a) $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{12{,}41 . 10^5}{557} = 2228 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$

b) $1{,}54\,\tau = 1{,}54 \frac{8274 . 311}{0{,}71 . 8356} = 674 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$

Vérification de la flèche

$$\frac{f}{l} = \frac{M}{10^7} \times \frac{l}{W \times h} \leq \left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{300}$$

M doit être calculé sous les charges et surcharges non pondérées :

$$q = (282 + 500) \times 2{,}4 + 42{,}2 = 1919 \text{ kg/ml}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1919 \times 6^2}{8} = 8620 \text{ kg.m}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{M \times l}{10^7 . W \times h} = \frac{8{,}62 . 10^5 \times 600}{10^7 \times 557 \times 30} = \frac{1}{324} < \frac{1}{300}$$

La solive que l'on prendra sera un IPE 300 . La fixation poutre-solive sera faite aprés le calcul de la poutre.

CALCUL DES POUTRES PRECONTRAINTES

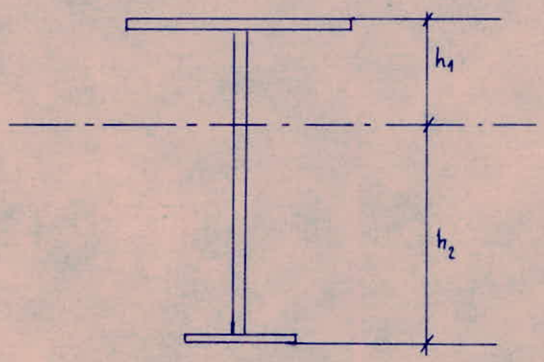
Principe de la Précontrainte :

On peut donner de ce principe la définition suivante : " Les constructions précontr-aintes sont des constructions soumises à un système d'efforts permanents, crée artificiellement, dans le but de créer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges permanentes et surcharges engendrent des contraintes totales comprises entre les limites que le matériau peut supporter indéfiniment en toute sécurité ".

Si l'on soumet une charpente a un effort de précontrainte P_r (avant de la charger) de signe opposé à l'effort dû à la charge extérieure, on prolonge le travail élastique du matériau.

On exprime d'abord la contrainte de précontrainte (σ_0) puis on soumet la piece à la contrainte due à la charge extérieure.

CALCUL



Le rapport $D = \frac{h_2}{h_1}$ est appelé coefficient d'assymétrie

soit $\mu = \frac{E_t}{E} \frac{\sigma_e}{\sigma_t}$

E_t : module d'élasticité du tirant
σ_t : contrainte admissible du tirant

Pour faire un prédimensionnement, on prend généralement :

- Poutre en acier : $0,10 < \mu < 0,41$

On trouve par la R.D.M :

$$M = \sigma C \sqrt{A_t^3 . K} \quad (I)$$

avec C dépendant de D et de la valeur μ.

$$K = \frac{h_a}{e_a} = \frac{\text{hauteur de l'âme}}{\text{épaisseur de l'âme}}$$

On détermine l'Aire totale necessaire A de la formule (I) :

$$A = \sqrt[3]{\left(\frac{M}{\sigma . C}\right)^2 \cdot \frac{1}{K}}$$

A_t étant déterminé, on peut en déduire A_a et A_s sections de l'âme et des semelles :

$$A = A_a + A_s$$

A_a : section de l'âme
A_s : section des semelles
A : section totale

$$v = \frac{A_a}{A}$$

Pour les poutres dissymétriques on prend $v = 0,55$

soit $A_a = 0,55\ A$

$$h_a = \frac{A_a}{e_a} = \sqrt{A . v . K}$$

h_a : hauteur de l'âme
e_a : épaisseur de l'âme

on prend $K = 80 \div 120$

$$A_s = A - A_a$$

Pour déterminer la longueur des barres de précontrainte, on détermine la valeur d'un coefficient α défini par :

$$\alpha = 1 - \frac{v}{c} \; \frac{6D - v(D+1)^2}{6D(D+1)}$$

on détermine aussi

$$\frac{J_1}{v_1} = W_1 \quad \text{et} \quad \frac{J_2}{v_2} = W_2$$ (fibre supérieure et fibre inférieure)

on calcule :

βX avec $\beta = \dfrac{n_2 X + X_1}{X}$ n_2 est un coefficient

d'où l'on tire la section du tirant :

$$A_t = \frac{\beta X}{\sigma_t}$$

et l'on trouve l'effort de précontrainte X par la formule :

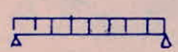
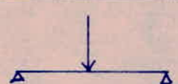
$$\frac{n_1 X}{A} + \frac{n_1 X h_2}{W_2} = \sigma_e$$

X étant déterminé l'on déduit X_1 : effort dans la barre de précontrainte dûe à la charge appliquée

Dans le cas général la R.D.M donne :

$$X_1 = \frac{\int \frac{\overline{M_1 M}}{E J_x} dx}{\int \frac{M_1^2}{E J_x} dx + \frac{l_{pr}}{E_p . A_{pr}} + \frac{l_{pr}}{E . A}}$$

TABLEAU DONNANT D et C

Cas de charge	μ	$n_1 = 1$	$n_2 = 1$	$n_1 = 1,1$	$n_2 = 0,9$	Longueur du tirant
		D	C	D	C	
	0,1 0,2 0,3 0,4	1,87 2,11 2,56 3,6	0,348 0,369 0,399 0,446	1,58 1,75 1,99 2,4	0,347 0,359 0,381 0,415	$l_t = l$
	0,1 0,2 0,3 0,4	1,83 1,98 2,16 2,36	0,344 0,357 0,371 0,384	1,69 1,8 1,95 2,12	0,329 0,341 0,354 0,367	$l_t = l\sqrt{\alpha}$
	0,1 0,2 0,3 0,4	1,82 1,94 2,06 2,19	0,342 0,353 0,363 0,373	1,72 1,88 2,07 2,27	0,323 0,328 0,332 0,336	$l_t = \alpha l$

CALCUL DU MOMENT DU AUX CHARGES EXTERIEURES

La poutre précontrainte a une portée de 12 m.

$$q = q_{eq} + \frac{4}{3} g_{pp}$$

$$q_{eq} = \frac{2 . T_s}{e} = \frac{2 . 8274}{2,4} = 6752 \text{ kg}$$ T_s : réaction de la solive

$$g_{pp} = 0,4 \sqrt[3]{W_{eq}^2}$$

$$W_{eq} = \frac{M_{eq}}{\sigma_e} = \frac{q_{eq} \times l^2}{8 \sigma_e}$$

$$g_{pp} = 103 \text{ kg/m}$$

$$q = q_{eq} + \frac{4}{3} g_{pp} = 6887 \text{ kg/m} = 6,89 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{6,89 \times 12^2}{8} = 124 \text{ t.m}$$

Pour le cas d'une charge uniformément répartie le tableau nous donne pour :

$\mu = 0,2 \Rightarrow C = 0,357$

$D = 1,98$

K sera pris égal à 100

Détermination de A

$$A = \sqrt[3]{\left(\frac{M}{\sigma_e . C}\right)^2 . \frac{1}{K}} = \sqrt[3]{\frac{124.10^5}{2400.0{,}357} . \frac{1}{100}} = 128\,cm^2$$

$$\boxed{A = 128\ cm^2}$$

$v = \frac{A_a}{A} = 0{,}55 \Rightarrow V.A = A_a$

$0{,}55.128 = 70{,}4\,cm^2$

$A_s = A - A_a = 128 - 70{,}4 = 57{,}6\ cm^2$

$h_a = \sqrt{A.v.K} = \sqrt{128.0{,}55.100} = 84cm$

$h_t = 86{,}4\ cm$

$\frac{h_2}{h_1} = D = 1{,}98 \Rightarrow h_2 = 1{,}98\, h_1$

$h_t = h_2 + h_1 = 1{,}98 h_1 + h_1 = 2{,}98\, h_1$

$\Rightarrow h_1 = \frac{h_t}{2{,}98} = \frac{86{,}4}{2{,}98} = 29\ cm$

d'où $h_2 = 86{,}4 - 29 = 57{,}4\,cm$

calcul de α :

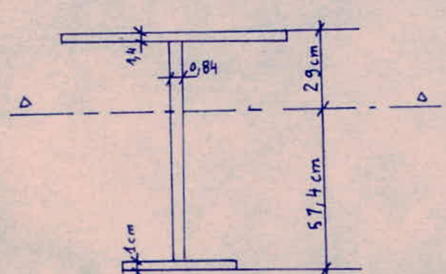
$$\alpha = 1 - \frac{\sqrt{v}}{C} \times \frac{6D - v(D+1)^2}{6D(D+1)} = 1 - \frac{\sqrt{0{,}55}}{0{,}357}\ \frac{6\times1{,}98 - 0{,}55\,(2{,}98)^2}{6\times1{,}98\times2{,}98} = 0{,}59$$

$$\boxed{\alpha = 0{,}59}$$

d'où $\ell_t = \ell\sqrt{\alpha} = 12 \times 0{,}59 = 9{,}24\,m$

$$\boxed{\ell_t = 9{,}24m}$$

Détermination de la section des semelles



L'égalité des moments d'inertie par rapport à l'axe Δ nous donne :

$$A_{ss}\ (29-0{,}7)^2 + 0{,}84\ \frac{(29-1{,}4)^2}{2} = A_{si}\ (57{,}4-0{,}5)^2 + \frac{0{,}84\,.\,(57{,}4-1)^2}{2}$$

$$801\ A_{ss} + 320 = 3238\ A_{si} + 1336$$

$$801\ A_{ss} - 3238\ A_{si} = 1016$$

or $A_{ss} + A_{si} = 57{,}6\ cm^2 \Rightarrow A_{ss} = 57{,}6 - A_{si}$

$\Rightarrow \quad A_{ss} = 46{,}43\ cm^2 \qquad A_{si} = 11{,}17\ cm^2$

Récapitulatif

$$\left.\begin{array}{l} A_a = 90 \times 0{,}8 = 72\ cm^2 \\ A_{ss} = 32 \times 1{,}5 = 48\ cm^2 \\ A_{si} = 16 \times 0{,}7 = 11{,}2\ cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow A = A_a + A_{ss} + A_{si} = 72 + 48 + 11{,}2 = 131{,}2\ cm^2$$

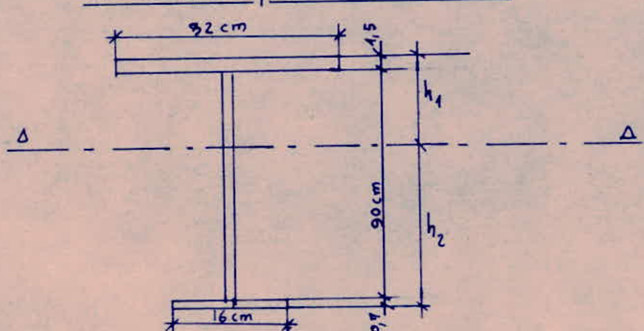
Tirant : on prend deux cables composés de 5 fils de 9mm de diamètre chacun.

$$A_t = \frac{2 \times 5 \times \pi \times 0{,}9^2}{4} = 6{,}4\ cm^2 \qquad \sigma_t = 13600\ kg/cm^2$$

On peut calculer l'effort de Précontrainte X dans la membrure inférieure en vérifiant :

$$\frac{4}{3}\left(\frac{X}{A} + \frac{X h_2}{W_2}\right) \leq \sigma_e \quad \Rightarrow \quad \boxed{X = \frac{3}{4}\ \frac{\sigma_e}{\frac{1}{A} + \frac{h_2}{W_2}}}$$

Caractéristiques de la section



L'égalité des Moments statiques donne :

$$A_{ss}\ (h_1 - 0{,}75) + \frac{e_a}{2}\ (h_1 - 1{,}5)^2 = A_{si}\ (h_2 - 0{,}35) + \frac{e_a}{2}\ (h_2 - 0{,}7)^2$$

or $h_1 + h_2 = h_t \quad \Rightarrow h_2 = h_t - h_1 = 92{,}2 - h_1$

On obtient :

$$48\,(h_1 - 0{,}75) + \frac{0{,}8}{2}\,(h_1 - 1{,}5)^2 = 11{,}2\,(91{,}85 - h_1) + \frac{0{,}8}{2}\,(91{,}5 - h_1)^2$$

La résolution de cette équation du second degré donne $h_1 = 33{,}6\,cm$

$$\Rightarrow h_2 = h_t - h_1 = 92{,}2 - 33{,}6 = 58{,}6\,cm$$

Calcul du Moment d'Inertie :

$$I = 48 \times 33{,}75^2 + 11{,}2 \times 57{,}45^2 + \frac{0{,}8 \times 90^3}{12} + 72 \cdot 12^2 = 150\,600\ cm^4$$

$$W_1 = \frac{I}{h_1} = \frac{150600}{33{,}6} = 4482\ cm^3$$

$$W_2 = \frac{I}{h_2} = \frac{150600}{58{,}6} = 2566\ cm^3$$

De la formule de vérification précedemment citée on tire :

$$X = \frac{3}{4}\,\frac{\sigma_e}{\frac{1}{A} + \frac{W_2}{h_2}} = \frac{3}{4}\,\frac{2400}{\frac{1}{131{,}2} + \frac{2566}{58{,}7}} = 59000\ kg$$

$$\boxed{X = 59t}$$

Calcul de X_1 : effort dans la barre de précontrainte dû à la charge appliquée

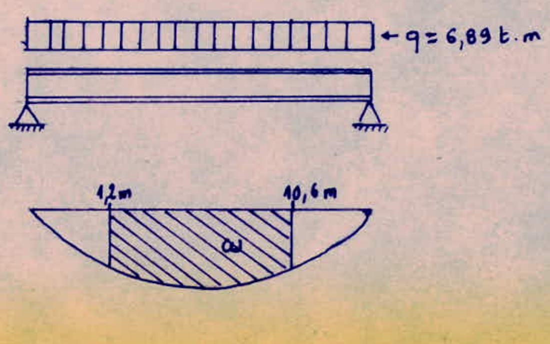
$$X_1 = \frac{\frac{\overline{M}_1}{I}\,\omega}{\left(\frac{\overline{M}_1^2}{I} + \frac{E}{E_t \cdot A_t} + \frac{1}{A}\right) l_t}$$

$$l_t = l\sqrt{\alpha} = 12 \times \sqrt{0{,}55} = 9{,}2\,m$$

ω = Aire du diagramme des moments fléchissants délimité par la longueur du tirant

on a $l = 12\,m \Rightarrow l - l_t = 12 - 9{,}2 = 2{,}8\,m$

les bornes de l'aire vont être $l = 1{,}4\,m$ et $l = 9{,}2 + 1{,}4\,m = 10{,}6\,m$



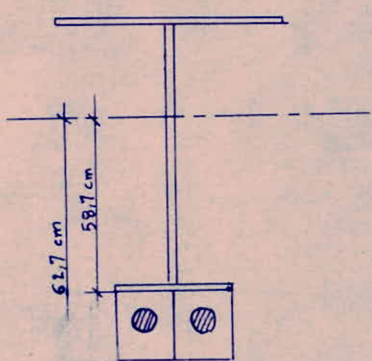
$$T = \frac{ql}{2} = \frac{6{,}89 \times 12}{2} = 41{,}34 t$$

$$M_x = 6{,}89 \frac{x^2}{2} - T.x = 6{,}89 \frac{x^2}{2} - 41{,}34\,x$$

$$\omega = \int_{1,4}^{10,6} \left(6{,}89 \frac{x^2}{2} - 41{,}34 x\right) dx = \left[6{,}89 \frac{x^3}{6} - 41{,}34 \frac{x^2}{2}\right]_{1,4}^{10,6}$$

$$\omega = 917\ t.m^2$$

Le tirant est placé sous la membrure inférieure



$\overline{M}_1 = h_2 = 58{,}7 + 4 = 62{,}7\ cm = 0{,}627\ m$

$A_t = 6{,}4\ cm^2$

$l_t = 9{,}2\ m$

$E_t = 1{,}8 \times 10^6\ daN/cm^2$

$E = 2{,}1 \times 10^6\ daN/cm^2$

$A = 131{,}2\ cm^2$

d'où
$$X_1 = \frac{\frac{0{,}627}{0{,}001506} \times 917}{\frac{0{,}627}{0{,}001506} + \frac{2{,}1}{1{,}8 \times 0{,}0064} + \frac{1}{0{,}0132}} = 19{,}2 t$$

$$\left.\begin{matrix} X_1 = 19{,}2 t \\ X = 59 t \end{matrix}\right\} \Rightarrow X + X_1 = 59 + 19{,}2 = 78{,}2 t$$

On doit procéder à la vérification pour les membrures supérieures et inférieures sous les formules suivantes :

$$\left.\begin{matrix} \text{(I)} \quad \frac{M}{W_1} + \frac{X+X_1}{A} - \frac{(X+X_1)h_2}{W_1} \leqslant \sigma_e \\ \text{(II)} \quad \frac{M}{W_1} + \frac{4}{3}\left(\frac{X+X_1}{A} - \frac{(X+X_1)h_2}{W_1}\right) \leqslant \sigma_e \end{matrix}\right\} \text{Pour les membrures supérieures}$$

(III) $\frac{M}{W_2} - \frac{X+X_1}{A} - \frac{X+X_1}{W_2} h_2 \leqslant \sigma_e$ membrure inférieure

(IV) $\frac{4}{3}\left(\frac{X}{A} + \frac{X\,h_2}{W_2}\right) \leqslant \sigma_e$ membrure inférieure sous l'effort de précontrainte

(I) $\frac{124 \cdot 10^5}{4482} + \frac{78200}{131,2} - \frac{78200 \times 58,7}{4482} = 2767 + 595 - 1024 = 2338 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$

(II) $\frac{124 \cdot 10^5}{4482} + \frac{4}{3}\left(\frac{78200}{131,2} - \frac{78200 \times 58,7}{4482}\right) = 2195 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$

(III) $\frac{124 \cdot 10^5}{2566} - \frac{78200}{131,2} - \frac{78200 \times 58,7}{2566} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e$

(IV) $\frac{4}{3}\left(\frac{59000}{131,2} + \frac{59000 \times 58,7}{2566}\right) = 2399 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$

Vérification du tirant :

(V) $\frac{X + X_1}{A_t} \leq \sigma_t$

A_t : section du tirant $= 6,4 \text{ cm}^2$

$X + X_1 = 59 + 19,2 = 78,2 \text{ t}$

(V) $\frac{78200}{6,4} = 12220 \text{ kg/cm}^2 < 13500 \text{ kg/cm}^2$

Dans le calcul de la force de tension des câbles, il faut tenir compte des pertes qui se produisent dès que la mise en précontrainte prend fin ; car la contrainte finalement acquise est inférieure à celle qui est imposée initialement.
Ces pertes sont dues principalement :

1. au fluage de l'acier, c'est à dire de l'augmentation au cours du temps, de la déformation permanente par suite des tensions continues supportées.
2. A la friction des câbles sur les gaines de glissement soit en ligne droite soit en ligne courbe.

Pour palier à cela on calcule la contrainte de précontrainte pratique

$$X_k = \frac{X}{0,95} + \Delta A_t \frac{E_t}{l_t} \qquad \text{avec } \Delta = 0,1$$

Nous aurons donc

$$X_k = \frac{59000}{0,95} + 0,1 \times 6,4 \frac{1,8 \times 10^6}{920}$$

$$X_k = 62106 + 1252 = 63400 \text{ Kg}$$

$$\boxed{X_k = 63,4 \text{ t}}$$

Comme pour les poutres simples il faut procéder à la vérification de la flèche :

$$\boxed{f = f_e - f_{pr}}$$

f_e : flèche dûe aux charges extérieures

f_{pr} : flèche dûe à la précontrainte

Calcul de la flèche de précontrainte f_{pr} :

$$f_{pr} = \frac{X.c.l^2}{8\,EI}\,(1 - 4\,\xi^2)$$

$X = 59\ t$

$c = h_2 = 62{,}7\ cm$

$\xi = \frac{a}{l} = \frac{1{,}4}{12} = 0{,}117$

$l = 12\ m$

$E = 2{,}1 . 10^6\ daN/cm^2$

$I = 150\,600\ cm^4$

$$f_{pr} = \frac{59000 \times 62{,}7 \times 12^2 \times 10^4}{8 \times 2{,}1 \times 10^6 \times 150600}\,(1 - 4 \times 0{,}117^2) = 2\ cm$$

$$\boxed{f_{pr} = 2\ cm}$$

Calcul de la Flèche dûe aux charges extérieures

$$q = 6\,(282 + 500) + 102 = 4794\,/ml$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.794 \times 12^2}{8} = 86{,}3\ t.m$$

σ_f sera calculée pour le cas le plus défavorable qui nous est donné par :

$$\frac{M}{W_2} + \frac{X + X_1}{A} - \frac{(X + X_1)\,h_2}{W_2} = \frac{86{,}3 \times 10^5}{4482} + \frac{78200}{131{,}2} - \frac{78200 \times 58{,}7}{4482}$$

$$\sigma_f = 1925 + 595 - 1024 = 1497\ kg/cm^2$$

$$f_e = \frac{\sigma_f \times l^2}{10^7 \times 2\,V_{min}} = \frac{1500 \times 1200^2}{10^7 \times 2 \times 33{,}6} = 3{,}21\ cm$$

$$\boxed{f_e = 3{,}21 \text{ cm}}$$

$$f = f_e - f_{pr} = 3{,}21 - 2 = 1{,}21 \text{cm}$$

$$\boxed{f = 1{,}21 \text{ cm}}$$

or la flèche admissible pour la poutre est :

$$[f] = \frac{l}{500} = \frac{1200}{500} = 2{,}4 \text{ cm}$$

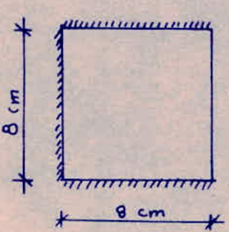
$f \leq [f]$ $\quad 1{,}21 < 2{,}4$ cette condition est bien vérifiée

CALCUL DE LA FIXATION DU TIRANT

Le tirant sera fixé sur une plaque qui elle même sera soudée sur la partie inférieure de la poutre.

Vérification de la plaque

On a une plaque appuyée sur trois côtés



$$q_m = \frac{T}{a \cdot b} = \frac{78200}{2.8.8} = 611 \text{ kg/cm}$$

$\frac{a}{b} = 1 \Rightarrow \beta = 0{,}112$ (Tableau de cours CMI)

$$M_3 = \beta \cdot q_m \cdot a_1^2 = 0{,}112 \times 611 \times 8^2 = 4380 \text{ kg.cm}$$

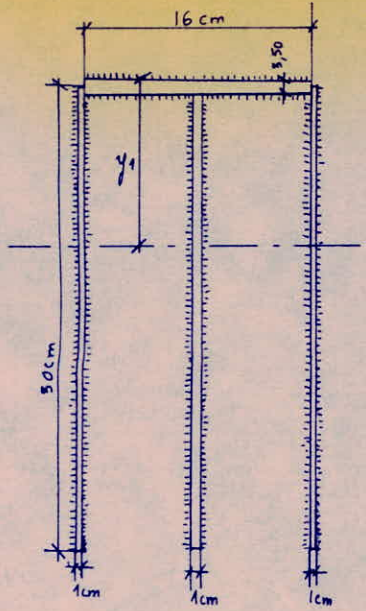
e_p : épaisseur de la plaque nous est donnée par :

$$e_p = \sqrt{\frac{6M}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 4380}{2400}} = \sqrt{10{,}75} = 3{,}3 \text{ cm}$$

on prendra $e = 3{,}5$ cm

Vérification de la contrainte :

$$\sigma = \frac{6M}{e_p^2} = \frac{6 \times 4380}{3{,}5^2} = 2145 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$



$M = 2 \times 39100 \times 4 = 312\,800$ kg.cm

Calcul de l'axe neutre y_1:

$$3,5 \times 16\,(y_1 - 1,75) + \frac{3}{2}\,(y_1 - 3,5)^2 = \frac{3}{2}\,(33,5 - y_1)^2$$

$$\Rightarrow 146\,y_1 = 1763 \qquad \Rightarrow y_1 = 12\,\text{cm}$$

$$I = 3,5 \times 16 \times 10,25^2 + \frac{3.1.30^3}{12} + \frac{16 \times 3,5^3}{12} + 3.1.30.4,75^2$$

$$I = 14721\ \text{cm}^4$$

$$S = \frac{3 \times 19,75^2}{2} = 585\ \text{cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M.v}{I} = \frac{312\,800 \times 19,75}{14721} = 420\ \text{kg/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\tau = \frac{T.S}{I.e} = \frac{78200 \times 585}{14721 \times 3 \times 1} = 1036\ \text{kg/cm}^2$$

on doit vérifier : $1,54\,\tau \leq \sigma_e$

$$1,54 \times 1036 = 1600\ \text{kg/cm}^2 \leq \sigma_e$$

Calcul de la soudure fixant la plaque à la semelle inférieure

$a = 6$mm $\Rightarrow a\alpha = 0,56$mm

on doit procéder à la vérification suivante :

$$1,35 \sqrt{\left(\frac{M}{W_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sigma_e$$

Calcul de Icordon :

$$I_c = 16 \times 0,6\,(12,3^2 + 8,2^3) + 6 \times 30 \times 0,6 \times 4,75^2 + 6 \times \frac{0,6 \times 30^3}{12} = 12635\ \text{cm}^4$$

$v = 19,75$ cm

$$W_c = \frac{I_c}{v} = \frac{12635}{19,75} = 640\ \text{cm}^3$$

$$A_c = a\alpha\,\Sigma l_c = 0,56\,(2.14,8 + 6 \times 28,8) = 113\ \text{cm}^2$$

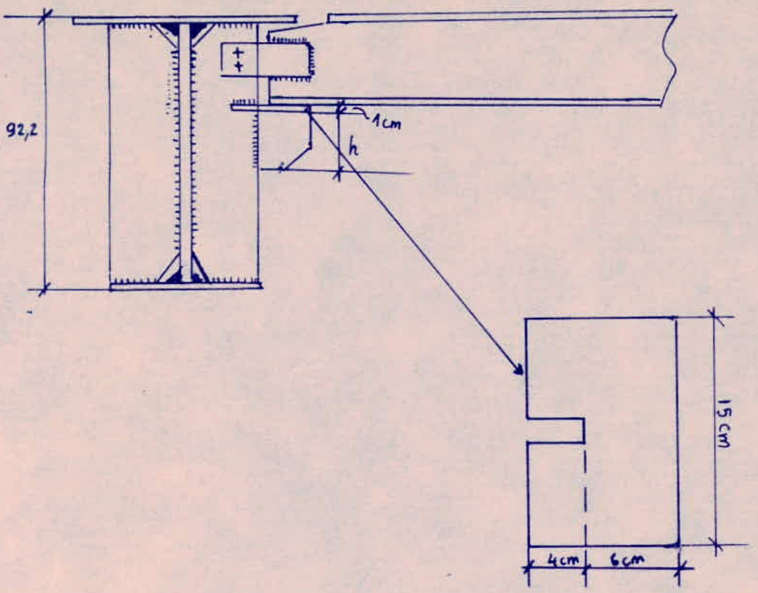
$$\frac{M}{W_c} = \frac{312800}{640} = 423\ \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{T}{A_c} = \frac{78200}{113} = 692\ \text{kg/cm}^2$$

$$1,35\sqrt{423^2 + 692^2} = 1,35 \times 810 = 1094\ \text{kg/cm}^2$$

on prend une soudure de 6mm.

FIXATION SOLIVE FILET



On place des raidisseurs aux droits des charges :

$$b_r = \frac{ha}{30} + 40 = \frac{900}{30} + 40 = 70\,mm$$

$$e_r = \frac{br}{15} = \frac{70}{15} = 4{,}67\,mm$$

on prendra $br = 7\,cm$ et $e_r = 0{,}5\,cm$

soudure $a = 4\,mm$

$$M = \frac{T.c}{2} = \frac{2{,}76 . 6}{2} . \frac{0{,}06}{2} = 0{,}25\ t.m$$

$$W = \frac{e_r . h^2}{6} = \frac{0{,}5 . h^2}{6}$$

$$\frac{M}{W} \leq \sigma_e \Rightarrow \frac{0{,}25 . 10^5}{\frac{0{,}5 . h^2}{6}} \leq 2400 \Rightarrow h^2 \geq \frac{0{,}25 . 10^5 . 6}{0{,}5 . 2400} = 125$$

$$\boxed{h = 12\ cm}$$

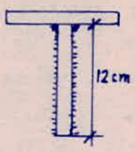
$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2{,}76 . 6}{2} = 8{,}28t$$

Vérification au cisaillement

$$A = e_r . h = 0{,}5 \times 12 = 6\ cm^2$$

$$1{,}54\ \tau = 1{,}54 \times \frac{T}{A} = 1{,}54 \times \frac{8{,}28}{6} = 2125\ kg/cm^2 \leq \sigma_e$$

Soudure :



$a = 4\,mm \quad \Rightarrow \quad da = 4\,mm$

$$J_c = \frac{2 \cdot 0{,}4 \cdot 12^3}{12} + 2 \cdot 0{,}4 \cdot 4 \cdot 6^2 = 230{,}4$$

$$W_c = \frac{230{,}4}{6} = 38{,}4\ cm^3$$

$$A_c = 2 \cdot 12 \cdot 0{,}4 + 2 \cdot 0{,}4 \cdot 4 = 12{,}8\ cm^2$$

$$1{,}35 \left(\left(\frac{M}{W_c}\right) + \left(\frac{T}{A_c}\right) \right) \leq \sigma_e$$

$$1{,}35 \left(\frac{0{,}25 \cdot 10^5}{38{,}4} + \frac{8{,}28 \cdot 10^3}{12{,}8} \right) = 1752\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

Voilement de l'âme :

$$T_{max} = \frac{ql}{2} = 6{,}9 \cdot \frac{12}{2} = 41{,}4t$$

$$\tau = \frac{T}{e_a\, h_a} = \frac{41400}{0{,}8 \cdot 90} = 575\ kg/cm^2$$

On supposera $\sigma = 2400\ daN/cm^2$

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{2400}{7}\right)^2 + 575^2 = 117.553 + 330.625 = 448.178$$

$$0{,}015 \left(\frac{10.000\, e_a}{h_a} \right)^4 = 0{,}015 \left(\frac{10.000 \cdot 0{,}8}{90} \right)^2 = 936\ 489$$

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0{,}015 \left(\frac{10.000\, e_a}{h_a} \right)^2$$

En prenant le cas le plus défavorable (effort tranchant maximum et contrainte normale maximum, ce qui ne peut arriver dans une même section), la relation est vérifiée. Donc pas de raidisseurs intermédiaires.

Raidisseurs d'appui

$$bra \geq bs + 20\,mm = 320 + 20 = 340\,mm$$

$$bra_1 = 34\,cm$$

$$era = 1{,}6\,cm$$

$$bra_2 = 18\,cm$$

$$\frac{bra}{era} = \frac{34}{1{,}6} = 21{,}25 < 30$$

$$\sigma_{ra} = \frac{T}{e_{ra} \cdot b_{ra}} = \frac{41400}{18 \cdot 1{,}6} = 1438\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

flambement :

$$A'_{ra} = A_{ra} + 15\, e_a^2 = 1{,}6 \times 18 + 15 \cdot 0{,}8^2 = 38{,}4\,cm^2$$

$$\lambda = \frac{l}{r_{ra}} = h_a \Big/ \sqrt{\frac{J'_{ra}}{A'_{ra}}}$$

$$J'_{ra} = \frac{e_{ra} \cdot b_r^3}{12} + \frac{15\, e_a^4}{12} = 778$$

$$\lambda = 90 \Big/ \sqrt{\frac{778}{38{,}4}} = 20 \implies K = 1{,}015$$

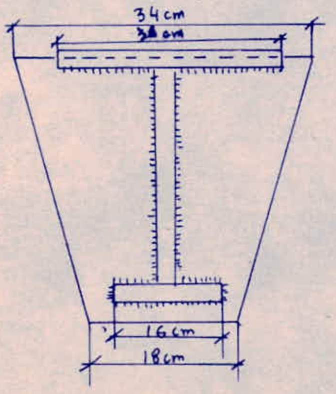
$$K\, \frac{T}{A'_{ra}} = 1{,}015 \cdot \frac{41400}{38{,}4} = 1095\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

Soudure:

$$\Sigma l = 32 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 90 = 244\,cm$$

$$\alpha a = \frac{T}{0{,}75\, \Sigma l \cdot \sigma_e} = \frac{41400}{0{,}75 \cdot 2400 \times 244} = 0{,}09\,cm$$

on prendra $a = 6\,mm$



CALCUL DE

LA FERME

ASPECTS DE LA CONSTRUCTION MIXTE

Avant de débuter l'étude du deuxième plancher ou terrasse accessible au public, nous donnerons certains aspects de la construction mixte et de son apport au point de vue économique.

Des essais ont montré qu'une dalle en béton armé coulée sur poutres métalliques absorbait une charge plus importante que la charge calculée en supposant que l'acier et le béton travaillent séparément.
C'est pour cela qu'il faut tenir compte dés le début du projet que le système est constitué de deux éléments solidaires, d'étudier leur liaison de manière à éliminer les inconvénients de cette héterogeneïté et de proportionner les sections des deux matériaux pour que les tensions ne dépassent pas la charge de sécurité.
L'hypothèse fondamentale du calcul des poutres fléchies consiste à admettre que les sections transversales planes avant flexion le restent aprés déformation.
Dans le cas d'une poutre d'acier ancrée à une dalle en béton qu'elle supporte, l'analyse de l'état de tension de la section mixte, c'est à dire en affectant les tensions pour un des deux matériaux du coefficient

$$n = \frac{E_A}{E_b}$$

E_A : module d'elasticité de l'acier
E_B : module d'élasticité du béton

Il convient de rappeler les deux formes carastéristiques dans laquelle s'est developpée le système mixte:

a) La coulée de la dalle est effectuée sur la poutrelle qui reste étayée jusqu'à prise du béton.
Le poids de la dalle et les surcharges constituent la sollicitation la plus importante, et les tensions qui en dérivent sont totalement absorbées par la section mixte.

b) La dalle est coulée sans que la poutrelle métallique soit étayée, dans ce cas la sollicitation due au poids de la poutrelle et de la dalle doit être absorbée par la poutrelle seule : les surcharges appliquées quand la dalle a acquis une certaine resistance seront absorbées par la construction mixte. Il faut donc calculer les tensions séparément pour les deux phases de mise en oeuvre.

INFLUENCE DES PARAMETRES FONDAMENTAUX

Par mieux mettre en lumiere les problémes sur lesquels est basée la théorie statique, il y a lieu de passer en revue les phénoménes qui influent sur l'état de tension.
Le paramétre le plus important est le rapport n entre les modules d'elasticité de l'acier et du béton.
Alors que le module d'élasticité E_A de l'acier, peut-être considéré comme constant celui du béton E_b dépend, négligeant l'éventuelle présence d'une armature longitu-dinale, de sa résistance.
L'âge du béton a une influence importante sur E_b et par conséquent sur n: il est essentiel de déterminer les valeurs de n à introduire dans le calcul des états de tension correspondants aux diverses phases de l'exécution.
Deux autres propriétés du béton jouent aussi un rôle important dans les constru-ctions mixtes, le retrait et le fluage qui créent des tensions par le fait que le retrait du béton est entravé par la présence de la poutrelle et des ancrages qui lient les deux matériaux.
Si la poutre est isostatique, il ne se créé pas des forces externes (réactions), mais dans les poutres hyperstatiques, il naît des réactions qui modifient les conditions d'équilibre du système.
Considérant d'abord le retrait seul, il est bien connu qu'il varie avec le temps et dépend de nombreux facteurs:

- Conditions atmosphériques pendant la prise;
- Présence d'armatures noyées;
- Valeur des tensions permanentes;
- Qualités et quantité de ciment mis en oeuvre;
- Quantité d'eau de gachâge;
- Mode de gachâge;
- et d'autres facteurs moins importants

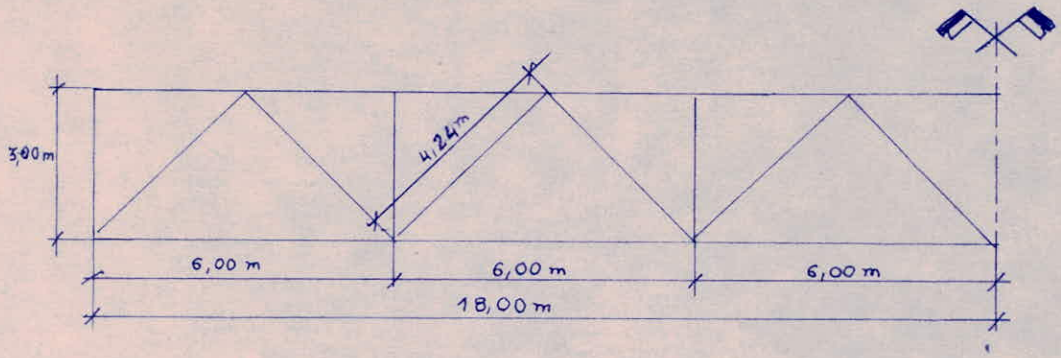
Malheureusement le retrait et le fluage produisent des effets désavantageux du point de vue de l'acier qui s'en trouve soumis à des tensions de même signe que celle que produit la surcharge.
Cependant, ces tensions sont en général faibles par rapport à celles dues aux charges verticales et sont d'autant plus modeste que le rapport entre les moments d'inertie de la poutrelle et de la dalle est plus grand.

Le deuxieme plancher a été calculé suivant la méthode exposée au b:

La partie mixte de notre plancher sera constituée par les membrures supérieures de la ferme et par les panneaux de dalle.
Il y aura deux étapes de calcul:
a) les membrures supérieures seront calculées sous l'effet des charges permanentes avant que la liaison ne soit assurée
b) les membrures supérieures seront ensuite calculées sous l'effet des charges permanentes et surcharges quand la liaison sera assurée.

Le retrait n'aura presque aucun effet puisque les panneaux de dalles sont préfabriqués.

ETUDE DE LA FERME



Généralités

Les fermes utilisées sont en treillis. Elles sont destinées à supporter la terrasse.

Chaque barre et membrure est formée de deux cornières de même section.

Pour que ces cornières travaillent ensemble, surtout en compression il est nécessaire de les entretoiser par des fourrures qui doivent avoir la même épaisseur que les goussets d'assemblage.

Chaque ferme sera espacée de 6 m.

La ferme que nous allons calculer est onze fois hyperstatique, mais cette dernière présente une symétrie par rapport à son plan médian nous pouvons réduire son degré d'hyperstaticité à six.

Tout d'abord nous allons faire un prédimensionnement en considérant la ferme comme isostatique. Pour déterminer les efforts dans les barres, on trace l'épure de Crémona - Maxwell pour une charge unitaire.

En combinant tous les cas de charges possibles nous pourrons trouver les efforts pour le cas de charge défavorable.

COMBINAISONS DE CHARGES

Pour le calcul de vérification, il sera tenu compte :

- Charges permanentes
- Surcharges d'exploitation
- Surcharges climatiques (Vent)

Pour la Justification à la sécurité ; on distingue deux sortes de combinaisons :

a) Combinaisons en surcharges normales

$$\left.\begin{array}{l}\left(1 \text{ ou } \frac{4}{3}\right) G + \frac{3}{2} V_n \\ \left(1 \text{ ou } \frac{4}{3}\right) G + \frac{3}{2} P\end{array}\right\} (\mathrm{I})$$

$$\left.\begin{array}{l}\left(1 \text{ ou } \frac{4}{3}\right) G + \frac{17}{12} (P + V_n) \\ \left(1 \text{ ou } \frac{4}{3}\right) G + \frac{17}{12} V_n\end{array}\right\} (\mathrm{II})$$

$$\left(1 \text{ ou } \frac{4}{3}\right) G + \frac{4}{3} (P + V_n) \quad (\mathrm{III})$$

b) Combinaisons en surcharges extrêmes

$$\left.\begin{array}{l} G + V_e \\ G + P\end{array}\right\} (\mathrm{I})$$

$$G + P + V_e \quad (\mathrm{II})$$

Charges permanentes et surcharges non majorées :

- Carrelage : 90 kg/m²
- Etancheïté : 10 kg/m²
- Forme de pente : 90 kg/m²
- Panneau préfabriqué : 200 kg/m²
- Fermes : 35 kg/m²

Surcharges :

Terrasse accessible au public $P = 500\ kg/m^2$

Surcharges climatiques :

$V_n = 1{,}05 \times 61{,}5 \times 18 = 1{,}16\ t$

$V_e = 1{,}75 \cdot V_n = 1{,}75 \times 1{,}16 = 2{,}03\ t$

Le vent agit en sens contraire aux charges permanentes. Pour chaque combinaison nous avons choisi le cas le plus défavorable :

$$\left\{\begin{array}{l} \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P \\ \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P + V_n) \\ G + P + V_e \\ G + V_e \end{array}\right.$$

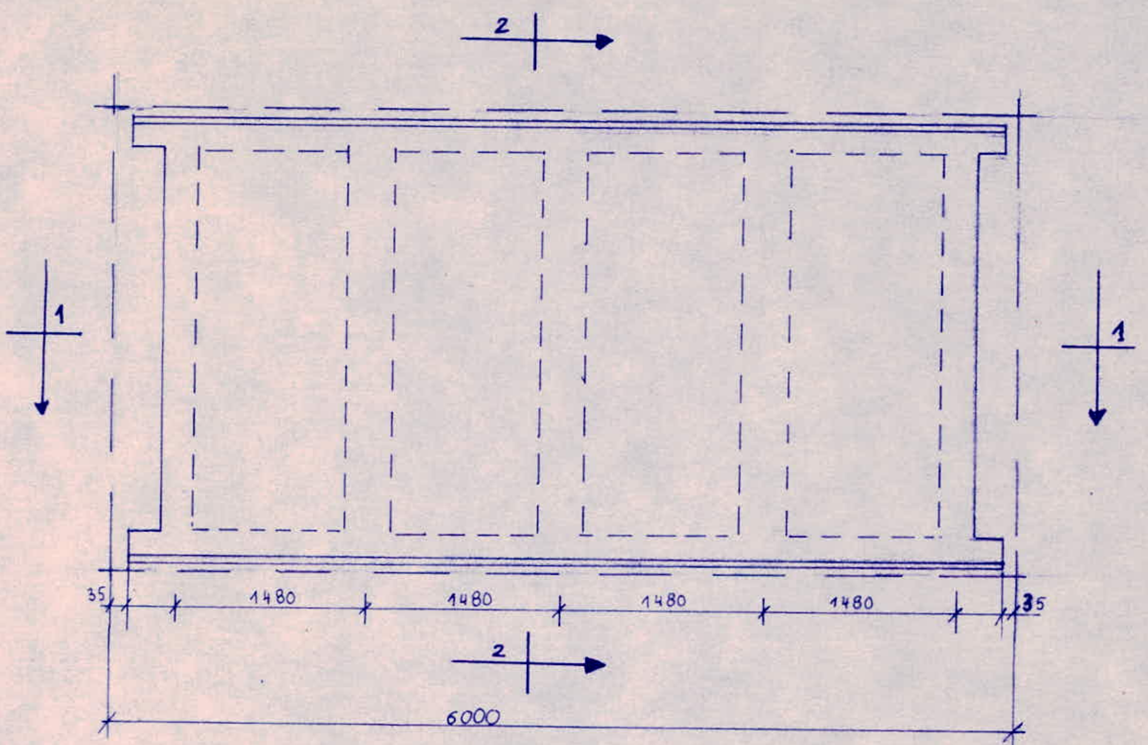
$G = 425 \times 18 = 7{,}65\ t$

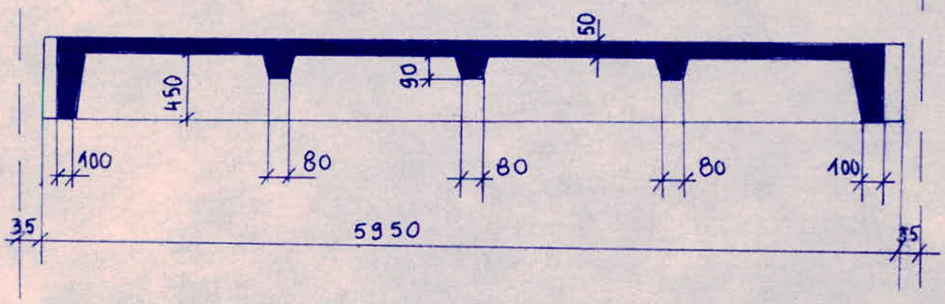
$P = 500 \times 18 = 9{,}0\ t$

$V = 1{,}16\ t$

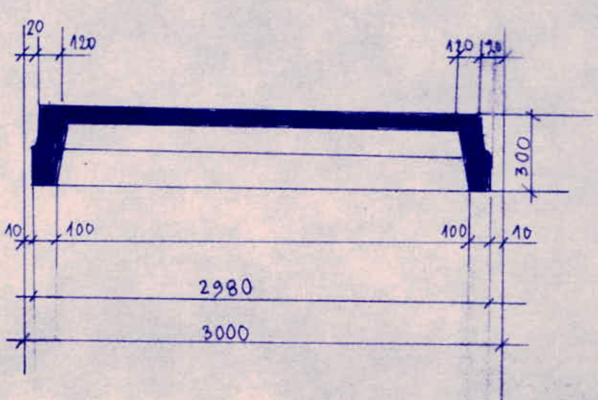
$V_e = 2{,}03\ t$

PANNEAU PRÉFABRIQUÉ





COUPE 1-1



COUPE 2-2

CALCUL DE LA DALLE

On a : une dalle continue à quatre travées, les appuis étant formés par les raidisseurs de rive et les raidisseurs intermédiaires. (Voir dessin précédent).

Pour le calcul, on utilisera la méthode forfaitaire donnée par le C.C.B.A 68.

Béton dosé à 400 kg/m³ , C.P.A 325

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers :

Treillis soudés haute résistance

$$\bar{\sigma}_a = 3450 \text{ kg/cm}^2$$

acier haute adhérence

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

$$\left.\begin{array}{l} l_x = 1,365 \\ l_y = 2,780 \end{array}\right\} \Rightarrow \rho = \frac{1,365}{2,780} = 0,491$$

$$\rho = 0,491 \quad \Rightarrow \left\{\begin{array}{l} \mu_x = 0,0985 \\ \mu_y = 0,32 \end{array}\right.$$

$$M_{ox} = \mu_x \, q_x . l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \, M_{ox}$$

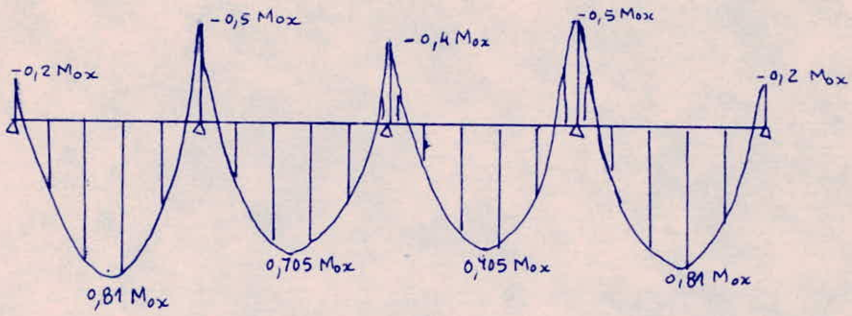
$$q = G + 1,2\,P = 390 + 1,2\ 500 = 990 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{ox} = 0,0985 \times 0,99 \times 1,365^2 = 0,182 \text{ t.m}$$

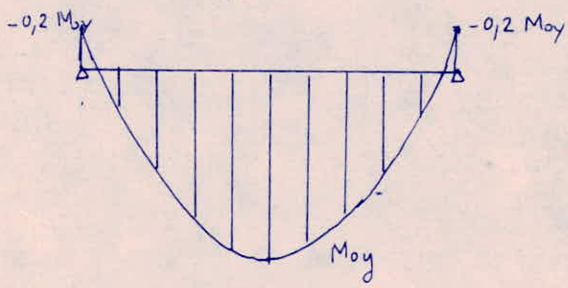
$$M_{oy} = 0,32 \times 0,182 = 0,0582 \text{ t.m}$$

A. Répartition hyperstatique

Sens x



Sens y



B. Calcul des aciers de flexion:

On calculera le panneau le plus chargé.

- sens x :

$h_t = 5$ cm $\Rightarrow h = 3,5$ cm $\Rightarrow z = \frac{7}{8} h = 3,06$ cm

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} \qquad A_{x,t} = \frac{0,81 \cdot 0,182 \cdot 10^5}{3450 \cdot 3,06} = 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- sens y :

$h = 3,10 \Rightarrow z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 3,1 = 2,71$ cm

$$A_{y,t} = \frac{0,0582 \cdot 10^5}{3450 \cdot 2,71} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Treillis soudé : ϕ 3,5 mm à mailles de 50×125 $\begin{cases} A_x = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y = 0,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$

Vérification du pourcentage minimum :

$$W_x \geq \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) W_{cr}$$

$$\left(1 - \rho/_2\right) W_{cr} = \left(1 - \frac{0,491}{2}\right) 0,0014 = 0,0011 = 0,11\%$$

$$W_y \geq \frac{1+\rho}{4} W_{cr}$$

$$\frac{1+\rho}{4} W_{cr} = \frac{1+0,491}{4} . 0,0014 = 0,0005 = 0,05\%$$

$$W_x = \frac{1,92}{5 . 100} = 0,384\% > \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) W_{cr}$$

$$W_y = \frac{0,77}{5 . 100} = 0,154\% > \left(\frac{1+\rho}{4}\right) W_{cr}$$

C Appuis aciers hauts :

On calculera l'appui le plus chargé.

$$A_x = \frac{0,5 . 0,182 . 10^5}{2800 \times 3,06} = 1,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans les deux sens on prendra :

10 HA 4 / ml $\Rightarrow$ e = 10 cm et A = 1,257 cm²/ml

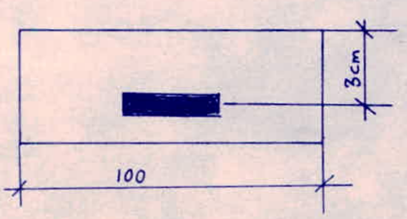
D Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 0,99 \frac{1,355}{2} = 0,68 t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_o . z} = \frac{0,68 . 10^3}{100 . 3} = 2,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

E Vérification du béton comprimé

on fait le calcul comme pour une poutre de largeur unité.

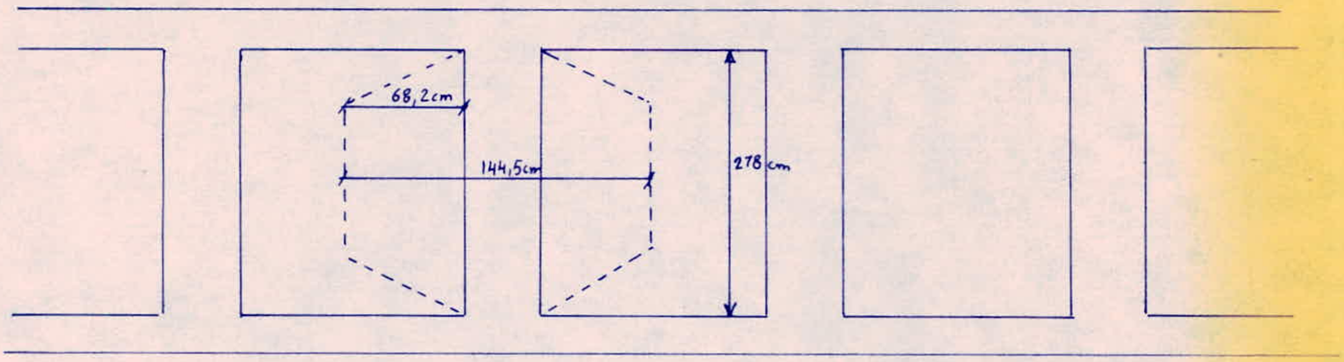


$$a_n = \frac{100 \, n A}{b_o h} = \frac{100 . 15 . 1,92}{100 . 3} = 9,42$$

$$a_n = 9,42 \Rightarrow \eta = 0,54$$

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,54 . 183 = 99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bars}$$

CALCUL DU RAÏDISSEUR INTERMEDIAIRE DU PANNEAU PRÉFABRIQUÉ

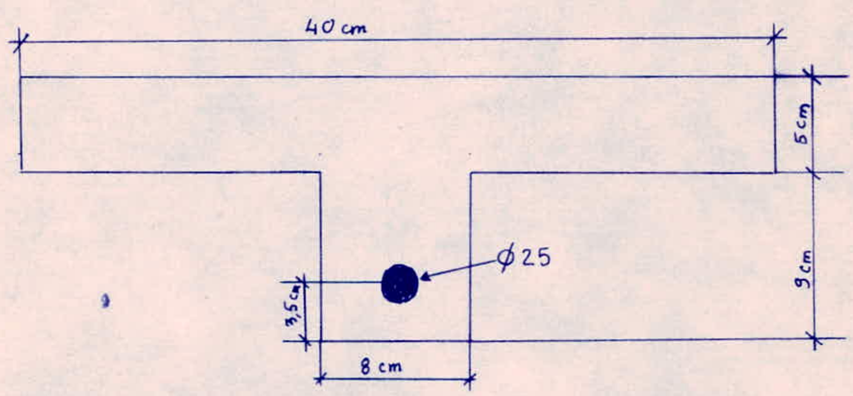


Calcul de la charge q :

$$q = \frac{(1{,}445 \times 2{,}78 - 0{,}682 . 0{,}682 . 2)\ 0{,}99}{2{,}78} = 1{,}1 \ t/ml$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1{,}1 .\ 2{,}78^2}{8} = 1{,}06 \ t.m$$

Calcul du raidisseur intermediaire



Acier : ϕ 25 ce qui nous donne une section $A = 4{,}91 \ cm^2$

Détermination de l'axe neutre Δ_0

$$\frac{40\ y_1^2}{2} = (10{,}5 - y_1)\ 4{,}91 .\ 15$$

$$y_1^2 + 3{,}68\ y_1 - 38{,}87 = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 4{,}65 cm$$

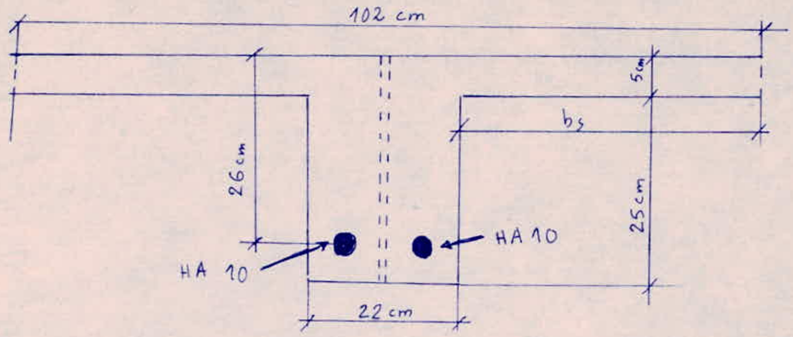
$$I = \frac{40 . 4{,}65^3}{3} + 15 . 5{,}85^2 . 4{,}91 = 3861 \ cm^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{106.000}{3861} = 27{,}45 \ kg/cm^3$$

$$\sigma_a = 27{,}45 . 15 . 5{,}85 = 2409 \text{ bars} < \overline{\sigma_a}$$

$$\sigma'_b = 27{,}45 . 4{,}65 = 127{,}4 \text{ bars} < \overline{\sigma'_b}$$

VERIFICATION DU RAIDISSEUR PRINCIPAL



Une fois que la liaison des panneaux préfabriqués est réalisée, on considère la poutre formée par les deux raidisseurs et le joint de montage. On tiendra compte dans le calcul de la table de compression formée par la dalle.

Le réglement nous autorise à prendre $b_s = \frac{l}{6} = 50\,cm$. Par mesure de sécurité on prendra $b_s = 40\,cm$.

Le calcul de vérification sera fait selon la méthode par abaques exposé en cours de béton II.

$$q = 0,99 \cdot 3 = 2,97 \ t/ml$$

$$M = \frac{2,97 \times 6^2}{8} = 13,365 \ t.m$$

$$b - b_o = 102 - 22 = 80 \ cm$$

$$\frac{b_o h}{100} = \frac{22.26}{100} = 5,7 \ cm^2$$

$$\frac{b_o h^2}{100} = \frac{22.26^2}{100} = 148,7 \ cm^3$$

$$\delta' = \frac{h_o}{2h} = \frac{5}{2.26} = 0,096$$

$$a_n = \frac{nA}{b_o h/_{100}} = \frac{15 \times 25,12}{5,72} = 65,87$$

$$a'_m = \frac{(b-b_o)h_o}{b_o h/_{100}} = \frac{80.5}{5,72} = 69,9$$

Les abaques donnent : $\alpha_1 = 0,46$ $\mu = 0,60$

A partir de $\alpha_1 = 0,46$ on lit sur les tableaux $\eta = 0,852$

$$\frac{\sigma_a}{n} = \frac{M}{\mu \frac{b_0 h^2}{100}} = \frac{13,365 \times 10^5}{60 \times 148,7} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n \times 150 = 15 \times 150 = 2250 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \eta \frac{\sigma_a}{n} = 0,852 \,.\, 150 = 128 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \chi'_1 \, \bar{\sigma}'_{b_0} \qquad \text{avec} \qquad \chi'_1 = \eta \frac{(100\alpha_1 + a'n)}{a_n}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{0,852\,(100 \,.\, 0,46 + 69,9)}{65,87} \times 90 = 1,5 \,.\, 90 = 135 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$

DIAGRAMME DE CREMONA

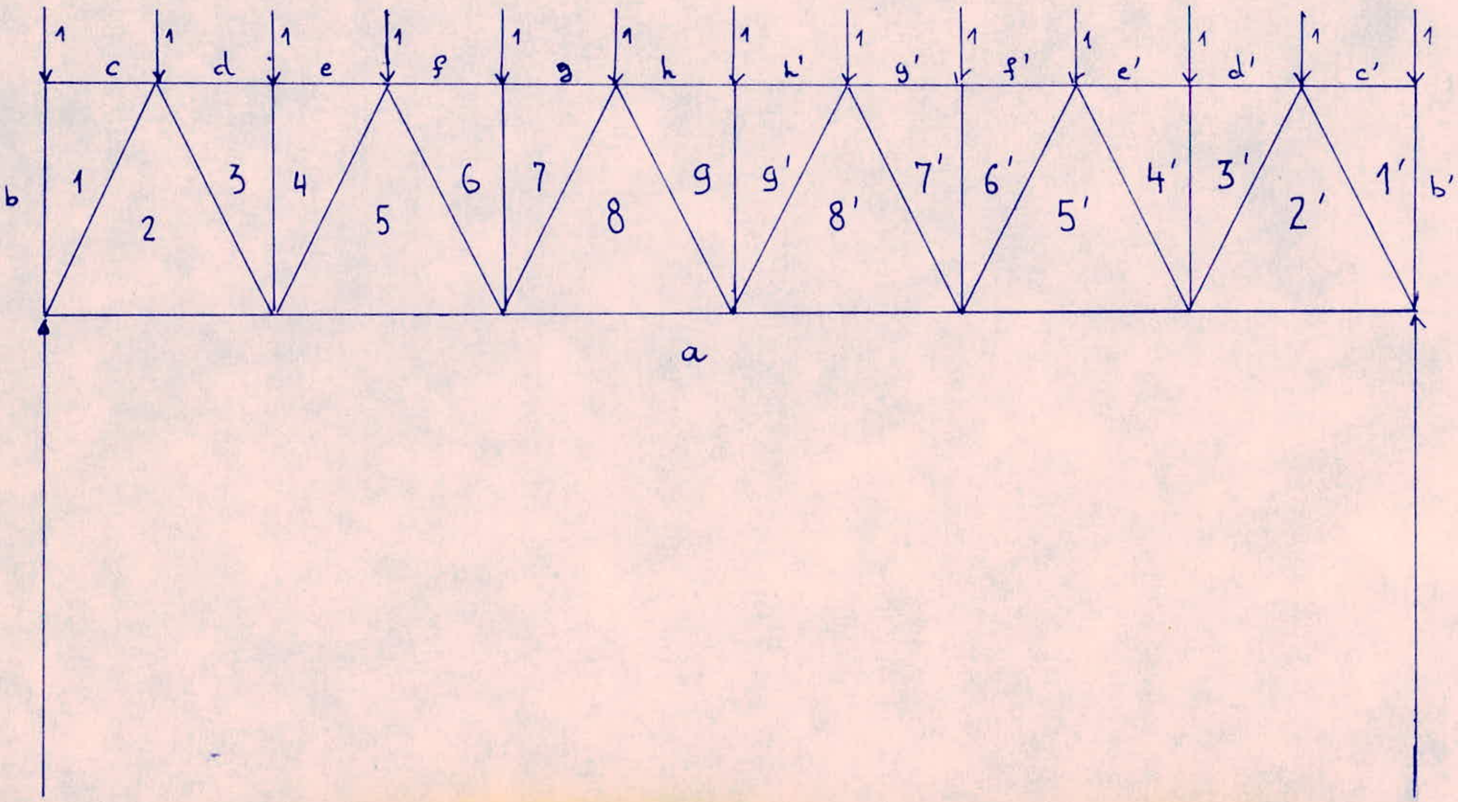


DIAGRAMME DE CREMONA

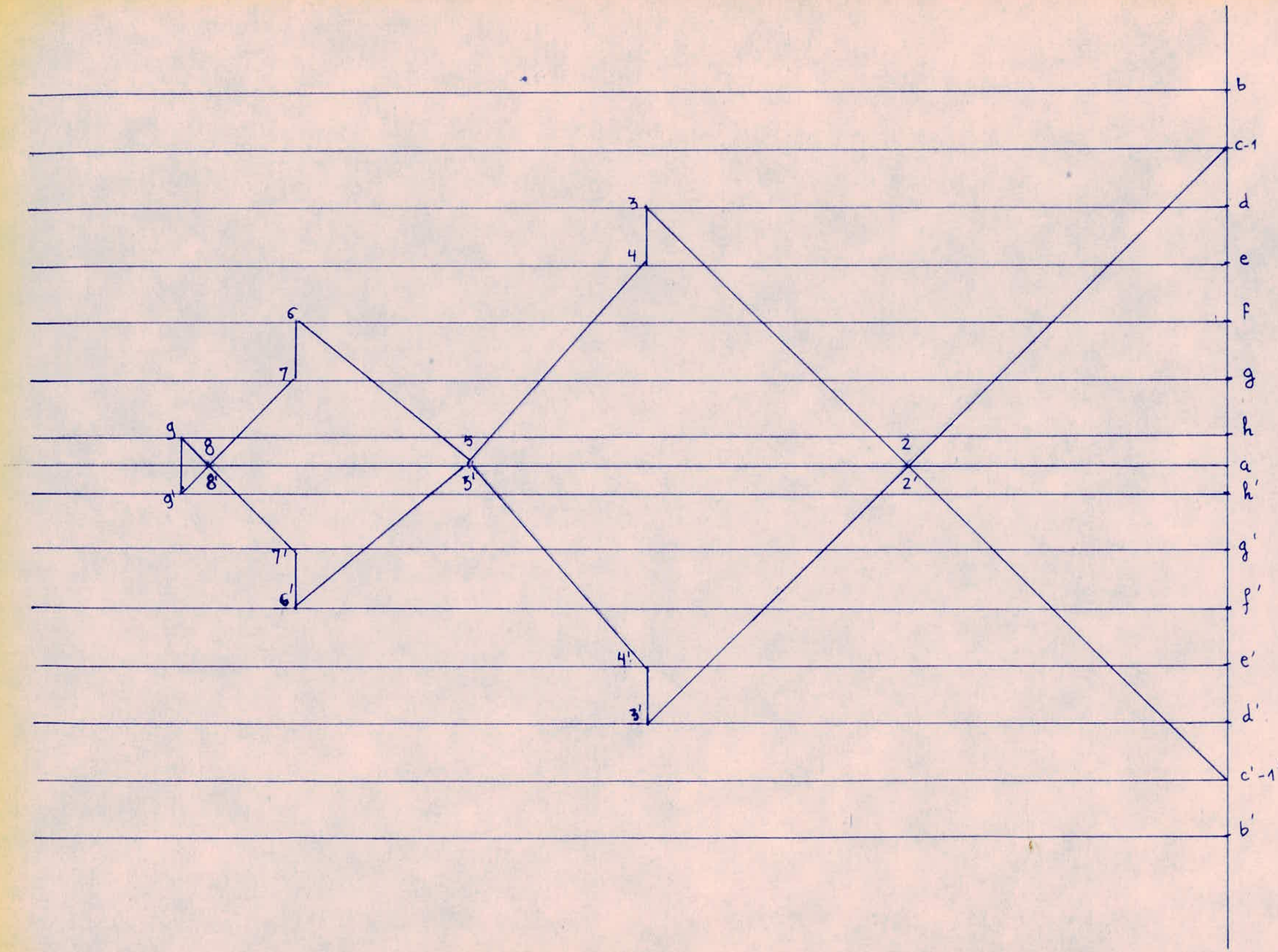


DIAGRAMME DE CREMONA

Désignation des barres	désignation sur l'épure	l	$\overline{N}$	Désignation des barres	Désignation sur l'épure	l	$\overline{N}$
S1	d-3	3,00m	- 10	S6	h'-9'	3,00m	- 18
S2	e-4	3,00m	- 10	S7	g'-7'	3,00m	- 16
S3	f-6	3,00m	- 16	S8	f'-6'	3,00m	- 16
S4	g-7	3,00m	- 16	S9	e'-4'	3,00 m	- 10
S5	h-9	3,00m	- 18	S10	d'-3'	3,00 m	- 10
M0	b-1	3,00m	-1	M3	9-9'	3,00 m	-1
M1	3-4	3,00 m	-1	M4	6'-7'	3,00 m	-1
M2	6-7	3,00m	-1	M5	3'-4'	3,00m	-1
M3	9-9'	3,00m	-1	M6	b'-1'	3,00m	-1
D1	1-2	4,24m	-7,78	D7	8'-9'	4,24m	+ 0,71
D2	2-3	4,24m	+ 6,36	D8	7'-8'	4,24m	- 2,13
D3	4-5	4,24m	- 4,95	D9	5'-6'	4,24m	+ 3,54
D4	5-6	4,24m	+ 3,54	D10	4'-5'	4,24m	- 4,95
D5	7-8	4,24m	- 2,13	D 11	2'-3'	4,24m	+ 6,36
D6	8 9	4,24m	+ 0,71	D 12	1'-2'	4,24m	- 7,78
I1	a-2	6m	+5,5	I4	a-8'	6,00m	+ 17,5
I2	a-5	6m	+ 13,5	I5	a-5'	6,00m	+ 13,5
I3	a-8	6m	+ 17,5	I6	a-2'	6,00m	+ 5,5

Les efforts étant déterminés par l'épure de Crémona pour une charge unitaire appliquée sur chaque nœud.

Les résultats de tous les efforts dans les barres seront donnés dans le tableau de la page 44. On prendra les efforts les plus défavorables et on fera le prédimensionnement comme suit :

Montants et diagonales

$l_x = 0,8\, l_0$

$l_y = l_0$

Membrures inférieures

$l_x = 0,9\, l_0$

$l_y = l_0$

Membrures supérieures

$l_x = l_y = \frac{l_0}{2}$. Les panneaux préfabriqués étant fixés par un point de soudure sur le milieu des membrures supérieures.

Il y aura deux sortes de calcul :

Barre comprimée

$\sigma = \frac{N}{2A}$ (puisque nous avons 2 cornières)

$$\left.\begin{array}{l} \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \\ \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \end{array}\right\} \Rightarrow \lambda_{max} \Rightarrow \sigma_K \quad \text{(annexe du C.M.66)}$$

on calcule $\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma}$ $\Rightarrow$ K_1 (coefficient d'amplification des contraintes de compression)

on procède à la vérification : $\boxed{K_1\, \sigma \leqslant \sigma_e}$

Barre tendue

$\frac{N}{\sigma_e} = 2A$ $\Rightarrow$ A : on détermine le N° de la cornière puis on revérifie

$$\boxed{\frac{N}{2A_c} \leqslant \sigma_e}$$

Pour le prédimensionnement voir Tableau récapitulatif. Pour une ferme de 36 m de portée on doit limiter le nombre de cornières différentes à 9.

On fera ensuite, l'étude des noeuds définissant ainsi les dimensions des cordons de soudure, des goussets et des couvre-joints.

EFFORTS DANS LES BARRES ISOSTATIQUES

BARRES		$\bar{N}$	G	P	V	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$	G + Ve	$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P+V)$
S1	N_I	-10	-76,5	0	0	-102	-76,5	-102
	N_{II}	-10	0	-90	11,6	-135	+20,3	-111
S2	N_I	-10	-76,5	0	0	-102	-76,5	-102
	N_{II}	-10	0	-90	11,6	-135	+20,3	-111
S3	N_I	-16	-122,4	0	0	-163	-121	-163
	N_{II}	-16	0	-144	18,56	-216	+32,5	-178
S4	N_I	-16	-122,4	0	0	-163	-121	-163
	N_{II}	-16	0	-144	18,56	-216	+32,5	-178
S5	N_I	-18	-137,7	0	0	-184	-137,7	-184
	N_{II}	-18	0	-162	20,88	-243	+36,5	-200
M1		-1	-7,65	-9,0	1,16	-23,7	-5,62	-21,3
M2		-1	-7,65	-9,0	1,16	-23,7	-5,62	-21,3
M3		-1	-7,65	-9,0	1,16	-23,7	-5,62	-21,3
D1		-7,78	-59,5	-70	9,02	-184	-43,7	-165,7
D2		+6,36	48,65	57,24	-7,38	+151	35,7	135,5
D3		-4,95	-37,9	-44,55	5,74	-117	-27,8	-105,5
D4		+3,54	27,1	31,86	-4,11	+84	19,9	75,4
D5		-2,13	-16,3	-19,17	2,47	-50,5	-11,97	-45,4
D6		+0,71	5,43	6,39	-0,82	16,8	4,0	15,1
I1		+5,5	42,1	49,5	-6,38	130	30,9	103
I2		+13,5	103	121,5	-15,66	320	75,9	288
I3		+17,5	134	157,5	-20,3	415	98,4	373

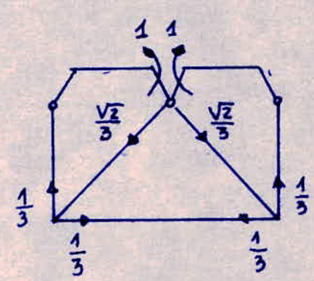
	Barres	Efforts (Kg)	Profils calculés	Section (cm²)	Longueur de flambement		Rayon de giration		Elancement		σ (daN/cm²)	K_1	Profils adoptés	Vérification
					L_x (cm)	L_y (cm)	i_x (cm)	i_y (cm)	λ_x	λ_y				
MEMBRURES SUPERIEURES	S1	-102.000	2 L 150.150.10	58,54	150	150	4,62	6,83	32,5	22	1742	1,03	2 L 150.150.10	1795 daN/cm²
	S2	-102000	2 L 150.150.10	58,54	150	150	4,62	6,83	32,5	22	1742	1,03	2 L 150.150.10	1795 daN/cm²
	S3	-163.000	2 L 150.150.14	80,62	150	150	4,58	6,94	32,75	21,6	2022	1,03	2 L 150.150.14	2090 daN/cm²
	S4	-163.000	2 L 150.150.14	80,62	150	150	4,58	6,94	32,75	21,6	2022	1,03	2 L 150.150.14	2090 daN/cm²
	S5	-184.000	2 L 150.150.14	80,62	150	150	4,58	6,94	32,75	21,6	2282	1,04	2 L 150.150.14	2373 daN/cm²
MONTANTS	M1	-23700	2 L 80.80.5,5	19,2	240	300	2,45	3,90	98	77	1234	1,67	2 L 80.80.5,5	2061 daN/cm²
	M2	-23700	2 L 80.80.5,5	19,2	240	300	2,45	3,90	98	77	1234	1,67	2 L 80.80.5,5	2061 daN/cm²
	M3	-23700	2 L 80.80.5,5	19,2	240	300	2,45	3,90	98	77	1234	1,67	2 L 80.80.5,5	2061 daN/cm²
DIAGONALES	D1	-184000	2 L 180.180.15	104,2	339	424	5,52	8,15	61,4	52	1770	1,18	2 L 180.180.15	2090 daN/cm²
	D2	+150700	2 L 150.150.12	69,66	339	424					2163		2 L 150.150.12	2163 daN/cm²
	D3	-117300	2 L 150.150.12	69,66	339	424	4,60	6,88	73,7	61,6	1684	1,31	2 L 150.150.12	2206 daN/cm²
	D4	+83900	2 L 120.120.8	37,28	339	424					2251		2 L 120.120.8	2251 daN/cm²
	D5	-50500	2 L 120.120.8	37,28	339	424	3,69	7,00	91,9	48,5	1355	1,59	2 L 45.45.5	2154 daN/cm²
	D6	+16800	2 L 45.45.5	8,60	339	424					1953		2 L 150.150.10	1953 daN/cm²
MEMBRURES INFERIEURES	I1	+130400	2 L 150.150.10	58,54	540	600					2228		2 L 180.180.20	2225 daN/cm²
	I2	+320.000	2 L 180.180.20	136,60	540	600					2342		2 L 180.180.20	2342 daN/cm²
	I3	+414.800	2 L 200.200.30	175,24	540	600					2368		2 L 200.200.30	2368 daN/cm²

Aprés avoir fait un prédimensionnement en considérant la ferme comme isostatique ; il faudrait calculer cette dernière comme étant hyperstatique.
L'hyperstaticité de la ferme est six ; ce qui va nous donner un système de six équations à six inconnues. Pour résoudre un tel système il aurait fallu faire un programme ; mais vu le facteur temps nous avons préféré utilisé la méthode des moments unitaires qui est plus facilement applicable et qui donne des résultats assez proches de la réalité.

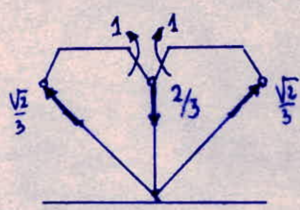
La Méthode des moments unitaires consiste à appliquer sur chaque noeud un moment unitaire ; ce dernier n'agit que sur les barres appartenant au noeud ; on doit équilibrer le moment unitaire par des efforts ds les barres.
On aura deux systémes fondamentaux

SYSTEME FONDAMENTAL N°1

$h = l = 3m$



SYSTEME FONDAMENTAL N°2



Nous déterminerons les $E\delta_{ij}$ dûs à l'effort normal unitaire par les formules suivantes :

$$E\delta_{ii} = \Sigma \frac{N_i^2 l}{A}$$

$$E\delta_{ij} = \Sigma \frac{N_i N_j l}{A}$$

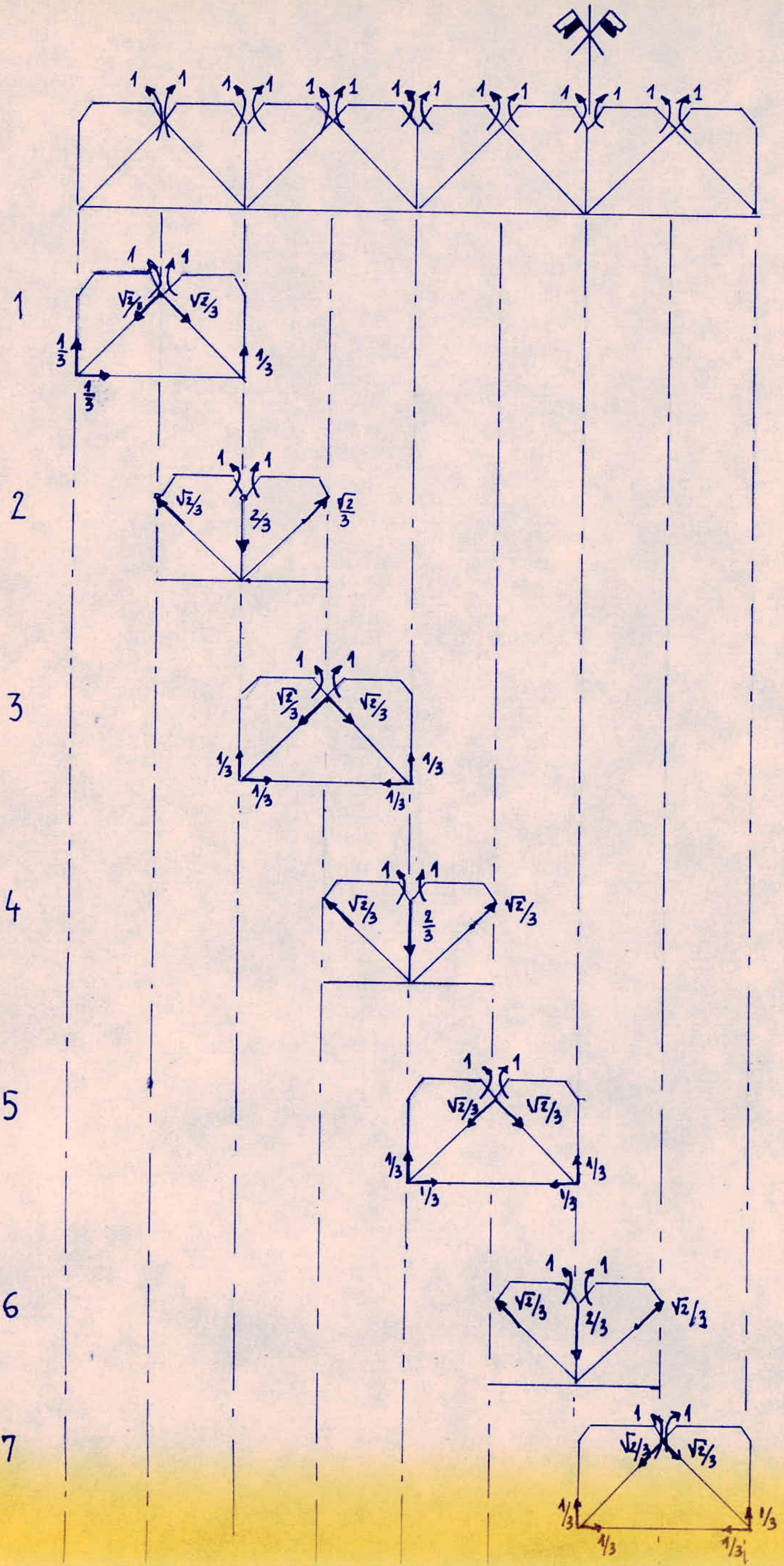
$$E\delta_{ip} = \Sigma \frac{N_i \bar{N}_p . l}{A}$$

A : section de la corniere déterminée par le prédimensionnement
l : longueur de la cornière

N_i , N_j : efforts équilibrants les moments unitaires.

$\bar{N}_p$: effort déterminé par l'épure de Crémona.

EFFORTS DANS LES BARRES DUS AUX MOMENTS UNITAIRES



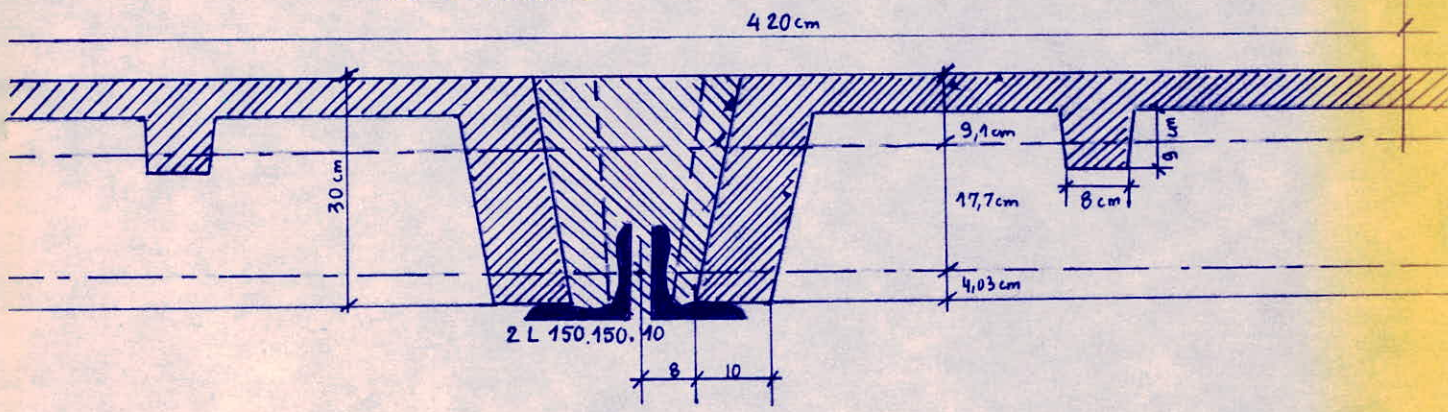
Barres	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_5'	$\bar{N}$	$\ell_{(m)}$	$10^4 A$	$E\delta_{11}$	$E\delta_{12}$	$E\delta_{13}$	$E\delta_{1p}$	$E\delta_{22}$	$E\delta_{23}$	$E\delta_{24}$	$E\delta_{2p}$	$E\delta_{33}$	$E\delta_{34}$	$E\delta_{35}$	$E\delta_{3p}$	$E\delta_{44}$	$E\delta_{45}$	$E\delta_{46}$	$E\delta_{4p}$	$E\delta_{55}$	$E\delta_{56}$	$E\delta_{55'}$	$E\delta_{5p}$	$E\delta_{66}$	$E\delta_{65'}$	$E\delta_{6p}$
M_0	$-1/3$							-1	3	19,2	174	0	0	521	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D_1	$\sqrt{2}/3$							-7,78	4,24	104,2	90	0	0	-1492	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
I_1	$-1/3$							5,5	6	58,54	114	0	0	-1879	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D_2	$\sqrt{2}/3$	$-\sqrt{2}/3$						6,36	4,24	69,66	135	-135	0	1825	135	0	0	-1825	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M_1	$-1/3$	$+2/3$	$-1/3$					-1	3	19,2	174	-348	174	521	694	-347	0	-1042	174	0	0	521	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D_3		$-\sqrt{2}/3$	$\sqrt{2}/3$					-4,95	4,24	69,66	0	0	0	0	135	-135	0	1420	135	0	0	-1420	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
I_2			$-1/3$					13,5	6	136,6	0	0	0	0	0	0	0	0	49	0	0	-1977	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
D_4			$\sqrt{2}/3$	$-\sqrt{2}/3$				3,54	4,24	37,28	0	0	0	0	0	0	0	0	253	-253	0	1898	253	0	0	-1898	0	0	0	0	0	0	0
M_2			$-1/3$	$2/3$	$-1/3$			-1	3	19,2	0	0	0	0	0	0	0	0	174	-347	174	521	694	-348	0	-1042	174	0	0	521	0	0	0
D_5				$-\sqrt{2}/3$	$\sqrt{2}/3$			-2,13	4,24	37,28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	253	-253	0	1142	253	0	0	-1142	0	0	0
D_6					$\sqrt{2}/3$	$-\sqrt{2}/3$		0,71	4,24	8,60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1096	-1096	0	1650	1096	0	-1650
I_3					$-1/3$			17,5	6	175,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	38	0	0	-1998	0	0	0
M_3					$-1/3$	$2/3$	$-1/3$	-1	3	19,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	174	-347	174	521	694	-347	-1042
D_6'						$-\sqrt{2}/3$	$\sqrt{2}/3$	0,71	4,24	8,60	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1096	-1096	-1650
D_5'							$\sqrt{2}/3$	-2,13	4,24	37,28																							
M_3'							$-1/3$	-1	3	19,2																							
TOTAL											687	-483	174	-504	964	-482	0	-1447	785	-600	174	-457	1200	-600	0	-1798	1735	-1443	174	-348	2886	-1443	-4382

Les membrures supérieures étant prédimensionnées sous les charges permanentes, on calcule le centre de gravité de la section mixte en faisant intervenir le coefficient d'équivalence $n = 6$. On determinera ensuite l'inertie de la section mixte.

Il apparaîtra dans les membrures supérieures un moment dû à l'excentrement e, e étant la distance du centre de gravité de la section mixte à la membrure supérieure.

CALCUL DU CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION MIXTE

2 L 150.150.10



C.D.G Mixte :

$$S_b/\Delta = 420 \times 5 \times 2,5 + 2 \times 8 \times 9 \times 9,5 + 36 \times 25 \times 17,5 = 22368 \text{ cm}^3$$

$$S_A/\Delta = 2 \times 29,27 \times 26,8 = 1596 \text{ cm}^3$$

$$S_T/\Delta = \frac{22368}{n} + 1596 = 5324 \text{ cm}^3$$

section de béton $\quad s_b = 420 \times 5 + 2 \times 8 \times 9 + 36 \times 25 = 3144 \text{ cm}^2$

section d'acier $\quad s_a = 58,54 \text{ cm}^2$

section totale homogeneisé $\quad s_T = \frac{3144}{6} + 58,54 = 582,54 \text{ cm}^2$

$$y = \frac{5324}{582,54} = 9,1 \text{ cm}$$

$$e = 30 - 9,1 - 3,2 = 17,7 \text{ cm}$$

$$\boxed{e = 17,7 \text{ cm}}$$

CALCUL DU MOMENT D'INERTIE

Béton : $\frac{420 \cdot 5^3}{12} + 420 \times 5 \times 6,6^2 = 95851 \text{ cm}^4$

$\frac{2 \cdot 8 \cdot 9^3}{12} + 2 \cdot 9 \cdot 8 \cdot 0,4^2 = 995 \text{ cm}^4$

$\frac{36 \times 25^3}{12} + 36 \times 25 \times 8,4^2 = 110379 \text{ cm}^4$

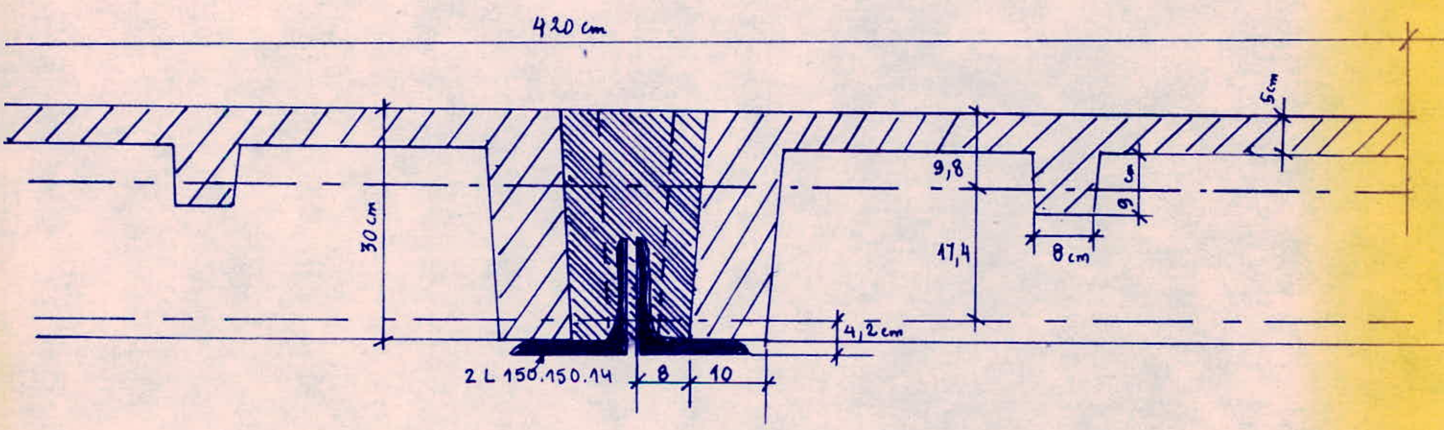
$I_{béton}$: $95851 + 995 + 110379 = 207225 \text{ cm}^4$

I_b homogeneïsé $\frac{I_b}{6} = \frac{207225}{6} = 34538 \text{ cm}^4$

$I_a = 2 \cdot 624 + 2 \cdot 29,27 \times 17,7^2 = 19901 \text{ cm}^4$

$$\boxed{I_t = 34538 + 19901 = 54440 \text{ cm}^4}$$

2 L 150.150.14



C.DG mixte

$S_{b/\Delta} = 420 \times 5 \times 2,5 + 2 \times 6 \times 9 \times 9,5 + 36 \times 25 \times 17,5 = 22368 \text{ cm}^3$

$S_{A/\Delta} = 80,62 \times 27,2 = 2193 \text{ cm}^3$

$S_{T/\Delta} = \frac{22368}{6} + 2193 = 5921 \text{ cm}^3$

$s_b = 420 \times 5 + 2 \cdot 8 \cdot 9 + 36 \times 25 = 3144 \text{ cm}^2$

$s_A = 80,62$

$s_T = \frac{3144}{6} + 80,62 = 604,62 \text{ cm}^2$

$y = \frac{5921}{604,62} = 9,8 \text{ cm}$ $\qquad e = 17,4 \text{ cm}$

Moments d'inertie

Béton : $\dfrac{420 \times 5^3}{12} + 420 \times 5 \times 7{,}3^2 = 116\,284 \text{ cm}^4$

$\dfrac{2.8.9^3}{12} + 2.9.8\,.\,0{,}3^2 = 985 \text{ cm}^4$

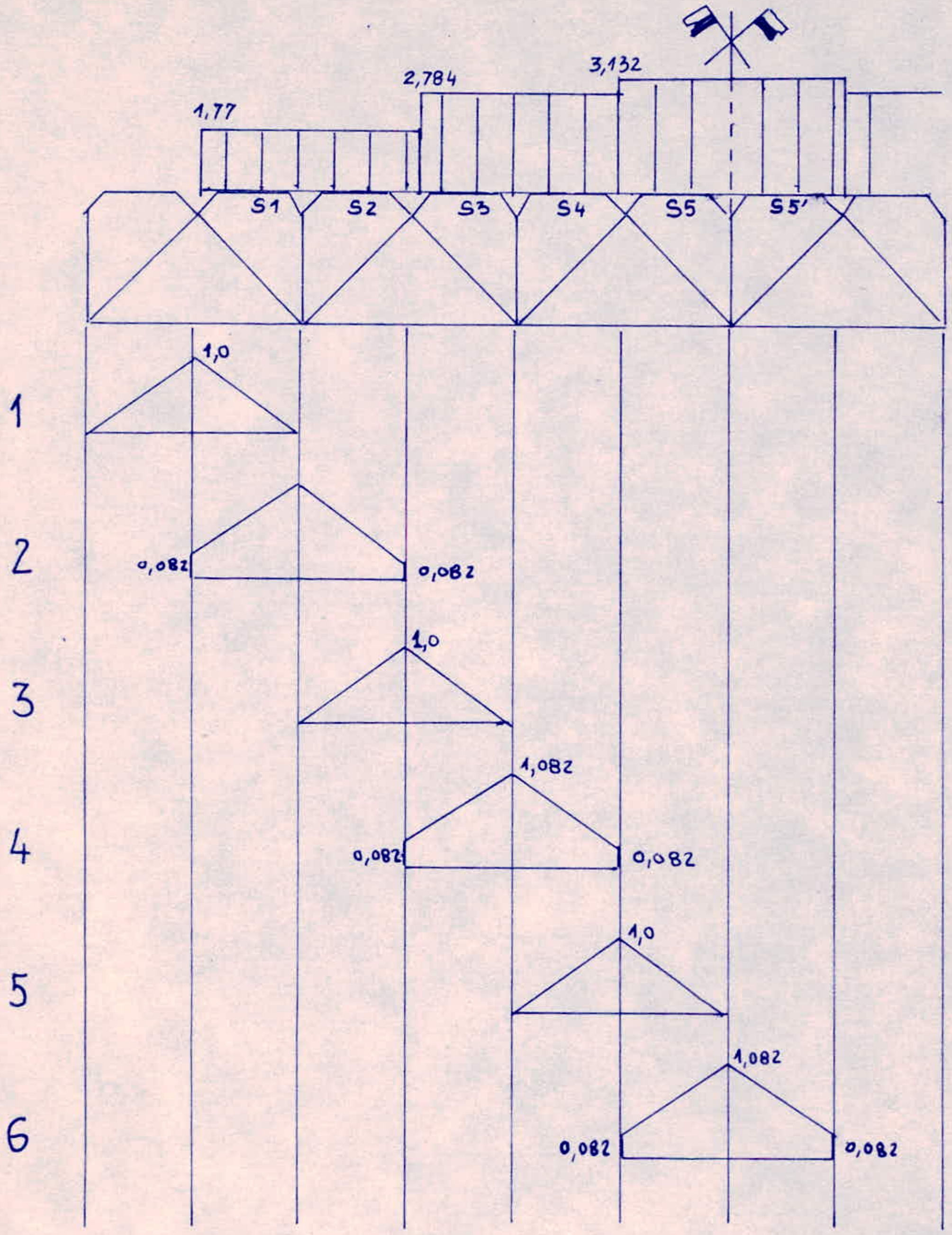
$\dfrac{36.25^3}{12} + 36 \times 25 \times 7{,}7^2 = 100\,236 \text{ cm}^4$

$I_b = 116284 + 985 + 100236 = 217505$

$\dfrac{I_b}{6} = \dfrac{217505}{6} = 36251 \text{ cm}^4$

$I_A = 2.845{,}4 + 2.40{,}31 \times 17{,}4^2 = 26100 \text{ cm}^4$

$$\boxed{I_t = 36521 + 26100 = 62620 \text{ cm}^4}$$



S1, S2 $\}$ $I = 54440\ cm^4$. $\bar{M} = 10 \cdot 0{,}177 = 1{,}77$

S3, S4 $\}$ $I = 62620\ cm^4$ $\bar{M} = 16 \cdot 0{,}174 = 2{,}784$

S5 $I = 62620\ cm^4$ $\bar{M} = 18 \cdot 0{,}174 = 3{,}132$

Détermination des δ_{ij} dû aux moments unitaires

$$\delta_{ij} = \frac{\Sigma M_i M_j . l}{E I} \quad \Rightarrow \quad E\delta_{ij} = \frac{\Sigma M_i M_j . l}{I}$$

Les $E\delta_{ij}$ sont obtenus plus facilement par les tableaux des intégrales de Mohr.

On obtient :

$E\delta_{11} = 3666$ $\quad E\delta_{12} = 1138$ $\quad E\delta_{1M} = 4870$

$E\delta_{22} = 4648$ $\quad E\delta_{23} = 1138$ $\quad E\delta_{2M} = 11346$

$E\delta_{33} = 3425$ $\quad E\delta_{34} = 991$ $\quad E\delta_{3M} = 11641$

$E\delta_{44} = 4039$ $\quad E\delta_{45} = 991$ $\quad E\delta_{4M} = 15521$

$E\delta_{55} = 3190$ $\quad E\delta_{56} = 991$ $\quad E\delta_{5M} = 14170$

$E\delta_{66} = 4039$ $\quad E\delta_{65'} = 991$ $\quad E\delta_{6M} = 17461$

Ces coefficients étant déterminés, on les additionne aux coefficients dûs à l'effort normal.

Nous obtenons :

$E\delta_{11} = 3666 + 687 = 4353$ $\quad E\delta_{12} = 1138 - 483 = 655$

$E\delta_{22} = 4648 + 964 = 5616$ $\quad E\delta_{23} = 1138 - 483 = 655$

$E\delta_{33} = 3425 + 785 = 4210$ $\quad E\delta_{34} = 991 - 600 = 391$

$E\delta_{44} = 4039 + 1200 = 5239$ $\quad E\delta_{45} = 991 - 600 = 391$

$E\delta_{55} = 3190 + 1735 = 4925$ $\quad E\delta_{56} = 991 - 1443 = -452$

$E\delta_{66} = 4039 + 2886 = 6925$ $\quad E\delta_{65'} = 991 - 1443 = -452$

$$E\delta_{1P} = -504\, P_1 + 4870\, P_2$$

$$E\delta_{2P} = -1447\, P_1 + 11346\, P_2$$

$$E\delta_{3P} = -457\, P_1 + 11641\, P_2$$

$$E\delta_{4P} = -1795\, P_1 + 15521\, P_2$$

$$E\delta_{5P} = -348\, P_1 + 14170\, P_2$$

$$E\delta_{6P} = -4342\, P_1 + 17462\, P_2$$

P_1 = charges permanentes + surcharges

P_2 = surcharges

Les 6 équations sont :

1. $4753\ M_1 + 655\ M_2 + 174\ M_3 - 504\ P_1 + 4870\ P_2 = 0$

2. $655\ M_1 + 5612\ M_2 + 655\ M_3 - 1447\ P_1 + 11346\ P_2 = 0$

3. $174\ M_1 + 655\ M_2 + 4210\ M_3 + 391\ M_4 + 174\ M_5 - 457\ P_1 + 11641\ P_2 = 0$

4. $391\ M_3 + 5239\ M_4 + 391\ M_3 - 1798\ P_1 + 15521\ P_2 = 0$

5. $174\ M_3 + 391\ M_4 + 4925\ M_5 + 174\ M_5 - 452\ M_6 - 348\ P_1 + 14170\ P_2 = 0$

6. $-452\ M_5 + 174\ M_5 + 6925\ M_6 - 4342\ P_1 + 17464\ P_2 = 0$

La résolution de ce système par la méthode de substitution nous donne

$$M_1 = 0{,}071\ P_1 - 0{,}714\ P_2$$

$$M_2 = 0{,}246\ P_1 - 1{,}69\ P_2$$

$$M_3 = 0{,}0325\ P_1 - 2{,}12\ P_2$$

$$M_4 = 0{,}333\ P_1 - 2{,}59\ P_2$$

$$M_5 = 0{,}0943\ P_1 - 2{,}81\ P_2$$

$$M_6 = 0{,}631\ P_1 - 2{,}63\ P_2$$

Les moments étant déterminés suivant les charges P_1 et P_2, on va calculer P_1 et P_2 suivant les cas de charges les plus défavorables et ainsi calculer les moments les plus défavorables. (Tous les résultats sont donnés sous forme de tableau).

Après le calcul des moments nous devons proceder au calcul des efforts dans les barres dûs à l'excentrement.

Exemple de calcul : le Montant M_1 apparaît dans le système (1)
le Montant M_1 apparaît dans le système (2)
le Montant M_1 apparaît dans le système (3)

Dans le système ① le montant M_1 sera soumis au moment M_1 qu'il faut multiplier par l'effort dû au moment unitaire.

(S1) : $\frac{1}{3} M_1$

Dans le système ② le montant M_1 sera soumis au moment M_2 qu'il faut multiplier par l'effort dû au moment unitaire

(S2) : $-\frac{2}{3} M_2$

Dans le système ③ le montant M_1 sera soumis au moment M_3 qu'il faut multiplier par l'effort dû au moment unitaire.

(S3) : $\frac{1}{3} M_3$

En faisant la somme on aura l'effort total dans la barre dû à l'excentrement. On procédera ainsi pour toutes les barres.
Les efforts obtenus seront additionnés avec efforts trouvés dans les barres isostatiques.
Il faudra par la suite vérifier toutes les cornières prédimensionnées.

TABLEAU DES MOMENTS

	G	P	V	$\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$	$G + V_e$	$G + 1{,}2 P$	$\frac{4}{3} G + \frac{17}{12}(P+V)$
P_1	7,55	9,0	1,16	23,6	5,52	18,35	21,2
P_2	0	9,0	1,16	13,5	-2,03	10,8	11,1
M_1	0,536	-5,79	0,746	-7,96	1,84	-6,44	-6,43
M_2	1,86	-13,0	1,67	-17	4,78	-13,74	-13,57
M_3	0,245	-18,8	2,42	-27,8	4,48	-22,3	-22,88
M_4	2,51	-20,31	2,62	-27,1	7,09	-21,86	-21,71
M_5	0,712	-24,44	3,15	-35,7	6,22	-28,62	-29,21
M_6	4,76	-17,99	2,32	-20,6	8,82	-16,83	-15,85

EFFORTS DANS LES BARRES DUS A L'EXCENTREMENT

BARRES	SYSTEME 1	SYSTEME 2	SYSTEME 3	SYSTEME 4	SYSTEMES 5 et 5'	SYSTEME 6	Σ
M 1	$\frac{1}{3} M_1$	$-\frac{2}{3} M_2$	$\frac{1}{3} M_3$	—	—	—	$\frac{1}{3}(M_1+M_3-2M_2)$
M 2	—	—	$\frac{1}{3} M_3$	$-\frac{2}{3} M_4$	$\frac{1}{3} M_5$	—	$\frac{1}{3}(M_3+M_5-2M_4)$
M 3	—	—	—	—	$\frac{2}{3} M_5$	$-\frac{2}{3} M_6$	$\frac{2}{3}(M_5-M_6)$
D 1	$-\frac{\sqrt{2}}{3} M_1$	—	—	—	—	—	$-\frac{\sqrt{2}}{3} M_1$
D 2	$-\frac{\sqrt{2}}{3} M_1$	$\frac{\sqrt{2}}{3} M_2$	—	—	—	—	$\frac{\sqrt{2}}{3}(M_2-M_1)$
D 3	—	$\frac{\sqrt{2}}{3} M_2$	$-\frac{\sqrt{2}}{3} M_3$	—	—	—	$\frac{\sqrt{2}}{3}(M_2-M_3)$
D 4	—	—	$-\frac{\sqrt{2}}{3} M_3$	$\frac{\sqrt{2}}{3} M_4$	—	—	$\frac{\sqrt{2}}{3}(M_4-M_3)$
D 5	—	—	—	$\frac{\sqrt{2}}{3} M_4$	$-\frac{\sqrt{2}}{3} M_5$	—	$\frac{\sqrt{2}}{3}(M_4-M_5)$
D 6	—	—	—	—	$-\frac{\sqrt{2}}{3} M_5$	$\frac{\sqrt{2}}{3} M_6$	$\frac{\sqrt{2}}{3}(M_6-M_5)$
I 1	$\frac{1}{3} M_1$	—	—	—	—	—	$\frac{1}{3} M_1$
I 2	—	—	$\frac{1}{3} M_3$	—	—	—	$\frac{1}{3} M_3$
I 3	—	—	—	—	$\frac{1}{3} M_5$	—	$\frac{1}{3} M_5$

EFFORTS DANS LES BARRES DUS A L'EXCENTREMENT

BARRES	EXPRESSION	$4/3\,G + 1{,}5\,P$	$G + V_e$	$4/3\,G + 17/12\,(P+V)$
M1	$1/3\,(M_1 + M_3 - 2M_2)$	-0,586	-1,08	-0,72
M2	$1/3\,(M_3 + M_5 - 2M_4)$	-3,1	+1,16	-2,89
M3	$2/3\,(M_5 - M_6)$	-10,06	-1,73	-8,91
D1	$-\frac{\sqrt{2}}{3}\,M_1$	+3,75	-0,87	+3,03
D2	$\frac{\sqrt{2}}{3}\,(M_2 - M_1)$	-4,26	+6,24	-3,37
D3	$\frac{\sqrt{2}}{3}\,(M_2 - M_3)$	+5,09	+0,141	+4,39
D4	$\frac{\sqrt{2}}{3}\,(M_4 - M_3)$	+0,33	+1,23	+0,55
D5	$\frac{\sqrt{2}}{3}\,(M_4 - M_5)$	+4,05	+0,41	+3,53
D6	$\frac{\sqrt{2}}{3}\,(M_6 - M_5)$	+7,12	+0,283	+6,30
I1	$\frac{1}{3}\,M_1$	-2,65	+0,613	-2,14
I2	$\frac{1}{3}\,M_3$	-9,27	+1,49	-7,63
I3	$\frac{1}{3}\,M_5$	-11,9	+2,07	-9,74

RECAPULATIF GENERAL

BARRES		$4/3\,G + 3/2\,P$	$G + V_e$	$4/3\,G + \frac{17}{12}(P+V)$	Cas défavorables	
S1	N_I	− 102	− 75,5	− 102	− 102	
	N_{II}	− 135	+ 20,3	− 111	− 135	+ 20,3
S2	N_I	− 102	− 75,5	− 102	− 102	
	N_{II}	− 135	+ 20,3	− 111	− 135	+ 20,3
S3	N_I	− 163	− 121	− 163	− 163	
	N_{II}	− 216	+ 32,5	− 178	− 216	+ 32,5
S4	N_I	− 163	− 121	− 163	− 163	
	N_{II}	− 216	+ 32,5	− 178	− 216	+ 32,5
S5	N_I	− 184	− 136	− 184	− 184	
	N_{II}	− 243	+ 36,5	− 200	− 243	+ 36,5
M1		− 24,3	− 6,7	− 22,0	− 24,3	
M2		− 26,8	− 4,46	− 24,2	− 26,8	
M3		− 33,8	− 7,35	− 30,2	− 33,8	
D1		− 181	− 44,6	− 163	− 181	
D2		+ 146	+ 42,0	+ 132	+ 146	
D3		− 112	− 27,7	− 101	− 112	
D4		+ 84,2	+ 21,1	+ 75,9	+ 84,2	
D5		− 46,4	− 11,6	− 41,8	− 46,4	
D6		+ 23,9	+ 4,28	+ 21,4	+ 23,9	
I1		+ 128	+ 31,5	+ 101	+ 128	
I2		+ 311	+ 77,4	+ 280	+ 311	
I3		+ 403	+ 100,4	+ 363	+ 403	

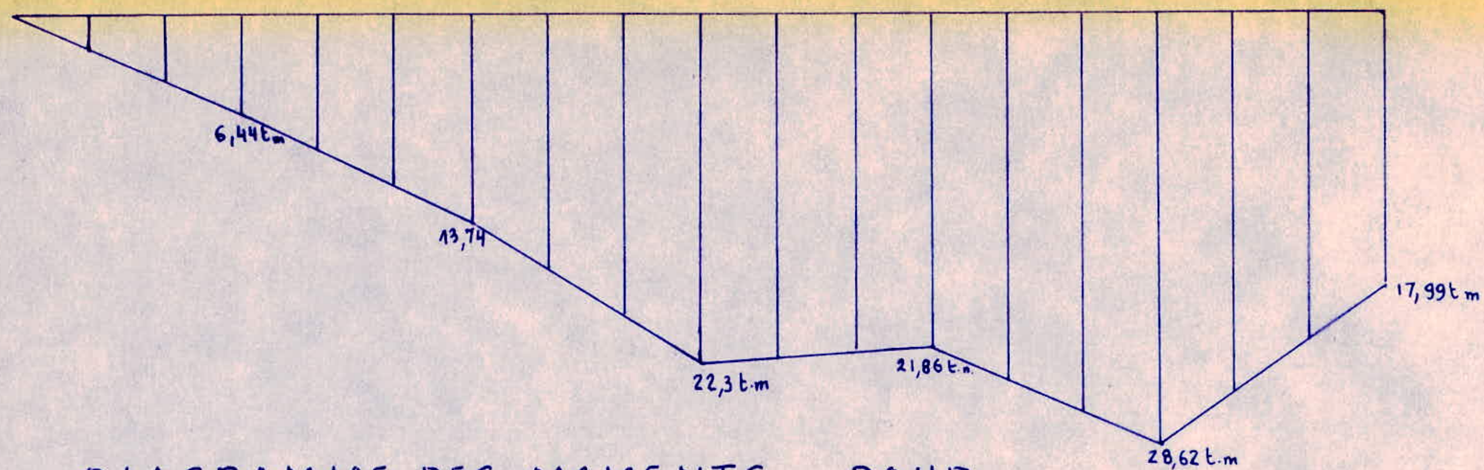
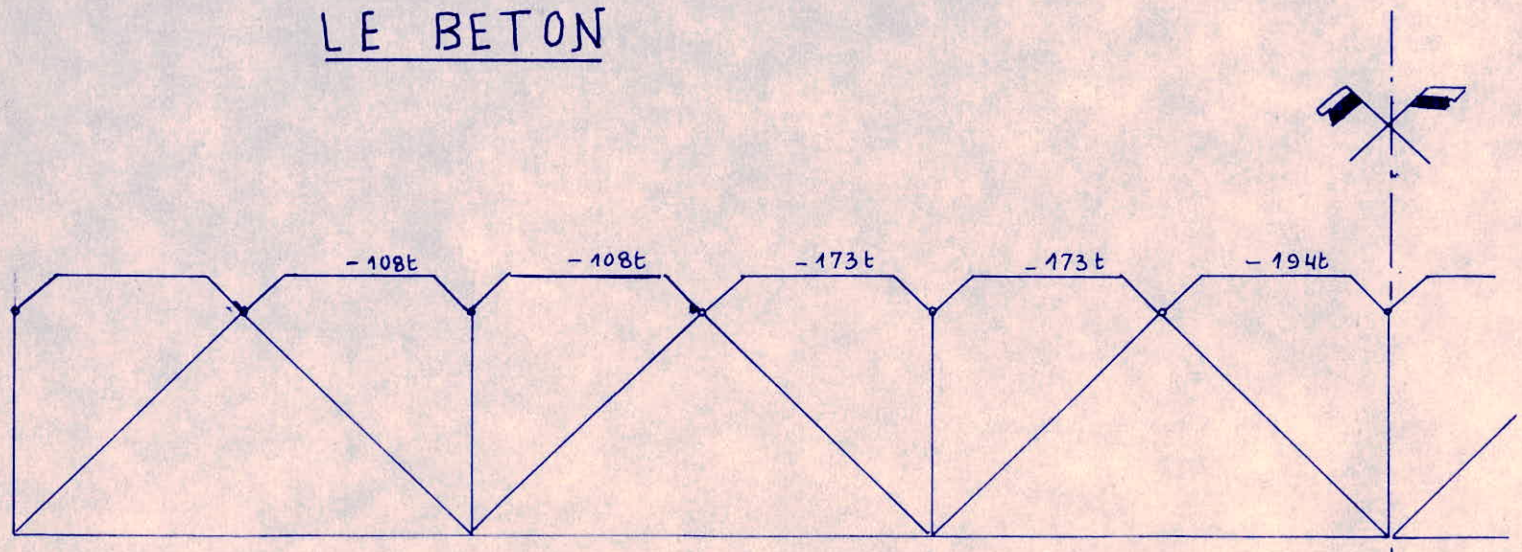


DIAGRAMME DES MOMENTS POUR LE BETON



EFFORT NORMAL DANS LES MEMBRURES SUPERIEURES SOUS LA CHARGE G+1,2P

Pour la partie mixte il faudra proceder à la vérification des membrures supérieures et du béton.

Vérification des cornières supérieures

$$\left| k_1 \sigma_I + k_2 \sigma_{II} + K_f \cdot \sigma_f \right| \leq \sigma_e$$

$\sigma_I = \dfrac{N_I}{A}$ A : section de la cornière

$\sigma_{II} = \dfrac{N_{II}}{A_m}$ Am : section utile

$K_1 = \dfrac{\mu - 1}{\mu - 1{,}3}$ et $K_f = \dfrac{\mu + 0{,}03}{\mu - 1{,}3}$ avec $\mu = \dfrac{\sigma_K}{\sigma}$

σ_K : contrainte critique donnée par le tableau de l'annexe du CM66 en fonction de l'élancement λ.

$$\lambda = \frac{l_x}{i_x} \Longrightarrow \sigma_K \Longrightarrow \mu$$

De même on doit faire la vérification du béton suivant la formule :

$$\sigma_N + \sigma_f < \bar{\sigma}'_b$$

$\bar{\sigma}'_b$ = contrainte admissible de compression du béton = 180 bars

$$\sigma_N = \frac{N}{A_{mixte}}$$

$\sigma_f = \dfrac{M \cdot v}{n \cdot I_{mixte}}$ $n = 6$
v = distance de la fibre extrême du béton à l'axe neutre de la section mixte.

Toutes les vérifications sont données dans les tableaux en page 65.

Calcul de la section utile et de l'axe neutre

Section mixte avec 2 L 150x150x14

$$420 \times 5 \,(y_1 - 2{,}5) + 2.8 \,\frac{(y_1 - 5)^2}{2} + \frac{30}{2}\,(y_1 - 5)^2 = (27{,}2 - y_1)\; 80{,}62 . 6$$

$$23\, y_1^2 + 2354\, y_1 - 17832 = 0$$

$$y_1^2 + 102\, y_1 - 775 = 0$$

$$y_1 = -51 + 58{,}1 = 7{,}1 \text{ cm}$$

$$\boxed{y_1 = 7{,}1 \text{ cm}}$$

$$A_{béton} = 420.5 + 36 \times 2{,}1 + 2 \times 8 \times 2{,}1 = 2209 \text{ cm}^2$$

$$A_C = 80{,}62 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_t = \frac{2209}{6} + 80{,}62 = 449 \text{ cm}^2}$$

Section mixte avec 2 L 150.150.10

$$420 \times 5 (y_1 - 2{,}5) + 2.8 \frac{(y_1 - 5)^2}{2} + 30 \frac{(y_1 - 5)^2}{2} = (27 - y_1)\, 58{,}54.6$$

$$2221\, y_1 + 23\, y_1^2 - 14518 = 0$$

$$y_1^2 - 96{,}5\, y_1 - 631{,}2 = 0$$

$$\boxed{y_1 = 6{,}2 \text{ cm}}$$

$$A_{béton} = 420.5 + 36 . 1{,}2 + 2 . 8 . 1{,}2 = 2162{,}4 \text{ cm}^2$$

$$A_C = 58{,}54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{2162{,}4}{6} + 58{,}54 = 419 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{A_t = 419 \text{ cm}^2}$$

VÉRIFICATION DES CORNIÈRES SUPÉRIEURES

Barres	N_I	N_{II}	M	A_{acier}	A_{mixte}	i_x	λ_x	σ_I	σ_{II}	σ_f	K_1	K_2	K_f	$K_1\sigma_I + K_2\sigma_{II} + K_f\sigma_f$
S 1	-102	-135	7,96	58,54	419	11,4	26,3	1742	322	318	1,02	1,01	1,02	1718 daN/cm²
S 2	-102	-135	27,8	58,54	419	11,4	26,3	1742	322	1103	1,02	1,01	1,07	922 daN/cm²
S 3	-163	-216	27,1	80,62	449	11,8	25,4	2022	481	940	1,02	1,01	1,05	1561 daN/cm²
S 4	-163	-216	35,7	80,62	449	11,8	25,4	2022	481	1239	1,02	1,01	1,07	1223 daN/cm²
S 5_g	-184	-243	35,7	80,62	449	11,8	25,4	2282	541	1239	1,023	1,01	1,07	1555 daN/cm²
S 5_d	-184	-243	20,6	80,62	449	11,8	25,4	2282	541	715	1,023	1,01	1,04	2137 daN/cm²

Sections	N	M	A_{mixte} (cm²)	v (cm)	I (cm⁴)	σ'_N	σ_F	$\sigma_N + \sigma_F$	$\overline{\sigma}'_{bo}$
S_{2d}	108	22,3	2514	9,1	326640	43	62	105	180
S_{4d}	173	28,62	2694	9,8	375720	64	75	139	180
S_{5g}	194	28,62	2694	9,8	375720	72	75	147	180

VÉRIFICATION DU BÉTON

	Barres	Efforts en Kg	Profils calculés	Section (cm²)	longueur de flamb l_x	longueur de flamb l_y	Rayon de Giration i_x	Rayon de Giration i_y	Elancement λ_x	Elancement λ_y	σ	K_1	Profils adoptés	Vérification
MEMBRURES SUPÉRIEURES	S1												2 L 150.150.10	1780 daN/cm²
	S2												2 L 150.150.10	922 daN/cm²
	S3												2 L 150.150.14	1560 daN/cm²
	S4												2 L 150.150.14	1223 daN/cm²
	S5												2 L 150.150.14	2134 daN/cm²
MONTANTS	M1	-24300	2 L 80.80.5,5	19,2	240	300	2,45	3,90	98	77	1266	1,75	2 L 90.90.7	2215 daN/cm²
	M2	-26800	2 L 90.90.7	24,48	240	300	2,75		87		1095	1,25	2 L 90.90.7	1368 daN/cm²
	M3	-33800	2 L 90.90.7	24,48	240	300	2,75		87		1381	1,44	2 L 90.90.7	1988 daN/cm²
DIAGONALES	D1	-181000	2 L 180.180.15	104,2	339	424	5,52	8,15	61,4	52	1737	1,17	2 L 180.180.15	2032 daN/cm²
	D2	+146.000	2 L 150.150.12	69,66	339	424	—	—	—	—	2096	—	2 L 150.150.12	2096 daN/cm²
	D3	-112.000	2 L 150.150.12	69,66	339	424	4,60	6,88	73,7	61,6	1608	1,28	2 L 150.150.12	2058 daN/cm²
	D4	+84.000	2 L 120.120.8	37,28	339	424	—	—	—	—	2253	—	2 L 120.120.8	2253 daN/cm²
	D5	-46400	2 L 120.120.8	37,28	339	424	3,69	7,00	91,9	48,5	1245	1,44	2 L 120.120.8	1793 daN/cm²
	D6	+23900	2 L 60.60.5	11,64	339	424	—	—	—	—	2053	—	2 L 60.60.5	2053 daN/cm²
MEMBRURES INFERIEURES	I1	+128.000	2 L 150.150.10	58,54	540	600	—	—	—	—	2187	—	2 L 180.180.20	937 daN/cm²
	I2	+311.000	2 L 180.180.20	136,6	540	600	—	—	—	—	2277	—	2 L 180.180.20	2277 daN/cm²
	I3	+403.000	2 L 200.200.30	172,2	540	600	—	—	—	—	2300	—	2 L 200.200.30	2300 daN/cm²

CALCUL DES CONNECTEURS

Pour que le béton et l'acier travaillent effectivement comme une section mixte, il faut assurer une liaison rigide entre ces deux éléments ; c'est à dire qu'il faut empêcher tout glissement de l'un des matériaux par rapport à l'autre. Pour cela on utilisera des connecteurs qui seront soudés sur les cornières supérieures d'une part et sur les aciers haute adhérence dans le béton armé.

Calcul :

$$N_{b\,max} = 183 - 108 = 65\,t$$

$$N_c = \frac{65000}{4} = 16250\ kg$$

$$\text{Connecteur} \begin{cases} h = 6\,cm \\ e = 1{,}2\ cm \\ l = 8\,cm \\ a = 0{,}8\,cm \end{cases}$$

le connecteur est soudé sur l'armature :

$$A = \frac{16250}{2 \cdot 2800} = 2{,}9\ cm^2$$

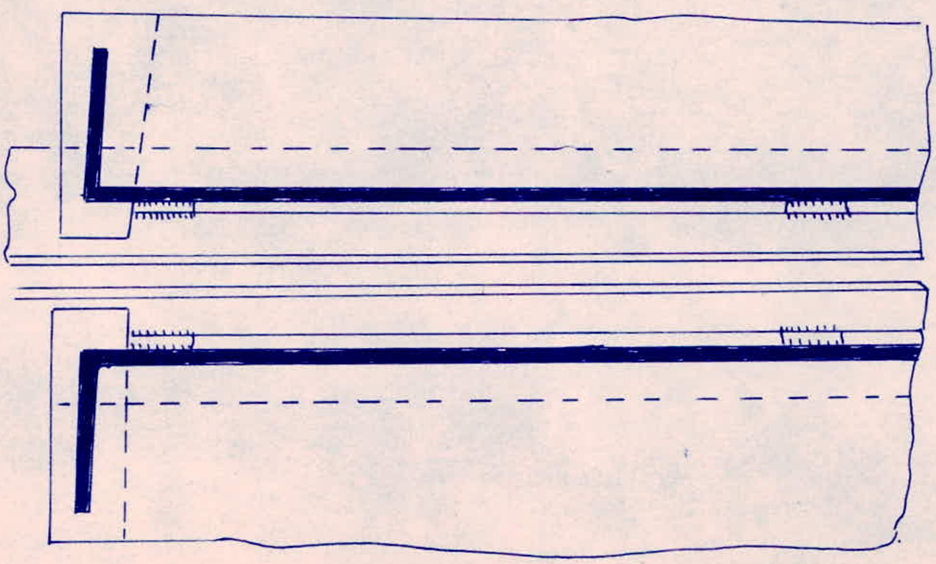
HA 20 : $A = 3{,}14\ cm^2$

Calcul de la soudure :

$a = 8\,mm \Rightarrow \alpha a = 0{,}72\,mm$

$$l_c \leq \frac{16250}{2 \times 0{,}75 \times 0{,}72 \times 2400} = 6{,}27\,cm$$

$l = 6{,}27 + 1{,}6 = 7{,}87\,cm$ on prendra $l = 8\ cm$



CALCUL DE LA FLECHE DE LA FERME

Comme pour les poutres il faut proceder au calcul de la flèche de la ferme. La Ferme a été calculé en deux étapes.

1°) Sous les charges permanentes : Comme une ferme isostatique avec la seule section d'acier

2°) Sous les surcharges
La liaison béton-acier étant assuré, la ferme devient hyperstatique et est calculée comme une section mixte

Nous procederons de même manière pour calculer la flèche.

* Pour la première étape on calculera la flèche par le théorème de Castigliano

$$\delta = \Sigma \int \frac{N_i n_i}{E_i A_i} dx + K \Sigma \int \frac{T_i t_i}{E_i A_i} dx + \Sigma \int \frac{M_i m_i}{E_i I_i} dx$$

n_i, t_i, m_i : efforts normaux, efforts tranchants, et moments fléchissants dans toutes les barres du système engendré par la force unitaire correspondant au déplacement que l'on cherche.

N_i, T_i, M_i : efforts engendrés par les forces extérieures.

Pour les poutres en treillis on a :

$M_i = 0$, $m_i = 0$ $\qquad$ $A_i = c^{te}$

$T_i = 0$, $t_i = 0$ $\qquad$ E_i : constant pour tout la ferme.

$N_i = c^{te}$, $n_i = c^{te}$

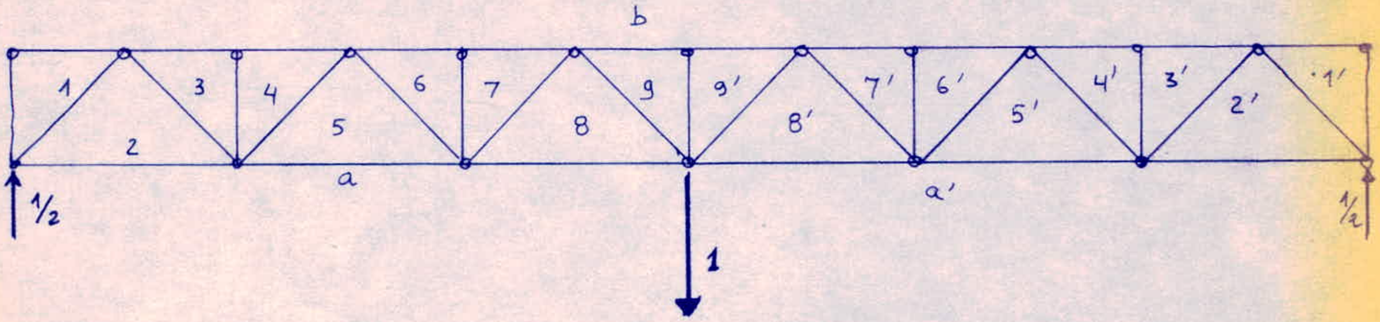
On aura alors :

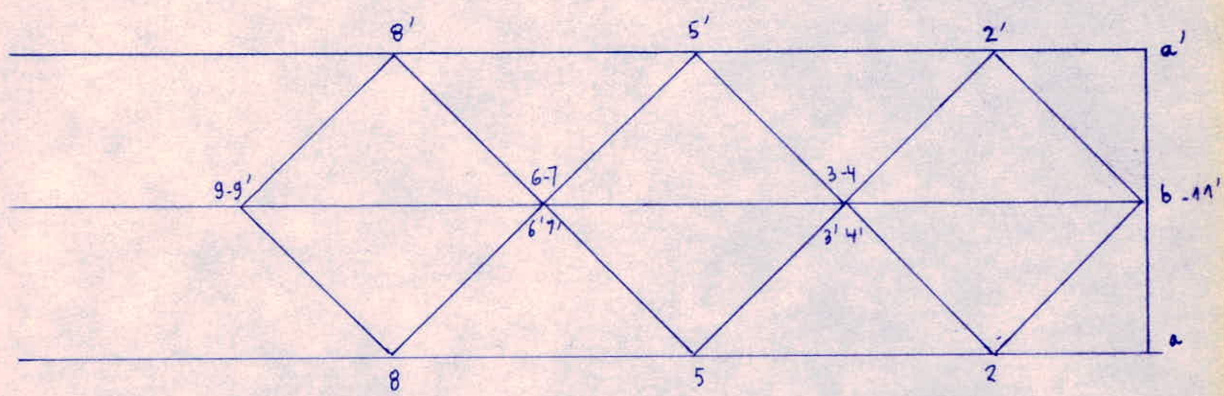
$$\delta = \Sigma \int_0^l \frac{N_i n_i}{E I} dx = \frac{1}{E} \Sigma \frac{N_i n_i}{A_i} \int_0^l dx$$

$$\boxed{\delta = \frac{1}{E} \Sigma \frac{N_i n_i}{A_i} l_i}$$

* Pour la deuxième étape, il faudrait refaire les mêmes calculs en tenant compte de l'hyperstaticité de la ferme. Le calcul étant long, on procédera au calcul de la flèche avec l'hypothèse suivante : proportionnalité des déplacements et des Inerties, ce qui est défavorable dans notre cas puisque ne tenant pas compte de la rigidité des noeuds

CREMONA DE LA FERME SOUS LA CHARGE UNITAIRE





S0	S1	S2	S3	S4	S5	I_1	I_2	I3
b1	b3	b4	b6	b7	b9	a2	a_5	a8
0	-1	-1	-2	-2	-3	+0,5	+1,5	+2,5

D1	D2	M1	D3	D4	M2	D5	D6	M3
12	23	34	45	56	67	78	89	99'
-0,707	+0,707	0	-0,707	+0,707	0	-0,707	+0,707	0

Pour les efforts dans les barres dûes aux charges permanentes ; on utilisera les résultats obtenus précedemment pour l'étude de la ferme.

S0	S1	S_2	S3	S4	S5	I1	I_2	I3	D1	D2	D3	M1	M2	D5	D6	M3
0	-76,5	-76,5	-122	-122	-138	+42	+103	+134	-60,5	+48,7	-37,9	-7,65	-7,65	-16,3	+5,4	-7,65

CALCUL DE LA FLECHE

Barres	N (t)	n	ℓ (m)	10^4 A (m²)	$Nn\ell/A$
S1	-76,5	-1	3	58,54	3,92 10^4
S2	-76,5	-1	3	58,54	3,92 . 10^4
S3	-122	-2	3	80,62	9,08 10^4
S4	-122	-2	3	80,62	9,08 10^4
S5	-138	-3	3	80,62	15,4 10^4
I1	+42	+0,5	6	136,6	0,92 10^4
I2	+103	+1,5	6	136,6	6,79 10^4
I3	+134	+2,5	6	175,2	11,47 10^4
D1	-60,5	-0,707	4,24	104,2	1,74 . 10^4
D2	+48,7	+0,707	4,24	69,66	2,10 10^4
D3	-37,9	-0,707	4,24	69,66	1,63 10^4
D4	+27,1	+0,707	4,24	37,28	2,18 10^4
D5	-16,3	-0,707	4,24	37,28	1,31 10^4
D6	+5,4	+0,707	4,24	11,64	1,39 . 10^4
				Total =	70,93 . 10^4

Ici on a tenu compte que de la moitié de la ferme. Comme elle est symétrique on aura :

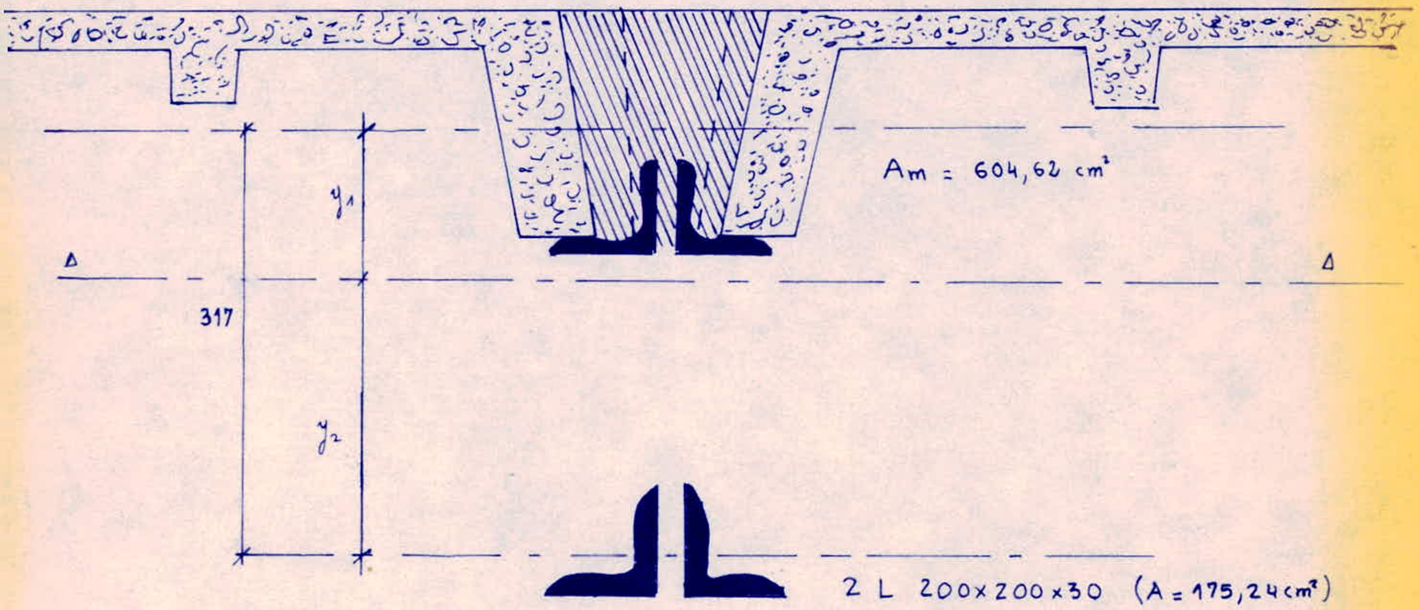
$$\delta = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i\, n_i\, l_i}{A_i} = \frac{1}{E} \times 2 \times 70{,}93 \times 10^4$$

$$E = 2{,}1\ 10^6\ kg/cm^2 = 2{,}1 \cdot 10^7\ t/m^2$$

$$\delta = \frac{2 \times 70{,}93 \times 10^4}{2{,}1 \cdot 10^7} = 0{,}068\,m$$

$$\boxed{\delta = 6{,}8\,cm}$$

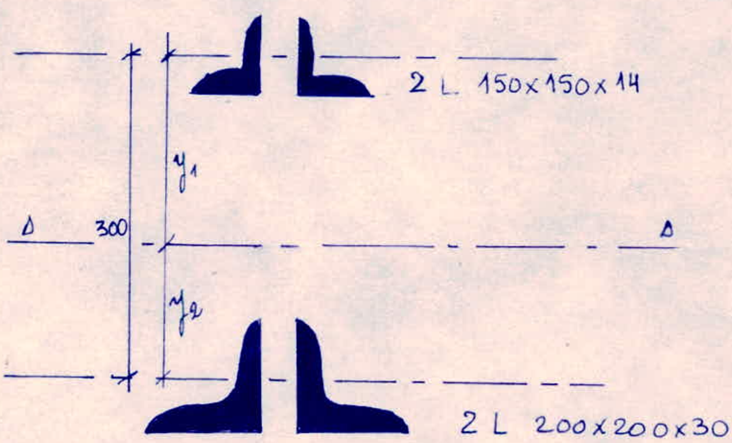
CALCUL DE L'INERTIE MIXTE



$$y_1 = \frac{175{,}24 \times 317}{175{,}24 + 604{,}62} = 71\ \text{cm} \quad \Rightarrow \quad y_2 = 246\ \text{cm}^2$$

$$I_m = 604{,}72 \times 71^2 + 175{,}24 \cdot 246^2 = 13{,}6\ 10^6\ \text{cm}^4$$

CALCUL DE L'INERTIE DE LA FERME



2 L 150×150×14 $\quad A = 80{,}62\ \text{cm}^2$

2 L 200×200×30 $\quad A = 175{,}24\ \text{cm}^2$

$$y_1 = \frac{175{,}24 \times 300}{(175{,}24 + 80{,}62)} = 205\ \text{cm} \quad \Rightarrow \quad y_2 = 95\ \text{cm}$$

$$I_a = 80{,}62 \times 205^2 + 175{,}24 \times 95^2 = 5 \cdot 10^6\ \text{cm}^4$$

Sous la surcharge, la flèche sera :

$$\delta_m = \frac{6,8 \times 500}{430} \times \frac{5.10^6}{13,6 \times 10^6} = 2,9\,cm$$

$$\delta_T = \delta_a + \delta_m = 6,8 + 2,9 = 9,7\,cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{3600}{300} = 12\,cm$$

$$\delta_T = 9,7\,cm < 12\,cm$$

$$\delta_T < \bar{f}$$

CALCUL DES

NOEUDS

ETUDE DES NOEUDS

Calcul des cordons de soudure

Formule enveloppe $\dfrac{F}{0{,}75\ l\ \alpha a} \leqslant \sigma_e$

l : longueur utile du cordon
a : épaisseur utile
α : coefficient de réduction

$\alpha = 1$ pour $a \leqslant 4$ mm
$\alpha = 0{,}8\left(1 + \dfrac{1}{a}\right)$ pour $a > 4$ mm

On distingue deux longueurs utiles du cordon de soudure :

$$l_1 = \frac{F(1-\beta)}{0{,}75\ \alpha a\ \sigma_e} \geqslant 50 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{F(\beta)}{0{,}75\ \alpha a\ \sigma_e} \geqslant 50 \text{ mm}$$

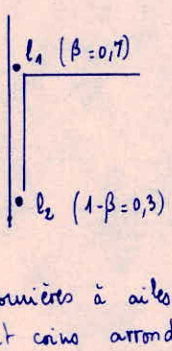
l_1 : longueur utile du cordon situé à l'angle extérieur de la cornière
l_2 : longueur utile du cordon situé à l'extrémité de l'aile.

Pour tenir compte du cratère ; on ajoutera $2a$ à l_1 et l_2

Dans le cas de cornières doubles $F = \dfrac{N}{2}$

les cordons l_1 et l_2 reprennent des efforts différents.

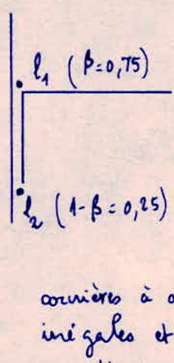
valeurs de β $1-\beta$ pour différents cas de soudure.



cornières à ailes égales et coins arrondis

l_1 reprend $\frac{7}{10}$ F

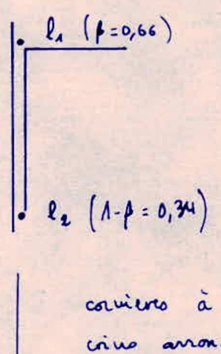
l_2 reprend $\frac{3}{10}$ F



cornières à ailes inégales et coins arrondis soudées sur la plus courte aile

l_1 reprend $\frac{3}{4}$ F

l_2 reprend $\frac{1}{4}$ F



cornières à ailes inégales et coins arrondis soudés sur la plus longue aile

l_1 reprend $\frac{2}{3}$ F

l_2 reprend $\frac{1}{3}$ F

Exemple de vérification des cordons de soudure :

On vérifiera les deux cordons de soudure l_1 et l_2. On déterminera la longueur nécessaire pour une diagonale puis graphiquement on détermine les longueurs des autres cordons de soudure et l'épaisseur du cordon sera donnée par le calcul.
Pour notre cas on s'est limité à quatre épaisseurs : 6mm - 10 mm - 12 mm et 16 mm.

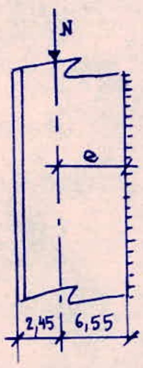
Les cordons seront vérifiés par les formules suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{0{,}7\,N}{2.0{,}75\,(l_{c_1} - 2a_1)\,\alpha_1 a_1} \leq \sigma_e$$

$$\sigma_2 = \frac{0{,}3\,N}{2.0{,}75\,(l_{c_2} - 2a_2)\,\alpha_2 a_2} \leq \sigma_e$$

Les calculs sont donnés sous forme de tableau en page

Pour le calcul de soudure, le montant de rive présente une particularité. En effet on a un seul cordon de soudure à l'extrémité de l'aile. Ce cordon doit reprendre l'effort normal et le moment dû à l'excentrement



$N = 12\,t$

$M = N.e = 12 \times 0{,}0655 = 0{,}786\ t.m$

$a\alpha = 0{,}56\ mm$

$l_c = 24 - 2.0{,}6 = 22{,}8\ cm$

$A_c = 2\,a\alpha\,l_c = 2.0{,}56.22{,}8 = 25{,}5\ cm^2$

$W_c = \dfrac{2\,a\alpha\,l_c^2}{6} = \dfrac{2 \times 0{,}56 \times 22{,}8^2}{6} = 97\ cm^3$

$$1{,}35\sqrt{\left(\frac{M}{W_c} + \frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sigma_e$$

$$T = 0 \Rightarrow 1{,}35\left(\frac{M}{W_c} + \frac{N}{A_c}\right) \leq \sigma_e$$

$$1{,}35\left(\frac{78600}{97} + \frac{12000}{25{,}5}\right) = 1730\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

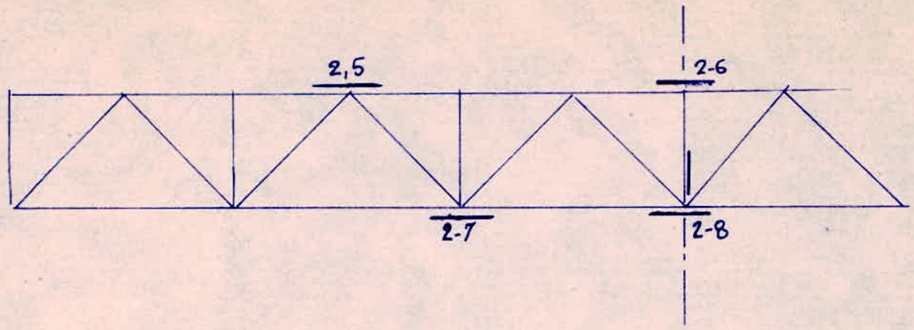
NOEUDS INFERIEURS

NOEUDS	BARRES	N	0,7N	0,3N	l_{c1}	l_{c2}	a_1	a_2	l_1	l_2	$a_1\alpha_1$	$a_2\alpha_2$	σ_1	σ_2
I 1	D1	181	127	54	32	20	1,6	1,0	28,8	18	1,36	0,88	2 162	2273
	I 1	128	89,6	38,4	42	42	1,0	0,6	40	40,8	0,88	0,56	1 697	1120
I 2	D3	112	78,4	33,6	25	20	1,2	1,0	22,6	18	1,04	0,88	2224	1414
	D 2	146	102	44	32	20	1,2	1,0	29,6	18	1,04	0,88	2209	1852
	M1	24,9	17,4	7,5	25	25	0,6	0,6	23,8	23,8	0,56	0,56	870	375
	I 1	183	128	55	90	90	0,6	0,6	88,8	88,8	0,56	0,56	1716	737
I 3	D 4	84,2	59	25,2	28	40	1,0	0,6	26	38,8	0,88	0,56	1719	773
	D 5	46,4	32,5	13,9	26	38	0,6	0,6	24,8	36,8	0,56	0,56	1560	450
	M 2	26,8	18,8	8	27	27	0,6	0,6	25,8	25,8	0,56	0,56	868	369
	I 2	311	218	93	48	48	1,6	0,6	44,8	46,8	1,36	0,56	2385	2366
	I 3	403	282	121	66	66	1,6	0,6	62,8	64,8	1,36	0,56	2201	2223
I 4	D 6	23,9	16,7	7,2	10	13	0,6	0,6	8,8	11,8	0,56	0,56	2259	726
	M 3	33,8	23,7	10,1	11	11	1,0	0,6	9	9,8	0,88	0,56	1995	1227
	I 3	403	282	121	—	34	—	1,6	—	30,8	—	1,36	—	1926

NOEUDS SUPERIEURS

NOEUDS	BARRES	N	$0,7N_t$	$0,3N_t$	l_{c1} cm	l_{c2} cm	a_1 cm	a_2 cm	l_1 cm	l_2 cm	$a_1\alpha_1$ cm	$a_2\alpha_2$ cm	σ_1 daN/cm²	σ_2
S1	D1	181	127	54	32	20	1,6	1,0	28,8	18	1,36	0,88	2162	2273
	D2	146	102	44	32	23	1,2	1,0	29,6	21	1,04	0,88	2209	1587
	S1	121	85	36	77	77	0,6	0,6	75,8	75,8	0,56	0,56	1335	565
S2	M1	24,9	17,4	7,5	10	10	1,0	0,6	8	8,8	0,88	0,56	1648	1015
	S2	0	0	0	23	32	0,6	0,6	—	—	—	—	—	—
S3	D3	112	78,4	33,6	25	14	1,2	1,0	22,6	12	1,04	0,88	2224	2121
	D4	84,2	59	25,2	28	15	1,0	1,0	26	13	0,88	0,88	1719	1469
	S2	121	85	36	30	30	1,0	0,6	28	28,8	0,88	0,56	2300	1488
	S3	202	141	61	30	30	1,6	0,6	26,8	28,8	1,36	0,56	2380	2320
S4	M2	26,8	18,8	8	10	10	1,0	0,6	8	8,8	0,88	0,56	1780	1082
	S4	0	0	0	23	32	0,6	0,6	—	—	—	—	—	—
S5	D5	46,4	32,5	13,9	26	14	0,6	0,6	24,8	12,8	0,56	0,56	1560	1293
	D6	23,9	16,7	7,2	25	20	0,6	0,6	23,8	18,8	0,56	0,56	835	456
	S4	26	18,2	7,8	61	61	0,6	0,6	59,8	59,8	0,56	0,56	362	155
S6	M3	33,8	23,7	10,1	11	11	1,0	0,6	9,8	9,8	0,88	0,56	1832	1228
	S4	2.28	—	68,4	—	35	—	1,0	—	33	—	0,88	—	2355

CALCUL DE L'EPAISSEUR DES COUVRE-JOINTS



COUVRE-JOINT 2-8

$$N_j = 1{,}2 \times 0{,}7 \cdot 403 = 339\,t$$

$$e = \frac{339000}{2400 \cdot 46} = 3{,}06\ cm \qquad \boxed{e = 3{,}1\ cm}$$

COUVRE-JOINT 2-7 :

$$N_j = 339\,t$$

$$e = \frac{339\,000}{2400 \cdot 2 \cdot 18} = 3{,}92\ cm$$

$$\boxed{e = 4\ cm}$$

COUVRE-JOINT 3-2 :

$$N_j = 1{,}2 \cdot 0{,}3 \cdot 403 = 145\,t$$

$$e = \frac{145000}{2400 \cdot 2 \cdot 20} = 1{,}51\ cm$$

$$\boxed{e = 2\ cm}$$

COUVRE-JOINT 2-6 :

$$N_j = 1{,}2 \cdot 0{,}7\ (184 + 44) = 192\,t$$

$$e = \frac{192.000}{2400 \cdot 2 \cdot 13} = 3{,}07\ cm \qquad \boxed{e = 3{,}1\ cm}$$

COUVRE-JOINT 2-5 :

$$N_j = 1{,}2 \times 0{,}7\ (163 + 39) = 170\,t$$

$$e = \frac{170.000}{2400 \cdot 2 \cdot 13} = 2{,}72\ cm \qquad \boxed{e = 2{,}8\ cm}$$

CALCUL DES COUVRE-JOINTS D'USINE

Noeud S_3

$$N_{cj} = 1{,}2 \cdot 0{,}7\ (163+39) = 170\,t$$

$$e = \frac{170000}{2400 \cdot 2 \cdot 13} = 2{,}72\ cm$$

on prendra $e = 28\ mm$

Soudure :

$a = 1{,}2 \Rightarrow a\alpha = 1{,}04\ cm$

$l_c = 25\ cm \Rightarrow l = 22{,}6\ cm$

$$\sigma = \frac{N_{cj}}{4 \times 0{,}75 \times \alpha l \cdot l} = \frac{170.000}{4 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}04 \times 22{,}6} = 2400\ kg/cm^2 = \sigma_e$$

Noeud I_3

$$N_{cj} = 1{,}2 \times 0{,}7 \times 403 = 338\,t$$

$$e = \frac{338.000}{2400 \cdot 2 \cdot 18} = 3{,}91\ cm$$

on prendra $e = 40\ mm$

Soudure

$a = 1{,}6\ cm \Rightarrow a\alpha = 1{,}36\ cm$

$l_c = 42 \Rightarrow l = 38{,}8\ cm$

$$\sigma = \frac{338.000}{4 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}36 \cdot 38{,}8} = 2135\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

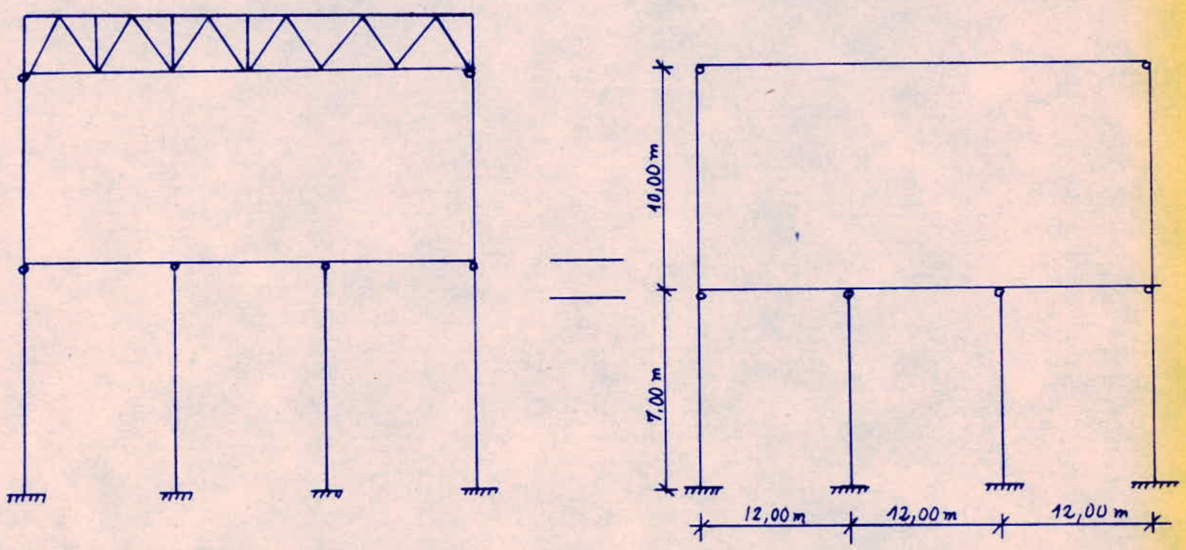
ETUDE DU

PORTIQUE

I PRINCIPE DE CALCUL

1° Généralités

On se limitera à l'étude d'un portique intermédiaire.
On suppose que la ferme est infiniment rigide ; elle est assimilée à une barre (traverse) au niveau de la membrure inférieure



On étudiera le portique sous différents cas de charges et surcharges

1. Charges permanentes
2. Surcharges
3. Charges horizontales
4. Vent longitudinal
5. Seïsme

2° Caractéristiques du portique

$h_1 = 7m$ $h_2 = 10,00\ m$

$L = 36\ m$ espacement entre portiques : 6 m

Un prédimensionnement rapide nous a donné un rapport d'inertie entre le poteau de rive et le poteau intermédiaire

$$\frac{I_1}{I_2} = 2,216$$

On considérera que tous les noeuds sont articulés, de ce fait les charges verticales n'engendreront pas de moment mais nous donneront des efforts normaux.

CALCUL DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Calcul de la charge par mètre carré

1er Plancher : $G = 35 + 7 + 40 + 200 = 282$ kg/ml

2ème Plancher : $G = 200 + 90 + 10 + 90 + 35 = 425$ kg/ml

$V_n = 66,25$ daN/m²

$V_e = 115,5$ daN/m²

$P = 500$ kg/m²

COMBINAISONS DE CHARGE :

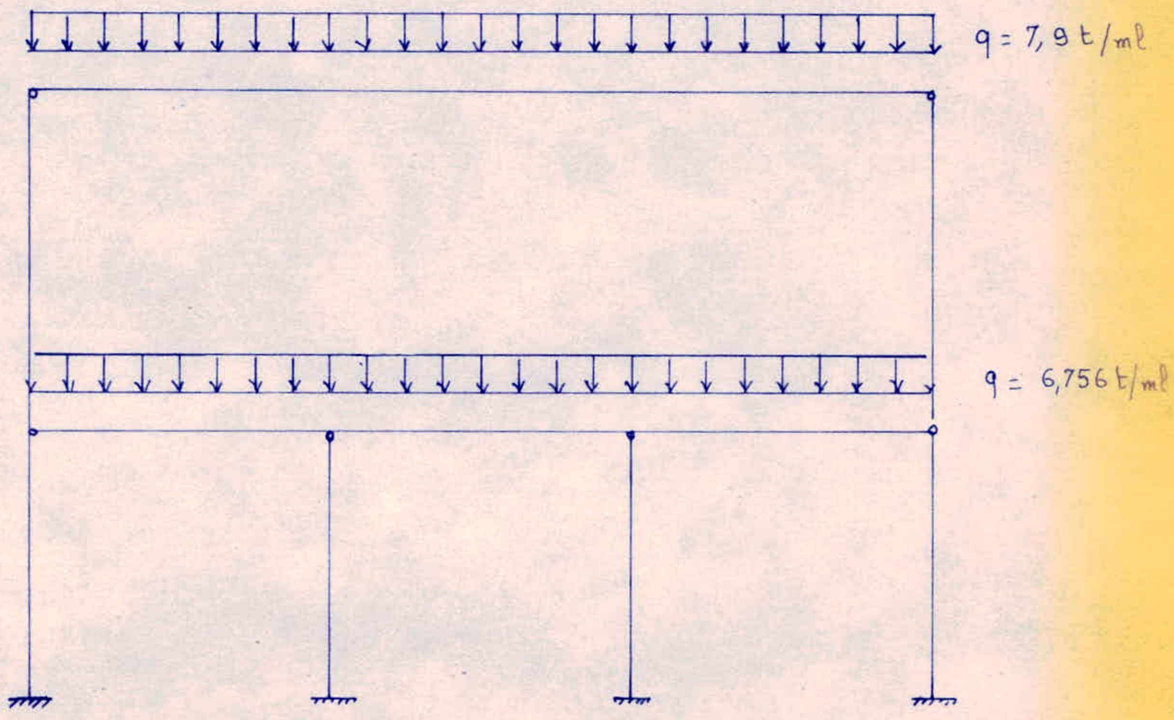
$4/3\ G + 3/2\ P$

1er Plancher : $\frac{4}{3} \cdot 282 + \frac{3}{2} \cdot 500 = 1126$ daN/m²

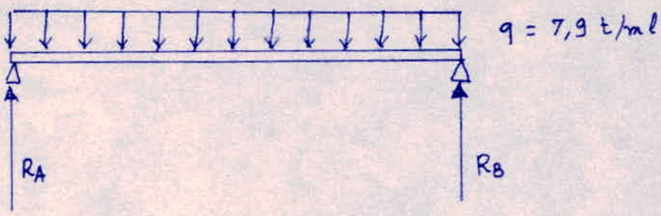
chaque ferme reprend 6m, ce qui donne : $q = 1126 \times 6 = 6756$ kg/ml $= 6,76$ t/ml

2° Plancher : $\frac{4}{3} \cdot 425 + \frac{3}{2} \cdot 500 = 1317$ kg/m²

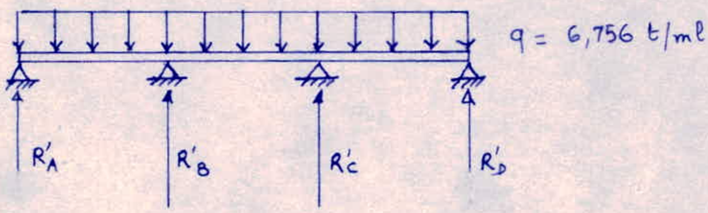
$q = 1317 \times 6 = 7900$ kg/ml $= 7,9$ t/ml



CALCUL DES REACTIONS



$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = 142,2\,t$$



$$R'_A = R'_D = \frac{ql}{6} = \frac{6756 \times 36}{6} = 40,536\,t$$

$$R'_B = R'_C = \frac{ql}{3} = \frac{6756 \times 36}{3} = 81,072\,t$$

Poteau de rive va reprendre :

$$R_A + R'_A = R_B + R'_D$$

d'où $\quad N = 142,2t + 40,536 = 182,73\,t$

Poteau intermédiaire va reprendre :

$$N = R'_B = R'_C = 81,072\,t$$

Récapitulatif : $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$: $\quad N_I = 182,73\,t$

$N_{II} = 81,072\,t$

$4/3\ G + 17/12\ (P + V)$

$$q/m^2 = 567 + \frac{17}{12}(500 - 66,25) = 1181\ kg/m^2$$

$$q/ml = 7087\ kg/ml$$

1^er^ Plancher :

$$\frac{4}{3} \times 282 + \frac{17}{12}(500 - 66,25) = 990,5\ kg/m^2$$

$$q = 5943\ kg/ml$$

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{7082 \times 36}{2} = 127,476\,t$$

$R'_A = R'_D = \frac{ql}{6} = 35,658\,t$

$R'_B = R'_C = \frac{ql}{3} = 71,316\,t$

Récapitulatif :

Poteau de rive : $N_I = 127,476 + 35,658 = 163,134\,t$

Poteau intérieur : $N_{II} = 71,316\,t$

G + P + Ve

2ème Plancher : $q' = 425 + 500 - 115,5 = 809,5$ kg/m²

$q = 809,5 \times 6 = 4857$ kg/ml $= 4,857$ t/ml

1er Plancher :

$q' = 282 + 500 - 115,5 = 666,5$ kg/m²

$q = 666,5 \times 6 = 4000$ kg/ml $= 4$ t/ml

$R_A = R_B = \frac{4857 \times 36}{2} = 87,426\,t$

$R'_A = R'_D = 24t$

$R'_C = R'_B = 48t$

Récapitulatif :

Poteau de rive : $N_I = 87,426 + 24 = 111,426\,t$

Poteau intérieur : $N_{II} = 48\,t$

A ces efforts il faut rajouter le poids du mur qui se trouve au dessus du premier plancher. Chaque poteau reprend 6 m de large de mur.
Avec un mur en briques creuses de 105 x 105 x 220 et un enduit sur les deux faces on aura :

Masse du mur : 221 kg/m²

$G = 226 \times 6 \times 9 = 12.000$ kg $= 12t$

$\frac{4}{3} G = \frac{4}{3} \times 12 = 16\,t$

RECAPITULATIF GENERAL

Poteau de rive :

$4/3\,G + 3/2\,P$: $N = 182,73 + 16 = 198,73t \simeq 200t$

$4/3\,G + 17/12\,(P+V)$: $N = 163,134 + 16 = 179,134 = 180t$

$G + P + V_e$: $N = 111,426 + 12 = 123,426 \simeq 123t$

Poteau intermédiaire :

$4/3\,G + 3/2\,P$: $N = 81t$

$4/3\,G + 17/12\,(P+V)$: $N = 71,316t$

$G + P + V_e$: $N = 48t$

Le portique étant articulé les charges verticales n'engendrent pas de moments dans ce dernier. Les moments qui vont apparaître ds le portique seront dus aux charges horizontales (vent, seïsme).

Nous allons remplacer l'effet du vent sur la ferme par une réaction agissant sur la tête ds poteaux

$$R_f = q \times 3,50$$

3,50 m représent la hauteur de la ferme y compris les panneaux de dalle, la forme de pente, etancheïté, etc...

Pressions du vent :

Au vent : $V_e = 121\ daN/m^2$
$V_n = 69,4\ daN/m^2$

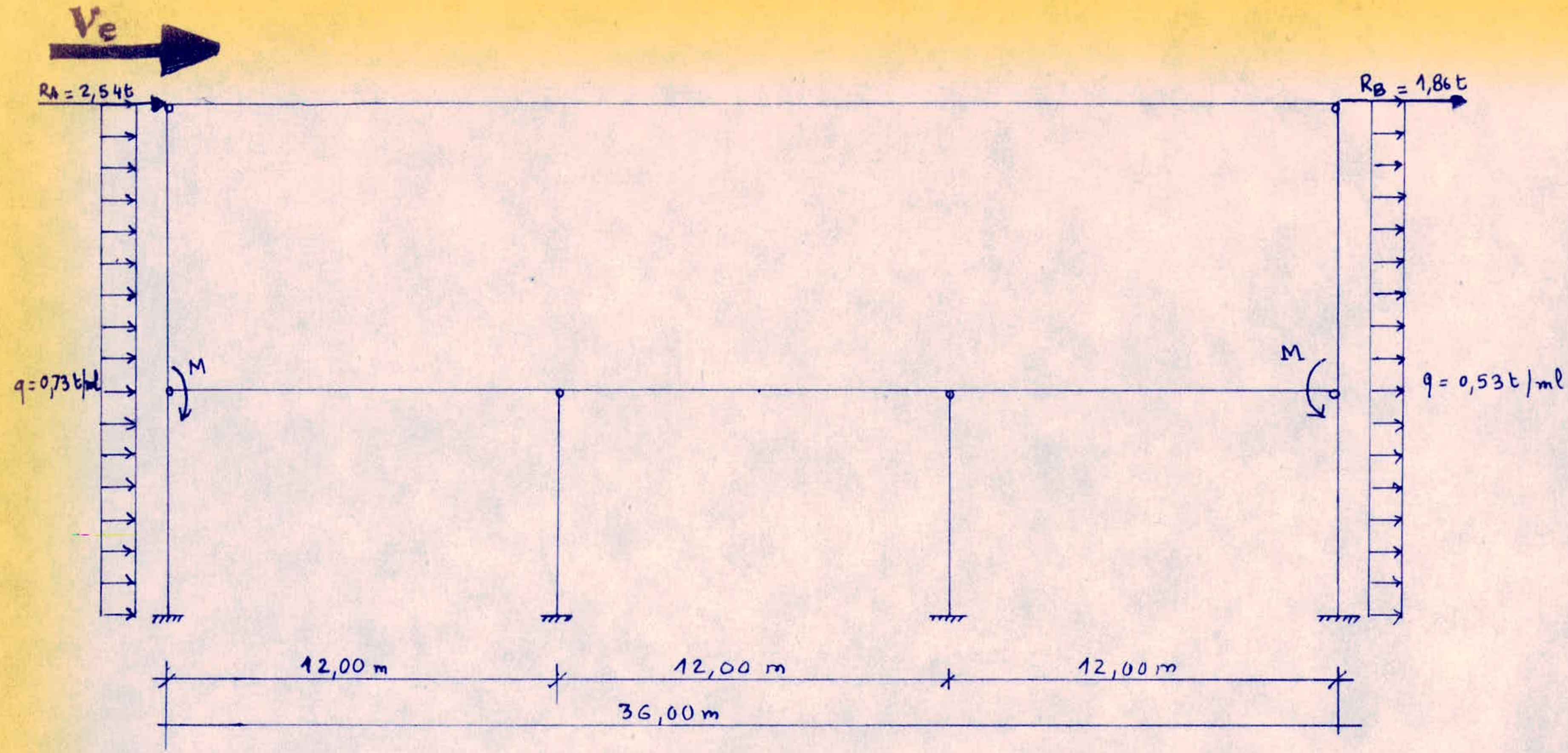
sous le vent : $V_e = 88\ daN/m^2$
$V_n = 50,5\ daN/m^2$

Calcul de la charge par mètre linéaire dû au vent :

Au vent : $q_n = 69,4 \times 6 = 416,4\ kg/ml = 0,42\,t/ml$
$q_e = 121 \times 6 = 726\ kg/ml = 0,73\,t/ml$

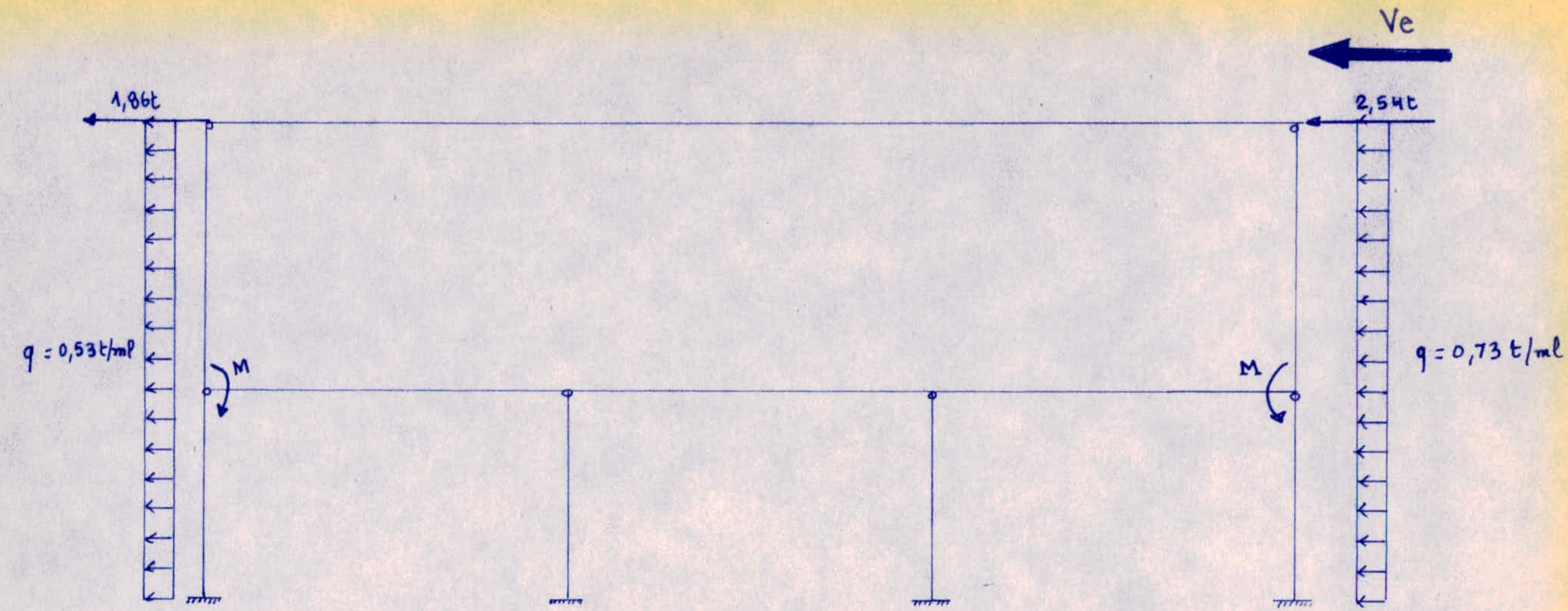
sous le vent : $q_n = 50,5 \times 6 = 303\ kg/ml \simeq 0,30\,t/ml$

$q_e = 88 \times 6 = 528\ kg/ml = 0,53\,t/ml$



$R_A = 0,73 \times 3,5 = 2,54t$

$R_B = 0,53 \times 3,5 = 1,86t$

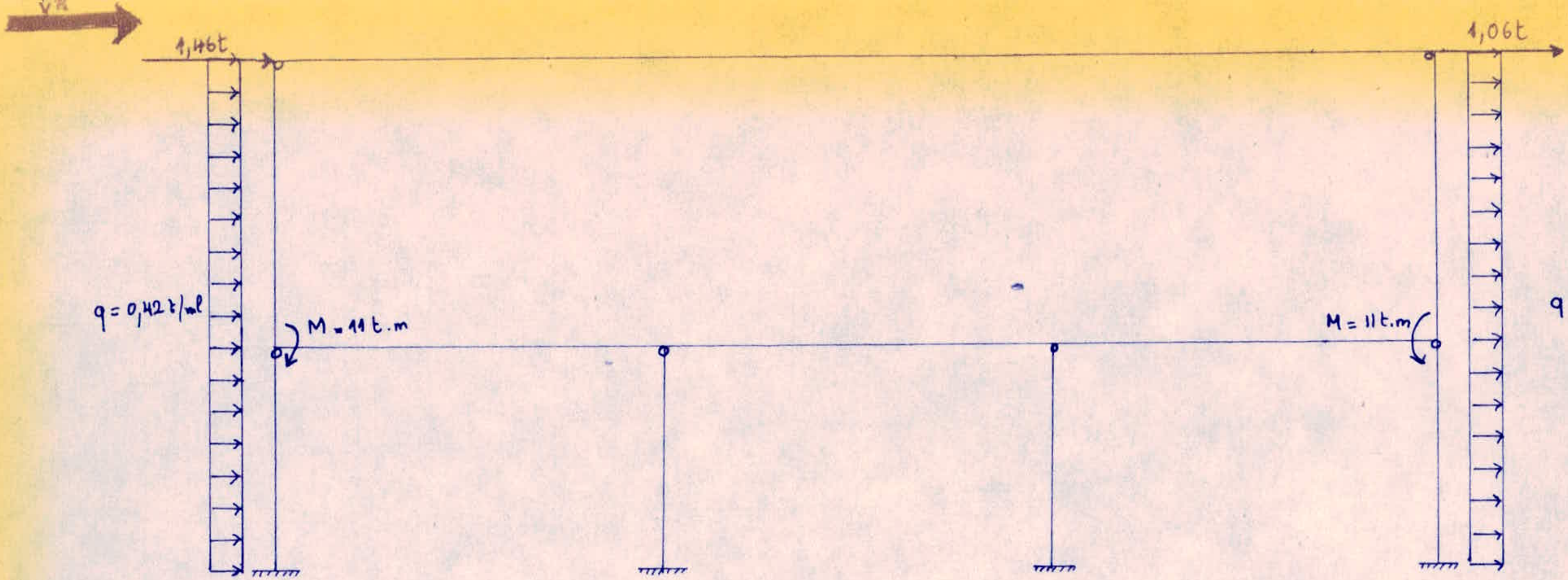


L'effort transmis par la poutre du 1er Plancher sur le poteau de rive sera excentré par rapport à l'effort normal total ; cet excentrement va provoquer un moment au niveau du premier plancher :

$$M = N \times e$$

$e = 0,305\ m$ $\qquad N = \dfrac{4000 \times 12}{6} = 24t$

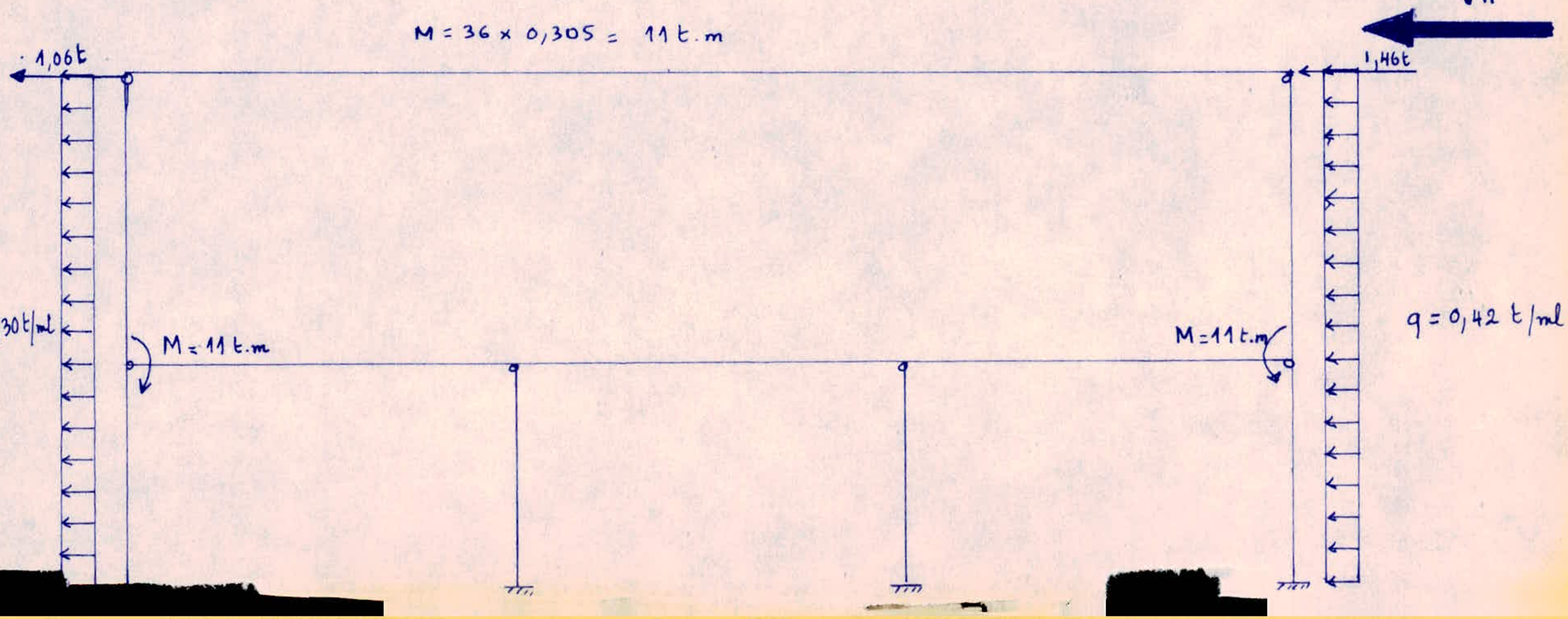
$$\boxed{M = 24 \times 0,305 = 7,32\ t.m}$$



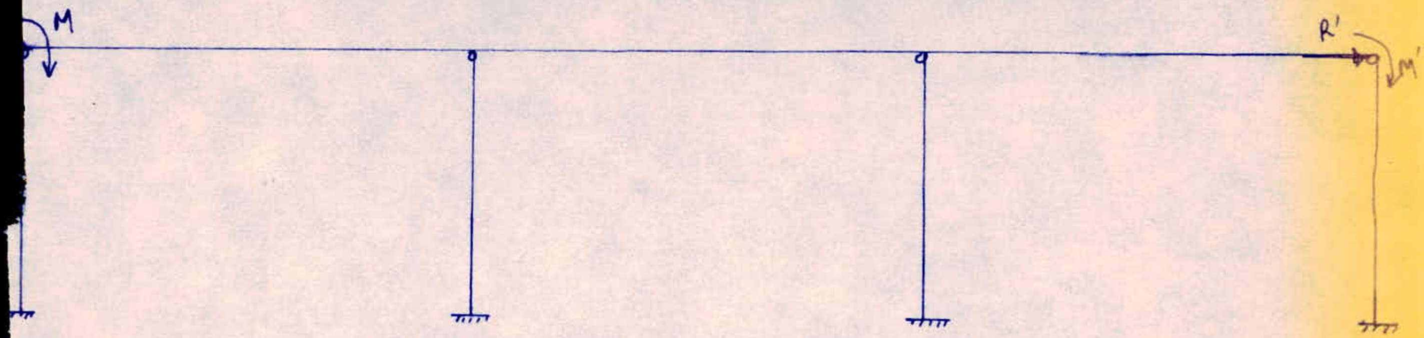
$R_A = 0,42 \times 3,5 = 1,47t$

$R_B = 0,3 \times 3,5 = 1,05t$

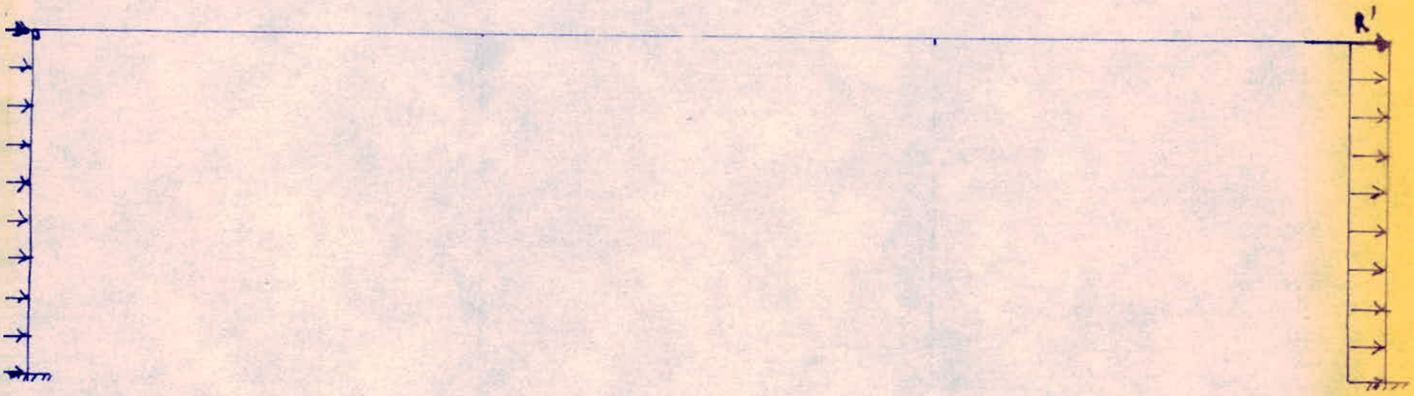
$M = 36 \times 0,305 = 11$ t.m



On remplacera le portique par un portique qui lui est équivalent :

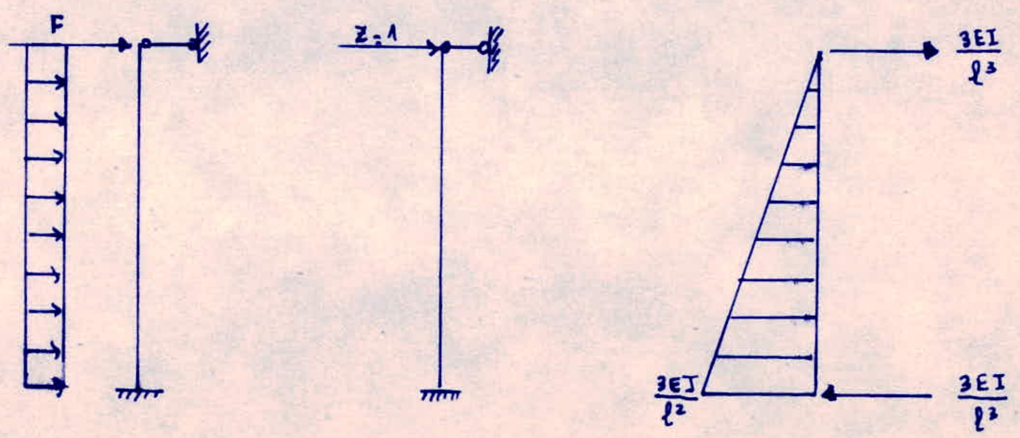


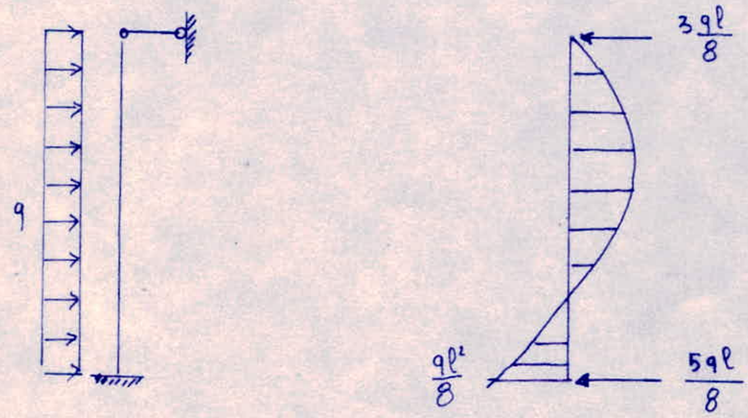
Détermination des réactions et des moments



Pour calculer les différents moments et réactions agissant sur le portique on utilisera la méthode des déplacements.
La translation générale du bâtiment impose des déplacements égaux à tous les poteaux d'un même étage
L'effort horizontal est à chaque niveau va se répartir dans les poteaux proportionnellement à leurs moments d'inertie respectifs.
Les planchers sont indéformables dans le plan horizontal conséquence logique de leur grande raideur.

Ces hypothèses étant faites on peut réduire le portique à une seule barre soumise au déplacement unitaire Z ; et répartir ensuite les efforts sur les différents poteaux.





La méthode utilisée est celle des déplacements qu'on peut écrire :

$$r_{11}\, Z_1 + R_{1p} = 0$$

r_{11} : Réaction due au déplacement $Z_1 = 1$

Z_1 : déplacement horizontal

R_{1p} : Réaction horizontale fictive

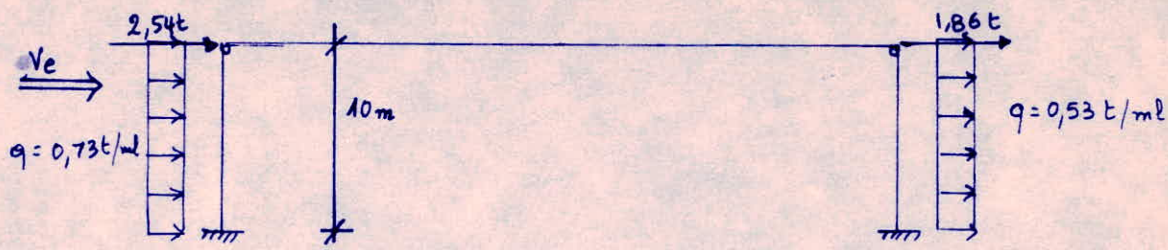
avec $\begin{cases} r_{11} = \dfrac{3EI}{l^3} \\ R_{1p} = -F - \dfrac{3ql}{8} \end{cases}$

$$\frac{3EI}{l^3} Z_1 - F - \frac{3ql}{8} = 0$$

$$Z_1 = \frac{Fl^3}{3EI} + \frac{ql^4}{8EI}$$

$$\frac{3EI}{l^3} Z_1 = F + \frac{3}{8} q \cdot l$$

Calcul des efforts sous les différents cas de charge :



$l = 10m$

$F = 2,54 + 1,86 = 4,4t$

$q = 0,73 + 0,53 = 1,26 \ t/ml$

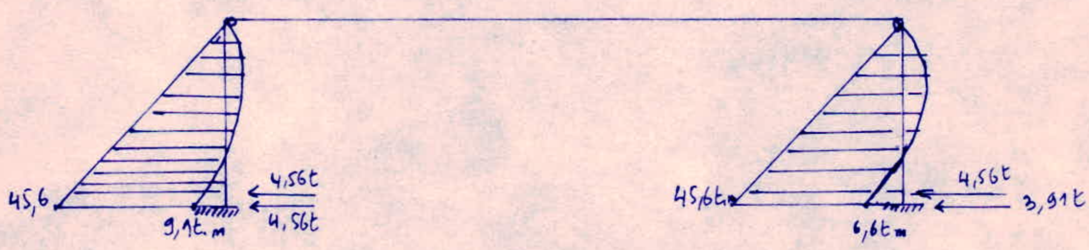
$$\frac{3EI}{l^2} Z_1 = F.l + \frac{3}{8} q l^2 = 4,4 \times 10 + \frac{3}{8} \times 1,26 \times 10^2 = 91,25 \ t.m$$

$$\frac{q_1 l^2}{8} = 0,73 . \frac{10^2}{8} = 9,125 \ tm$$

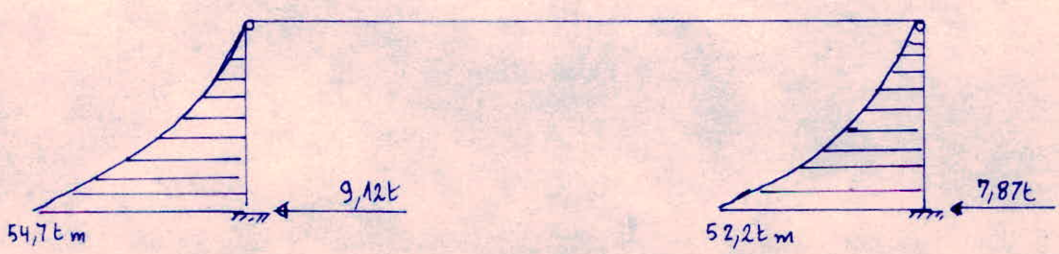
$$\frac{q_2 l^2}{8} = 0,53 \times \frac{10^2}{8} = 6,625 \ t.m$$

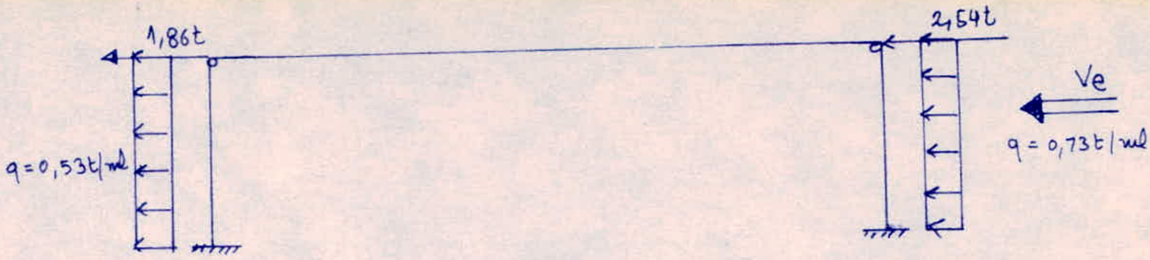
$$\frac{3EI}{l^3} Z_1 = 4,4 + \frac{3}{8} 1,26 \times 10 = 9,125 \ t$$

$$\frac{5}{8} q_1 l = \frac{5}{8} . 0,73 . 10 = 4,56t \qquad \frac{5}{8} q_2 l = \frac{5}{8} \times 0,53 \times 10 = 3,91t$$

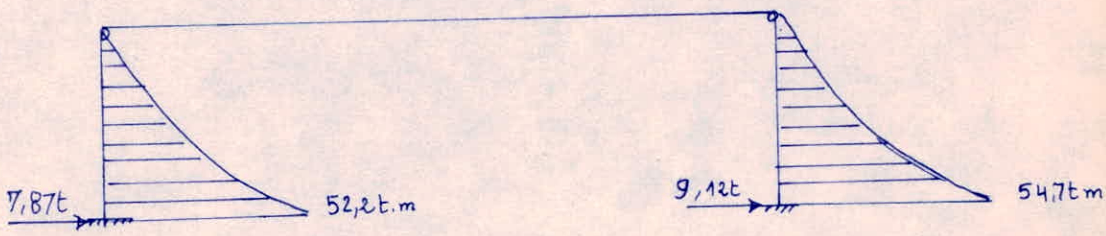


Récapitulatif

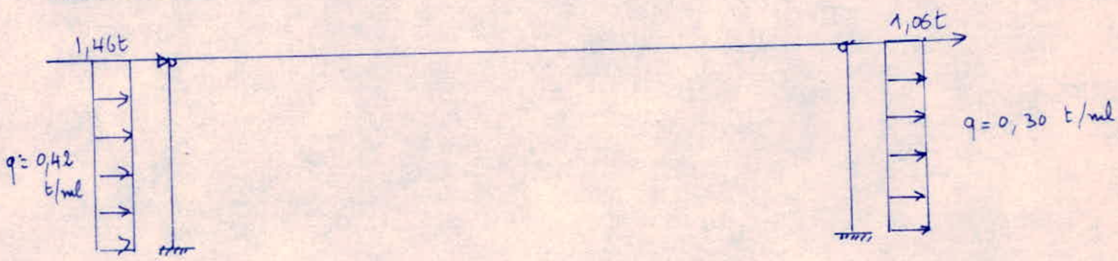




Par symétrie au cas précédent on obtient :



Vent normal : →



$$l = 10\,m$$

$$F = 1,46 + 1,06 = 2,52\,t$$

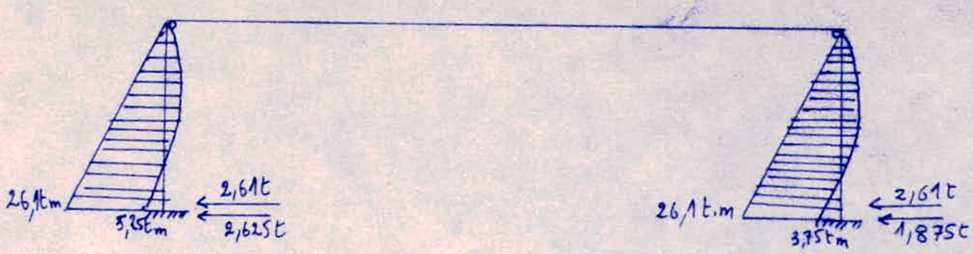
$$q = 0,42 + 0,30 = 0,72\ t/ml$$

$$\frac{3EI}{l^2} Z_1 = 2,52 \times 10 + \frac{3}{8}\, 0,72 \times 10^2 = 52,2\ t.m$$

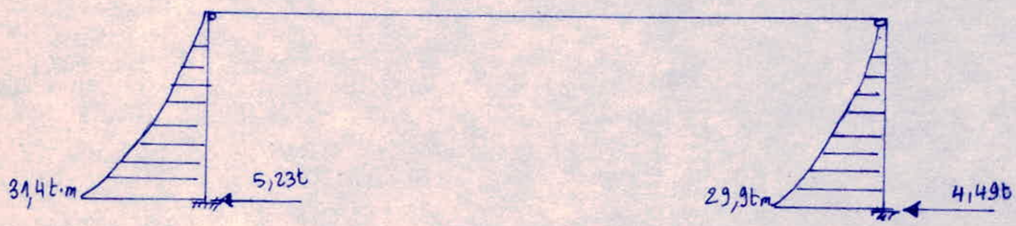
$$\frac{q_1 l^2}{8} = 0,42 \cdot \frac{10^2}{8} = 5,25\,t.m \qquad \frac{q_2 l^2}{8} = 0,30 \times \frac{10^2}{8} = 3,75\,t.m$$

$$\frac{3EI}{l^3} Z_1 = 2,52 + \frac{3}{8} \times 0,72 \times 10 = 5,22\ t$$

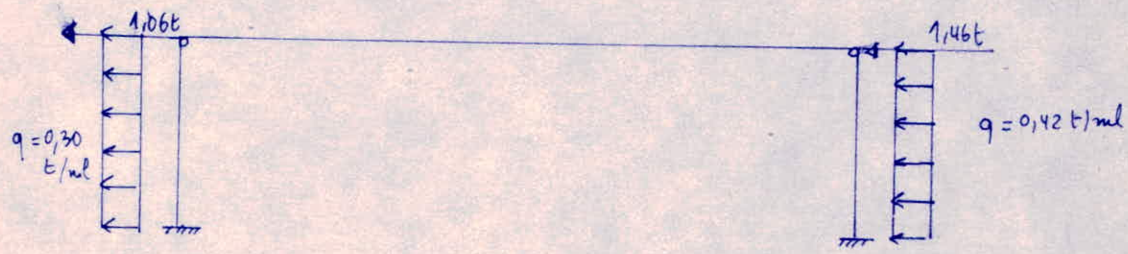
$$\frac{5}{8} q_1 l = \frac{5}{8} \times 0,42 \times 10 = 2,625\,t \qquad \frac{5}{8} q_2 l = \frac{5}{8} \times 0,30 \times 10 = 1,875\,t$$



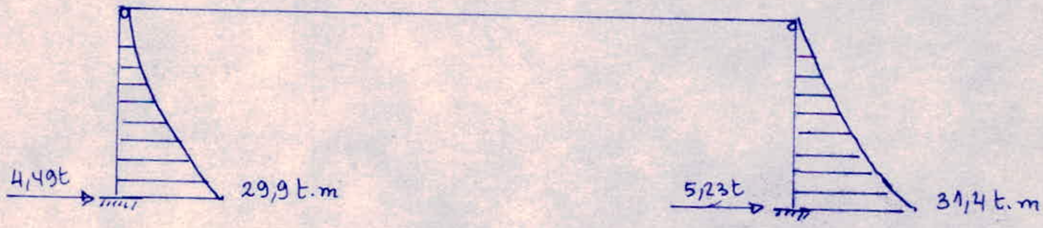
Récapitulatif:



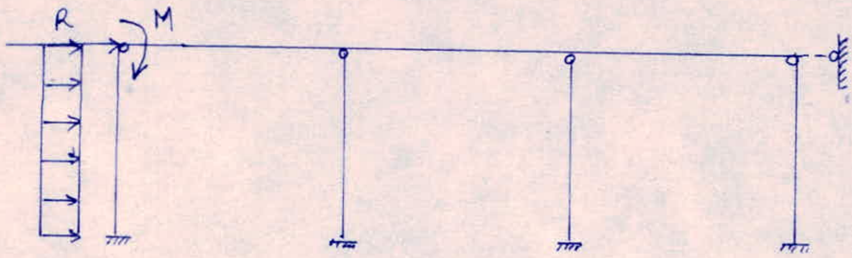
Vent normal ←



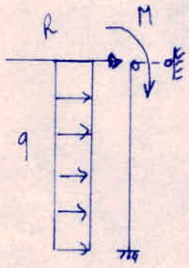
Par symétrie avec le cas précédent on obtient:



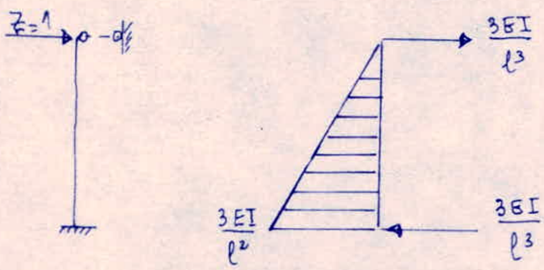
Nous pourrons étudier de la même façon la seconde partie du portique avec la méthode des déplacements en incluant les efforts trouvés pour la première partie du portique

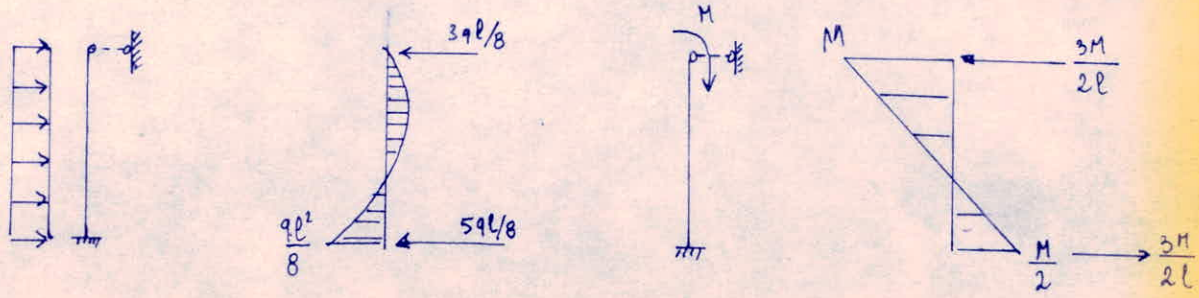


Etudier ce portique sous un déplacement unitaire Z_1 équivaudrait à étudier une barre sous le même déplacement Z_1, avec l'effort horizontal qui va se réparti dans les poteaux proportionnellement à leurs moments d'inertie respectifs



système équivalent au portique ci-dessus





La méthode utilisée est celle des déplacements que l'on peut écrire :

$$r_{11} Z_1 + R_{1p} = 0$$

r_{11} : Réaction dûe au déplacement $Z_1 = 1$

Z_1 = déplacement horizontal

R_{1p}, Réaction horizontale fictive

$$r_{11} Z_1 + R_{1p} = 0$$

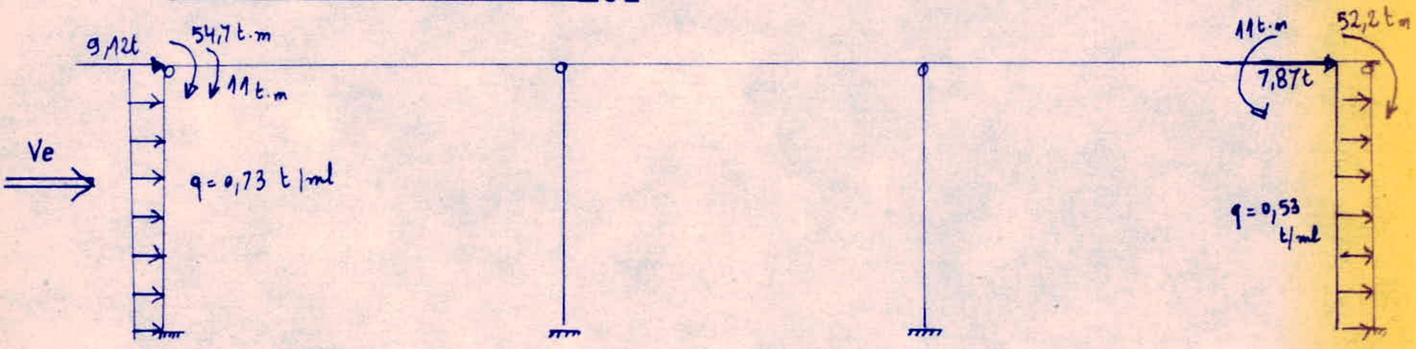
$$\frac{3EI}{l^3} Z_1 - F - \frac{3q}{8} l - \frac{3M}{2l} = 0$$

$$Z_1 = \frac{Fl^3}{3EI} + \frac{3ql}{8} \frac{l^3}{3EI} + \frac{3M}{2l} \frac{l^3}{3EI} = \frac{Fl^3}{3EI} + \frac{ql^4}{8EI} + \frac{Ml^2}{2EI}$$

$$\frac{3EI}{l^2} Z_1 = F.l + \frac{3ql^2}{8} + \frac{3M}{2}$$

$$\frac{3EI}{l^3} Z_1 = F + \frac{3}{8} ql + \frac{3}{2} \frac{M}{l}$$

<u>Combinaison des cas de charges</u>



$$M = 54,7 + 11 + 52,2 - 11 = 106,9 \text{ t.m}$$

$$F = 9,12 + 7,87 = 17 \text{t}$$

$$q = 0,73 + 0,53 = 1,26 \text{ t/ml}$$

$$\frac{3EI}{l^2} Z_1 = 17 \times 7 + \frac{3}{8} 1,26 \times 7^2 + \frac{3}{2} . 106,9 = 292,5 \text{ t.m}$$

$$\frac{3EI}{l^3} Z_1 = 17 + \frac{3}{8} . 1,26 . 7 + \frac{3}{2} . \frac{106,9}{7} = 43,2 \text{ t}$$

Ces efforts seront partagés entre les quatre poteaux proportionnellement à leurs moments d'inertie.

Poteau de rive HEA 600 $\quad I_1 = 141200 \text{ cm}^4$

Poteau intermédiaire HEA 450 $\quad I_2 = 63720 \text{ cm}^4$

$$\frac{I_1}{I_2} = 2,216$$

<u>Poteau intermédiaire</u> :

$$M = \frac{292,5}{2 \times 3,216} = 45,48 \text{ t.m}$$

$$T = \frac{43,2}{2 \times 3,216} = 6,71 \text{ t}$$

<u>Poteau de rive</u> :

$$M = 45,48 \times 2,216 = 100,8 \text{ t.m}$$

$$T = 6,71 \times 2,216 = 14,9 \text{ t}$$

$$\frac{q_1 l^2}{8} = \frac{0,73 . 7^2}{8} = 4,47 \text{ t.m} \qquad \frac{q_2 l^2}{8} = \frac{0,53 \times 7^2}{8} = 3,25 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_1}{2} = \frac{54,7 + 11}{2} = 32,85 \text{ t.m} \qquad \frac{M_2}{2} = \frac{52,2 - 11}{2} = 20,6 \text{ t.m}$$

$$\frac{5 q_1 l}{8} = \frac{5 \times 0,73 \times 7}{8} = 3,19 \text{ t} \qquad \frac{5 q_2 l}{8} = \frac{5 \times 0,53 \times 7}{8} = 2,32 \text{ t}$$

$$\frac{3 M_1}{2l} = \frac{3 \times 65,7}{2 . 7} = 14,08 \text{ t} \qquad \frac{3 M_2}{2l} = \frac{3 \times 41,2}{2 \times 7} = 8,83 \text{ t}$$

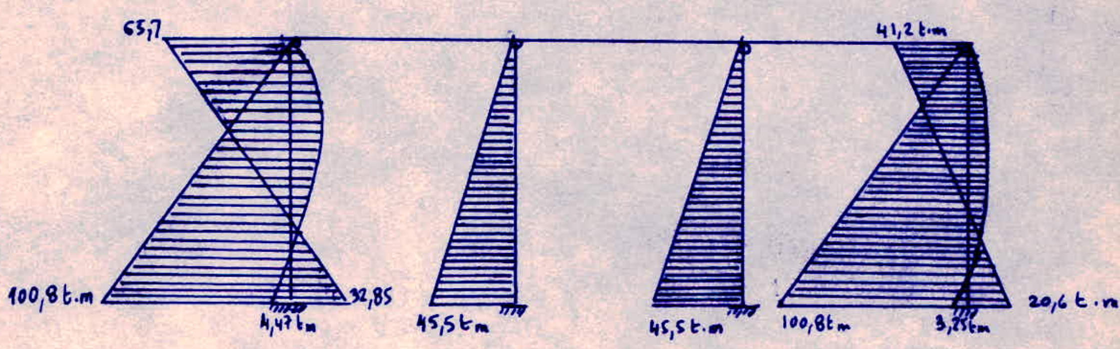
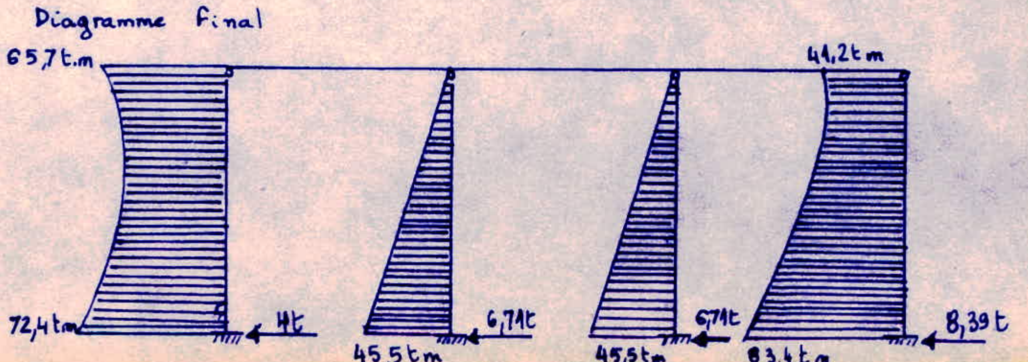
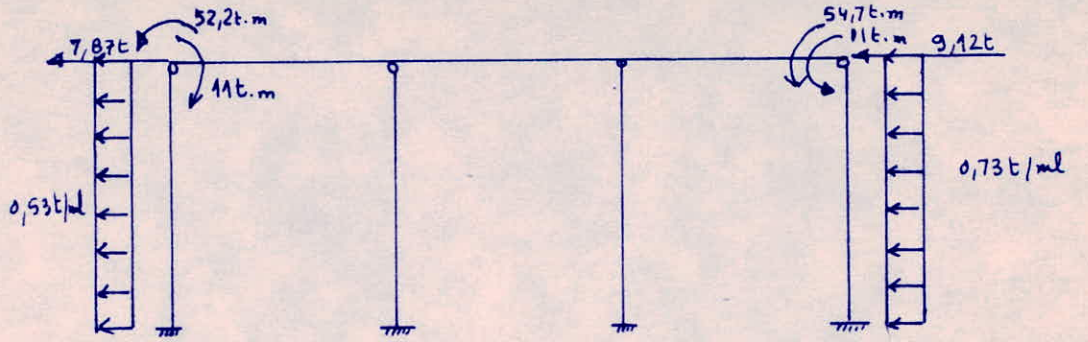
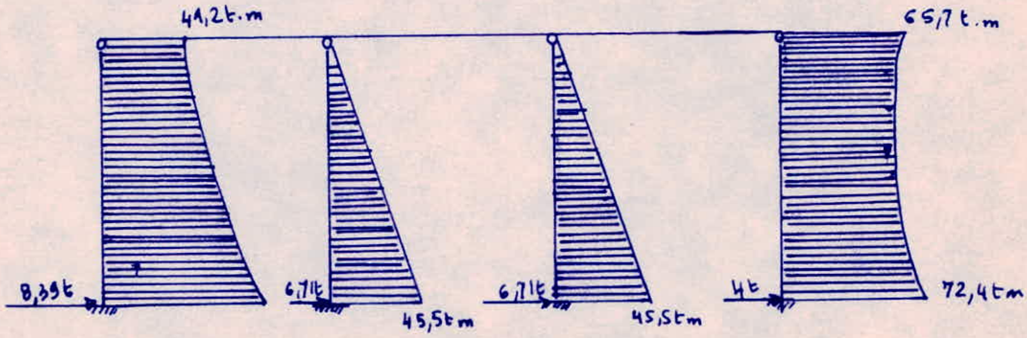


Diagramme final

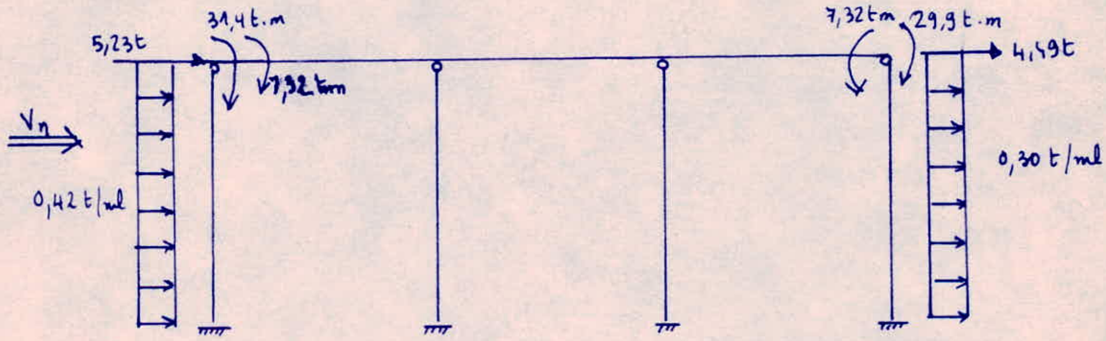


Pour le vent extrême dans l'autre sens, on obtiendra par symétrie :





Pour le vent normal on aura :



$$M = 31{,}4 + 29{,}9 + 7{,}32 - 7{,}32 = 61{,}3 \text{ t.m}$$

$$F = 5{,}23 + 4{,}49 = 9{,}72 \text{ t}$$

$$q = 0{,}42 + 0{,}30 = 0{,}72 \text{ t/ml}$$

$$\frac{3EI}{l^2} Z_1 = 9{,}72 \times 7 + \frac{3}{8} 0{,}72 \times 7^2 + \frac{3}{2} 61{,}3 = 173{,}2 \text{ t.m}$$

$$\frac{3EI}{l^3} Z_1 = 9{,}72 + \frac{3}{8} \times 0{,}72 . 7 + \frac{3}{2} \cdot \frac{61{,}3}{7} = 24{,}75 \text{ t}$$

Les efforts seront partagés entre les quatre poteaux proportionnellement à leurs moments d'inertie.

Poteau de rive : HEA 600

Poteau intermédiaire : HEA 450

$$\frac{I_1}{I_2} = 2,216$$

Poteau intermédiaire :

$$M = \frac{173,2}{2 \times 3,216} = 26,9 \text{ t.m}$$

$$T = \frac{24,75}{2 \times 3,216} = 3,85 \text{ t}$$

Poteau de rive :

$$M = 26,9 \times 2,216 = 59,6 \text{ t.m}$$

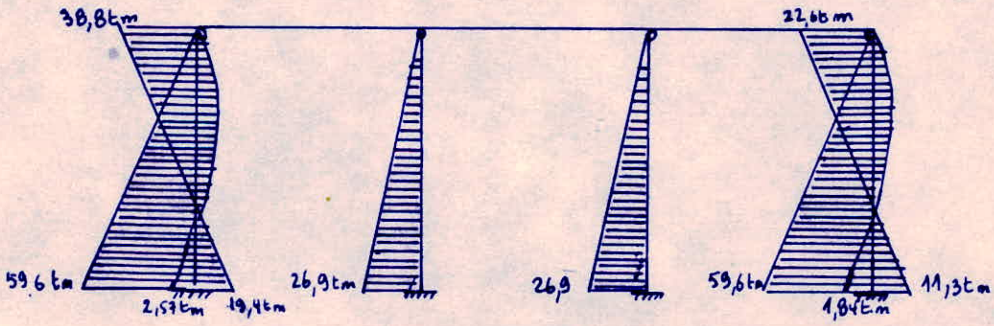
$$T = 3,85 \times 2,216 = 8,53 \text{ t}$$

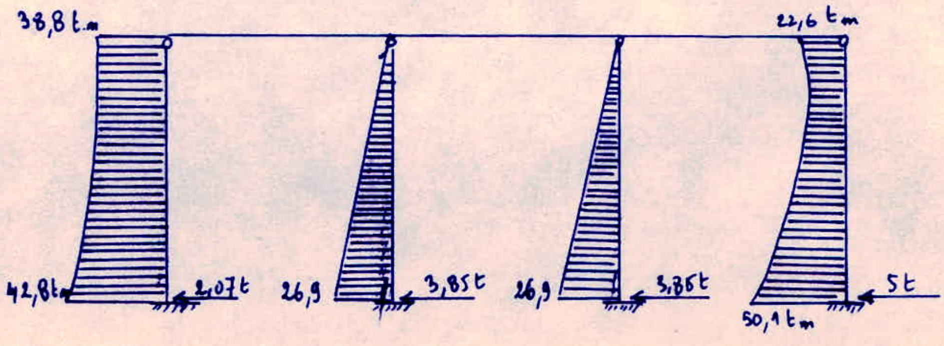
$$\frac{q_1 l^2}{8} = \frac{0,42 \times 7^2}{8} = 2,57 \text{ t.m} \qquad \frac{q_2 l^2}{8} = \frac{0,30 \times 7^2}{8} = 1,84 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_1}{2} = \frac{31,4 + 7,32}{2} = 19,4 \text{ t.m} \qquad \frac{M_2}{2} = \frac{29,9 - 7,32}{2} = 11,3 \text{ t.m}$$

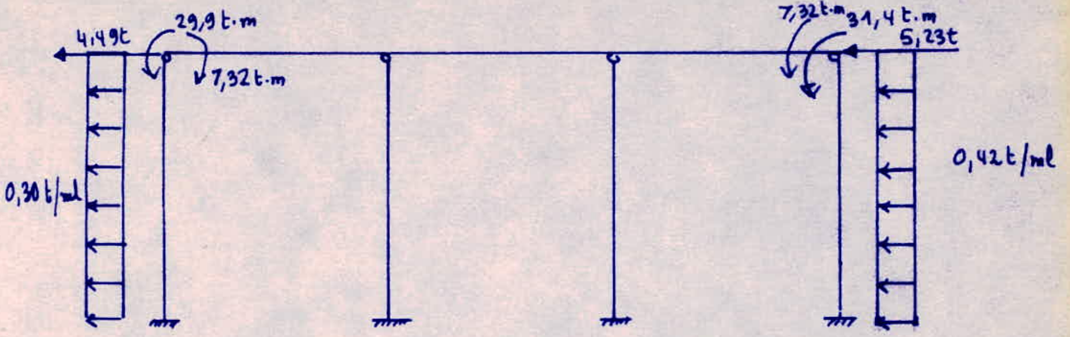
$$\frac{5}{8} q_1 l = \frac{5}{8} . 0,42 . 7 = 1,84 \text{ t} \qquad \frac{5}{8} q_2 l = \frac{5}{8} . 0,30 . 7 = 1,31 \text{ t}$$

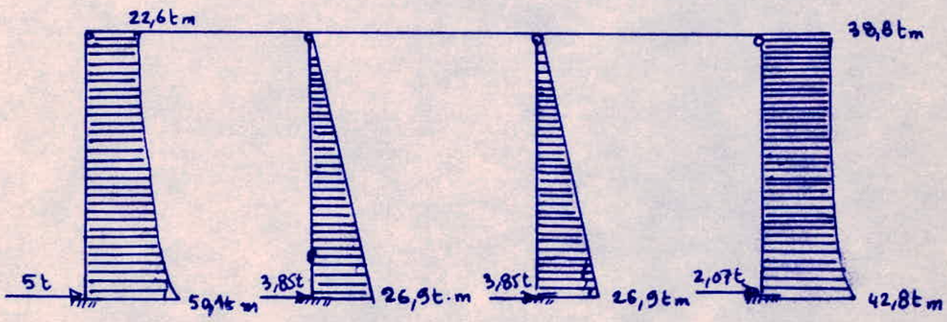
$$\frac{3 M_1}{2 l} = \frac{3}{2} \frac{(31,4 + 7,32)}{7} = 8,30 \text{ t} \qquad \frac{3 M_2}{2 l} = \frac{3}{2} \frac{(29,9 - 7,31)}{7} = 4,84 \text{ t}$$

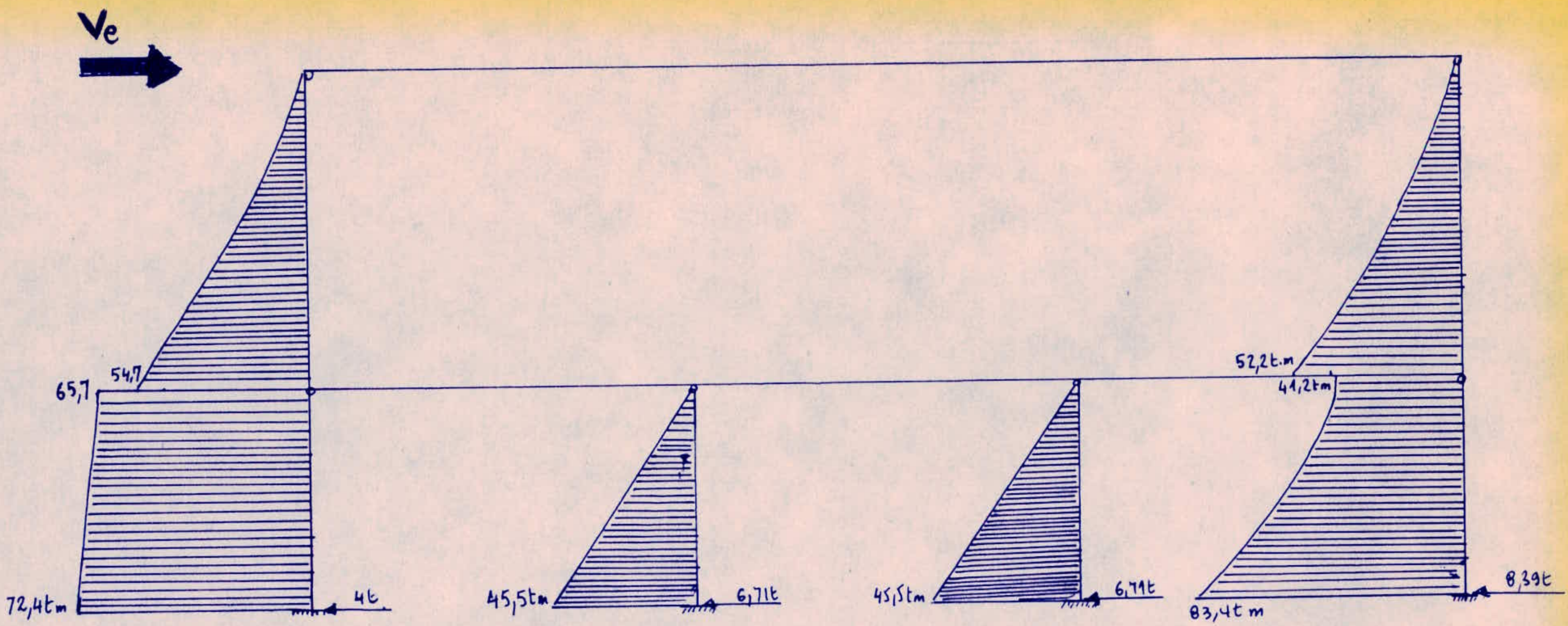




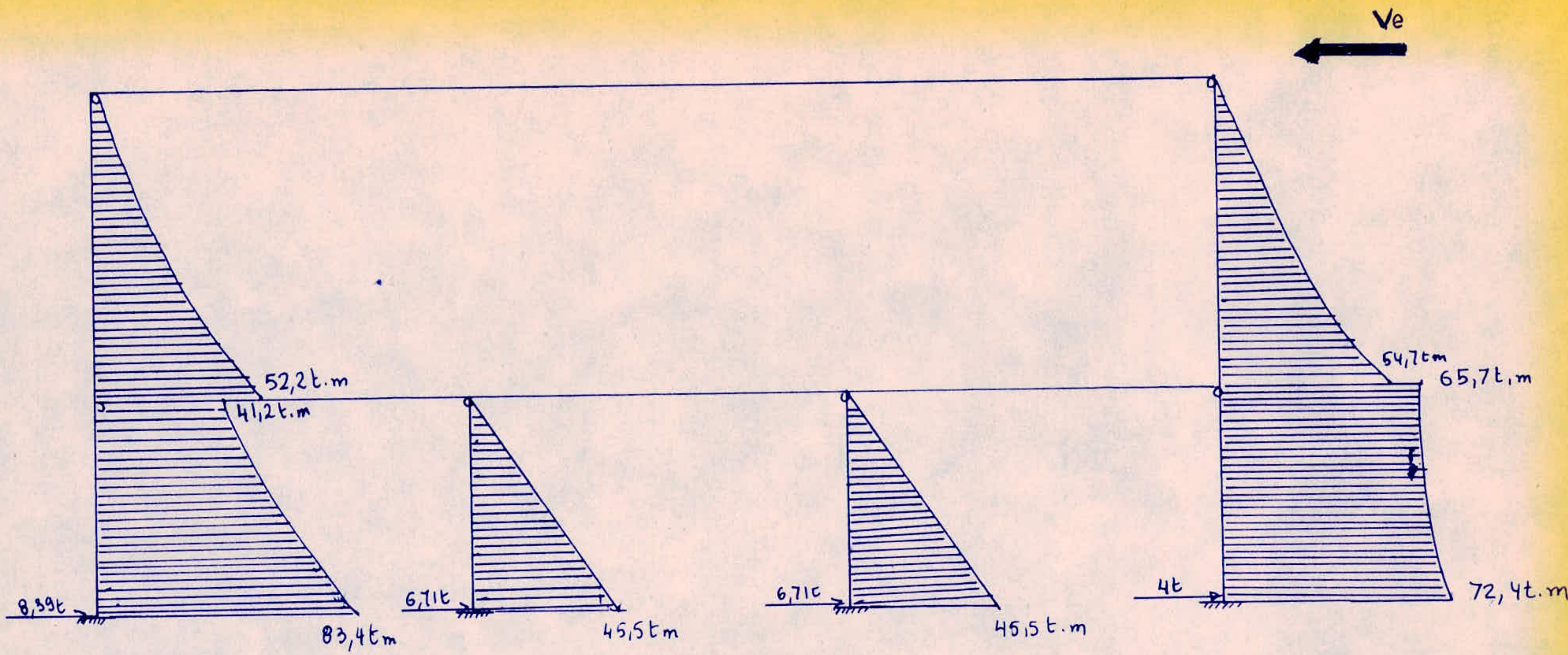
Pour le vent normal dans l'autre sens, on obtiendra par symétrie:

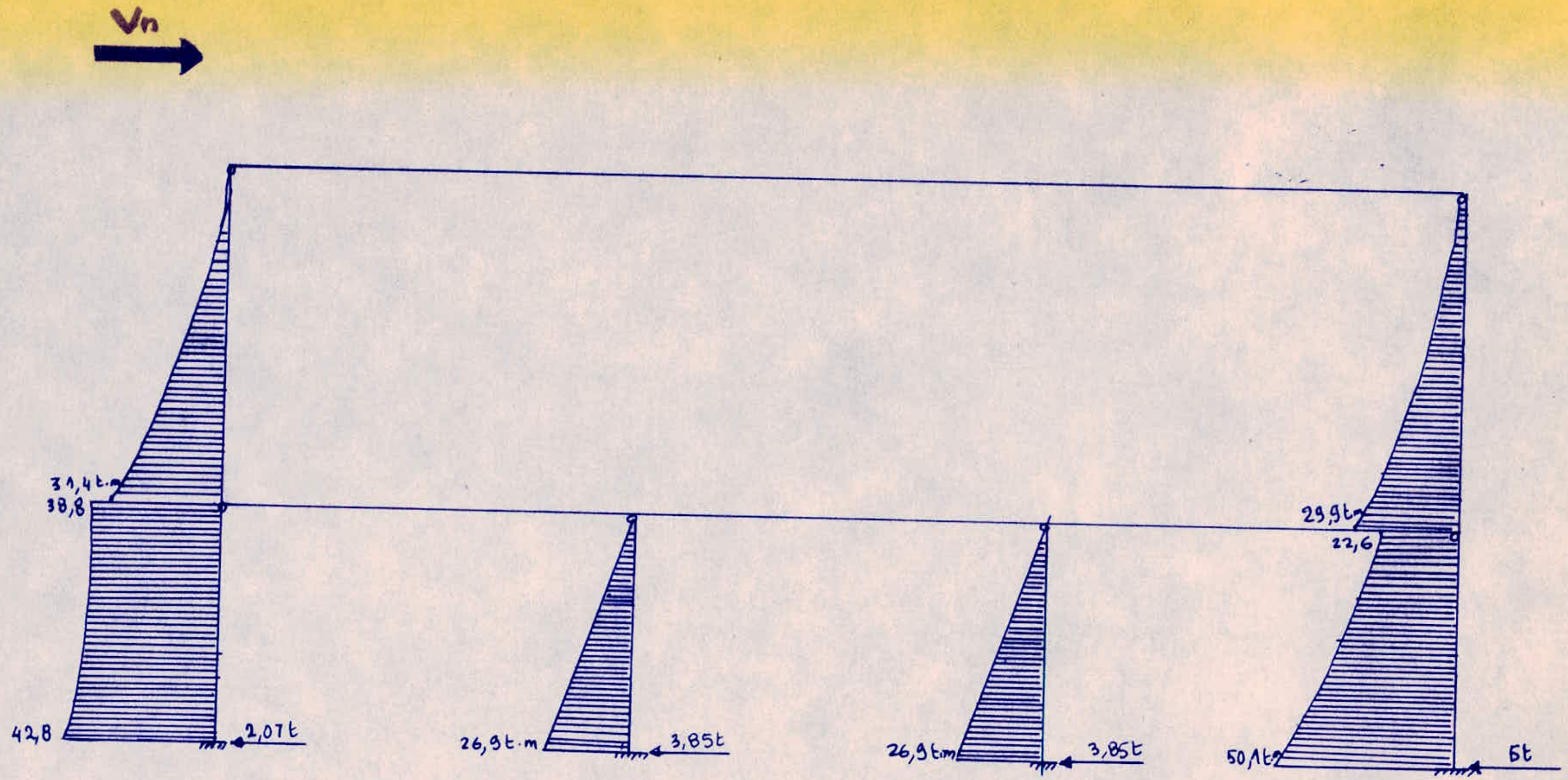


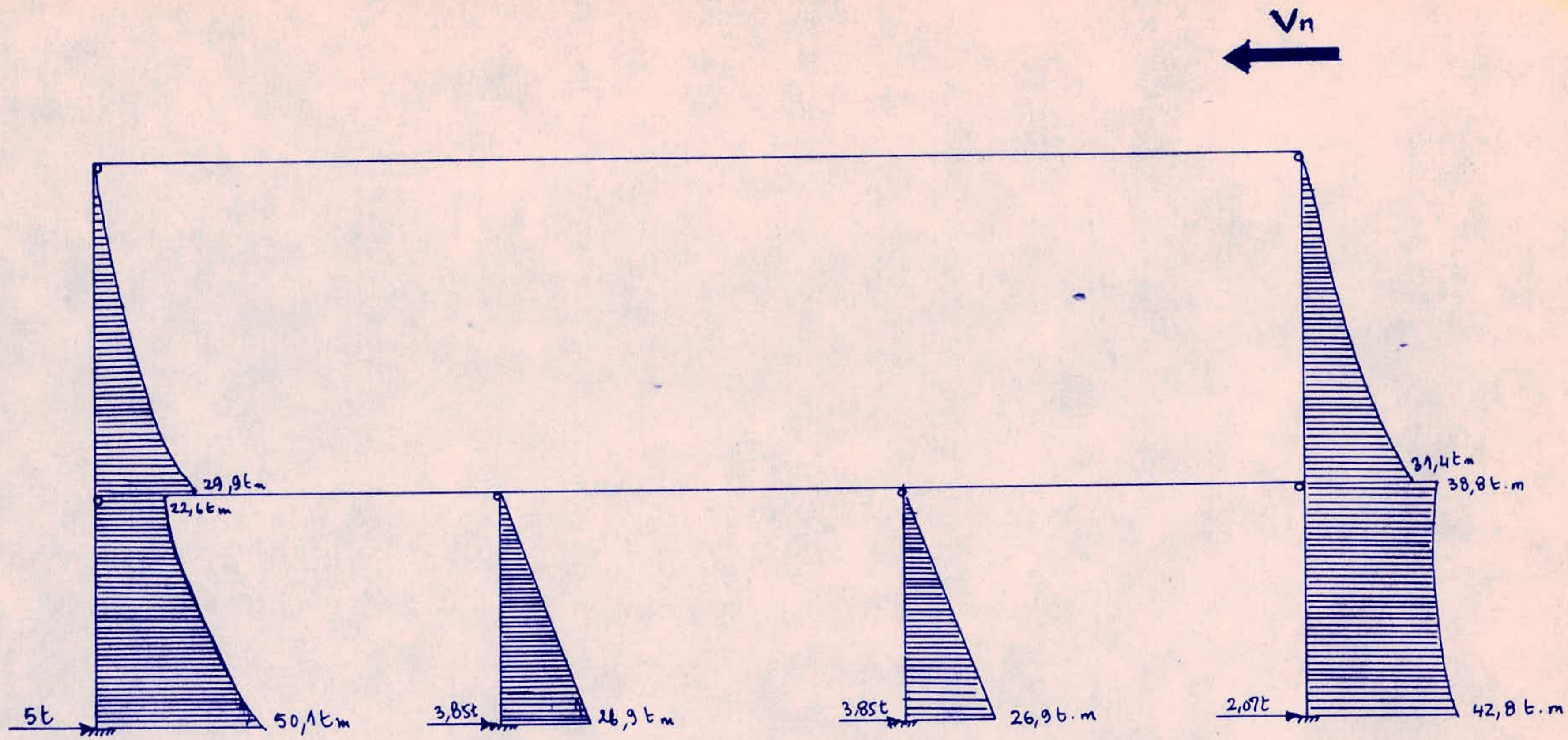




Récapitulatif général


Ve
52,2t.m
41,2t.m
54,7tm
65,7t.m
8,39t
83,4tm
6,71t
45,5tm
6,71t
45,5 t.m
4t
72,4t.m


Vn
31,4 t.m
38,8
42,8
2,07t
26,9 t.m
3,85t
26,9 t.m
3,85t
29,9 t.m
22,6
50,1 t.m
5t


Vn
29,9tm
22,6tm
31,4tm
38,8 t.m
5t
50,1tm
3,85t
26,9 tm
3,85t
26,9 t.m
2,07t
42,8 t.m

Récapitulatif des efforts

ELEMENTS	EFFORTS	$4/3\,G + 17/12\,(P+V)$	$G + P + V_e$	$G + V_e$	$4/3\,G + 3/2\,P$
POTEAU DE RIVE	N (t)	180	123	51,3	200
	M_I (t.m)	31,4	54,7	54,7	12,8
	M_{II} (t.m)	50,1	83,4	83,4	6,4
	T (t)	5	8,39	8,39	2,7
POTEAU INTERIEUR	N (t)	72	48	12	82,8
	M (t.m)	26,9	45,5	45,5	0
	T (t)	3,85	6,71	6,71	0

CALCUL DES POTEAUX

CALCUL DU POTEAU INTERMEDIAIRE

Le Poteau intermédiaire sera constitué d'un HEA 450

Caractéristiques du HEA 450 :

$A = 178\ cm^2$

$W_x = 2900\ cm^3$

$i_x = 18{,}9\ cm$ $\qquad I_x = 63720\ cm^4$

$i_y = 7{,}29\ cm$ $\qquad I_y = 9465\ cm^4$

$J = 257\ cm^3$ $\qquad h = 44\ cm$

$P = 140\ kg/ml$ ce qui donne $G = 140 \times 7 = 980\ kg = 0{,}98t$

On vérifiera le poteau sous les différents cas de charges :

$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P+V)$: Effort normal et moment moyens.

$G + V_e + P$: moment maximum

$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$: effort normal maximum

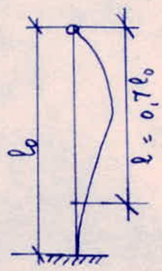
1°) $G + V_e + P$

$N = 48 + 0{,}98 \simeq 49t$

$M = 45{,}5\ t.m$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{49000}{178} = 275\ kg/cm^2$

$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{45{,}5 \times 10^5}{2900} = 1569\ kg/cm^2$



$l_{fx} = l_{fy} = 0{,}7 \times 7m = 4{,}9\ m$

$\lambda_x = \frac{490}{18{,}9} = 26 \Rightarrow \sigma_K = 30660\ kg/cm^2$

$\lambda_y = \frac{490}{7{,}29} = 67{,}2 \Rightarrow \sigma_K = 4580\ kg/cm^2$

$\mu_f = \frac{\sigma_K}{\sigma_f} = \frac{30660}{1569} = 19{,}54 \Rightarrow K_f = \frac{19{,}54 + 0{,}25}{19{,}54 - 1{,}3} = 1{,}09$

$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = \frac{4580}{275} = 16{,}6 \Rightarrow K_1 = 1{,}02$

CALCUL DU COEFFICIENT DE DÉVERSEMENT

$$K_d = K_{d_0} + \frac{C-1}{K_{d_0}}$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_e}{M_w} + \left(\frac{M_e}{M_w}\right)^2 - 0{,}152\left(1 - \frac{M_e}{M_w}\right)^2}}$$

$$M_e = 0 \quad \Rightarrow \quad C = \sqrt{\frac{3}{1-0{,}152}} = 1{,}88$$

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(K_0 - 1)}$$

$C = B = 1$

$$D = \sqrt{1 + 0{,}156\,\frac{J}{I_y}\left(\frac{\ell}{h}\right)^2} = \sqrt{1 + 0{,}156 \cdot \frac{257}{9465}\left(\frac{700}{44}\right)^2} = 1{,}45$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6\,\frac{I_y}{I_x}\left(\frac{h}{\ell}\right)^2 (D-1)\,BC$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6\,\frac{9465}{63720}\left(\frac{44}{700}\right)^2 (1{,}45-1)\,1 \cdot 1 = 1056 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_0 = \frac{\ell}{h}\sqrt{\frac{4}{B.C}\,\frac{I_x}{I_y}\left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{700}{44}\sqrt{\frac{4}{1.1}\,\frac{63720}{9465}\left(1 - \frac{1056}{2400}\right)} = 62$$

$$\lambda_0 = 62 \quad \Rightarrow \quad K_0 = 1{,}211$$

$$K_{d_0} = \frac{1{,}211}{1 + \frac{1056}{2400} \times 0{,}211} = 1{,}11$$

$$K_d = \frac{1{,}11}{1{,}88} + \frac{0{,}98}{5 \times 1{,}11} = 0{,}75$$

on prendra $K_d = 1$

Vérification :

$$K_1 g \cdot \sigma + K_d \cdot K_f \cdot \sigma_f = 1{,}02 \times 275 + 1 \times 1{,}09 \times 1569 = 1991 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

$4/3\ G + 3/2\ P$:

$N = 82{,}8 + \frac{4}{3}\ 0{,}98 = 84{,}1t$

$M = 12{,}4\ t.m$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{84100}{178} = 473\ kg/cm^2$

$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{124.0000}{2900} = 428\ kg/cm^2$

$\mu = \frac{4580}{473} = 9{,}7 \Rightarrow K_1 = 1{,}03$

$\mu_f = \frac{30660}{428} = 71{,}6 \Rightarrow K_f = \frac{71{,}6 + 0{,}25}{71{,}6 - 1{,}3} = 1{,}02$

$K_d = 1$

Vérification:

$K_1 \sigma + K_d . K_f . \sigma_f = 1{,}03 \times 473 + 1 \times 1{,}02 \times 428 = 924\ kg/cm^2 < \sigma_e$

$\frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P + V)$

$N = 72 + \frac{4}{3}\ 0{,}98 = 73{,}3t$

$M = 26{,}9\ t.m$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{73300}{178} = 412\ kg/cm^2$

$\sigma_f = \frac{26{,}9 \times 10^5}{2900} = 928\ kg/cm^2$

$\mu = \frac{4580}{412} = 11 \Rightarrow K_1 = 1{,}03$

$\mu_f = \frac{30660}{928} = 33 \Rightarrow K_f = \frac{33 + 0{,}25}{33 - 1{,}3} = 1{,}05$

Vérification:

$K_{1y} . \sigma + K_d . K_f . \sigma_f = 1{,}03 \times 412 + 1{,}05 \times 1 \times 928 = 1400\ kg/cm^2$

CALCUL DU POTEAU DE RIVE

Le Poteau de rive sera constitué d'un HEA 600

Caractéristiques du HEA 600 :

$A = 226{,}5\ cm^2$

$W_x = 4790\ cm^3$

$i_x = 25\,cm \qquad i_y = 7{,}05\,cm$

$P = 178\ kg/ml \qquad G_p = 178 \times 17 = 3026\ kg \simeq 3t$

$l_{fx} = 0{,}7 \times 7 = 4{,}9\,m \Rightarrow \lambda_x = \frac{490}{25} = 19{,}6 \Rightarrow \sigma_{Kx} = 5500\ kg/cm^2$

$l_{fy} = 0{,}7 \times 7 = 4{,}9\,m \Rightarrow \lambda_y = \frac{490}{7{,}05} = 69{,}5 \Rightarrow \sigma_{Ky} = 4290\ kg/cm^2$

CALCUL DU COEFFICIENT DE DEVERSEMENT Kd :

$$K_d = \frac{K_{d_0}}{C} + \frac{C-1}{5\,K_{d_0}}$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{Me}{Mw} + \left(\frac{Me}{Mw}\right)^2 - 0{,}152\left(1 - \frac{Me}{Mw}\right)}}$$

$$M_e = 0 \Rightarrow C = \sqrt{\frac{3}{1 - 0{,}152}} = 1{,}88$$

$c = B = 1$

$$D = \sqrt{1 + 0{,}156\,\frac{J}{I_y}\left(\frac{l}{h}\right)^2} = \sqrt{1 + 0{,}156\,\frac{440}{11270}\left(\frac{1000}{59}\right)^2} = 1{,}66$$

$$\sigma_d = 4.10^6\,\frac{J_y}{J_x}\left(\frac{h}{l}\right)^2 (D-1)\,B.C$$

$$\sigma_d = 4.10^6\,\frac{11270}{141200}\left(\frac{59}{1000}\right)^2 (1{,}66-1)\,1.1 = 733\ kg/cm^2$$

$$\lambda_0 = \frac{l}{h}\sqrt{\frac{4}{Bc}\,\frac{J_x}{J_y}\left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{1000}{59}\sqrt{\frac{4}{1.1}\,\frac{141200}{11270}\left(1 - \frac{733}{2400}\right)} = 100$$

$$\lambda_0 = 100 \Rightarrow K_0 = 1{,}894$$

$$K_{d_0} = \frac{1{,}894}{1 + \frac{733}{2400} \times 0{,}894} = 1{,}49$$

$$K_d = \frac{1{,}49}{1{,}88} + \frac{0{,}88}{5 \times 1{,}49} = 0{,}91$$

on prendra $K_d = 1$

G + Ve + P

$N = 123 + 3 = 126t$

$M = 83,4\ t\,m$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{126 \times 10^3}{226,5} = 556\ kg/cm^2$

$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{83,4\ 10^5}{4790} = 1741\ kg/cm^2$

$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = \frac{4290}{556} = 7,72 \Rightarrow K_{1y} = 1,05$

$\mu_f = \frac{\sigma_K}{\sigma_f} = \frac{55000}{1791} = 31,6 \Rightarrow K_f = \frac{31,6 + 0,25}{31,6 - 1,3} = 1,05$

$K_{1y}\ \sigma + K_d . K_f . \sigma_f = 1,05 . 556 + 1,05 . 1741 = 2400\ kg/cm^2 = \sigma_e$

$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P+V)$:

$N = 180 + \frac{4}{3}.3 = 184t$

$M = 50,1\ t.m$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{184\,000}{226,5} = 812\ kg/cm^2$

$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{50,1 . 10^5}{4790} = 1046\ kg/cm^2$

$\mu = \frac{4290}{812} = 5,28 \Rightarrow K_1 = 1,08$

$\mu_f = \frac{55000}{1046} = 52,6 \Rightarrow K_f = \frac{52,6 + 0,25}{52,6 - 1,3} = 1,03$

Vérification :

$K_{1y} . \sigma + K_d . K_f . \sigma_f = 1,08 . 812 + 1 . 1,03 . 1046 = 1954\ kg/cm^2 < \sigma_e$

$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$:

$N = 200 + \frac{4}{3}.3 = 204t$

$M = 12,8\ t.m$

$\sigma = \frac{204.000}{226,5} = 901\ kg/cm^2$

$\sigma_f = \frac{12,8 \times 10^5}{4790} = 267\ kg/cm^2$

$$\mu = \frac{4290}{901} = 4,76 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 1,09$$

$$\mu_f = \frac{55000}{267} = 206 \quad \Rightarrow \quad K_f = \frac{206 + 0,25}{206 - 1,3} = 1,01$$

Vérification :

$$K_1 . \sigma + K_d . K_f . \sigma_f = 1,09 \times 901 + 1,01 \times 267 = 1252 \ kg/cm^2$$

DEVERSEMENT . Partie inférieure

$$K_d = \frac{K_{d_0}}{C} + \frac{C-1}{5 K_{d_0}}$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{Me}{Mw} + \left(\frac{Me}{Mw}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{Me}{Mw}\right)^2}}$$

$Me = 41,2$ $\quad Mw = 83,4$ $\quad \frac{Me}{Mw} = 0,494$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + 0,494 + (0,494)^2 - 0,152 \left(1 - 0,494\right)^2}} = 1,35$$

$$K_{d_0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \left(K_0 - 1\right)}$$

$C = B = 1$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \left(\frac{l}{h}\right)^2} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{440}{4270} \left(\frac{700}{59}\right)^2} = 1,36$$

$$\sigma_d = 4 . 10^6 \ \frac{11270}{141200} \left(\frac{59}{700}\right)^2 . 0,36 . 1 . 1 = 816 \ kg/cm^2$$

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B.C} \frac{J_x}{J_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{700}{59} \sqrt{\frac{4}{1.1} \ \frac{141200}{11270} \left(1 - \frac{816}{2400}\right)} = 68$$

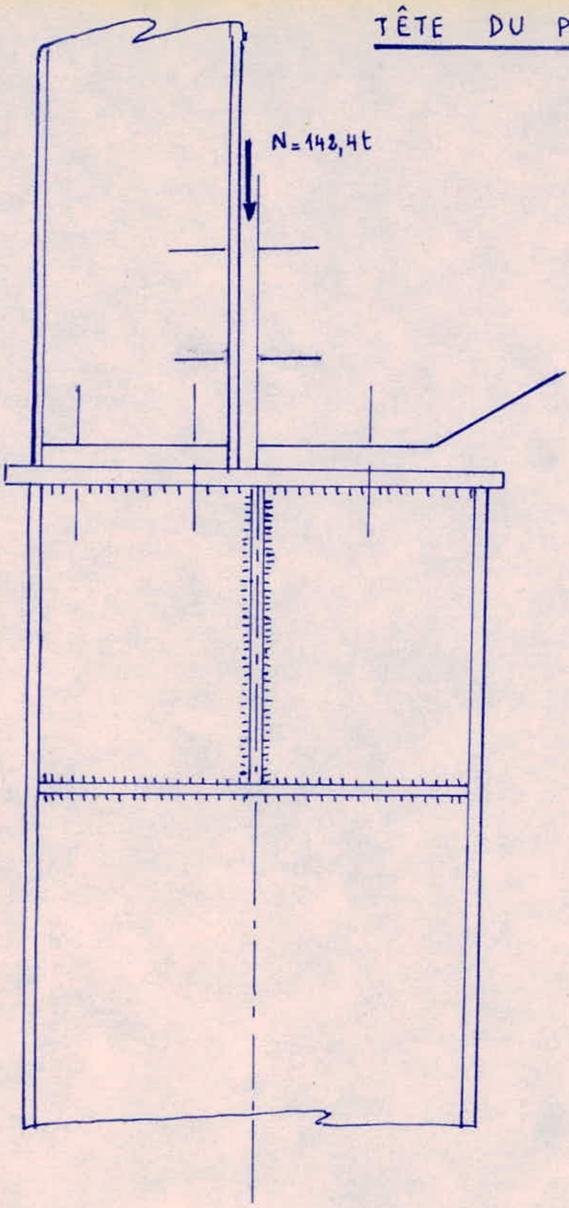
$$\lambda_0 = 68 \quad \Rightarrow \quad K_0 = 1,277$$

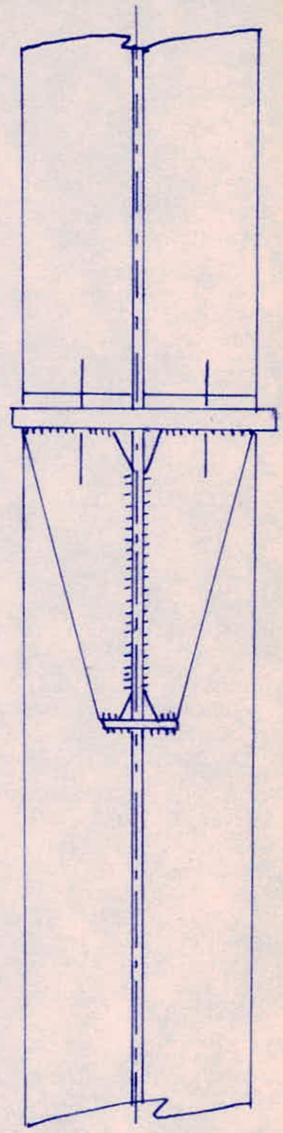
$$K_{d_0} = \frac{1,277}{1 + \frac{816}{2400} \times 0,277} = 1,167$$

$$K_d = \frac{1,167}{1,36} + \frac{0,36}{5 \times 1,167} = 0,92$$

On prendra $\quad K_d = 1$

TÊTE DU POTEAU DE RIVE





$N = 142{,}4\,t$

$l = 2\,(15-4) = 22\,cm$

$\frac{N}{e.l} \leqslant \sigma_e \Rightarrow e \geqslant \frac{N}{l\,\sigma_e}$

$e \geqslant \frac{142\,400}{22 \times 2400} = 2{,}7\,cm$

$e = 28\,mm$

soudure $a = 14\,mm \Rightarrow a\alpha = 12\,mm$

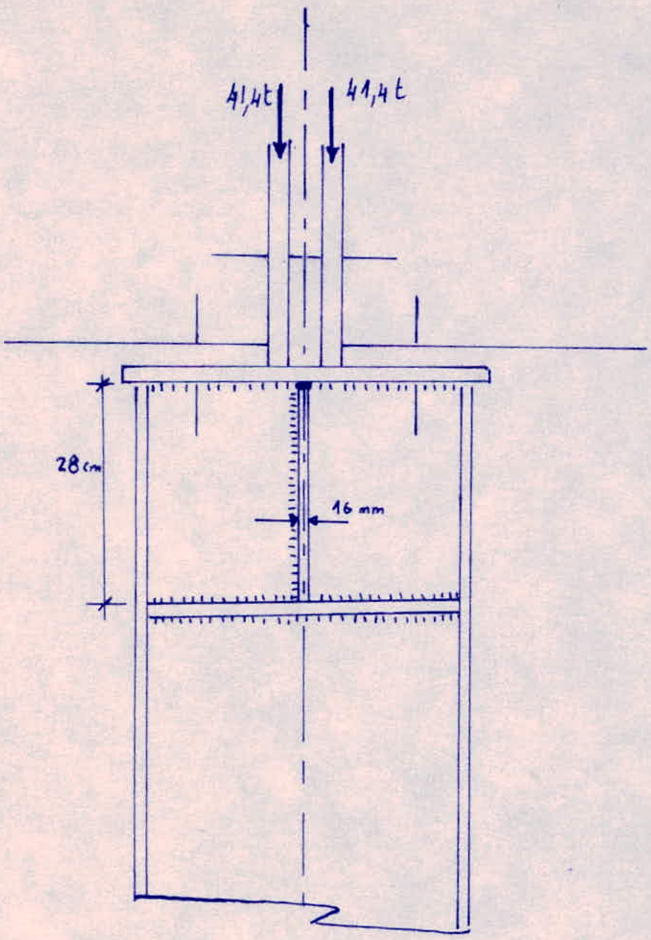
$\frac{N}{0{,}75\,a\alpha\,l_c} \leqslant \sigma_e \Rightarrow l_c \geqslant \frac{N}{0{,}75\,a\alpha\,\sigma_e}$

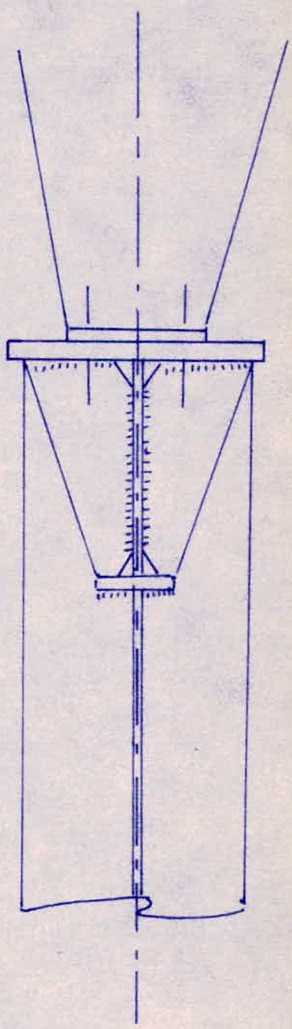
$l_c \geqslant \frac{142400}{0{,}75 \times 12 \times 2400} = 66\,cm$

$l_c = 4\,(h_t - 2\times 6 - 2\times 1{,}4) = 4\,h_t - 59{,}2 \Rightarrow h_t = \frac{l_c}{4} + \frac{59{,}2}{4} = \frac{66+59{,}2}{4} = 31{,}3\,cm.$

on prendra $h_t = 32\,cm$

TÊTE DU POTEAU INTERIEUR





$N = 2 \times 41,4 = 82,8\,t$

$l = 2\,(15-4) = 22\ cm$

$$\frac{N}{e.l} \leq \sigma_e \Rightarrow e \geq \frac{N}{l.\sigma}$$

$$e \geq \frac{82800}{22.2400} = 1,57\,cm$$

on prendra $e = 16\ mm$

Soudure

$$\frac{N}{0,75\,a\alpha\, l_c} \leq \sigma_e \Rightarrow l_c \geq \frac{82800}{0,75 \times 0,88.2400} = 52\ cm$$

$$l_c = 4\,(h_t - 2\times6 - 2\times1) = 4h_t - 56$$

$$h_t = \frac{l_c}{4} + \frac{56}{4} = \frac{52}{4} + \frac{56}{4} = 27\,cm$$

on prendra $h_t = 28\,cm$

BASE DU POTEAU INTERMEDIAIRE

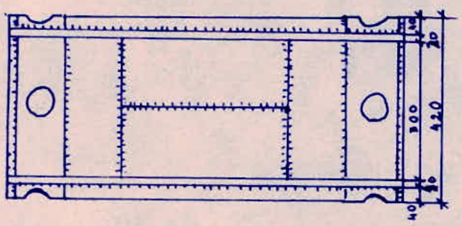
1° Generalités

Les dimensions de la plaque doivent permettre au matériau sous-jacent d'équilibrer la charge et éventuellement le moment de flexion agissant sur la section de base du poteau sans que la pression ne dépasse la contrainte admissible

2° Prédimensionnement de la plaque

On prend des fondations en béton : dosage 350 kg/m³, non contrôlé

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$



$b_s = 300$ mm

$e_c = 30$ à 50 mm

on prend $e_c = 40$ mm

$e_t = 20$ mm

d'où $B_p = b_s + 2 \cdot e_t + 2 e_c$

$B_p = 300 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 40 = 420$ mm

* longueur de la platine

$$L_p = \frac{N}{2 B_p \cdot \sigma'_m} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 B_p \sigma'_m}\right)^2 + \frac{6 M}{B_p \sigma'_m}}$$

avec $M = 45,5$ t.m

$N = 49$ t

$\sigma'_m = 74,1$ kg/cm²

$B_p = 42$ cm

$$L_p = \frac{49\,000}{2 \cdot 42 \cdot 74,1} + \sqrt{\left(\frac{49\,000}{2 \cdot 42 \cdot 74,1}\right)^2 + \frac{6 \times 45,5 \times 10^5}{42 \times 74,1}} = 102 \text{ cm}$$

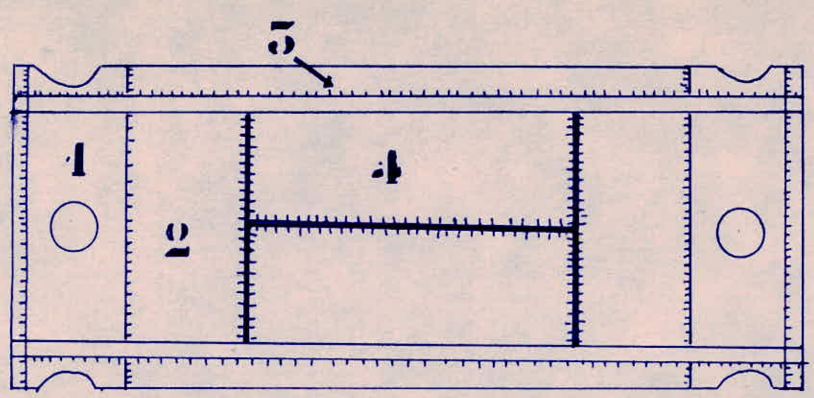
on prendra $L_p = 105$ cm

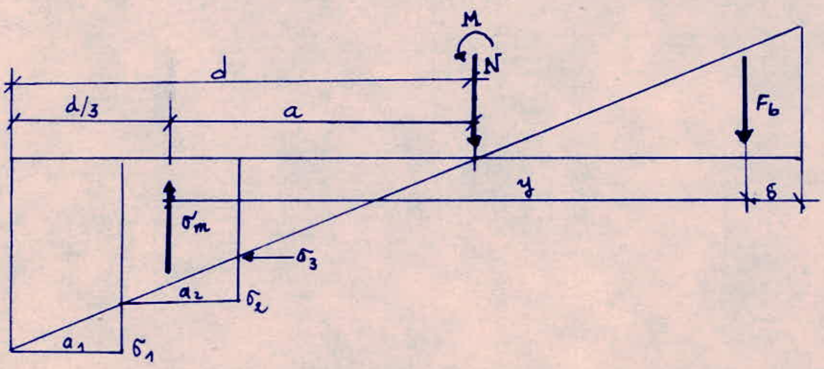
Pour déterminer l'épaisseur on utilisera la théorie des plaques

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B_p \cdot L_p} + \frac{6 M}{B_p \cdot L_p^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{49\,000}{42 \times 105} + \frac{6 \times 45,5 \times 10^5}{42 \times 105^2} = 70 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_m$$

$$\sigma_{min} = \frac{49\,000}{42 \times 105} - \frac{6 \times 45,5 \times 10^5}{42 \times 105^2} = -48 \text{ kg/cm}^2$$





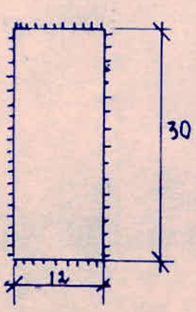
$$d = L_p \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 105 \frac{70}{70 + 48} = 62{,}3 \text{ cm}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{d - a_1}{d} = 70 \frac{62{,}3 - 15}{62{,}3} = 53{,}1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 70 \frac{62{,}3 - 30}{62{,}3} = 36{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

<u>Calcul des Moments dans les plaques</u>

<u>Plaque 1</u>

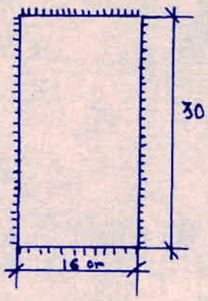


$\frac{b}{a} = \frac{30}{12} = 2{,}5 > 2$ on calcule la plaque comme une poutre articulée

$$M = 0{,}125\ \sigma_1 \, . \, a^2$$

$$M = 0{,}125 \times 70 \times 12^2 = 1260 \text{ kg.cm}$$

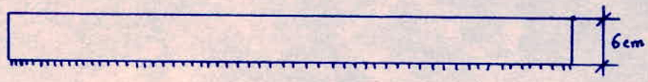
Plaque 2



$$\frac{b}{a} = \frac{30}{16} = 1{,}87 \Rightarrow \alpha = 0{,}097$$

$$M = 0{,}097 \times 53{,}1 \times 16^2 = 1318 \text{ kg.cm}$$

Plaque 3

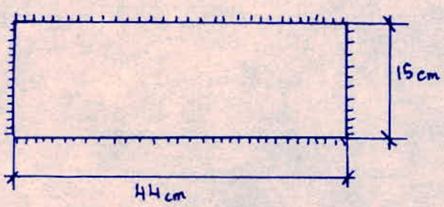


se calcule comme une console

$$M = \sigma_1 \frac{a^2}{2}$$

$$M = 70 \cdot \frac{6^2}{2} = 1260 \text{ kg.cm}$$

Plaque 4



se calcule comme une poutre articulée

$$M = 0{,}125\ \sigma_2 \cdot a^2$$

$$M = 0{,}125 \times 53{,}1 \times 15^2 = 1493 \text{ kg.cm}$$

$$e_p = \sqrt{\frac{6\,M_{max}}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 1493}{2400}} = \sqrt{3{,}74} = 1{,}94 \text{ cm}$$

on prendra $\boxed{e_p = 20 \text{ mm}}$

CALCUL DES BOULONS D'ANCRAGE

La section des boulons d'ancrage est déterminée pour les efforts de traction maximum. Les efforts transversaux doivent être transmis au massif de fondation directement par la plaque d'assise.

Les boulons d'ancrage seront calculés sous la combinaison des charges G + Ve qui donne l'effort de traction maximum.

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{N}{B_p \cdot L_p} \pm \frac{6M}{B_p \cdot L_p^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{13\,000}{42 \times 105} + \frac{6 \times 45{,}5 \times 10^5}{42 \times 105^2} = 61{,}9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{13000}{42 \times 105} - \frac{6 \times 45{,}5 \times 10^5}{42 \times 105^2} = -56 \text{ kg/cm}^2$$

$$y = L_p - \frac{d}{3} - \delta = 105 - \frac{55}{3} - 8 = 78{,}7\,cm$$

$$a = \frac{L_p}{2} - \frac{d}{3} = \frac{105}{2} - \frac{55}{3} = 34{,}2\ cm$$

$$F_b = \frac{M - Na}{y} = \frac{45{,}5 \times 10^5 - 13000 \times 34{,}2}{78{,}7} = 52200\ kg$$

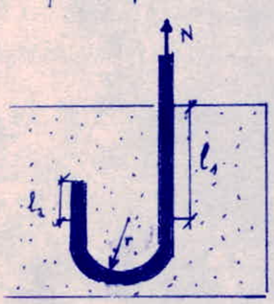
$$A_r = \frac{1{,}25\ F_b}{\sigma_e} = \frac{1{,}25 \times 52200}{2400} = 27{,}2\ cm^2$$

Avec 3 boulons ϕ 39 $\quad A_r = 3 \times 10{,}28 = 30{,}84\ cm^2$

$$\sigma = \frac{1{,}25 \times 52200}{30{,}84} = 2120\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

Longueur d'ancrage

Les efforts transversaux doivent être transmis au massif de fondation directement par la plaque d'assise. Pour avoir une bonne stabilité du poteau ; il est nécessaire d'assurer un bon ancrage de ce dernier dans le massif de béton. Comme tige d'ancrage ; on utilisera une tige lisse de diamètre ϕ comportant une partie droite de longueur l_1 prolongée par un crochet à 180° de rayon r puis par une nouvelle partie droite de longueur l_2, satisfaisant à $l_1 \geq r \geq l_2$



$l_1 = 0{,}3\,m$
$l_2 = 0{,}2\,m$
$r = 0{,}3\,m$

$\phi = 39 \qquad d_1 = 100 \qquad g = 300\ kg/m^3$

$$N = 0{,}1\left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right)\frac{\phi}{(1+\phi/d_1)^2}\left(l_1 + 6{,}4r + 3{,}5l_2\right)$$

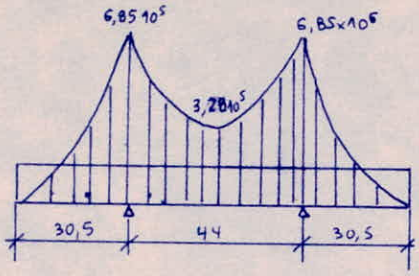
$$N = 0{,}1\left(1 + \frac{7 \times 300}{1000}\right)\frac{39}{\left(1+\frac{39}{100}\right)^2}\left(0{,}3 + 6{,}4 \times 0{,}3 + 3{,}5 \times 0{,}2\right)$$

$$N = 0{,}31 \times 20{,}21 \times 2920 = 18300\ kg$$

effort supporté par un boulon

$$N = \frac{F_b}{3} = \frac{52200}{3} = 17400\ kg$$

Calcul de la traverse



$q = 70 \times 21 = 1470 \text{ kg / cml}$

$M_a = -\dfrac{1470 \times 30{,}5^2}{2} = -6{,}84\ 10^5 \text{ kg.cm}$

$M_t = \dfrac{1470 \times 44^2}{8} - M_a = -3{,}28\ 10^5 \text{ kg.cm}$

$$\sigma = \frac{6M}{e_t\, h_t^2} \leqslant \sigma_e$$

$$h_t \geqslant \sqrt{\frac{6M}{e_t\, \sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 6{,}84\ 10^5}{1 . 2400}} = 41{,}4 \text{ cm}$$

$$h_t \geqslant \left| \begin{array}{l} h \text{ poteau} \\ 500 \text{ mm} \end{array} \right.$$

on prendra $h_t = 500 \text{ mm}$

Soudure traverse poteau

$N = 3{,}36 \text{t}$
$T = 24{,}25 \text{ t}$
$M = 6{,}84\ 10^5 \text{ kg.cm}$
$a = 6 \text{mm}$

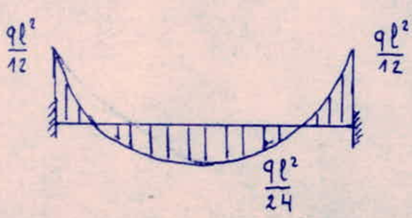
$$1{,}35 \sqrt{\left(\frac{M}{W_c} + \frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leqslant \sigma_e$$

$$W_c = \frac{4\, a\alpha\, h_t^2}{6} = \frac{4 \times 0{,}56 \times 50^2}{6} = 935 \text{ cm}^3$$

$$A_c = 4\, a\alpha\, h_t = 4 \times 0{,}56 \times 50 = 112 \text{ cm}^2$$

$$1{,}35 \sqrt{\left(\frac{6{,}84 \times 10^5}{935} + \frac{3{,}36 \times 10^3}{112}\right)^2 + \left(\frac{24{,}5 \times 10^3}{112}\right)^2} = 1070 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Raidisseur 1-2 :



$q = 6 \times 70 + 8 \times 62{,}3 = 918 \text{ kg/ml}$

$$M = \frac{918 \times 30^2}{12} = 68\,850 \text{ kg.cm}$$

$$h_t \geqslant \sqrt{\frac{6M}{e_t \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 68850}{1 \times 2400}} = \sqrt{172} = 13{,}2 \text{ cm}$$

on prendra $h_t = 16 \text{ cm}$

Cordons de soudure

$$W_c = \frac{4\, a_\alpha\, h_t^2}{6} = \frac{4 \times 0{,}56 \times 16^2}{6} = 95{,}5 \text{ cm}^3$$

$$A_c = 4\, a_\alpha\, h_t = 4 \times 0{,}56 \times 16 = 35{,}8 \text{ cm}^2$$

$$T = q \cdot \ell = 918 \times 30 = 27540$$

$$1{,}35 \sqrt{\left(\frac{M}{W_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} = 1{,}35 \sqrt{\left(\frac{68850}{95{,}5}\right)^2 + \left(\frac{27540}{35{,}8}\right)^2} = 1424 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Soudure traverse - plaque d'assise

$N = 24{,}5\ t$

$T = 3{,}36\ t$

$M = 6{,}84 \cdot 10^5$ kg.cm

$a = 6$mm

$$A_c = 0{,}56 \times 105 = 58{,}8 \text{ cm}^2$$

$$W_c = \frac{0{,}56 \times 105^2}{6} = 1029 \text{ cm}^3$$

$$1{,}35 \sqrt{\left(\frac{M}{W_c} + \frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sigma_e$$

$$1{,}35 \sqrt{\left(\frac{6{,}84 \times 10^5}{1029} + \frac{24500}{58{,}8}\right)^2 + \left(\frac{3{,}36 \times 10^3}{58{,}8}\right)^2} = 1465 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

BASE DU POTEAU DE RIVE

Dimensions de la plaque d'assise

Largeur : $B_p = b_s + 2\,e_t + 2\,e_c$

$B_p = 300 + 2.20 + 2.40 = 420\,mm$

$$L_p = \frac{N}{2 B_p \sigma'_m} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 B_p \sigma'_m}\right)^2 + \frac{6M}{B_p \sigma'_m}}$$

Béton dosé à 300 kg/m³ $\Rightarrow \sigma_m = 57\ kg/cm^2$

$\sigma'_m = \alpha\,\sigma_m = 1{,}3 \times 57 = 74{,}1\ kg/cm^2$

$$L_p = \frac{126\,000}{2.42.74{,}1} + \sqrt{\left(\frac{126\,000}{2.42.74{,}1}\right)^2 + \frac{6 \times 83{,}4 \times 10^5}{42 \times 74{,}1}} = 148\,cm$$

On prendra $L_p = 150\,cm$

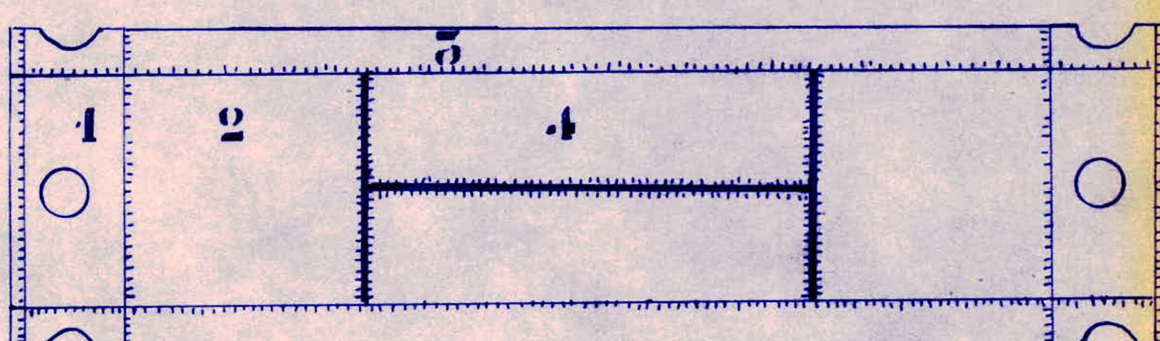
Vérification :

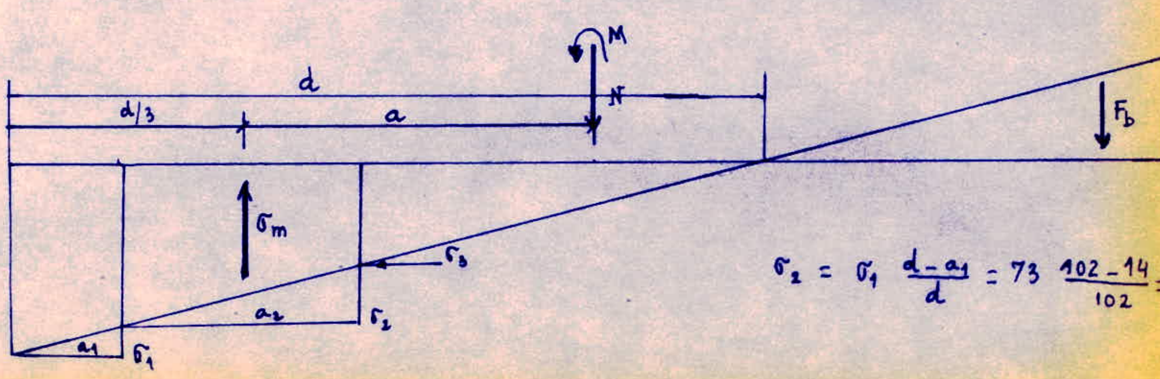
$$\sigma_{max} = \frac{N}{B_p\,L_p} + \frac{6M}{B_p \cdot L_p^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{126.000}{42 \times 150} + \frac{6 \times 83{,}4 \times 10^5}{42 \times 150^2} = 73\ kg/cm^2 < \sigma'_m$$

Epaisseur de la plaque

$$\sigma_{min} = \frac{126.000}{42 \times 150} - \frac{6 \times 83{,}4 \times 10^5}{42 \times 150^2} = -33\ kg/cm^2$$

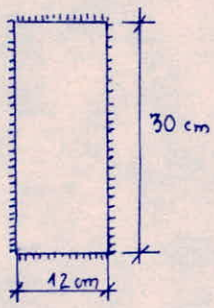




$$\sigma_2 = \sigma_1\,\frac{d - a_1}{d} = 73\,\frac{102 - 14}{102} = 63$$

Calcul des Moments dans les plaques

Plaque 1

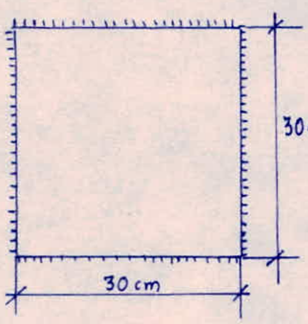


$\frac{b}{a} > 2 \Rightarrow$ on calcule comme une poutre articulée

$$M_1 = 0,125\ \sigma_1\ a^2$$

$$M = 0,125 \times 73 \times 12^2 = 1314 \text{ kg.cm}$$

Plaque 2

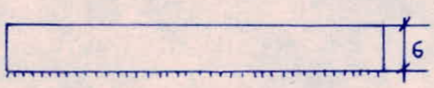


$\frac{b}{a} = 1 \Rightarrow \alpha = 0,048$

$$M = 0,048\ \sigma_2 \cdot a^2$$

$$M = 0,048 \cdot 63 \times 30^2 = 2722 \text{ kg.cm}$$

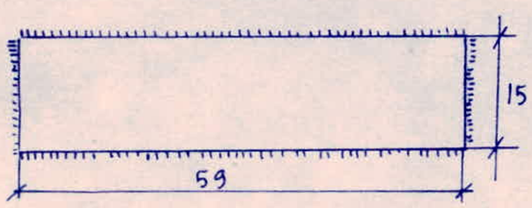
Plaque 3



se calcule comme une console

$$M = \sigma_1 \frac{a^2}{2} = 73\ \frac{12^2}{2} = 1314 \text{ kg.cm}$$

Plaque 4



$\frac{b}{a} = \frac{59}{15} = 3,93 > 2$ se calcule comme une poutre articulée

$$M = 0,125\ \sigma_2\ a^2$$

$$M = 0,125 \times 63 \times 15^2 = 1772 \text{ kg.cm}$$

$$e_p = \sqrt{\frac{6\ M_{max}}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 2722}{2400}} = 2,61 \text{ cm}$$

on prendra $e_p = 28$ mm

Calcul des boulons d'ancrage

Les boulons d'ancrage seront calculés sous la combinaison des charges G + Ve qui donne l'effort de traction maximum

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{N}{B_p L_p} \pm \frac{6M}{B_p L_p^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{54300}{42 \times 150} + \frac{6 \times 83{,}4 \times 10^5}{42 \times 150^2} = 61{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{54300}{42 \times 150} - \frac{6 \times 83{,}4 \times 10^5}{42 \times 150^2} = 44{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L_p = \frac{61{,}6}{61{,}6 + 44{,}3} \times 150 = 87{,}26 \text{ cm}$$

$$y = L_p - \frac{d}{3} - 8 = 150 - \frac{87}{3} - 8 = 113 \text{ cm}$$

$$a = \frac{L_p}{2} - \frac{d}{3} = \frac{150}{2} - \frac{87}{3} = 46 \text{ cm}$$

$$F_b = \frac{M - Na}{y}$$

$$F_b = \frac{83{,}4 \times 10^5 - 54300 \times 46}{113} = 51700 \text{ kg}$$

$$A_r \geqslant \frac{1{,}25\, F_b}{\sigma_e} = \frac{1{,}25 \times 51700}{2400} = 27 \text{ cm}^2$$

donc 3 boulons ϕ 39 $\quad A_r = 3 \times 10{,}28 = 30{,}84 \text{ cm}^2$

$$\sigma = \frac{1{,}25 \times 51700}{30{,}84} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Longueur d'ancrage

On utilisera le même type d'ancrage que pour le poteau intermédiaire.

$$\left.\begin{array}{l} l_1 = 0{,}4 \text{ m} \\ l_2 = 0{,}2 \text{ m} \\ r = 0{,}3 \text{ m} \end{array}\right\} \quad l_1 \geqslant r \geqslant l_2$$

ϕ 39 $\qquad g_c = 300 \text{ kg/m}^3$

$d_1 = 100$

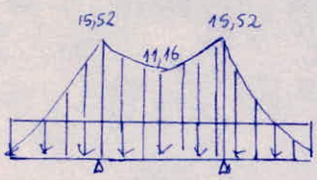
$$N = 0{,}1 \left(1 + \frac{7 g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \phi/d_1\right)^2} \left(l_1 + 6{,}4 r + 3{,}5 l_2\right)$$

$$N = 0{,}1 \left(1 + \frac{7 \cdot 300}{1000}\right) \frac{39}{\left(1 + \frac{39}{100}\right)^2} \left(400 + 6{,}4 \times 300 + 3{,}5 \times 200\right)$$

$$N = 0{,}31 \times 20{,}21 \times 3020 = 18900 \text{ kg}$$

Effort supporté par un boulon : $\quad N = \frac{F_b}{3} = \frac{51700}{3} = 17230 \text{ kg}$

Calcul des raidisseurs



On calculera avec une contrainte uniformément répartie. Pour avoir le cas le plus défavorable on prendra la contrainte maximum.

$$q = 73 \times 21 = 1533 \text{ kg/cml}$$

$$M_a = \frac{1533 \times 45^2}{2} = 15{,}52\ 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$M_t = \frac{1533 \times 59^2}{2} - M_a = 11{,}16\ 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma = \frac{6M}{e_t\ h_t^2} \leq \sigma_e$$

$$h_t \geq \sqrt{\frac{6M}{e_t \cdot \sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 15{,}52 \times 10^5}{1 \times 2400}} = \sqrt{3880} = 62{,}3 \text{ cm}$$

h_t doit satisfaire les relations $h_t \leq \begin{cases} h \text{ poteau} \\ 500 \text{ mm} \end{cases}$

On prendra alors $h_t = 650$ mm

Vérification du cordon de soudure fixant le gousset au poteau:

$a = 6$ mm

$N = 4{,}2$t
$T = 63$t
$M = 15{,}52\ 10^5$ kg.cm

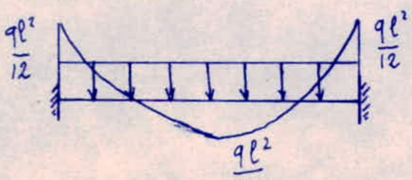
$$W_c = \frac{4 a \alpha h_r^2}{6} = \frac{4 \times 0{,}56 \times 65^2}{6} = 1577 \text{ cm}^3$$

$$A_c = 4 a \alpha h_r = 4 \times 0{,}56 \times 65 = 145{,}6 \text{ cm}^2$$

$$1{,}35 \sqrt{\left(\frac{M}{W_c} + \frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sigma_e$$

$$1{,}35 \sqrt{\left(\frac{15{,}52 \times 10^5}{1577} + \frac{4{,}2 \times 10^3}{134}\right)^2 + \left(\frac{63000}{145{,}6}\right)^2} = 1542 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Raidisseur 1.2



$$M_{max} = \frac{ql^2}{12}$$

$$q = 6 \times 73 + 15 \times 63 = 434 + 936 = 1383 \text{ kg/cml}$$

$$M = \frac{1383 \times 30^2}{12} = 1{,}04\ 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$h_t \geq \sqrt{\frac{6M}{e_t\ \sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 104000}{1 \times 2400}} = \sqrt{260} = 16{,}1 \text{ cm}$$

on prendra $h_t = 20$ cm

Cordon de soudure :

$$W_c = \frac{4\, a\alpha\, h_r^2}{6} = \frac{4 \times 0{,}56 \times 20^2}{6} = 150\ cm^3$$

$$A_c = 4\, a\alpha\, h_r = 4 \times 0{,}56 \times 20 = 45\ cm^2$$

$$T = q.\ell = 1383 \times 30 = 41490\ kg$$

$$1{,}35\sqrt{\left(\frac{M}{W}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} = 1{,}35\sqrt{\left(\frac{104000}{150}\right)^2 + \left(\frac{41500}{45}\right)^2} = 1560\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

Soudure traverse - plaque d'assise

$N = 63t$
$M = 15{,}52\ 10^5\ kg.cm$
$T = 4{,}2t$

$$A_c = 0{,}56 \times 150 = 84\ cm^2$$

$$W_c = \frac{0{,}56 \times 150^2}{6} = 2100\ cm^3$$

$$1{,}35\sqrt{\left(\frac{M}{W_c} + \frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} < \sigma_e$$

Vérification : $1{,}35\sqrt{\left(\frac{15{,}52 \times 10^5}{2100} + \frac{63\ 10^3}{84}\right)^2 + \left(\frac{4{,}2 \times 10^3}{84}\right)^2} = 2000\ kg/cm^2 < \sigma_e$

CALCUL AU SEÏSME

contrainte admissible : elle correspond à une majoration de 50% des contraintes normalement admises

$\overline{\sigma}_{es} = 3600\ kg/cm^2$

Pour le calcul des coefficients sismiques et pour les calculs de stabilité d'ensemble il est permis de considérer que les charges sont ramenées aux niveaux des planchers.

Coefficients sismiques dans les directions horizontales

1. coefficient d'intensité α
2. coefficient de réponse β
3. coefficient de distribution γ
4. coeff de fondation δ

ZONE : ALGER $\qquad \alpha = 1$

Terrain de consistance moyenne
Fondations superficielles $\qquad \delta = 1,15$

$$T = 0,10 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,10 \times \frac{22,5}{\sqrt{36}} = 0,375\ s$$

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,375}} = \frac{0,065}{0,72} = 0,09$$

Dans les constructions courantes composées d'un système porteurs et de planchers, il est permis de considérer, sauf anomalie marquée de la distribution des charges, que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.

En ce cas, si l'on prend pour origine des cotes le niveau des semelles de fondation, la formule donnant $\gamma(h)$ prend la forme :

$$\gamma(h) = h \frac{\Sigma Z M(Z)}{\Sigma Z^2 M(Z)}$$

$$\gamma(h) = h \cdot \frac{7 \times 750 + 17 \times 1000}{7^2 \times 750 + 17^2 \times 1000} = 0,0683\ h$$

Niveau I : $\qquad W_I = 750t$

Niveau II : $\qquad W_{II} = 1000t$

$h = 7m \qquad \gamma_{1h} = 7 \times 0,0683 = 0,478$

$h = 17m \qquad \gamma_{2h} = 17 \times 0,0683 = 1,16$

$K = \alpha \beta \gamma \delta$

$K_{1h} = 1 \times 0{,}09 \times 1{,}15 \times 0{,}478 = 0{,}05$

$K_{2h} = 1 \times 0{,}09 \times 1{,}15 \times 1{,}16 = 0{,}12$

$F_h = K W$

$F_{1h} = 0{,}05 \times 750 = 37{,}5t$

$F_{2h} = 0{,}12 \times 1000 = 120t$

Les efforts seront partagés entre 7 portiques.

Efforts repris par un portique :

$f_{1h} = \dfrac{37{,}5}{7} = 5{,}36\ t$

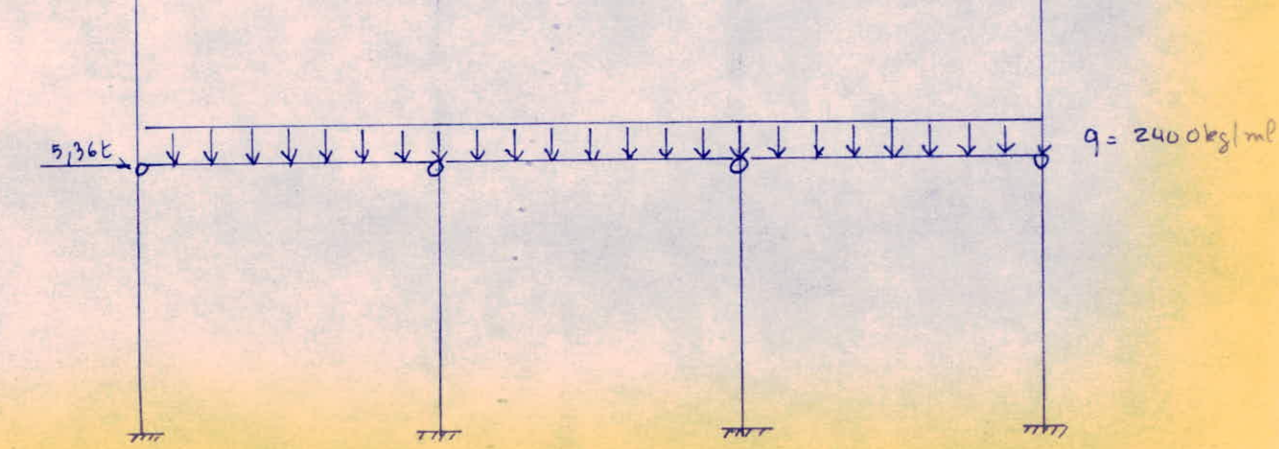
$f_{2h} = \dfrac{120}{7} = 17{,}1t$

Nous aurons les mêmes forces ds les deux plans transversal et longitudinal.

<u>Vérification au seïsme pour les forces sismiques horizontales</u> : En effet sous les charges verticales, il est évident qu'on est dans un cas moins défavorable que les cas de charges étudiés précedemment.

Au niveau du 2ème plancher : $G + 1/5\,P = 425 + \dfrac{500}{5} = 525\ kg/m^2$

Au niveau du 1er Plancher : $300 + \dfrac{500}{5} = 400\ kg/m^2$

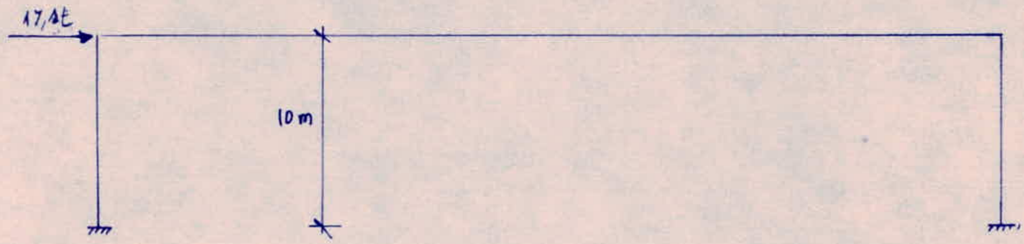


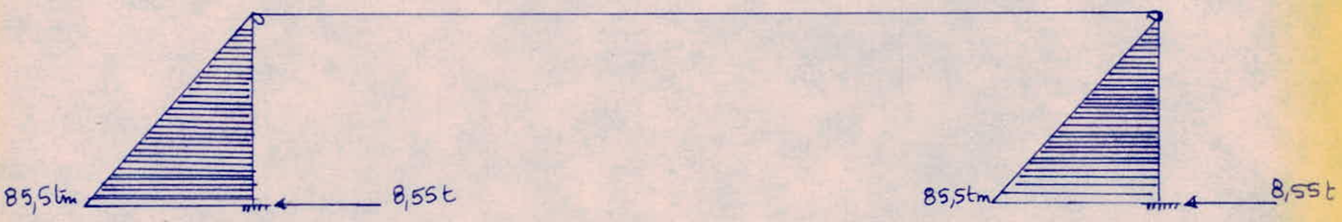
Efforts normaux

Poteau de rive : $N = 3150 \times 18 + 2400 \cdot 6 = 74250$ kg $= 74{,}25$ t

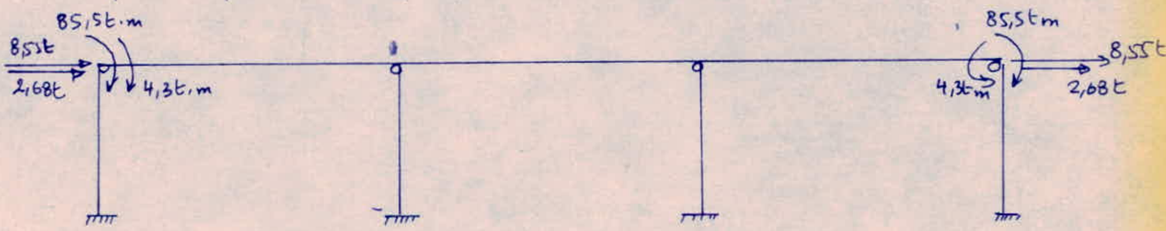
Poteau intérieur : $N = 2400 \times 12 = 28800$ kg $= 28{,}8$ t

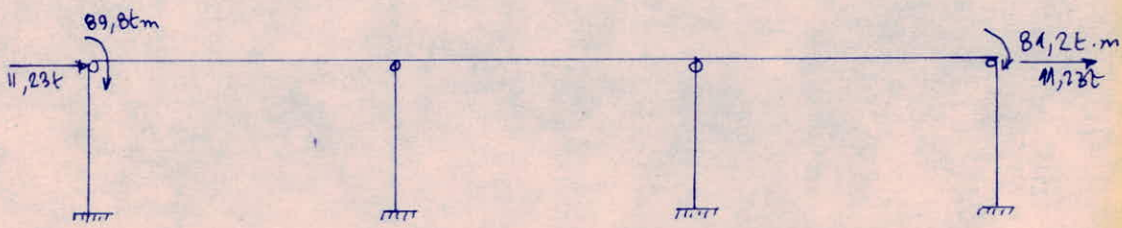
Charges horizontales





La partie inférieure du portique va reprendre





$$M = 89{,}8 + 81{,}2 = 171 \text{ tm}$$

$$F = 13{,}95 + 8{,}55 = 22{,}46 \text{ t}$$

$$\frac{3EI\ Z_1}{l^2} = 22{,}46 \times 7 + \frac{3}{2}\, 171 = 414 \text{ t.m}$$

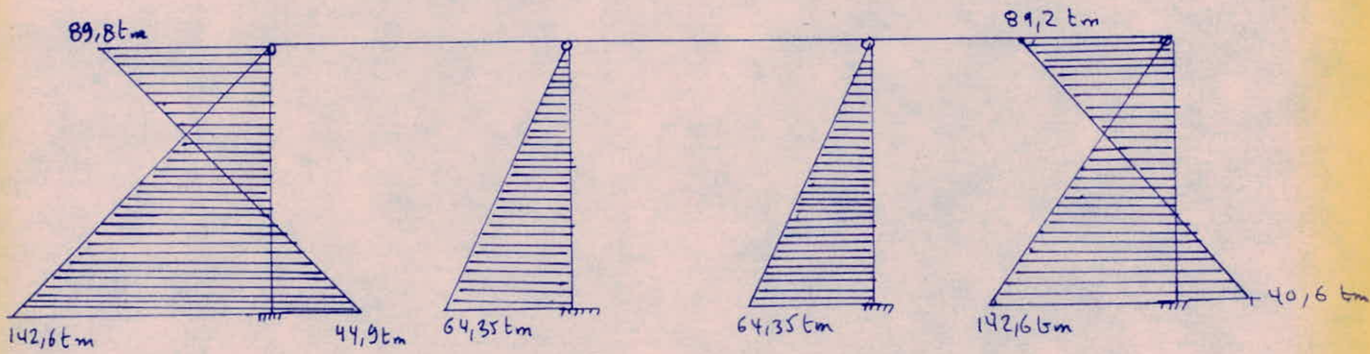
$$\frac{3EI\ Z_1}{l^3} = 22{,}46 + \frac{3}{2}\,\frac{171}{7} = 59{,}1 \text{ t}$$

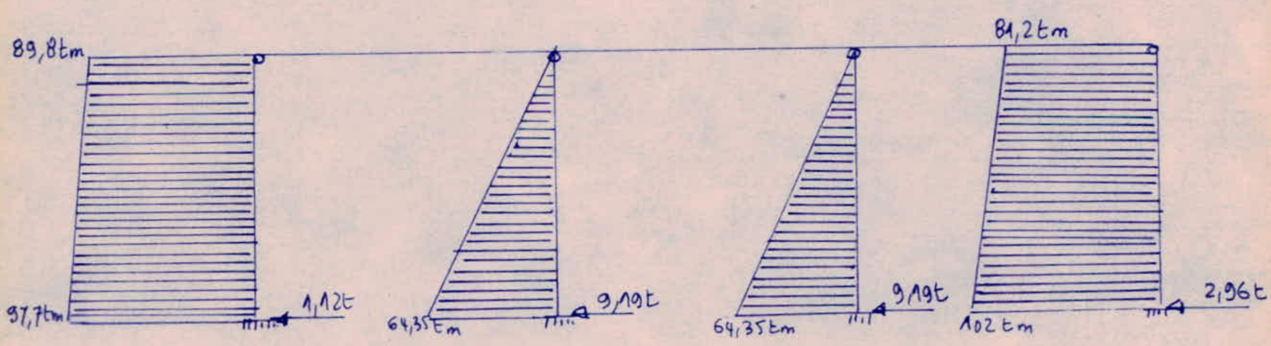
Poteau intérieur :
$$M = \frac{414}{2 \times 3{,}216} = 64{,}35 \text{ t.m}$$
$$T = \frac{59{,}1}{2 \times 3{,}216} = 9{,}19 \text{ t}$$

Poteau de rive :
$$M = 2{,}216 \times 64{,}35 = 142{,}6 \text{ t.m}$$
$$T = 2{,}216 \times 9{,}19 = 20{,}36 \text{ t}$$

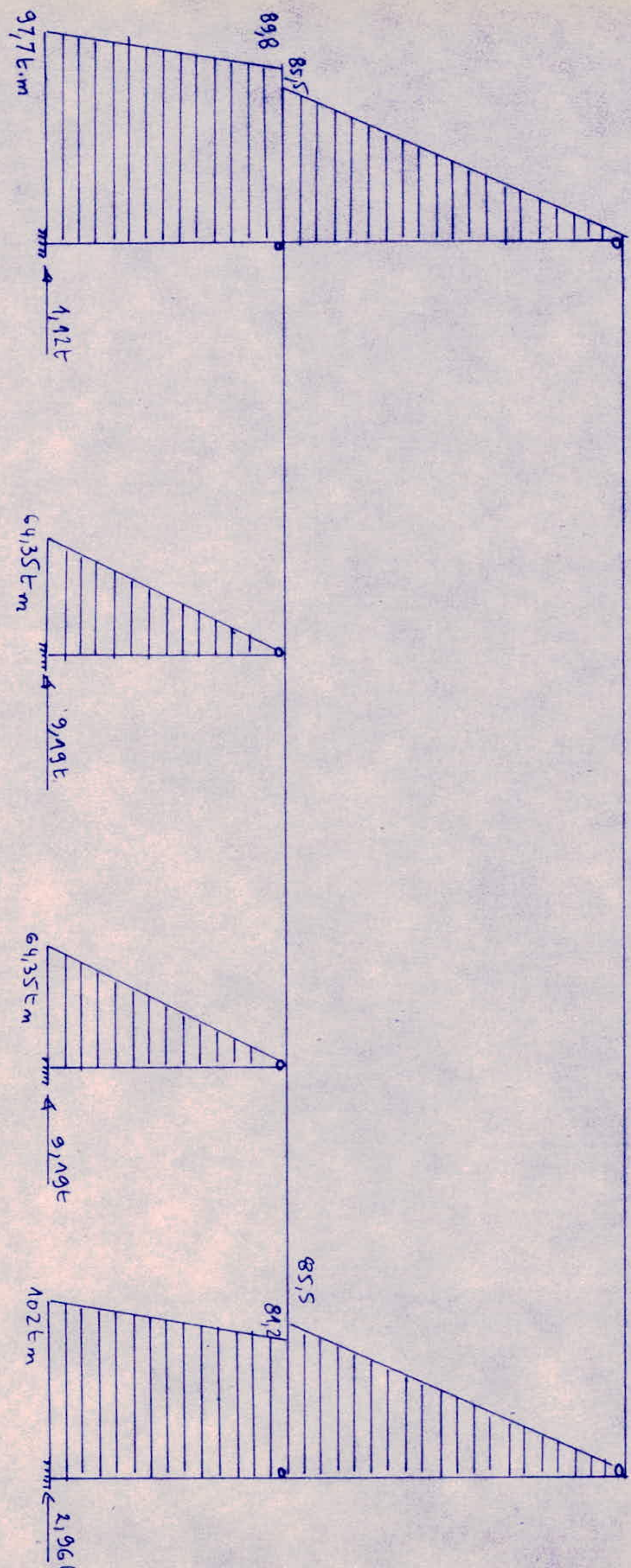
$$\frac{M_1}{2} = \frac{89{,}8}{2} = 44{,}9 \text{ t.m} \qquad \frac{M_2}{2} = \frac{81{,}2}{2} = 40{,}6 \text{ t.m}$$

$$\frac{3M_1}{2l} = \frac{3}{2}\,\frac{89{,}8}{7} = 19{,}24 \text{t} \qquad \frac{3M_2}{2l} = \frac{3}{2}\,\frac{81{,}2}{7} = 17{,}4 \text{t}$$





Récapitulatif général :



Vérification

Poteau de rive

$M = 97{,}7\ t.m$

$N = 74{,}25\ t + 3t = 77{,}25t$

HEA 600 : $A = 226{,}5\ cm^2$ $W_x = 4490\ cm^3$

$i_x = 25\ cm$ $i_y = 7{,}05\ cm$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{77{,}25}{226{,}5} = 341\ kg/cm^2$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{97{,}7\times 10^5}{4790} = 2042\ kg/cm^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = \frac{4290}{341} = 12{,}9 \Rightarrow K_1 y = 1{,}03$$

$$\mu_f = \frac{55000}{2042} = 26{,}8 \rightarrow K_f = \frac{26{,}8+0{,}25}{26{,}8-1{,}3} = \frac{27{,}05}{25{,}5} = 1{,}06$$

Calcul du coeff de déversement

$$K_d = \frac{K_{d_0}}{C} + \frac{C-1}{5K_{d_0}}$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1+\frac{n_e}{n_w}+\left(\frac{n_e}{n_w}\right)^2 - 0{,}152\left(1-\frac{n_e}{n_w}\right)}}$$

$$n_e = 0 \Rightarrow C = \sqrt{\frac{3}{1-0{,}152}} = 1{,}88$$

$C = B = 1$

$$D = \sqrt{1+0{,}156\frac{J}{I_y}\left(\frac{l}{h}\right)^2} = \sqrt{1+0{,}156\frac{440}{11270}\left(\frac{1000}{59}\right)^2} = 1{,}66$$

$$\sigma_d = 4.10^6\frac{J_y}{J_x}\left(\frac{h}{l}\right)^2(D-1)BC$$

$$\sigma_d = 4.10^6\frac{11270}{141200}\left(\frac{59}{1000}\right)^2(1{,}66-1)\,1\times 1 = 733\ kg/cm^2$$

$$\lambda_0 = \frac{l}{h}\sqrt{\frac{4}{BC}\frac{J_x}{J_y}\left(1-\frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{1000}{59}\sqrt{\frac{4}{1.1}\frac{141200}{11270}\left(1-\frac{733}{2400}\right)} = 100$$

$$\lambda_0 = 100 \Rightarrow K_0 = 1{,}894$$

$$K_{d_0} = \frac{1{,}894}{1+\frac{733}{2400}\times 0{,}894} = 1{,}49$$

$$K_d = \frac{1{,}49}{1{,}88} + \frac{0{,}88}{5\times 1{,}49} = 0{,}91$$ on prendra $K_d = 1$

Vérification, $K_1 y\,\sigma + K_d\,K_f\,\sigma_f = 1{,}03\times 341 + 1{,}06\times 2042 = 350 + 2180 = 2530\ kg/cm^2$

contrainte admissible $\bar{\sigma}_e = 1{,}5\,\sigma_e = 1{,}5\times 2400 = 3600\ kg/cm^2$

Vérification du poteau intermediaire:

$A = 178\ cm^2$ $\qquad W_x = 2900\,cm^3$

$M = 64{,}35\ t.m$

$N = 29\,t$

$\sigma_{kx} = 30660$

$\sigma_{ky} = 4580$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{29000}{178} = 163\ kg/cm^2$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{64{,}35 \times 10^5}{2900} = 2210\ kg/cm^2$$

$$\mu_f = \frac{\sigma_{kx}}{\sigma_f} = \frac{30660}{2210} = 13{,}8 \qquad K_f = \frac{13{,}8 + 0{,}25}{13{,}8 - 1{,}3} = \frac{14{,}03}{12{,}5} = 1{,}12$$

$$\mu = \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} = \frac{4580}{163} = 28 \qquad K_{1y} = 1{,}01$$

Vérification

$$163 \times 1{,}01 + 1 \times 1{,}12 \times 2210 = 165 + 2480 = 2645 < 3600\ kg/cm^2$$

CALCUL DES

FONDATIONS

POTEAU DE RIVE

1° Dimensions

On choisit des semelles isolées.

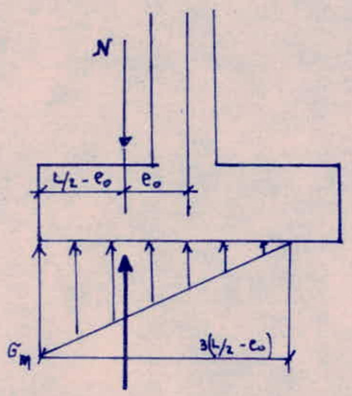
$$\left.\begin{aligned} L &= 3,60\,m \\ B &= 1,80\,m \end{aligned}\right\} \text{ semelle homothétique au poteau}$$

$$h \geq \frac{L - \ell}{4} = \frac{3,6 - 0,6}{4} = 0,75\,m$$

on prendra $h_t = 80\,cm$

Le poteau est soumis aux efforts :

* $M = 83,4\,t.m$ $\qquad N = 126\,t$ $\qquad \bar{\sigma}_s = 4$ bars



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{83,4}{126} = 0,66\,m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3,60}{6} = 0,6\,m$$

$e_0 > \frac{L}{6}$ répartition triangulaire partielle des contraintes

$$\sigma_M = \frac{2N}{3\left(\frac{L}{2} - e_0\right) B}$$

$$\sigma_M = \frac{2 \times 126000}{3\left(\frac{360}{2} - 66\right) 180} = 4,1 \text{ bars}$$

$$\frac{3}{4}\,\sigma_M = \frac{3}{4} \cdot 4,1 = 3,1 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s$$

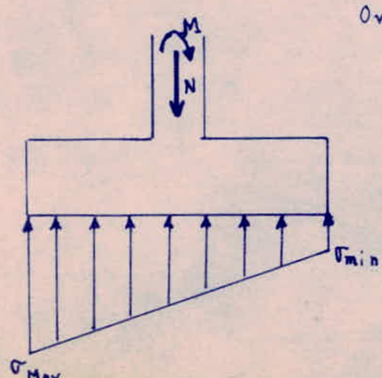
* $N = 183\,t$

$M = 50,1\,t.m$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{50,1}{183} = 0,274\,m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3,6}{6} = 0,6\,m$$

On aura une répartition trapézoïdale des contraintes



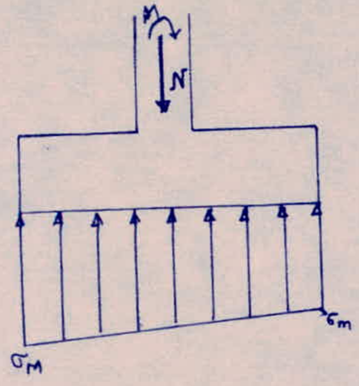
$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{N}{L.B}\left(1 \pm \frac{6 e_0}{L}\right)$$

$$\sigma_M = \frac{183000}{360.180}\left(1 + \frac{6 \times 0,274}{3,6}\right) = 4,1 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{183.000}{360.180}\left(1 - \frac{6 \times 0,274}{3,6}\right) = 1,53 \text{ bars}$$

$$\frac{3\,\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \times 4,1 + 1,53}{4} = 3,5 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s$$

* N = 204 t M = 6,4 tm



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6,4}{204} = 0,0314 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{3,6}{6} = 0,60 \text{ m}$$

On aura une répartition trapézoïdale des contraintes

$$\sigma_{\substack{M\\m}} = \frac{N}{L.B}\left(1 \pm \frac{6e_0}{L}\right)$$

$$\sigma_M = \frac{204000}{360 \times 180}\left(1 + \frac{6 \times 0,0314}{3,6}\right) = 3,31 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{204000}{360 \times 180}\left(1 - \frac{6 \times 0,0314}{3,6}\right) = 2,98 \text{ bars}$$

$$\frac{3\,\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \times 3,31 + 2,98}{4} = 3,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

CALCUL DES ACIERS

charge fictive $N' = L.B\left(\frac{3\,\sigma_M + \sigma_m}{4}\right)$

$$N' = 360 \times 180 \times 3,5 = 226\,800 \text{ kg}$$

sens longitudinal :

$$A = \frac{N'(L-\ell)}{8\,\bar{\sigma}_a\,(h_t - d)}$$

$$A = \frac{226\,800\,(360-60)}{8 \times 2800\,(80-4)} = 40 \text{ cm}^2$$

13 HA 20 ⇒ $A = 40,28 \text{ cm}^2$ $e = 14 \text{ cm}$

sens transversal :

$$A = \frac{N'(B-b')}{8\,\bar{\sigma}_a\,(h_t - d')}$$

$$A = \frac{226800\,(180-30)}{8 . 2800\,(80-6)} = 20,4 \text{ cm}^2$$

26 HA 10 $A = 20,4 \text{ cm}^2$ $e = 14 \text{ cm}$

Aciers hauts : aciers de construction contre le soulèvement de la semelle

sens longitudinal : 13 HA 10 e = 14 cm

sens transversal : 13 HA 10 e = 28 cm

CONTREVENTEMENT

MONTAGE

FONDATIONS : POTEAU INTERMEDIAIRE

$L = 2{,}80\,m$

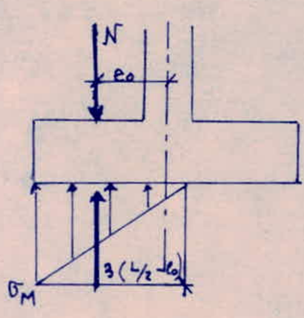
$B = 1{,}40\,m$

$$h \geqslant \frac{L - l}{4} = \frac{280 - 44}{4} = 59\ cm$$

on prendra $h_t = 65\,cm$

* $N = 49\,t$

$M = 45{,}5\ t.m$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{45{,}5}{49} = 0{,}93\,m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2{,}80}{6} = 0{,}47\,m$$

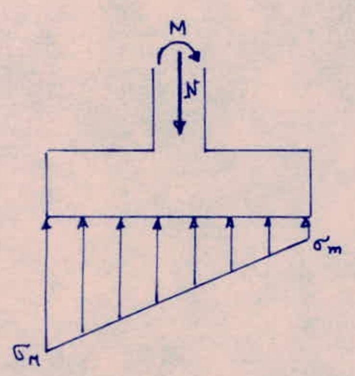
$e_0 > \frac{L}{6} \Rightarrow$ répartition triangulaire des contraintes

$$\sigma_M = \frac{2N}{3\,(L/2 - e_0)\,B}$$

$$\sigma_M = \frac{2.49000}{3\left(\frac{280}{2} - 93\right)140} = 4{,}97\ bars$$

$$\frac{3}{4}\,\sigma_M = \frac{3}{4}.\,4{,}97 = 3{,}73\ bars < \overline{\sigma}_s'$$

* $N = 73{,}3\,t$ $M = 26{,}9\ t.m$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{26{,}9}{73{,}3} = 0{,}367$$

$e_0 < \frac{L}{6}$: répartition trapézoïdale des contraintes

$$\sigma_{\substack{M\\m}} = \frac{N}{L.B}\left(1 \pm \frac{6e_0}{L}\right)$$

$$\sigma_M = \frac{73300}{280 \times 140}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}367}{2{,}8}\right) = 3{,}34\ bars$$

$$\sigma_m = \frac{73300}{280 \times 140}\left(1 - \frac{6 \times 0{,}367}{2{,}8}\right) = 0{,}40\ bars$$

$$\frac{3\,\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \times 3{,}34 + 0{,}4}{4} = 2{,}6\ bars < \overline{\sigma}_s$$

* $N = 84{,}1\,t$ $M = 0$

$$\sigma = \frac{N}{L.B} = \frac{84100}{280.140} = 2{,}15\ bars < \overline{\sigma}_s$$

CALCUL DES ACIERS

Charge fictive :

$$N' = L.B\left(\frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}\right)$$

$$N' = 280 \times 140 \times 2,6 = 102\,000 \text{ kg} = 102 \text{ t}$$

sens longitudinal :

$$A = \frac{N'(L-\ell)}{8\bar{\sigma}_a(h_t-d)}$$

$$A = \frac{102000\,(280-44)}{8 \times 2800\,(65-4)} = 17{,}6 \text{ cm}^2$$

6 HA 20 = 18,84 cm² e = 26 cm

sens transversal

$$A = \frac{N'(B-b')}{8\bar{\sigma}_a(h_t-d)}$$

$$A = \frac{102\,000\,(140-30)}{8 \times 2800\,(65-6)} = 8{,}49 \text{ cm}^2$$

11 HA 10 : 8,64 cm² e = 26 cm

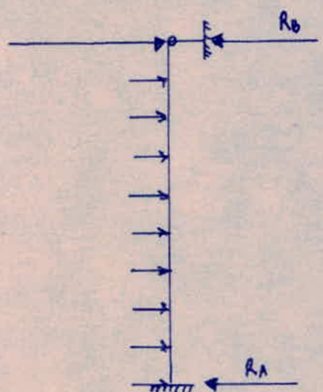
Aciers hauts : aciers de construction contre l'effort de soulèvement

sens horizontal : 6 HA 10 e = 26 cm
sens transversal : 6 HA 10 e = 52 cm

CONTREVENTEMENTS

Les contreventements sont des éléments dont la fonction principale est de transmettre au sol les forces estimées habituellement à partir des efforts horizontaux tels que le vent, et le seïsme.
Ils permettent de diminuer les risques de ruine de l'ouvrage.
Ils sont constitués généralement de cornières.
Les batiments sont contreventés transversalement par les poteaux encastrés au niveau des fondations.
La stabilité longitudinale est assurée par le contreventement entre poteaux.
Les contreventements sont des éléments essentiels de stabilité dans une contruction.
Les contreventements transversaux servent à transmettre les efforts du vent sur les poteaux.
Ils permettent également la répartition des sollicitations entre tous les portiques.
Les contreventements verticaux évitent le déversement des fermes.
Pour le montage des élement principaux et contreventements se référer au Plan n° 9.

CALCUL DU CONTREVENTEMENT



$$R_B = F + \frac{3}{8}\, q.\ell$$

$$R_B = F + \frac{3}{8} \times 16,3\, q = F + 6,3\, q$$

$$q = (132 + 115,5)\,\ell$$

$$F = 3\, q$$

CONTREVENTEMENT ENTRE POTEAUX

$$q = (132 + 115,5).\,18 = 4455 \text{ kg/ml} = 4,46 \text{ t/ml}$$

$$F = 3\,q = 3 \times 4455 = 13365 \text{ kg} = 13,4 \text{t}$$

$$R = 13,4 + 6,3 \times 4,46 = 42 \text{t}$$

L'effort sera partagé en deux :

$$T = \frac{R}{2} = 21 \text{t}$$

CONTREVENTEMENT HORIZONTAL

$$q = (132 + 115,5)\ 6 = 1485 \text{ kg/ml} = 1,49 \text{ t/ml}$$

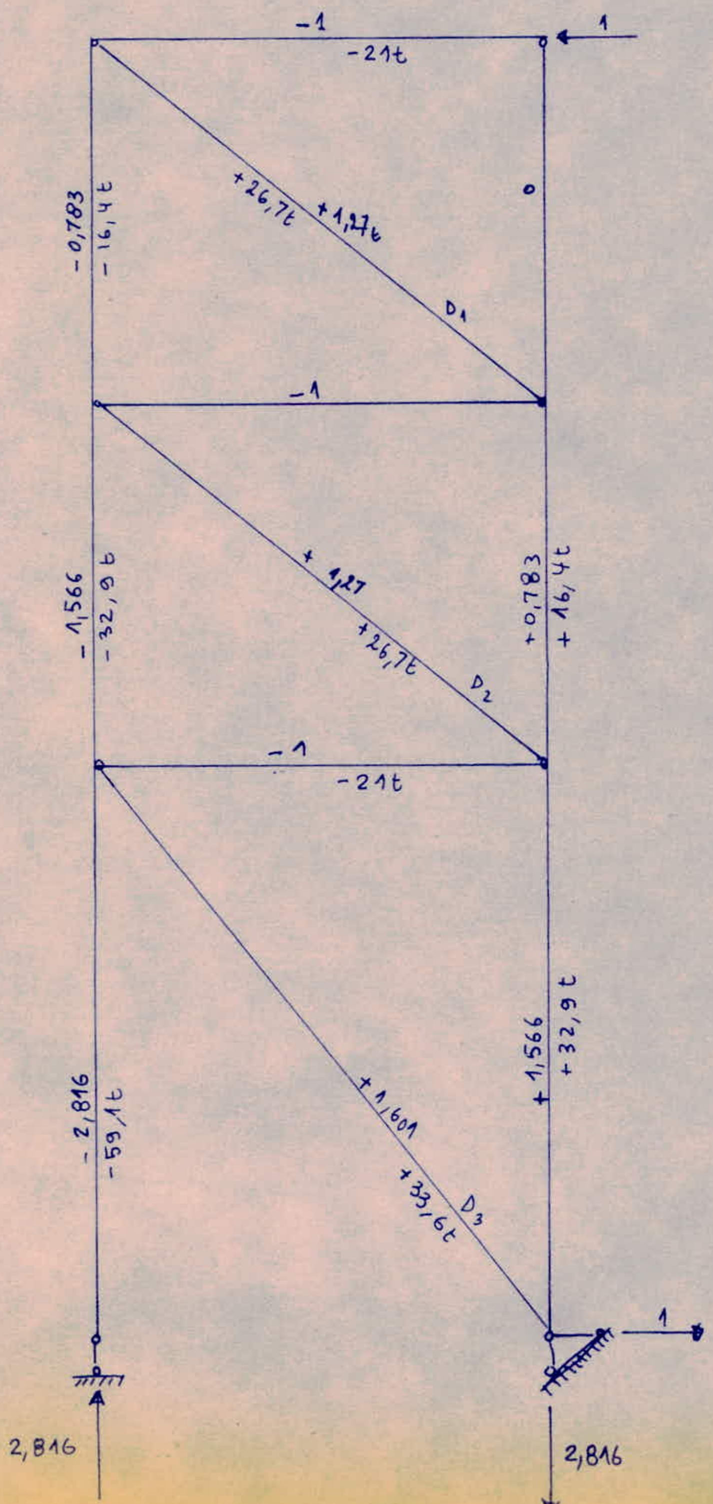
$$F = 3 \times 1485 = 4455 \text{ kg} = 4,46 \text{t}$$

$R = 4,46 + 6,3 \times 1,49 = 13,8\,t$

L' effort sera partagé en 3

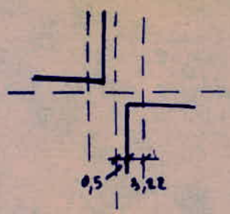
$$T = \frac{R}{3} = \frac{13,8}{3} = 4,6\,t$$

CONTREVENTEMENT ENTRE POTEAUX



Nous n'avons pas tenu compte des barres comprimées. Les longueurs de flambement étant importantes. Les barres comprimées ne participent pas à la résistance.

MONTANTS



$2\,L\ 120 \times 120 \times 8 \qquad A = 2 \times 18{,}74 = 37{,}48\ cm^2$

$I = 2\ (255{,}4 + 3{,}72 . 18{,}74) = 650\ cm^4$

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{650}{37{,}48}} = 4{,}16\ cm$

$\lambda = \frac{600}{4{,}16} = 144 \Rightarrow K = 3{,}42$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{21000}{37{,}48} = 560\ kg/cm^2$

$K\sigma = 3{,}42 . 560 = 1915\ kg/cm^2 < \sigma_e$

DIAGONALES D1 et D2

$1\,L\ 90 \times 90 \times 7 \qquad A = 12{,}24\ cm^2 \qquad i_y = i_x = 2{,}75\ cm$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{26700}{12{,}24} = 2182\ kg/cm^2 < \sigma_e$

$\lambda = \frac{781}{2{,}75} = 284 < 400$

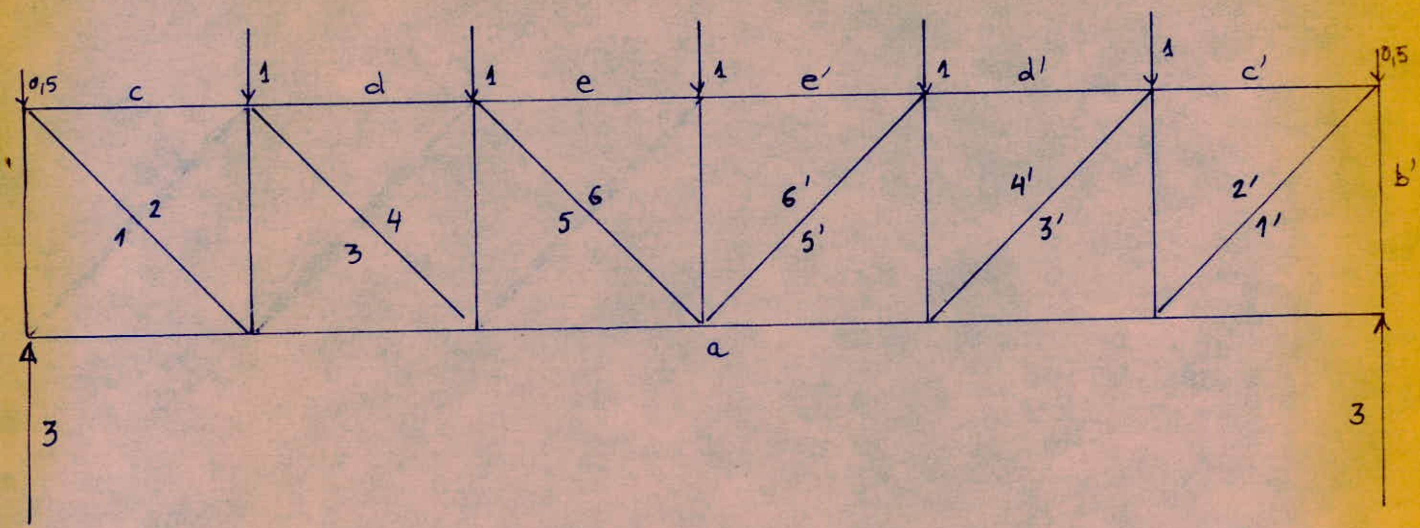
DIAGONALE D3 :

$1\,L\ 90 \times 90 \times 9 \qquad A = 15{,}52\ cm^2 \qquad i_x = i_y = 2{,}73\ cm$

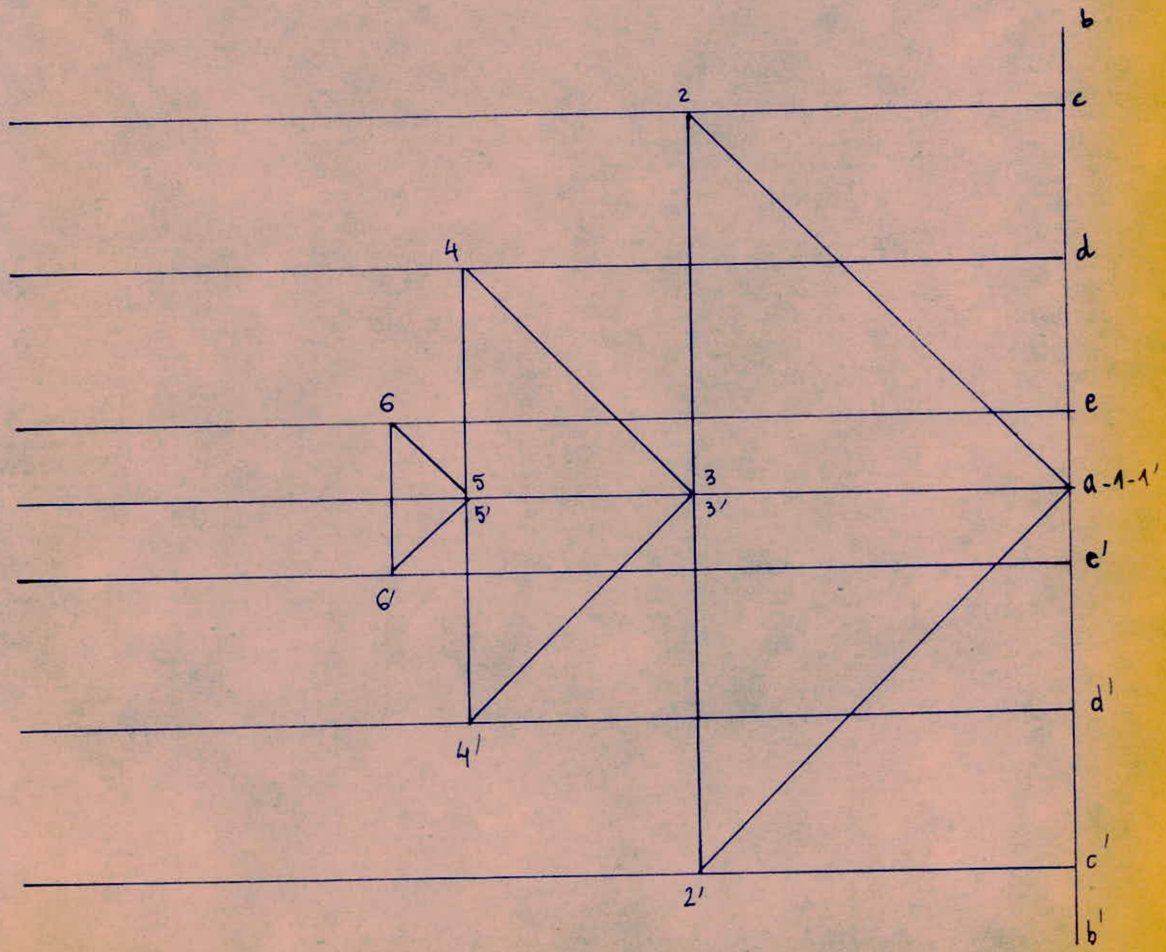
$\sigma = \frac{33600}{15{,}52} = 2165\ kg/cm^2 < \sigma_e$

$\lambda = \frac{922}{2{,}73} = 337 < 400$

CONTREVENTEMENT HORIZONTAL



CREMONA



EFFORTS

a_1	a_3	a_5	c_2	d_4	e_6	b_1	2-3	4-5	6-6'	1-2	3-4	5-6
0	+2,5	+4	-2,5	-4	-4,5	-3	-2,5	-1,5	-1	+3,54	+2,12	+0,70
0	+11,5	+18,4	-11,5	-18,4	-20,7	-13,8	-11,5	-6,9	-4,6	+16,3	+9,75	+3,29

DIAGONALES

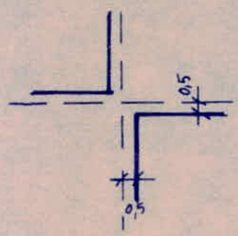
$N = 16{,}3t \qquad l = 8{,}49\,m$

$1\,L\ 70 \times 70 \times 5 \qquad A = 6{,}84\,cm^2 \qquad i_x = 2{,}14\,cm$

$$\sigma = \frac{16300}{6{,}84} = 2383\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

$$\lambda = \frac{849}{2{,}14} = 397 < 400$$

MONTANTS :



b1 $\quad N = -13{,}8t \qquad l = 6m$

$2\,L\ 100 \times 100 \times 7 \qquad A = 27{,}32\,cm^2$

$$I = 2\,(128{,}2 + 3{,}19 \times 13{,}66) = 343{,}6\,cm^4$$

$$i = \sqrt{\frac{343{,}6}{27{,}32}} = 3{,}54\,cm$$

$$\lambda = \frac{600}{3{,}54} = 169{,}5 \Rightarrow K = 4{,}61$$

$$\sigma = \frac{13800}{27{,}32} = 505\ kg/cm^2$$

$$K\sigma = 4{,}61 \times 505 = 2329\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

2-3

$N = -11{,}5t \qquad l = 6m$

$2\,L\ 100 \times 100 \times 7 \qquad A = 27{,}32\,cm^2$

$$\sigma = \frac{11500}{27{,}32} = 421\ kg/cm^2$$

$$K\sigma = 4{,}61 \cdot 421 = 1941\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

4-5

$N = -6{,}9t \qquad l = 6\,m$

$2\,L\ 90 \times 90 \times 7 \qquad A = 2 \times 12{,}24 = 24{,}48\,cm^2$

$I = 2\,(92{,}55 + 2{,}95 \times 12{,}24) = 257\,cm^4$

$$i = \sqrt{\frac{257}{24{,}48}} = 3{,}24\,cm \qquad \lambda = \frac{600}{3{,}24} = 185 \Rightarrow K = 5{,}42$$

$$\sigma = \frac{6900}{24{,}48} = 282\ kg/cm^2$$

$$K\sigma = 5{,}42 \times 282 = 1528\ kg/cm^2 < \sigma_e$$

66'

Idem avec 4-5 : $2\,L\ 90 \times 90 \times 7$

CALCUL DES CROCHETS DE MONTAGE DES PANNEAUX PREFABRIQUES

On utilisera 4 crochets formés d'acier doux de diamètre 10 mm, ancrés dans les raidisseurs de rive.

Poids d'un panneau $G = 3,6\,t$

Pour calculer le poids repris par un crochet, on prend un coefficient de sécurité de 1,2 et on fera reprendre le panneau par 3 crochets en supposant que le quatrième ne travaille pas.

$$G_1 = \frac{1,2 \times 3,6}{3} = 1,44\,t$$

Contrainte d'entraînement

$$\overline{\sigma}_{da} = 1,25\ \Psi_d^2\ \overline{\sigma}_b$$

Acier doux $\Rightarrow \Psi_d = 1$

Béton dosé à 400 kg/m³. Contrôle strict $\overline{\sigma}_b = 7,5$ bars

$$\overline{\sigma}_{d_0} = 1,25 \cdot 1^2 \cdot 7,5 = 9,4 \text{ bars}$$

Longueur d'ancrage droit

$$l \geqslant \frac{F}{\pi \phi\ \overline{\tau}_{da}} = \frac{1440}{2 \cdot 3,14 \cdot 1 \times 9,4} = 24,4 \text{ cm}$$

Il faut donc un scellement droit de 24,4 cm. Par mesure constructive, on prendra des crochets rectilignes sur 24 cm et terminés par des courbures.

Poinçonnement du béton :

$$\text{BA 68} \qquad 1,5\ \frac{\varphi}{p_c \cdot h_t} \leqslant 1,2\ \overline{\sigma}_b$$

φ : valeur de la charge localisée
p_c : périmètre du contour sur le plan moyen
h_t : épaisseur totale de la plaque
σ'_b : contrainte de traction de référence du béton

$\varphi = 720$ kg
$h_t = 30$ cm
$p_c = 3,14(1 + 2,5) = 11$ cm

$$\frac{1,5 \times 720}{11 \times 30} = 3,3 \text{ bars} < 1,2\ \overline{\sigma}_b = 9 \text{ bars}$$

MONTAGE :

Le montage est une opération trés délicate. Pour éviter tout risque d'accident au cours du montage, il est necessaire de prendre toutes les mesures utiles pour permettre aux ouvriers d'executer le travail dans de bonnes conditions.
Pour le montage du premier plancher, on n'a aucun problème particulier En effet on se trouve devant un problème classique de montage.
On montera tout d'abord les poteaux, le contreventement entre poteaux ensuite les filets et les solives (se rèferer au plan n° 9). Avant de passer au 2ème plancher, on réalisera la dalle en béton armé pour assurer une meilleure rigidité de l'ensemble.
Pour le montage du 2ème plancher, le problème est beaucoup plus délicat. En effet on utilise deux grues pour le montage des fermes, ce qui necessite des précautions spéciales. Une synchronisation parfaite entre les deux grues étant nécessaire pour assurer le montage dans de bonnes conditions, le chef de chantier doit avoir une attention particulière pour cette opération délicate; au besoin, une prime spéciale sera allouée aux ouvriers.
On commencera par le montage des 2 poteaux de rive, de la ferme correspondante puis des deux poteaux suivants et de la deuxième ferme.
On montera alors les contreventements entre poteaux et les contreventements horizontal et vertical entre les fermes. On passera ensuite aux deux poteaux suivants, à la ferme correspondante et au contreventement, ainsi de suite.
Le montage étant une opération délicate, il doit être fait sous la surveillance et la responsabilité du chef de chantier. Pour des raisons de sécurité élémentaires il faudra arrêter les travaux en cas de vent assez fort.
Une fois que toute l'ossature métallique est en place, on montera les panneaux préfabriqués avec les mêmes engins. On prendra soin de souder les panneaux préfabriqués sur les cornières en un point pour assurer leur stabilité avant de les fixer définitivement.

CARACTERISTIQUES DES GRUES :

Nous utiliserons deux grues G 60 d'une force de 10 t, à laquelle sa fléchette terminale donne une hauteur de 39 m.
C'est une grue sur pneumatiques, dont l'intervention peut être immediate grâce à ses commandes oleohydraulique en totalité, y compris celle des pieces d'appui.

BIBLIOGRAPHIE

C M 66

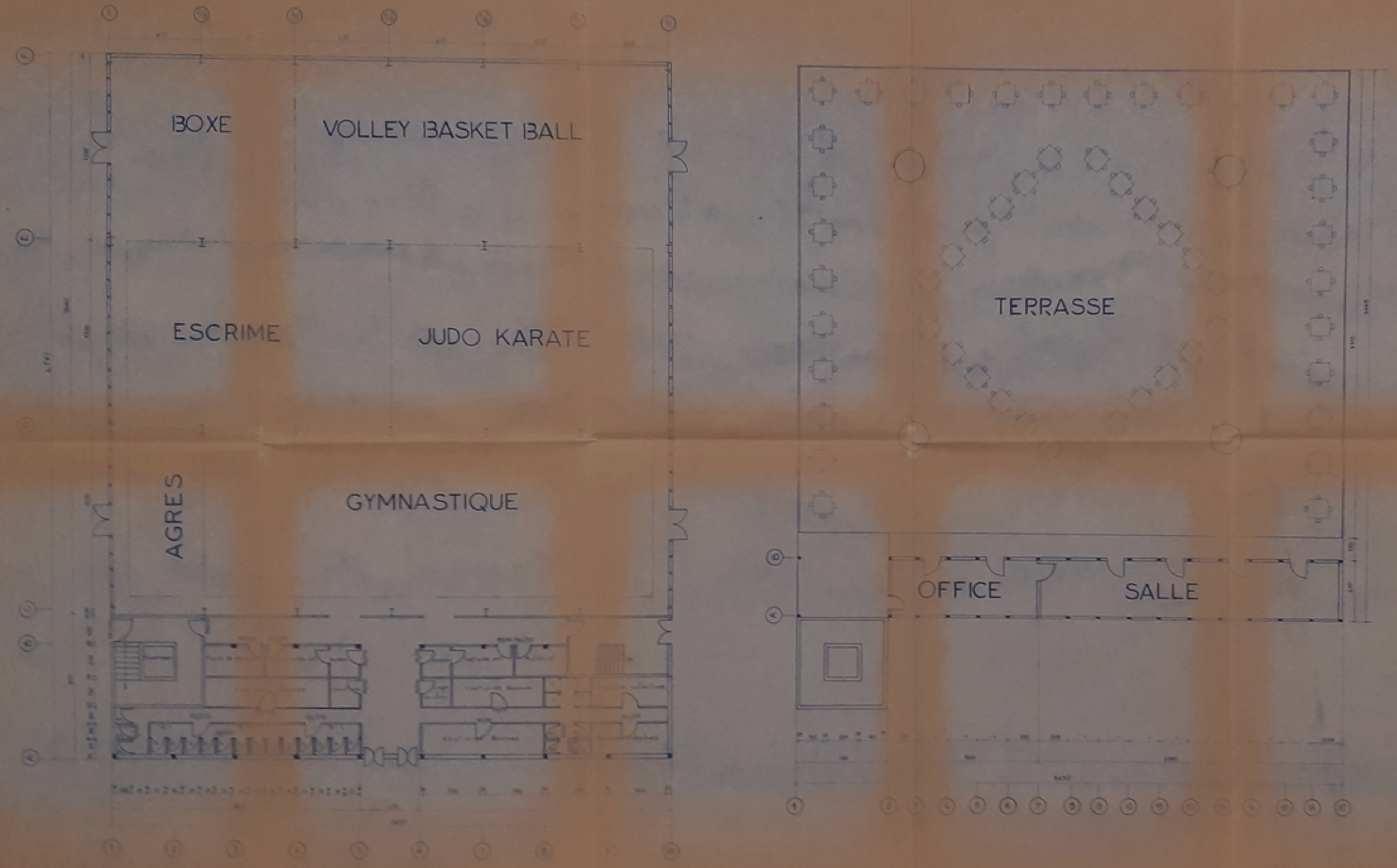
N.V 65 modifié 67

COURS DE CM 4° et 5° Année

COURS DE BETON 4° et 5° Année

P.S 69

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ



UNIVERSITE D'ALGER

THESE DE FIN D'ETUDES

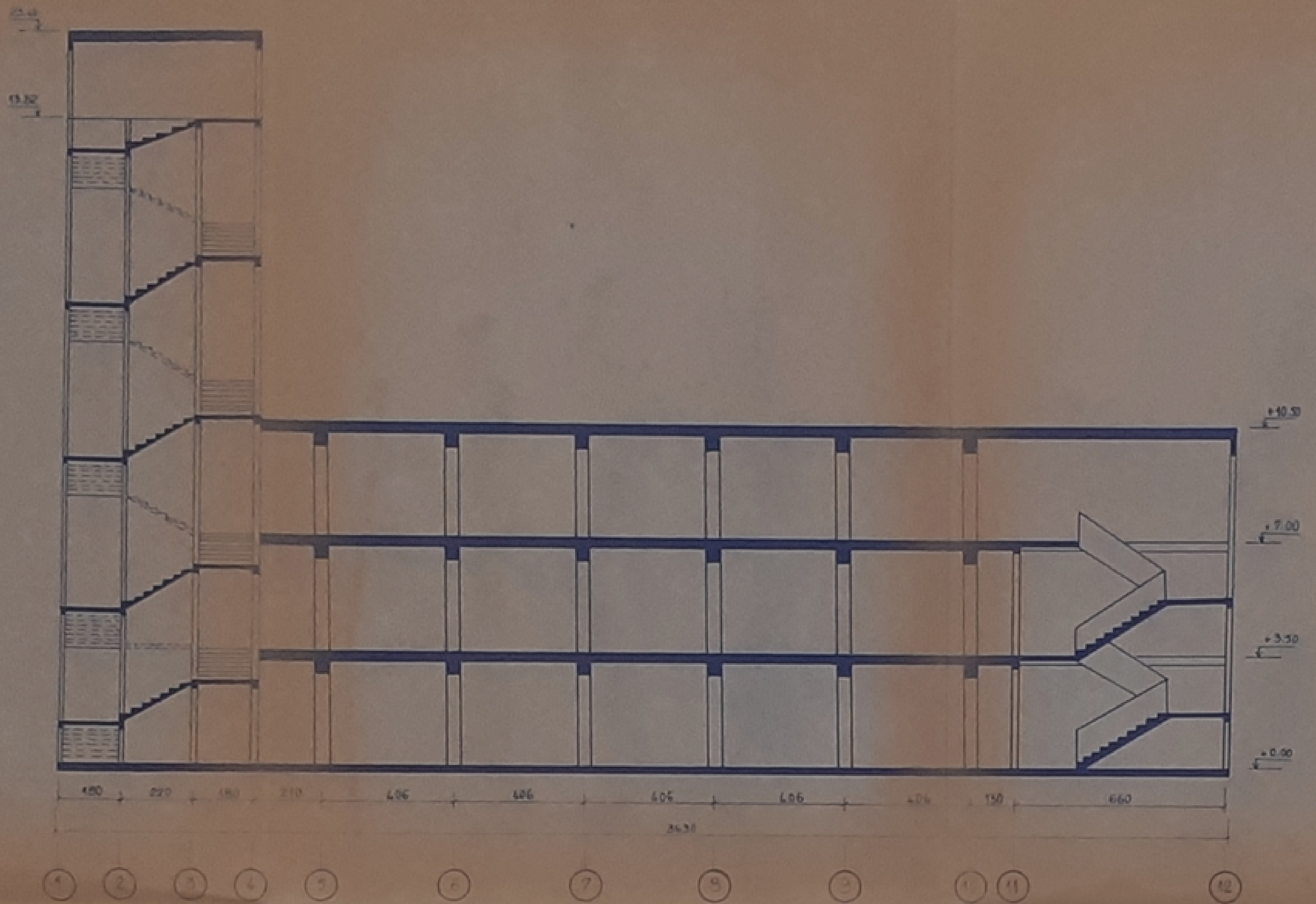
PALAIS DES SPORTS

PLAN N°1
REZ-DE-CHAUSSEE - TERRASSE

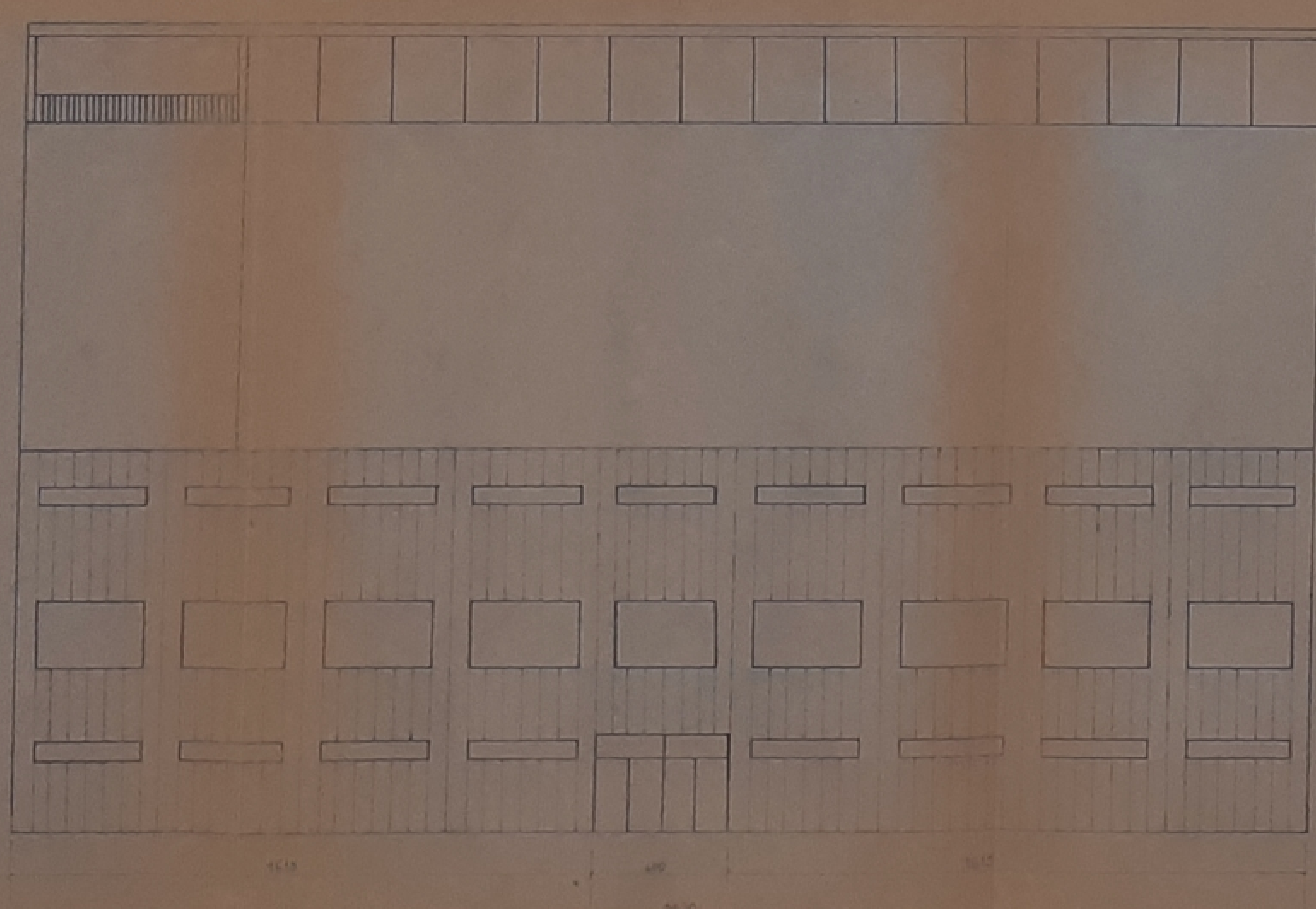
PROPOSE PAR :
G. BALACHOV
V. MARTINOV

ETUDIE PAR
M. SLIMANI
B. BENSLIMANE

PROMOTION 1971-76



-2-



UNIVERSITE D'ALGER

THESE DE FIN D'ETUDES

PALAIS DES SPORTS

PLAN N°2

FACADE PRINCIPALE

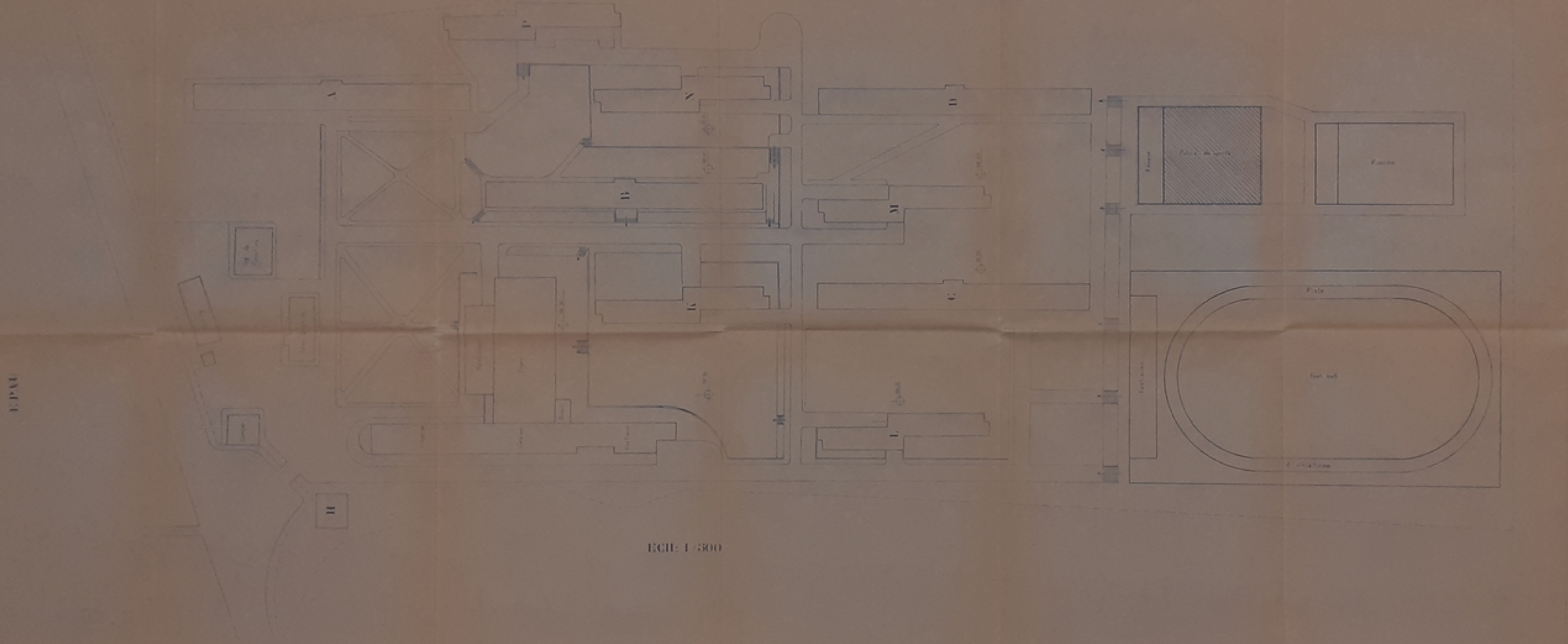
PROPOSE PAR :

G. BALACHOV
Y. MARTINOV

ETUDIE PAR :

M. SLIMANI
B. BENSLIMANE

PROMOTION 1971-76



UNIVERSITE D'ALGER

THESE DE FIN D'ETUDES

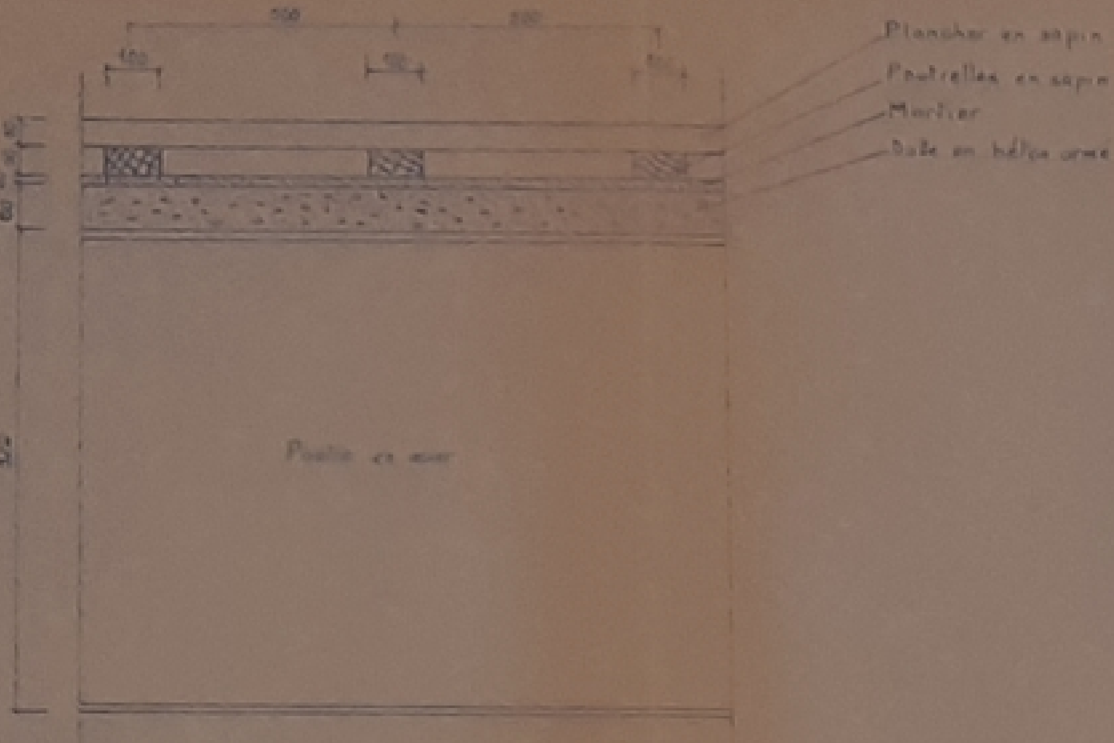
PALAIS DES SPORTS

PLAN N°4
PLAN DE MASSE

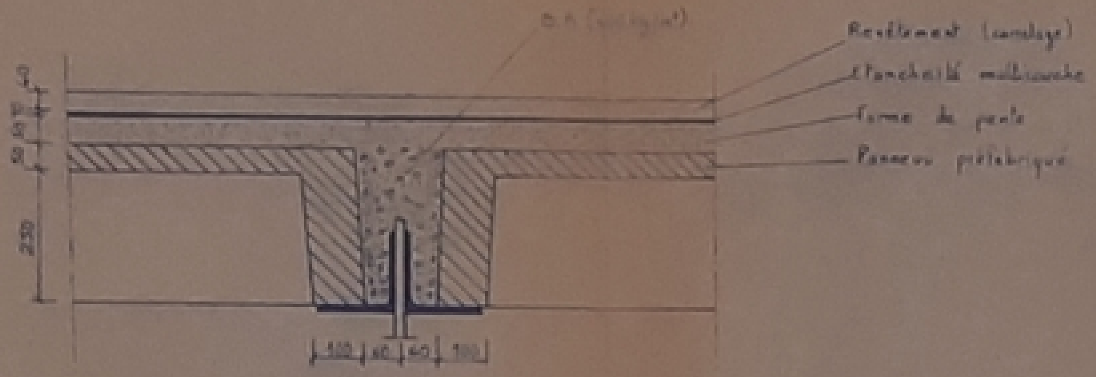
PROPOSE PAR
G. BALACHOV
I. MARTINOV

ETUDIE PAR
M. SLIMANI
B. BENSLIMANE

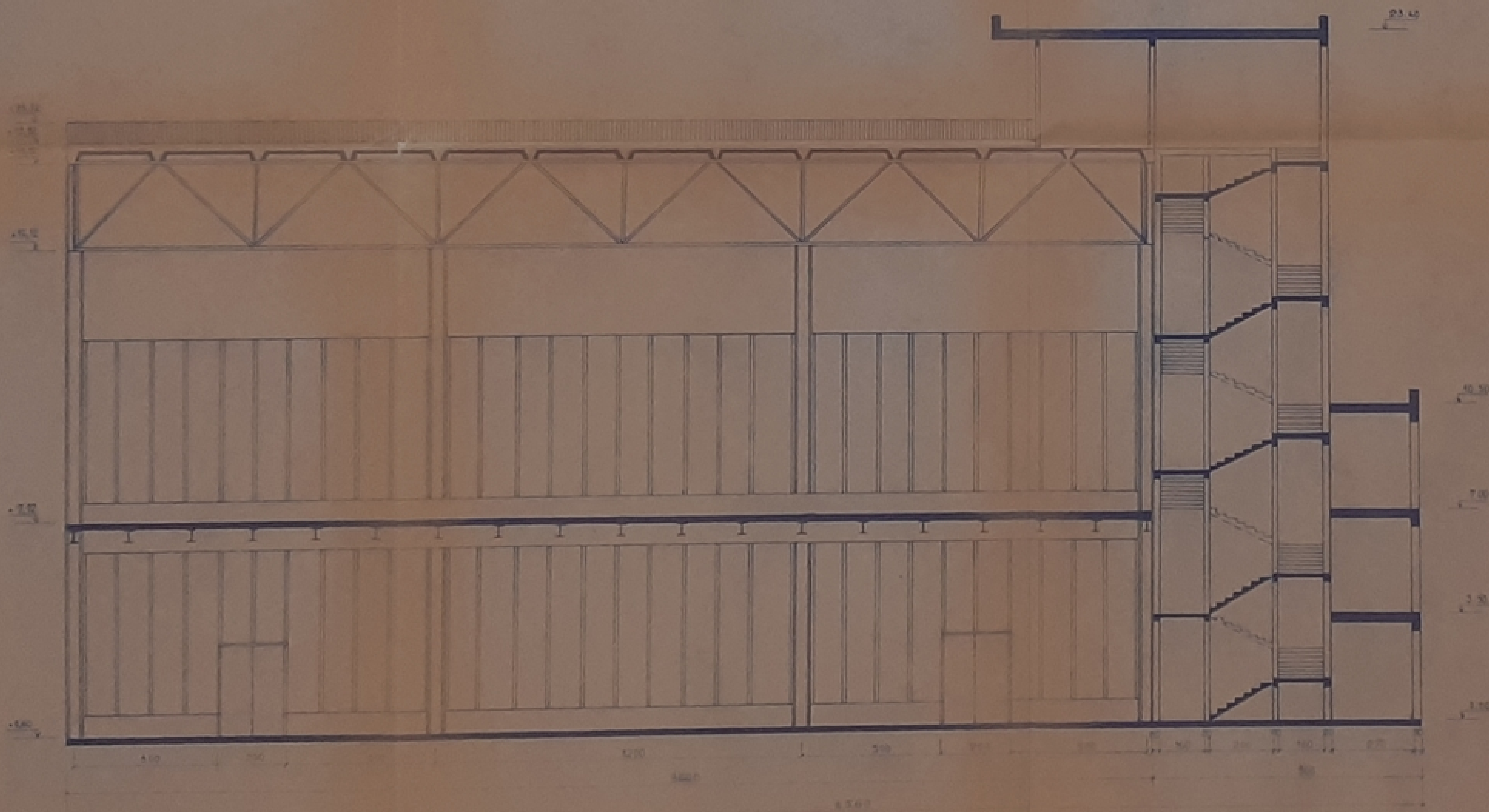
PROMOTION 1971-76



Plancher (éch 1/10)



Plancher terrasse (éch 1/10)



UNIVERSITE D'ALGER

THESE DE FIN D'ETUDES

PALAIS DES SPORTS

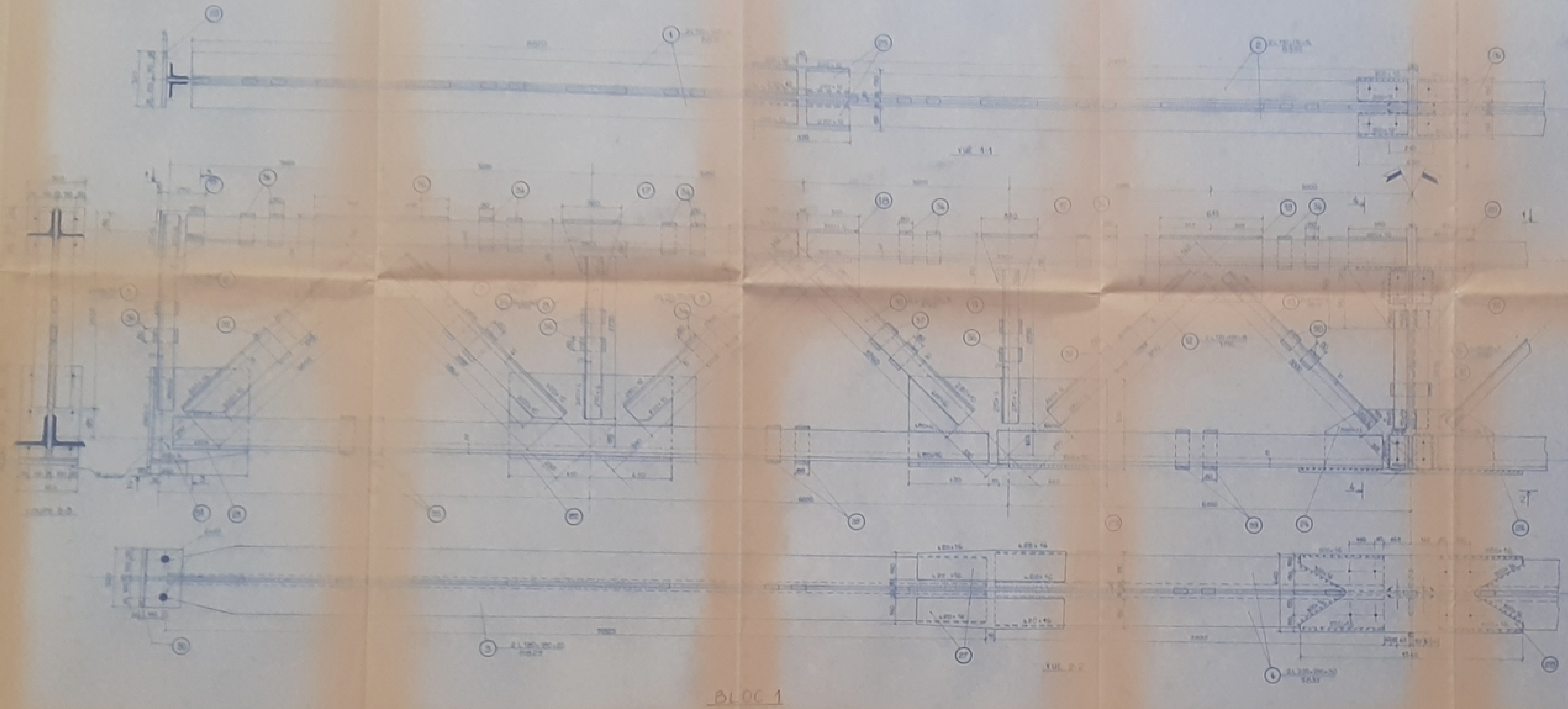
PLAN N°5

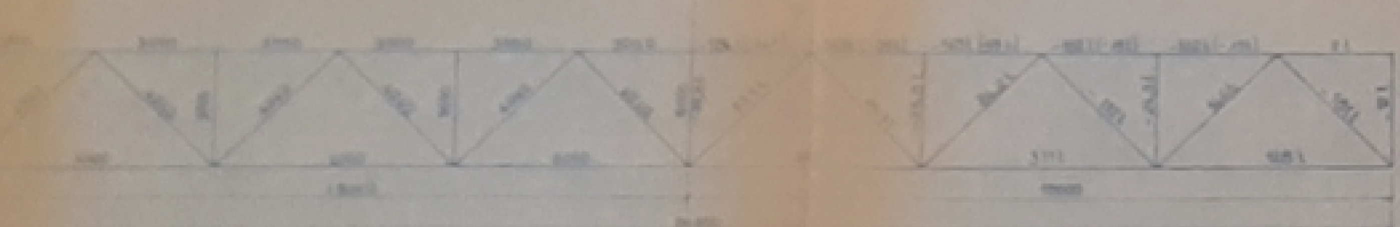
COUPE LONGITUDINALE

PROPOSE PAR :
G. BALACHOV
Y. MARTINOV

ETUDIE PAR :
M. SLIMANI
B. BENSLIMANE

PROMOTION 1974-76





1	[illegible]	[illegible]	2	[illegible]	[illegible]
2	2 L 150×150×14	8550	2	722	1444
3	2 L 180×180×20	11803	2	1250	[illegible]
4	2 L [illegible]×200×30	3585	2	1034	[illegible]
5	2 L 90×90×7	2355	2	56	112
6	2 L 180×180×15	5600	2	314	628
7	2 L 150×150×12	3040	2	211	422
8	2 L 90×90×7	2750	2	52	104
9	2 L 150×150×12	3780	2	206	412
10	2 L 120×120×8	3750	2	111	222
11	2 L 90×90×7	2730	2	52	104
12	2 L 120×120×8	3750	2	110	220
13	2 L 60×60×5	3800	2	34	68
14	2 L 90×90×7	2830	2	48	96
15	20×350	270	2	10,5	21
16	20×480	715	2	55	110
17	20×510	520	4	11	44
18	20×410	480	2	41,5	83
19	20×300	610	2	37	74
20	20×350	340	2	25,1	50
21	20×530	780	2	44	88
22	20×450	900	2	63	126
23	20×530	1180	2	98	196
24	20×300	480	2	17,5	35
25	25×150	570	4	11,6	60
26	30×130	480	2	21,5	43
27	40×580	850	4	50	[illegible]
28	30×400	1340	1	174	[illegible]
29	10×230	870	2	6	[illegible]
30	20×560	870	2	27,2	[illegible]
31	10×230	320	2	5	[illegible]
32	20×230	250	4	8	[illegible]
33	10×300	200	4	5	[illegible]
34	20×80	150	20	2,4	[illegible]
35	20×80	320	12	2,75	[illegible]
36	20×80	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
37	20×80	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
38	20×80	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
39	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

FERME 1

10750

UNIVERSITÉ D'ALGER

GÉNIE-CIVIL

-5-

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

PALAIS DES SPORTS

FERME Construction mixte

POUTRE Précontrainte métallique

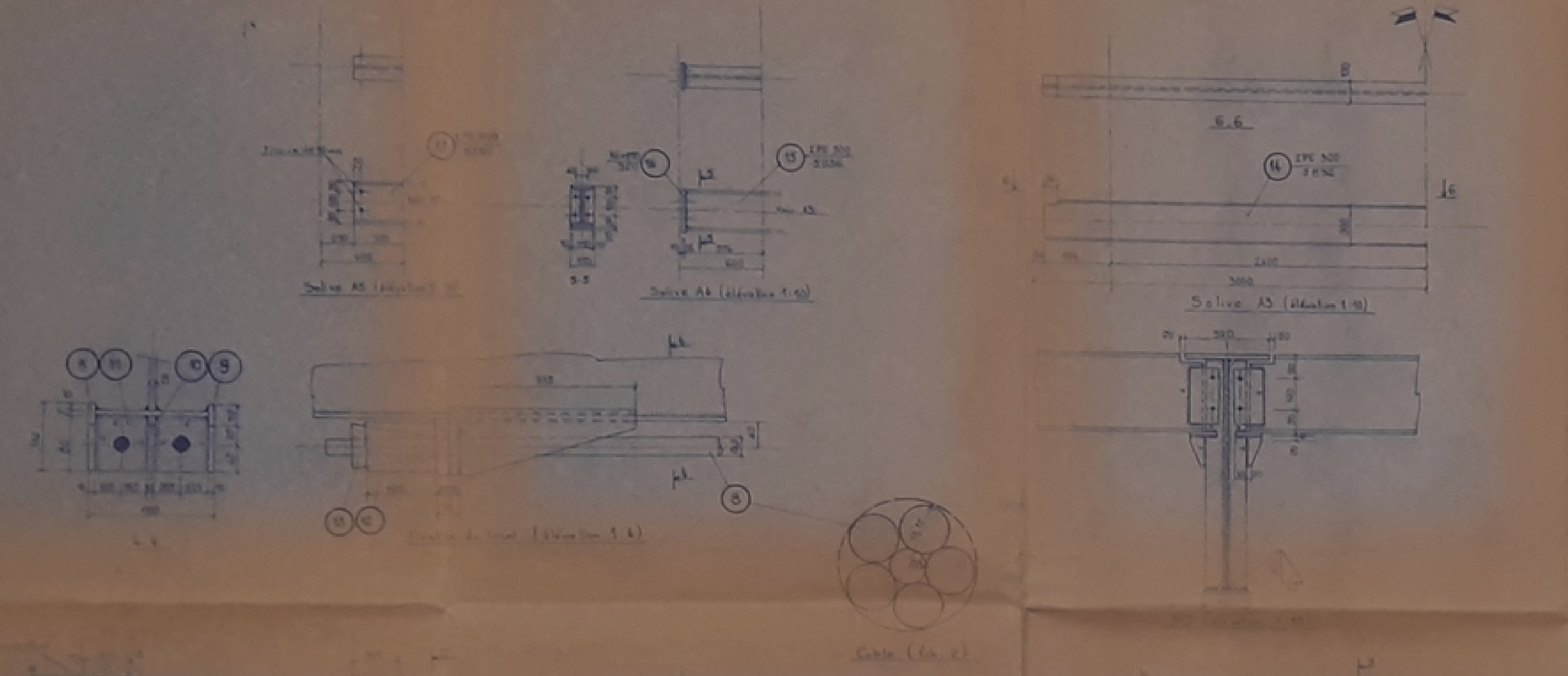
PLAN N°5

DESSIN D'EXÉCUTION DE LA FERME 1

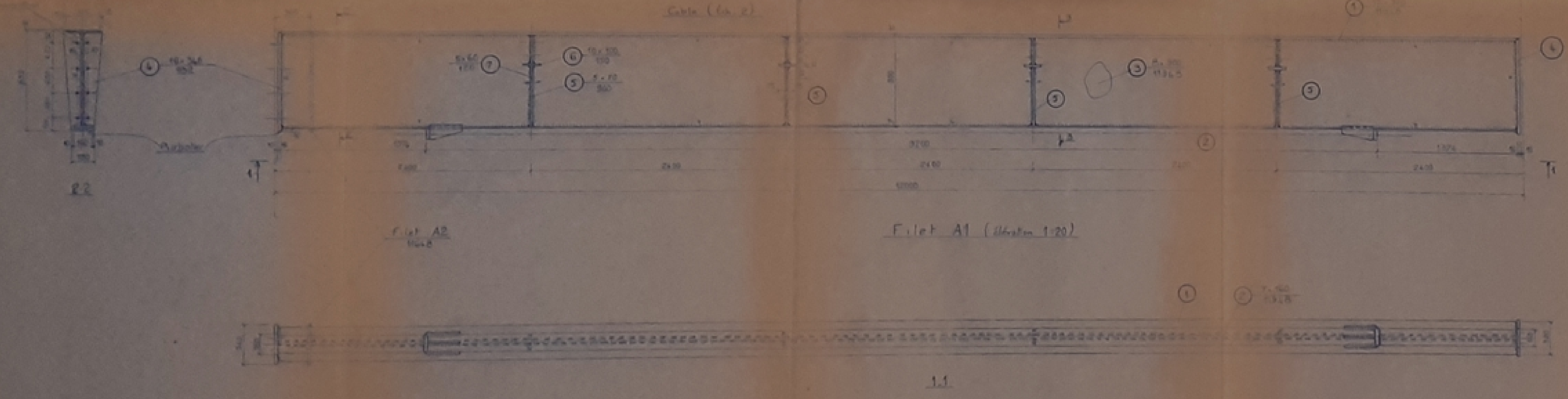
PROPOSÉ PAR MM. G. BALACHOV, Y. MARTINOV

ÉTUDIÉ PAR

PROMOTION 1975-76



N°	Section mm	Longueur mm	Nombre de pièces	Masse en kg Unitaire	Masse en kg Totale	Masse de l'élément
1	15 × 320	11948	1	447	447	1613
2	7 × 160	11948	1	105	105	
3	8 × 900	11948	1	679	679	
4	16 × 340	552	2	30	60	
5	5 × 70	900	8	2,5	20	
6	10 × 100	150	8	1,2	10	
7	5 × 60	120	8	0,28	2	
8	Ø 24,3	5500	2	26	52	
9	10 × 102	315	4	1,7	7	
10	10 × 80	300	2	1,5	3	
11	35 × 80	160	2	3,5	7	
12	Ø 72	100	2	2	4	
13	Ø 68	100	2	2	4	
	Masse de la soudure 1,5 %				21	
14	IPE 300	5652	1	246	246	246
15	IPE 300	5506	1	250	250	264
16	14 × 170	320	2	7	14	
17	IPE 300	5500	1	252	252	252



PB00176

-6-

UNIVERSITÉ D'ALGER

GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

PALAIS DES SPORTS

FERME Construction mixte

POUTRE Précontrainte métallique

PLAN N° 6

DESSIN D'EXÉCUTION DU FILET A1

PROPOSÉ PAR MM. G. BALACHOV, F. MARINOV

ÉTUDIÉ PAR

PROMOTION