

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT de genie civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Salle de SPORTS

Polyvalente

En

Charpente - Metallique.

4 PLANCHES

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

Bati metal

M. MEDERIAI

Z. Djillali - BERKANE

M. GHRIU

PROMOTION : Juin 1986.

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nos remerciements sincères à notre promotrice
M^{lle} Z. Djilali-Berkane pour son aide tout au long
de l'élaboration de notre mémoire.

Il nous est agréable aussi d'exprimer notre
reconnaissance aux professeurs qui ont contri-
-bué à notre formation.

Nous remercions également M^r M^{el} HAROUN (bureau
d'étude BATIMÉTAL) et M^r JERSI-CALKA (Ingénieur de P.T.C.)
pour leurs aimable collaboration.

DEDICACES

A nos parents

A nos frères et sœurs,

A nos amis.

TABLE DES MATIERES

Chapitre

Titre

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Page

INTRODUCTION

	* présentation	1
	* , caractéristiques des matériaux	3
Premier :	Etude au vent	4
II	Calcul des éléments :	
	* poutres isostatiques	8
	* Bardage	9
	* Escaliers	12
III	Etude de la poutre à treillis	15
IV	Etude au séisme	21
V	Etude des portiques	
	* portique de la tribune	25
	* poteau , Composé	30
	* Vérification de la poutre à treillis	33
VI	Contreventement	35
VII	Assemblages	42
VIII	Ancrage des poteaux	52
IX	Fondations	61

- , Conclusions
- Bibliographie.

PRESENTATION

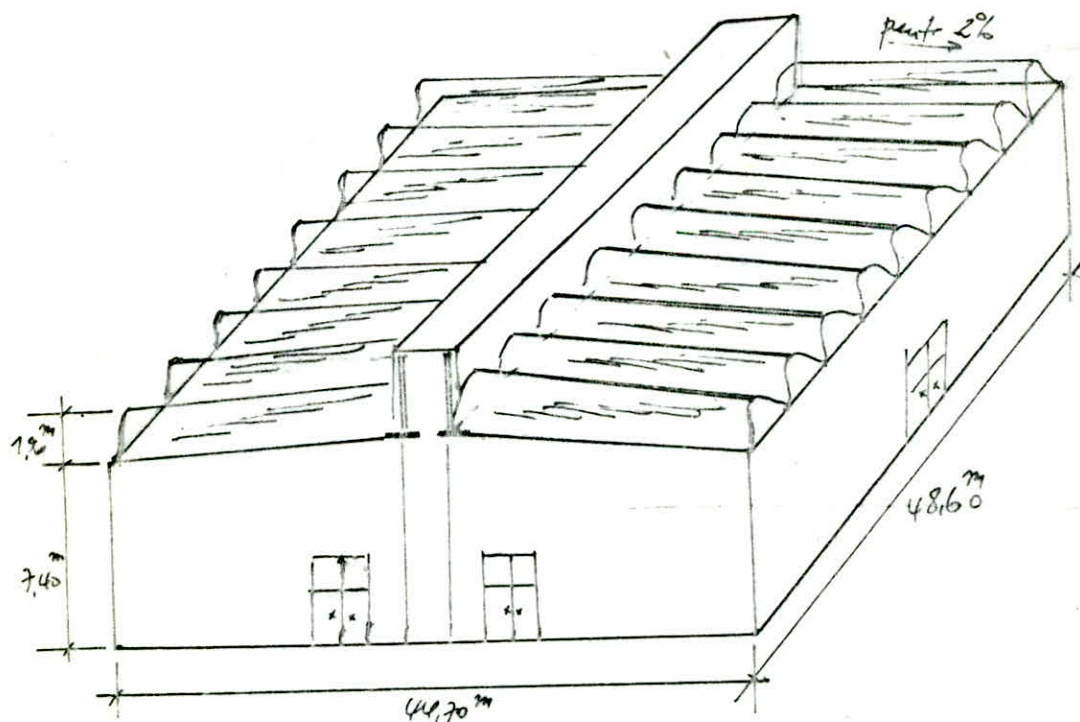
Le sujet de notre projet, consiste en l'étude de la structure portante en charpente métallique d'une salle de sport polyvalente implantée à AIN DEFIA.

Cet ouvrage est composé d'une salle et deux tribunes, séparés par des joints de dilatation.

L'ossature métalliques, composée de portiques auto-stables et des pannes de stabilité et de l'autre sens la stabilité est assurée uniquement par des contre-ventement verticaux entre les files de poteaux.

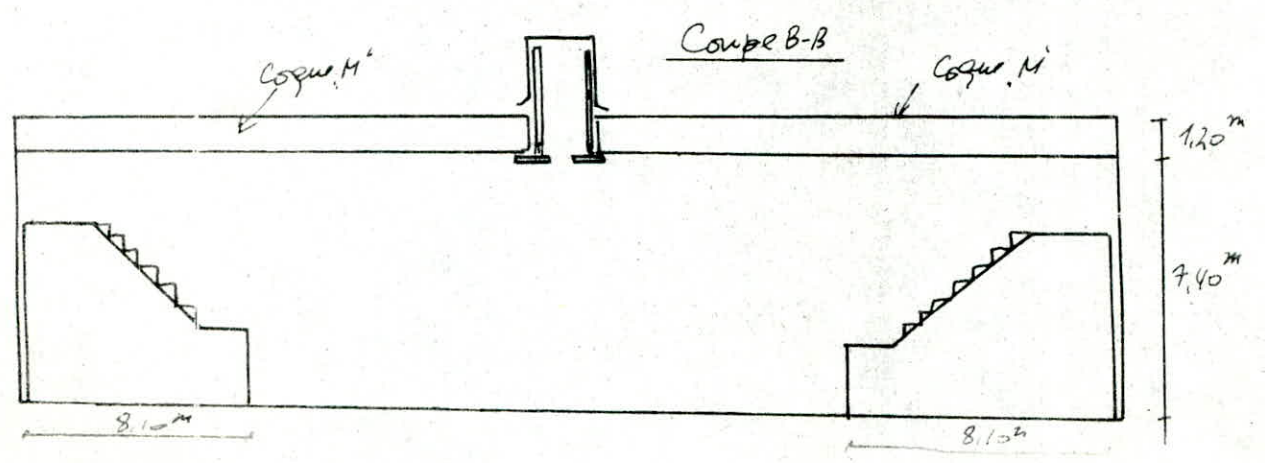
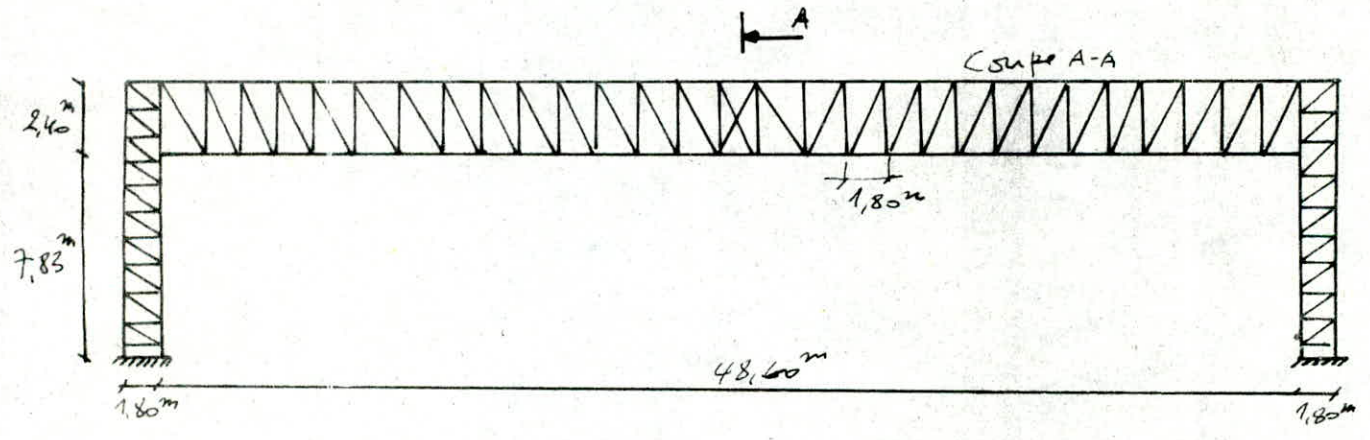
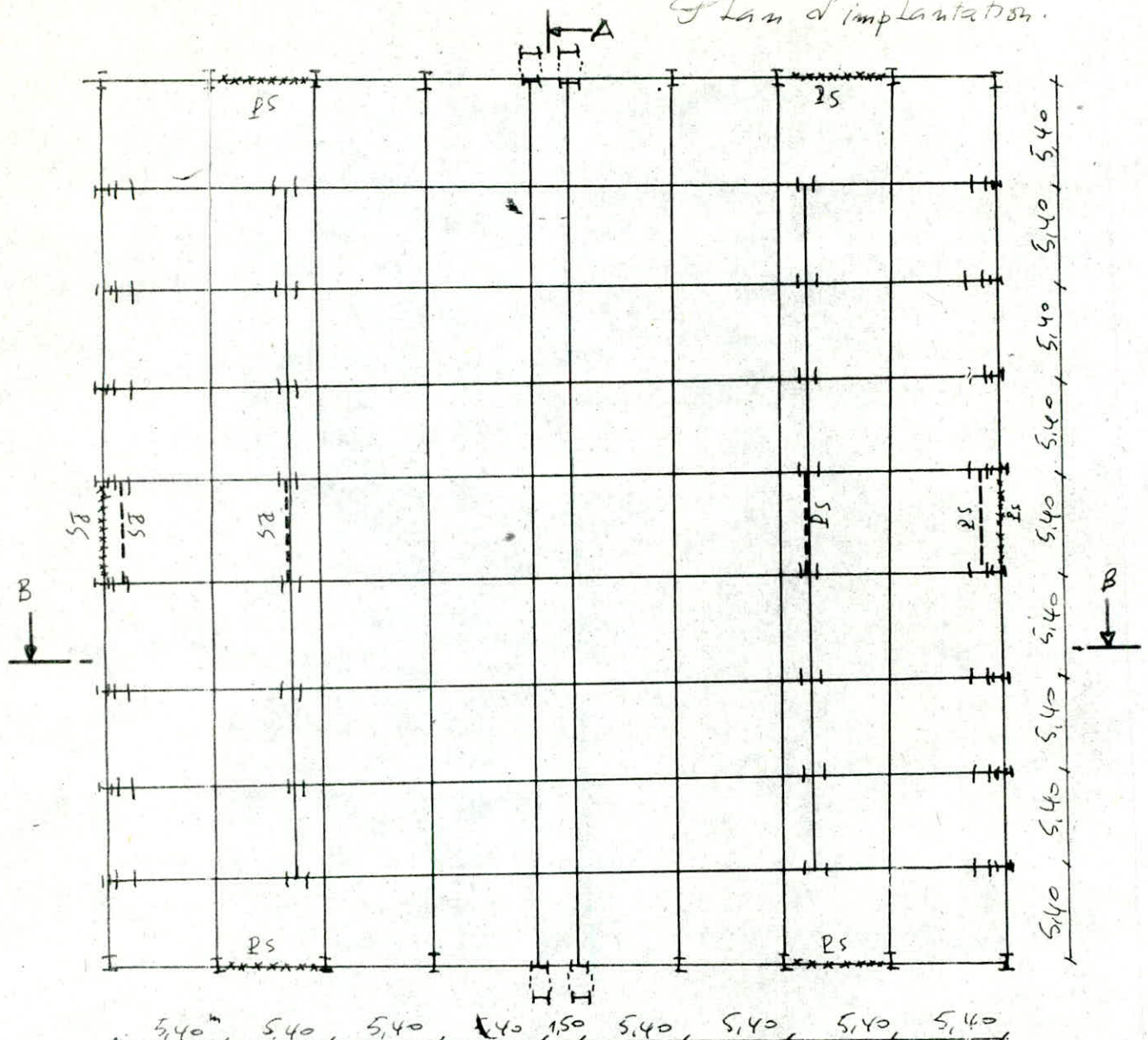
La toiture du bâtiment, constituée de la coque "M" qui contribue à la rigidité générale de l'ossature.

Pour les assemblages à être réalisés sur place devront être boulonnés.



Vue en perspective

Plan d'implantation.



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1) Aciers:

- Profils laminés en aciers E24 : $\bar{\sigma}_{e24} = 2400 \text{ daN/cm}^2$
(Pour les tubes voir OTUA TOME III page)
- Tôles nervurées (TN 40) $e_p > 5 \text{ mm}$
- boulons de fondation FeE24 ; $\bar{\sigma}_{e24} = 2400 \text{ daN/cm}^2$
- boulons ordinaires type 4-6, 5-6 (2400; 3000 daN/cm²)
- boulons à haute résistance type 8-8 : $\bar{\sigma}_{e24} = 6400 \text{ daN/cm}^2$
type 10-9 $\bar{\sigma}_{e24} = 9000 \text{ daN/cm}^2$
- Acier de ferraillage:
 - i: barres rondes lisses : FeE24 ; $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ daN/cm}^2$
 - ii: barres TOR (HA) : FeE40 ; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2$ ($\phi \leq 20$)
- Contraintes admissibles limitées par les conditions de fissuration } $\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$ C.C.B.A art 4.9.

2) Béton:

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA32.5 et peu contraindre

- * Contrainte admissible de compression simple:

$$\bar{\sigma}'_c = 67,5 \text{ daN/cm}^2$$

- * Contrainte admissible en flexion simple.

$$\bar{\sigma}'_f = 135 \text{ daN/cm}^2$$

- * Contrainte admissible de traction

$$\bar{\sigma}_t = 8,8 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{CCBA art 9,5}$$

3) Résistance du Sol:

La nature du sol permet d'adapter des semelles isolées à lesquelles les poteaux seront encastrés.

(voir chapitre fondation)

ETUDE AU VENT

ETUDE AU VENT

Les surcharges climatiques ont un effet très important sur les constructions métalliques. De ce fait, l'étude de la résistance et la stabilité d'une construction sous ces surcharges est obligatoire.

Action élémentaire unitaire:

$$q = q_{10} \cdot K_h \cdot \delta \cdot K_m \cdot K_s \cdot C$$

q_{10} : pression dynamique de base à 10 m de hauteur

Region II $\rightarrow q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2$

K_h : effet de hauteur au dessus du sol.

pour $0 \leq H \leq 500 \text{ m}$; $K_h = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$

$$H = 10,40 \Rightarrow K_h = 1,008$$

δ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques

Il est fonction de la plus grande dimension exposée

au vent $\rightarrow L = 48,60$

d'après NV65 fig R.11.2 pour $H < 30 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,74$

K_s : Coefficient de site \rightarrow site normale $K_s = 1$ (NV65, 1.2.42)

K_m : Coefficient de masque $\rightarrow K_m = 1$

C : Coefficient de pression fonction des dispositions de la construction.

$$C = C_e - C_i$$

Les Coefficient C_e et C_i

caractérisent respectivement les actions extérieures et les actions intérieures

• Calcul des rapports des dimensions:

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{10,40}{43,60} = 0,214$$

$$b < a.$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{10,40}{44,7} = 0,232$$

- Calcul du Coefficient δ_s

D'après le diagramme de la figure RIII 5 NV65

- Vent normal à la grande face S_a :

$$\lambda_a = 0,214 < 0,5 \longrightarrow \delta_s = 0,85$$

- Vent normal à la petite face S_b :

$$\lambda_b = 0,232 < 1,0 \longrightarrow \delta_s = 0,85$$

Determination des actions extérieures "C_e"

1° La Toiture:

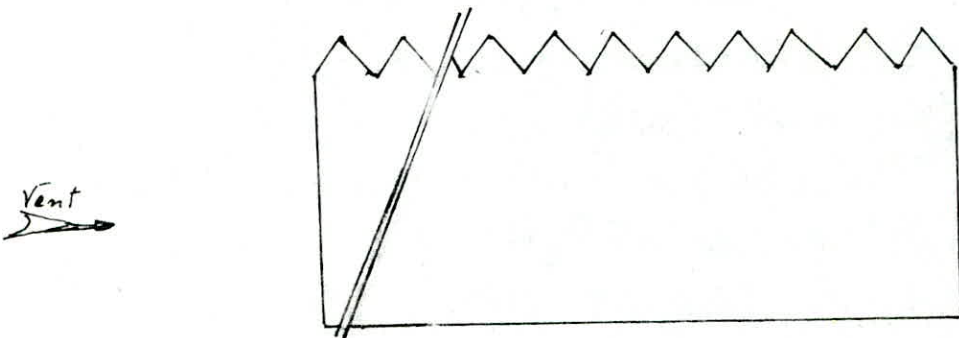
* Vent normal aux génératrices

D'après la figure RIII 7 NV65 On tire suivant la direction du vent les valeurs suivantes:

$$\alpha = 57,7 ; \delta_s = 0,85 \longrightarrow C_e = +0,22 \text{ (au Vent)}$$

$$\alpha = 57,7 ; \delta_s = 0,85 \longrightarrow C_e = -0,32 \text{ (Sous le Vent)}$$

pour les toitures intermédiaires et l'avant dernier versant "C_e" est réduit de 25% (art 3,31 NV65)



* Vent parallèle aux génératrices:

$$C_e = -0,28 \text{ (tous les versants) fig RIII 6 NV65}$$

2°) Parois Verticales:

- face au Vent : $C_e = +0,8$ $\neq 0$
- face sous Vent : $C_e = -(1,38 - 0,8) = -0,3$

Determination des actions interieures "C_i"

Les parois ont une permeabilite $\mu < 5\%$ (construction fermee)

On applique simultanement sur les faces interieures de tous les parois:

- Soit une surpression : $C_i = +0,6 (1,8 - 1,38) = +0,417$
- Soit une depression : $C_i = -0,6 (1,38 - 0,8) = -0,183$

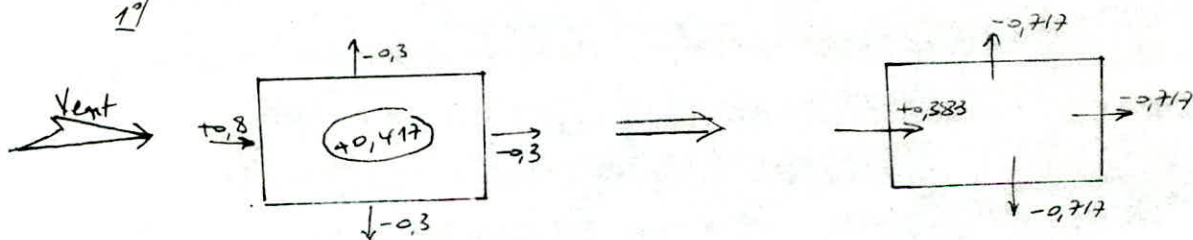
Si $C_i < 0,15$ on prend 0,15 pour une pression et -0,20 pour une suction (art 2,14 NV 65)

donc $C_i = +0,417$ pour une pression
 $C_i = -0,20$ pour une suction.

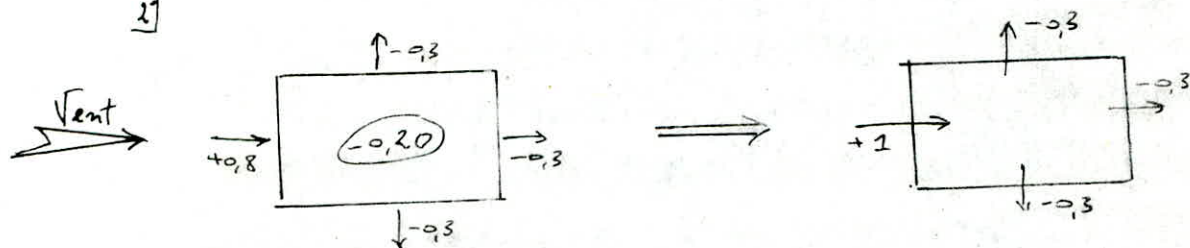
Determination des actions resultantes "C"

$C = C_e - C_i$ pour les deux directions du vent au 9:

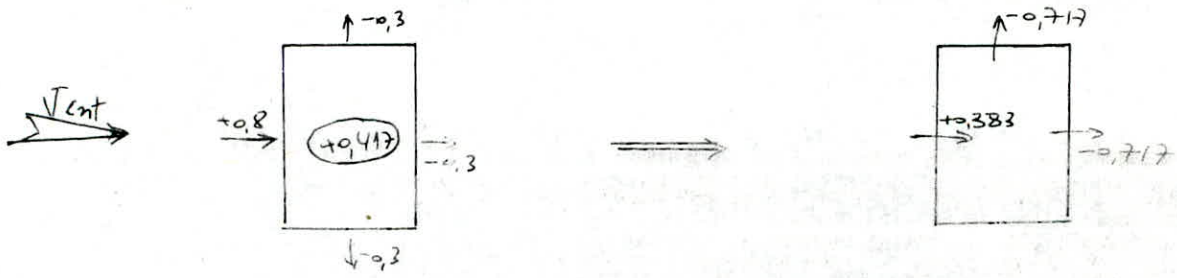
1°



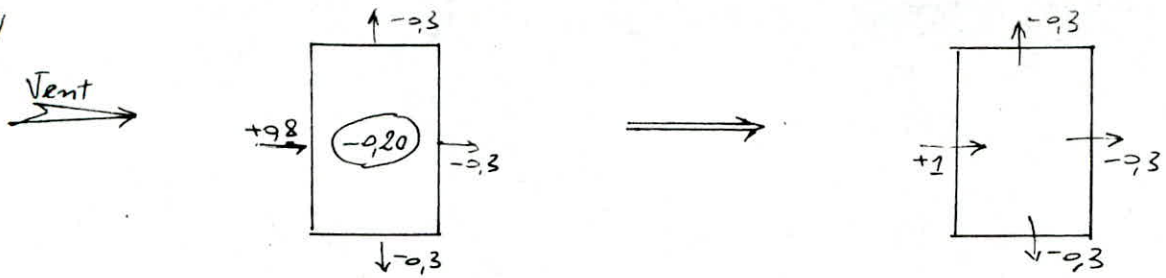
2°



3/



4/



Resultantes unitaires à retenir pour les calculs

Tableau récapitulatif:

	grande face	petite face	Toiture (Cote M)
pression	+1,000	+1,000	+0,420
Suction	-0,717	-0,717	+0,727

Remarque: Si $|c| < 0.3$ On prend $|c| = 0.3$
(Art 2, 153 NV65)

'CALCUL DES' ELEMENTS'

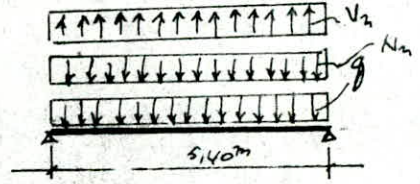
POUTRES ISOSTATIQUES

I Evaluation des charges

$$g = 570 \text{ daN/ml}$$

$$N_n = 378 \text{ daN/ml}$$

$$V_n = -394,7 \text{ daN/ml}$$



II Tableau des elements de reduction

Cos de Charge	au milieu de la poutre		Extremite
	M (daN.m)	N (daN)	T (daN)
Charge per \$g\$	+ 2077,65	0	+ 1539
Neige \$N_n\$	+ 1377,81	0	+ 1020,6
Vent \$V_n\$	- 2517,74	0	- 1865
\$\frac{1}{3}g + \frac{3}{2}N_n\$	+ 4837	0	+ 3582,9

III Dimensionnement de la poutre:

* Critere de deformabilite: $f = \frac{59l^4}{384EI} < \bar{f} = \frac{l}{200} \Rightarrow \bar{I} \geq \frac{59l^3 2000}{384E}$

$$q = g + N_n = 948 \text{ daN/ml} \Rightarrow \bar{I} \geq \frac{5 \cdot 948 (540)^3 200}{384 \cdot 21 \cdot 10^6} = 1052,139 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \text{IPE 220} \left\{ \begin{array}{l} - A = 33,4 \text{ cm}^2 \\ - W_x = 252 \text{ cm}^3 \\ - I_x = 2772 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

IV Verification a la resistance:

$$\frac{M_{max}}{W_n} = \frac{483700}{252} = 1919,44 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

V Verification au cisaillement:

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_a}$$

$$A_a = (22 - 2 \cdot 0,92) \cdot 0,59 = 11,89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_{max} = \frac{3582,9}{11,89} = 301,22 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{en} = 154$$

Remarque: L'instabilite des poutres (flambement, deversement) est empêche par leur solidarisation avec la poutre "M"

BARDAGE

Les parois en tôles nervurées (TN 40) ont besoin d'une squelette de résistance pour diminuer les dimensions de rectangles formés par des montants, poteaux ou potelets et les lisses.

I LISSES:

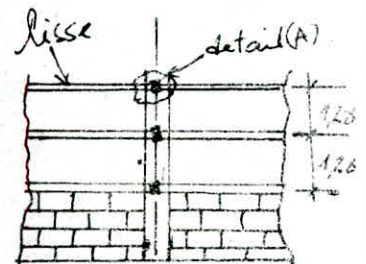
$$e = 1,28 \text{ m entre axes des lisses}$$

$$PP \text{ des lisses} \dots\dots\dots 16 \text{ daN/ml}$$

$$PP \text{ du bardage} \dots\dots\dots \frac{10 \times 1,28 = 12,8 \text{ daN/ml}}{}$$

$$G = 29 \text{ daN/ml}$$

$$V_n = C Q e = 1,53 \cdot 1,28 = 67,84 \text{ daN/ml}$$



I.1 dimensionnement:

$$q_y = G = 29 \text{ daN/ml}$$

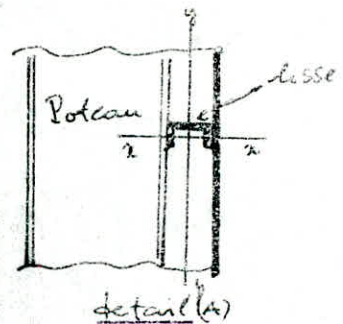
Critère de déformabilité

$$I_y \geq \frac{5 q_y l^4}{384 E f} = \frac{5 \cdot 29 \cdot (540)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2,7} \cdot 10^{-2} = 56,6 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{Soit un UPN 140.}$$

I.2 Vérification de la résistance:

$$q_y = \frac{V}{3} G = 38,67 \text{ daN/ml} \Rightarrow M_y = 141 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$q_x = \sqrt{e} = 1,75 \sqrt{V_n} = 118,72 \text{ daN/ml} \Rightarrow M_x = 432,7 \text{ daN}\cdot\text{m}$$



$$\Rightarrow \sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{14100}{14,8} + \frac{43270}{26,4} = 1453,55 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{e2}$$

I.3 La flèche:

$$f_x = \frac{5 q_x l^4}{384 E I_x} = 0,58 \text{ cm} < \bar{f} = 2,7 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 q_y l^4}{384 E I_y} = 2,43 \text{ cm} < \bar{f} = 2,7 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 2,50 \text{ cm} < \bar{f} = 2,7 \text{ cm.}$$

POTEAUX . SIMPLES

I Evaluation des charges:

- * P.P du bardage ----- $10 \times 7,4 \times 5,4 = 4000 \text{ daN}$
- * P.P des lisses ----- $10 \times 6 \times 5,4 = 518,4 \text{ daN}$
- * P.P du poteau ----- $50 \times 7,4 = 370 \text{ daN}$
- * P.P des Poutre ----- $26,2 \times 5,4 = 141,48 \text{ daN}$
- * P.P de La Coque M' ----- $48 \times 5,4 \times 10,8 = 2800 \text{ daN}$

$$G = 4230 \text{ daN.}$$

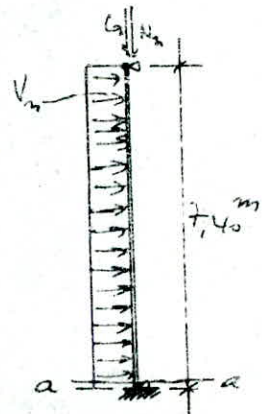
- Neige: $N_n = 35 \times 5,4 \times 10,8 = 2041,2 \text{ daN}$

- Vent: $V_n = 1 \cdot 53 \cdot 5,4 = 286,2 \text{ daN/m} \rightarrow (\text{pression})$

$V_n = -0,753 \cdot 53 \cdot 5,4 = -200,34 \text{ daN/m} \rightarrow (\text{Suction}).$

II Tableau des éléments de reduction:

Cas de Charge	Section dangereuse (a-a)		
	M (daN.m)	N (daN)	T (daN)
charges permanentes	0	4230	0
Neige N_n	0	2041,2	0
Vent V_n	1959,04	0	1323,27
$\frac{1}{3}G + \frac{17}{22}(N_n + V_n)$	2775,31	8532	1875,21



III Dimensionnement du poteau:

$$M_{max} = 2775,31 \text{ daN.m}$$

$$N_{cos} = 8532 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{ca}} = \frac{8532}{0,3240} = 11,85 \text{ cm}^2$$

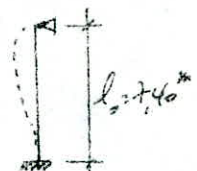
$$W_x \geq \frac{M}{\sigma_{ca}} = \frac{2775,31}{0,7240} = 164,13 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \text{HEA 160} \left. \begin{array}{l} A = 38,8 \text{ cm}^2 \\ W_x = 220 \text{ cm}^3 \end{array} \right\}$$

IV Verification à La Stabilité:

Longueur de flambement:

$$l_{fx} = l_{fy} = 0,7l_0 = 0,7 \cdot 7,40 = 5,18 \text{ m.}$$



$$i_y < i_z \Rightarrow d_{max} = d_y = \frac{I_y}{S_y} = \frac{518}{4,98} = 104 \Rightarrow \mu = 8,71 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 1,0405 \\ K_2 = 1,2092 \end{cases}$$

$$\Rightarrow K_1 \sigma + K_2 \sigma_f = 1,0405 \frac{2532}{30,8} + 1,2092 \frac{2775}{22} = 1754,25 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

II Verification au deversement:

Pièce soumise à 2 moments différents aux extrémités

$$\Rightarrow l = l_0; B = 1; C = 1 \quad (\text{art 3,62 CM66})$$

$$\text{HEA 160} \Rightarrow D = 3,89$$

$$(\text{CM66 art 3,61}) \Rightarrow \sigma_d = \frac{\pi^2 E}{5,2} \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{p}\right)^2 (D-1) B \cdot C$$

$$= \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{5,2} \cdot \frac{616}{1673} \left(\frac{15,2}{740}\right)^2 \cdot 2,89 \cdot 1 \cdot 1 = 1781,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow d_u = \frac{p}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 80,92 \longrightarrow K_0 = 1,471$$

$$\Rightarrow K_{d_u} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)} = 1,037$$

$$\frac{M_E}{M_W} = 0 \Rightarrow C = 1,88 \quad (\text{art 3,642, 21 CM66})$$

$$\Rightarrow K_d = \frac{K_{d_u}}{C} + \frac{D-1}{5K_{d_u}} = 0,595 < 2 \text{ donc pas de risque de deversement}$$

III Verification de la flèche:

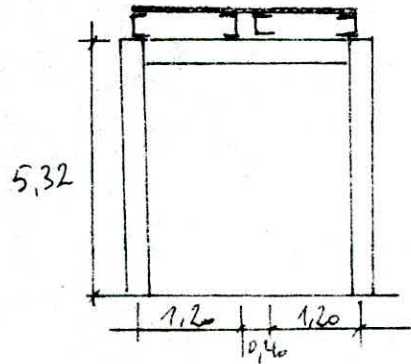
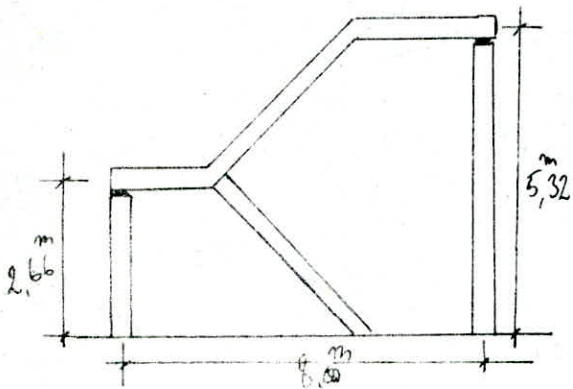
$$f = 0,0054 \frac{p l^4}{EJ} \quad (\text{voir l'aide mémoire de RDM})$$

$$\Rightarrow f = 0,0054 \frac{286,2 (740)^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 1673} = 10^{-2} = 1,19 \text{ cm}$$

$$\text{et } f = \frac{l}{200} = \frac{740}{200} = 3,7 \text{ cm}$$

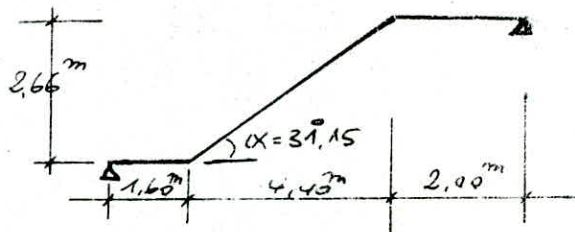
$$\Rightarrow f < f$$

LES ESCALIERS



* Schema Statique:

- Largeur de la marche: $g = 27,5 \text{ cm}$
- hauteur de la marche: $h = 17,33 \text{ cm}$



formule de BLONDEL: $0,59 \leq g + 2h = 0,62 \leq 0,66$; vérifiée.

I Evaluation des Charges:

P.P du profilé 15 daN/ml

P.P (du Volée ou paillasser) 145 daN/ml

$$\Rightarrow G_1 = 145 \times 0,80 + 15 = 131 \text{ daN/ml} \quad ; \quad P_1 = 400 \text{ daN/m}^2$$

- Volée pour 1 m de projection:

$$G = \frac{G_1}{\cos \alpha} = 153 \text{ daN/ml}$$

$$; \quad P = \frac{400 \times 0,8}{\cos \alpha} = 374 \text{ daN/ml}$$

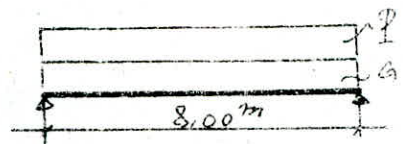
$$\Rightarrow q = G + 1,2 P = 601,8 \text{ daN/ml}$$

On suppose que toute la poutre est chargée par q

II Dimensionnement:

Critère de déformabilité:

$$q = G + P = 527 \text{ daN/ml}$$



$$I_x \geq \frac{59 \times 8^3 \times 300}{384 E} = 5019 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \text{UPN.300} \quad \left. \begin{array}{l} I_x = 8030 \text{ cm}^4 \\ W_x = 535 \text{ cm}^3 \end{array} \right\}$$

III Verifications:

- Verification a la resistance:

$$M_{max} = q \frac{l^2}{8} = 601,8 \frac{8^2}{8} = 4814,40 \text{ daN.m}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{4814,40}{535} = 899,88 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- Verification au cisaillement:

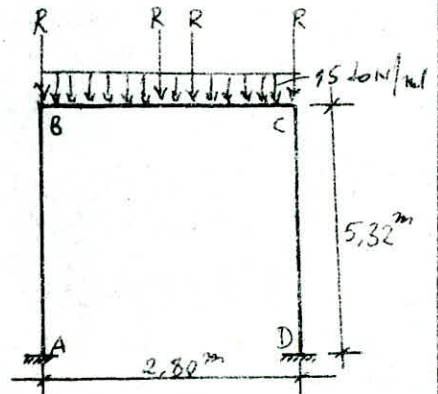
$$T = q \frac{l}{2} = 2407,20 \text{ daN}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{2407,20}{30} = 80,24 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{en}$$

IV Cadre d'appui:

$R = 2407,2 \text{ daN}$ (reaction d'appui des escaliers)

Pour la determination des elements de reduction et la fleche, on utilise le formulaire des cadres simples (KLEINLOGEL) et l'aide memoire (RDM)



$$M_B = -1155,42 \text{ daN.m}$$

$$M_A = +577,71 \text{ daN.m}$$

$$M_C = +2224,19 \text{ daN.m (a mi-traverse)}$$

$$V_A = 4828,04 \text{ daN} \quad \text{et} \quad H_A = 325,77 \text{ daN}$$

* Dimensionnement:

$$M_{max} = 2224,19 \text{ daN.m} \quad ; \quad N = 325,77 \text{ daN (comp)}$$

$$A \geq \frac{N}{0,3 \sigma_{en}} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$W_x \geq \frac{M_{max}}{0,7 \sigma_{en}} = 204,6 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Soit un IPE 220} \\ W_x = 252 \text{ cm}^3 \\ A = 33,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

* Verification a la stabilite:

$$l = \frac{l}{i_y} = \frac{0,5 \cdot 800}{2,48} = 161,3 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 1,0058 \\ K_2 = 1,0239 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow K_2 \frac{N}{A} + K_1 \frac{M}{W_x} = 1918,81 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{cr}$$

Poutre (IPE 220) : $M = 1150,42 \text{ daN}\cdot\text{m}$; $N = 4828,04 \text{ daN}$.

* Vérification de la stabilité

$$d_y = \frac{532/2}{2,48} = 107,25 \Rightarrow \begin{cases} K_1 = 1,0442 \\ K_f = 1,2284 \end{cases}$$

$$\Rightarrow 1,0442 \frac{4828,04}{33,4} + 1,2284 \frac{1150,42}{252} = 711,72 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ex}$$

* Vérification au déversement:

Pièce soumise à 2 moments différents aux extrémités

$$\Rightarrow l = l_0 ; B = 1 ; C = 1 \text{ (art 3,62 CM66)}$$

$$\text{IPE 220} \Rightarrow D = 1,422.$$

$$\text{(CM66, art 3,61)} \Rightarrow \sigma_d = \frac{\pi^2 E}{5,2} \cdot \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l}\right)^2 (D-1) \cdot B \cdot C = 212,72 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 169,8 \xrightarrow{\text{CM66}} K_0 = 4,62$$

$$\Rightarrow K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)} = 3,498$$

$$\left. \begin{array}{l} M_w = -1155,42 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ M_e = +577,71 \text{ daN}\cdot\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{M_e}{M_w} = -0,5 \xrightarrow[\text{page 92}]{\text{CM66}} C = 2,71$$

$$\Rightarrow K_d = \frac{K_0}{C} + \frac{C-1}{5K_0} = 1,388$$

$$\Rightarrow K_1 \sigma + K_d K_f \sigma_f = 797,98 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ex}$$

pas de risque de déversement

* Vérification de la flèche:

On calcule la flèche à mi-traverse.

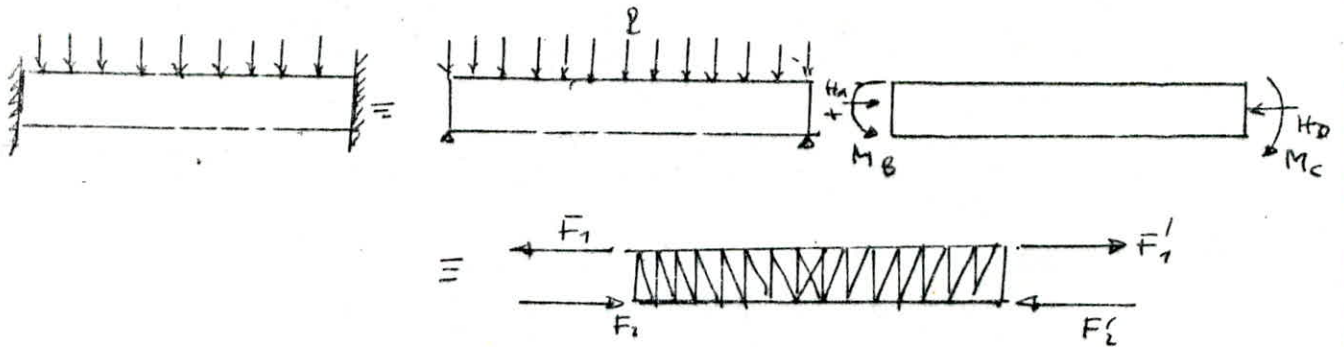
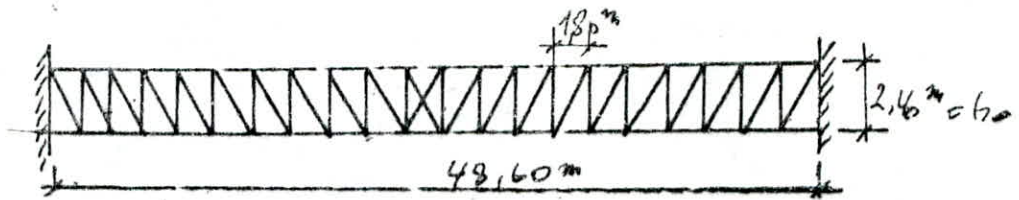
$$f = \frac{1}{EI} \int MM dx = 0,14 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{300} = 0,93 \text{ cm}$$

Donc : - Poutre sous pailleasse et sous palier UPN 300

- Cadre d'appuis IPE 220.

**ETUDE DE LA POLITIQUE
À TREVILLIS**

POUTRE À TREILLIS



I Evaluation des charges et surcharges

$$V_n = 75,13 \text{ daN/ml}$$

$$N_n = 10,8 \cdot 35 = 378 \text{ daN/ml}$$

$$p = 350 + 10,8 \cdot 48 = 768,4 \text{ daN/ml}$$

→ La combinaison la plus défavorable

$$\Rightarrow p = \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (N_n + V_n) = 1666,66 \text{ daN/ml}$$

$$\Rightarrow P = 1,8 p = 3000 \text{ daN}$$

$$M_B = M_C = - \frac{6 p l}{6 k + l} = -216,3 p$$

$$H_A = H_D = 35,92 p$$

$$F_1 = F'_1 = \frac{M_B}{h_n} - \frac{H_A}{2} = 120233 \text{ daN} = 40 p$$

$$F_2 = F'_2 = \frac{M_B}{h_n} + \frac{H_A}{2} = 180099 \text{ daN} = 60 p$$

III Calcul des efforts internes de les barres:

Comme hypothèse simplificatrice, on considère les barres articulées aux nœuds de cette façon la ferme est intérieurement isostatique. La méthode utilisée est la méthode graphique de "CRÉMONA". Chaque nœuds sera en équilibre sous l'action de barres y aboutissant. Au lieu d'écrire les équations d'équilibre d'un nœud, on construit le polygone fermé des forces - action de contact des barres par les nœuds.

Les résultats de l'étude graphique de "CRÉMONA" sont donnés dans le tableau qui suit en respectant la Convention de signe

Suivante: (-): Compression ; (+) traction.

Entrait	N (P)	N (don)
e ₁	-40,00	-120 000
e ₂	-30,25	-90 750
e ₃	-21,25	-63 750
e ₄	-13,00	-39 000
e ₅	-5,50	-16 500
e ₆	+1,25	+3 750
e ₇	+7,25	+21 750
e ₈	+12,50	+37 500
e ₉	+17,00	+51 000
e ₁₀	+20,75	+62 250
e ₁₁	+23,75	+71 250
e ₁₂	+26,00	+78 000
e ₁₃	+27,50	+82 500
e ₁₄	+28,25	+84 750

Abalotrien	N (P)	N (don)
a ₁	+30,25	+120 000
a ₂	+21,25	+63 750
a ₃	+13,00	+39 000
a ₄	+5,50	+16 500
a ₅	-1,25	-3 750
a ₆	-7,25	-21 750
a ₇	-12,50	-37 500
a ₈	-17,00	-51 000
a ₉	-20,75	-62 250
a ₁₀	-23,75	-71 250
a ₁₁	-26,00	-78 000
a ₁₂	-27,50	-82 500
a ₁₃	-28,25	-84 750
a ₁₄	-28,25	-84 750

Moment	N (P)	N (don)
m ₁	-13,5	-40 500
m ₂	-13	-39 000
m ₃	-12	-36 000
m ₄	-11	-33 000
m ₅	-10	-30 000
m ₆	-9	-27 000
m ₇	-8	-24 000
m ₈	-7	-21 000
m ₉	-6	-18 000
m ₁₀	-5	-15 000
m ₁₁	-4	-12 000
m ₁₂	-3	-9 000
m ₁₃	-2	-6 000
m ₁₄	-1	-3 000
m ₁₅	0	0

diagonale	N (P)	N (don)
d ₁	+16,25	+48 750
d ₂	+15,00	+45 000
d ₃	+13,75	+41 250
d ₄	+12,50	+37 500
d ₅	+11,25	+33 750
d ₆	+10,00	+30 000
d ₇	+8,75	+26 250
d ₈	+7,50	+22 500
d ₉	+6,25	+18 750
d ₁₀	+5,00	+15 000
d ₁₁	+3,75	+11 250
d ₁₂	+2,50	+7 500
d ₁₃	+1,25	+3 750
d ₁₄	+0	0

IV Dimensionnement des barres:

Le dimensionnement se fera selon, chaque type de barre la plus sollicitée. On utilisera des doubles cornières reliées par des fourures (plats) à des distances régulières pour les diagonales et les montants et on utilisera des profils (\square) pour les entrails et les arbalétriers.

4.1 Arbalétrier: $N_{\max}^c = -84750 \text{ daN}$ (compression)
 $N_{\max}^t = +80750 \text{ daN}$ (traction).

$$l_0 = 1,80 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} l_{fx} = 3l_0 = 5,40 \text{ m} \\ l_{fy} = 0,9l_0 = 1,62 \text{ m} \end{cases} \quad \left(\begin{array}{l} \text{Le plan de la} \\ \text{ferme est } L_0 \\ \text{plan } Y-Y \end{array} \right)$$

* On dimensionnera cette barre d'après le critère de résistance

$$A \geq \frac{N^t}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{80750}{2950} = 30,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{tube carré } \square 200,8$$

dont les caractéristiques sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} i_x = i_y = 7,769 \text{ cm} \\ A = 59,46 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

* Vérification à la stabilité:

$$\left. \begin{array}{l} d_x = \frac{540}{7,769} = 69,50 \\ d_y = \frac{162}{7,769} = 20,85 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta = \max(d_x, d_y) = 69,50 \rightarrow K = 1,296$$
$$\Rightarrow K \frac{N}{A} = 1,296 \frac{84750}{59,46} = 1846 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

4.2 diagonale: $N_{\max} = +48750 \text{ daN}$

$$l_0 = 3,00 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} l_{fx} = l_0 = 3,00 \text{ m} \\ l_{fy} = 0,8l_0 = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

On dimensionnera la barre d'après le critère de résistance.

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{48750}{2400} = 20,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{d'où } \text{JL } 80-90-8 \text{ dont les}$$

caractéristiques sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} i_x = 2,43 \text{ cm} \\ i_y = 3,60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification de l'éclatement (Stabilité)

$$d = d_x = 125 < d_{\text{lim}} = 350 \Rightarrow \text{barre stable.}$$

4.3 Extrait:

$$N_{\max} = -120\,000 \text{ daN (Compression)}$$

$$N_{\min} = +84\,750 \text{ daN (Traction)}$$

$$l_0 = 1,80 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} l_{fx} = 3l_0 = 5,40 \text{ m} \\ l_{fy} = 0,9l_0 = 1,62 \text{ m} \end{cases}$$

* On dimensionnera la barre d'après le critère de résistance

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{sc}} = \frac{84\,750}{2\,950} = 28,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \square 200-8 \text{ dont les}$$

caractéristiques

$$\text{sont } \begin{cases} \bar{c}_x = \bar{c}_y = 7,769 \text{ cm} \\ A = 59,46 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

* Vérification de la stabilité:

$$d = \max(d_x, d_y) = d_x = \frac{540}{7,769} = 69,50 \rightarrow K = 1,296$$

$$\Rightarrow K \frac{N}{A} = 1,296 \frac{120\,000}{59,46} = 2\,615,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{sc} = 2\,950$$

4.4 Montant:

$$N_{\max} = -40\,500 \text{ daN (Compression)}$$

On dimensionnera cette barre par le critère de la stabilité

$$? d = 100 \rightarrow K = 1,894 \Rightarrow A = K \frac{N}{\sigma_{sc}} = 31,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \square 100,109,10$$

$$\begin{cases} \bar{c}_y = 4,43 \text{ cm} \\ \bar{c}_x = 3,04 \text{ cm} \\ A = 38,3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

* Vérification du critère d'élanement:

$$\left. \begin{aligned} d_x &= \frac{l_{fx}}{c_x} = \frac{240}{3,04} = 78,9 \\ d_y &= \frac{l_{fy}}{c_y} = \frac{192}{4,43} = 43,34 \end{aligned} \right\} \Rightarrow d = 78,9 < d_{\text{lim}} = 150$$

* vérification du critère de la stabilité:

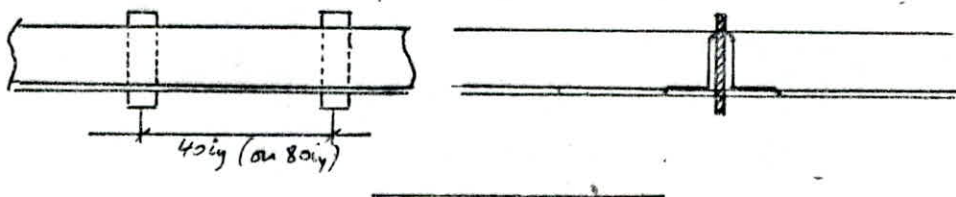
$$d_x = 78,9 \rightarrow K = 1,436$$

$$\Rightarrow 1,436 \frac{40\,500}{38,3} = 1\,518,48 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{sc}$$

• Pour que les doubles cornières forment un ensemble unitaire, on les reunit de place en place, afin d'éviter le flambage local. Cela se fait en interposant des fourrures entre les cornières. Les distances entre ces fourrures sont:

* pour les montants $\rightarrow 40i_y = 1,772 \text{ m.}$

* pour les diagonales $\rightarrow 80i_y = 2,88 \text{ m.}$



V Déformation de la ferme:

Comme toute autre élément de la toiture, la ferme doit être vérifiée à la déformation $f \leq \bar{f} = \frac{l}{200}$ (CM66 art 5,253). La flèche réelle f , calcul pour les charges et surcharges normales non pondérées au milieu de la portée de la ferme. On utilisera la formule de "CASTIGLIANO" donnée par:

$$f = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^n \frac{N_i \bar{N}_i l_i}{S_i}$$

N_i : effort normal interne de la barre i^{e} dû aux charges et surcharges normales non pondérées.

\bar{N}_i : effort interne dû à une charge unitaire appliquée au milieu de la portée de la ferme et de la sens de la flèche.

l_i : longueur de la barre i^{e} .

S_i : la section de la barre i^{e} .

D'après l'étude graphique de "CRÉMONA" on a:

* pour les montants: $\bar{N}_i = 0,5 \forall i$

* pour les diagonales: $\bar{N}_i = 0,625 \forall i$

* pour les entraxes et les arbalétriers les valeurs de \bar{N}_i sont données par le tableau suivant:

Arbalétrier	Entrait	N_i (don)	\bar{N}_i (don)	$N_i \bar{N}_i$
	e_1	- 87 920	- 3,000	+ 263 760
a_1	e_2	- 66 489,5	+ 2,625	+ 174 535
a_2	e_3	- 46 707,5	- 2,250	+ 105 092
a_3	e_4	- 28 574	- 1,875	+ 53 576
a_4	e_5	- 12 089	- 1,500	+ 18 133
a_5	e_6	+ 27 47,5	- 1,125	- 30 91
a_6	e_7	+ 15 935,5	- 0,750	- 11 952
a_7	e_8	+ 27 475	- 0,375	- 10 303
a_8	e_9	+ 37 366	- 0,000	0,000
a_9	e_{10}	+ 45 608,5	+ 0,375	+ 17 103
a_{10}	e_{11}	+ 52 202,5	+ 0,750	+ 39 152
a_{11}	e_{12}	+ 57 148	+ 1,125	+ 64 291
a_{12}	e_{13}	+ 60 445	+ 1,500	+ 90 667
$a_{13} - a_{14}$	e_{14}	+ 69 093,5	+ 1,875	+ 116 425

$$\Rightarrow \sum_{i=1}^n N_i \bar{N}_i = + 917 338 \text{ don (pour les entrants)}$$

$$\sum_{i=1}^n N_i \bar{N}_i = + 770 053 \text{ don (pour les arbalétriers)}$$

et $\sum_{i=1}^n N_i = 250 0225$ (diagonales)

$$\sum_{i=1}^n \bar{N}_i = 229 691 \text{ (montants)}$$

$$\Rightarrow f = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^n \frac{N_i \bar{N}_i l_i}{S_i}$$

$$= \frac{2}{E} \left[\left(\frac{\bar{N}_i l_i}{S_i} \sum_{i=1}^n N_i + \frac{N_i l_i}{S_i} \sum_{i=1}^n \bar{N}_i \right) + l_i \frac{\left(\sum_{i=1}^n N_i \bar{N}_i + \sum_{i=1}^n N_i \bar{N}_i \right)}{S_i} \right]$$

$$= \frac{2}{E} \left[\left(\frac{0,5 \cdot 2,40}{38,3} \cdot 229 691 + \frac{0,625 \cdot 3,00}{24,54} \cdot 250 0225 \right) + \frac{1,20}{59,46} \cdot (917 338 + 770 053) \right]$$

$$= 5,55 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f = 5,55 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{200} = 24,3 \text{ cm}$$

ETUDE AU S'EIS'ME

ETUDE AU SEISME

L'étude au séisme est basée sur les règles parasismiques Algériennes (RPA81), qui sont applicables à toutes les constructions courantes de configuration simples.

Principe de Calcul.

Méthode Statique: Le règlement parasismique Algérien permet sous des conditions (Art 2-3 RPA81) de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant V à sa base, la valeur de cet effort étant fonction de cinq paramètres.

$$V = A B D Q W$$

Détermination des Coefficients

A: Coefficient d'accélération de zone (art 3.3.11, RPA81)

- Construction sportive \longrightarrow Groupe d'usage 2

- Lieu d'implantation AIN DE FLA \longrightarrow Zone III

$$\Rightarrow A = 0,25 \quad (\text{tableau RPA81})$$

D: facteur d'amplification dynamique:

La valeur de D sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment.

$$\begin{aligned} * \text{ La Salle: } (43,67, 44,7, 9,032) &\Rightarrow \left. \begin{array}{l} T_L = 0,466 \longrightarrow D_L = 4,14 \\ T_E = 0,1216 \longrightarrow D_E = 4,05 \end{array} \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Tribune: } (43,5, 2,17, 5,32) &\Rightarrow \left. \begin{array}{l} T_L = 0,0752 \longrightarrow D_L = 3,15 \\ T_E = 0,1682 \longrightarrow D_E = 3,45 \end{array} \right\} \end{aligned}$$

B: facteur de comportement de la structure

Notre ossature est contreventée par palées de 4 pans et de l'autre sens par des portiques anisostatiques et des palées

$$\Rightarrow B = 0,25 \quad (\text{Tableau 3.2 RPA 81})$$

Q: facteur de qualité:

$$Q = 1 + \frac{A}{\sum P_{qe}} \quad \text{avec } 1 \leq Q \leq 1,6$$

* Salle $\Rightarrow Q_L = Q_E = 1,3$

* tribune $\Rightarrow Q_L = 1,2$ et $Q_E = 1,3$

W: Poids de la Structure:

* Salle (W_s):

Poids de la toiture	115 077,40 kN
Poids des poteaux composés	10 800 kN
Poids des poteaux simple	7198,72 kN
Poids des poutres isostatiques	3583,44 kN
Barotage	20 400 kN
Total	167 059,16 kN

* tribune (W_t):

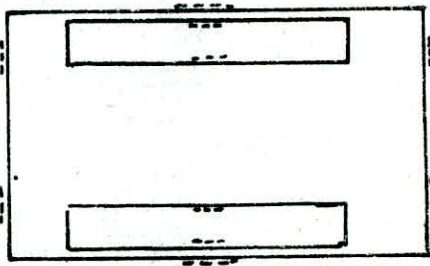
Portiques	2514,08 kN
gradins	29524,50 kN
Barotage	6480,00 kN
Poutres isostatiques	1209,60 kN
50% de la surcharge L_{exp}	65610,00 kN
Total	115 338,18 kN

Tableau des Valeurs de F_k pour la Structure de la Salle et les Tribunes:

	Sens	ABDO	Poids (kN)	F_k (kN)
Salle	L	0,3364	167 059,16	56194,52
	T	0,3290	167 059,16	54972,90
Tribune	L	0,3842	115 338,18	44549,3
	T	0,2303	115 338,18	32330,73

Calcul des centres de masse et de torsion:

Par raison de symétrie des portiques et des poutres de stabilité le centre de torsion des 2 poutres coïncide avec le centre de masse



Donc il faut tenir compte d'une excentricité accidentelle dans les 2 poutres (RPA89 art 3.3.5)

$e = 0,05 l$ où l la plus grande dimension du bâtiment.

⇒ pour la Salle: $e = 2,43 \text{ m}$
 pour les tribunes: $e = 1,89 \text{ m}$

Distribution des efforts sismiques sur les poutres:

* Mode de distribution:

$$R_{x_i} = F_k^x I_{y_i} \left(\frac{1}{\sum_{j=1}^n I_{y_j}} + \frac{e y_i}{\sum_{j=1}^n I_{y_j} x_j^2} \right)$$

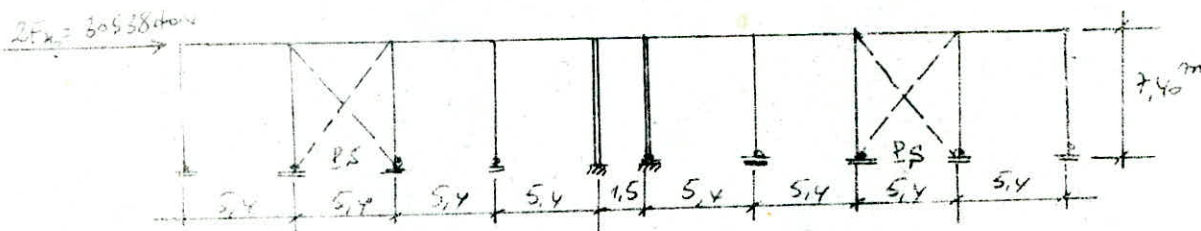
$$R_{y_i} = F_k^y I_{x_i} \left(\frac{1}{\sum_{j=1}^n I_{x_j}} + \frac{e x_i}{\sum_{j=1}^n I_{x_j} y_j^2} \right)$$

* Application

La Salle: $e = 2,43 \text{ m}$

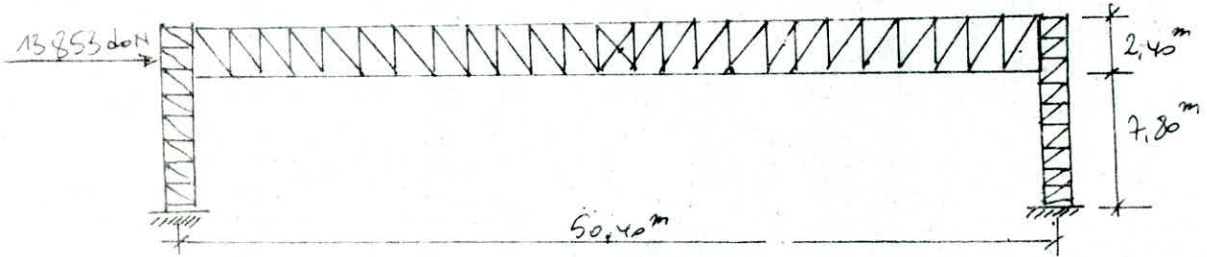
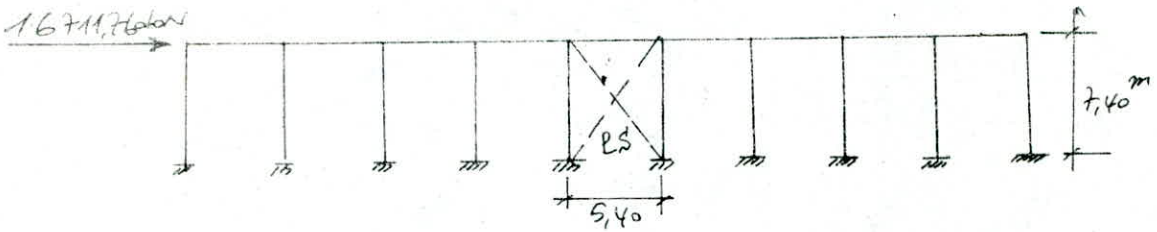
ds le sens longitudinal: $F_{x_2} = F_k^x \frac{1}{2} \left(1 + \frac{e}{x_j} \right) = 0,275 F_k^x$

$$\Rightarrow F_{x_2} = 0,275 \cdot 56194,52 = 15269 \text{ daN}$$



ds le sens trans: $F_{y_2} = 0,304 F_k^y = 16711,76 \text{ daN}$

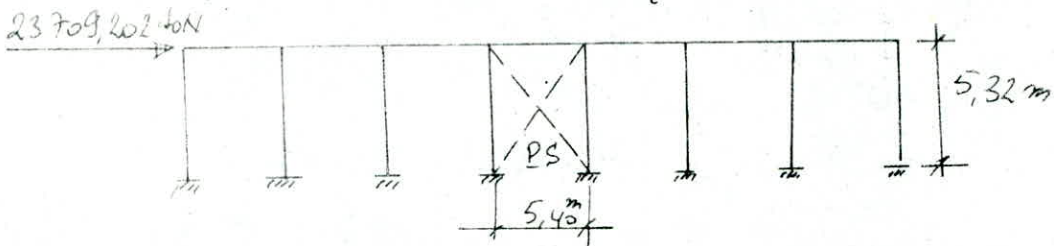
$$F_{y_2} = 0,252 F_k^y = 13853 \text{ daN}$$



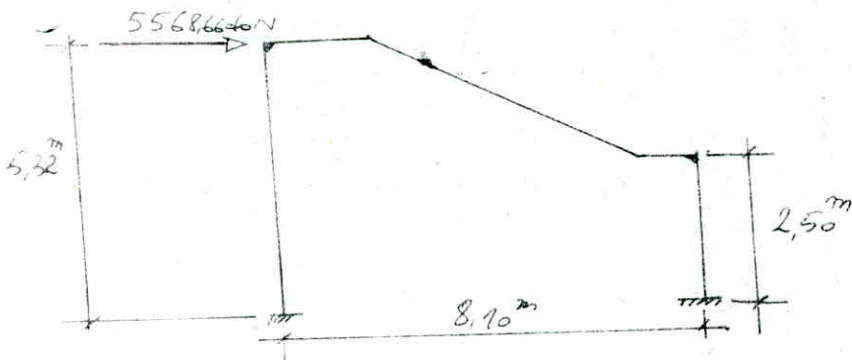
* Tribune (e = 1,85 m)

ds Le sens trans: $F_{xi} = F_k^x \frac{1}{2} \left(1 + \frac{e}{y_j}\right) = 0,733 F_k^x$

$\rightarrow F_{xi} = 23709,202 \text{ ton}$

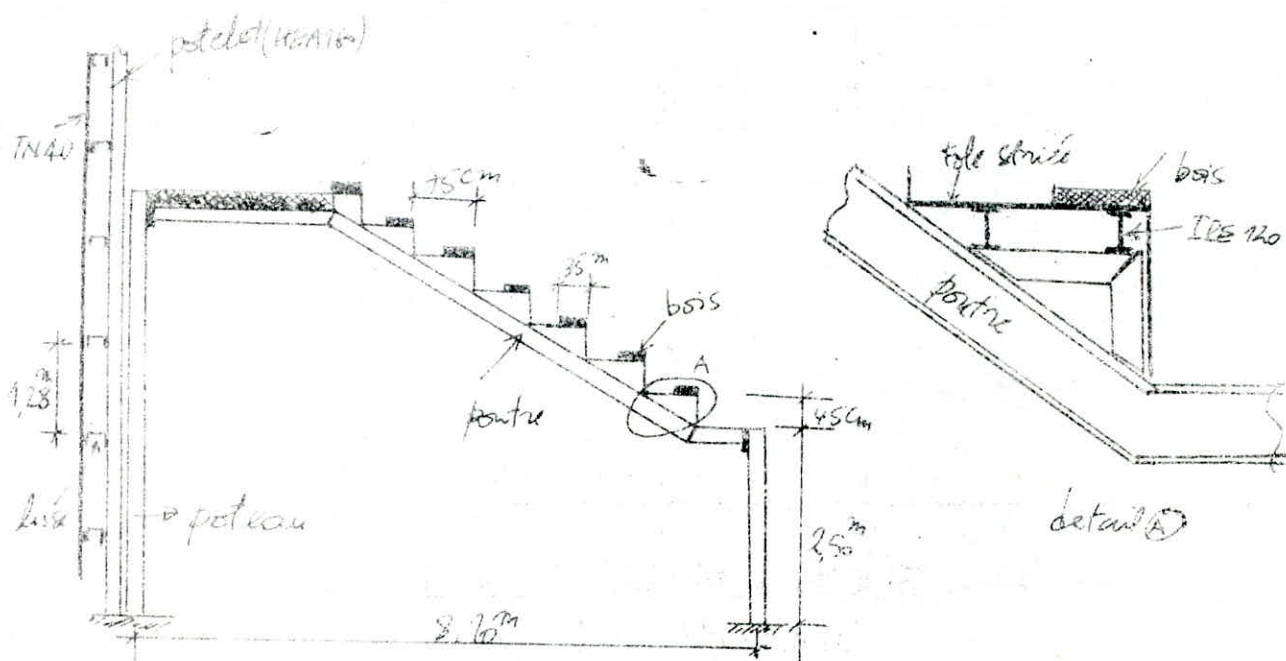


et ds Le sens Longitudinale: $F_{yi} = \frac{F_k^y}{8} = 5568,66 \text{ ton}$



ETUDE DES PORTIQUES

ETUDE DU PORTIQUE DE LA TRIBUNE



I évaluation des charges et surcharges:

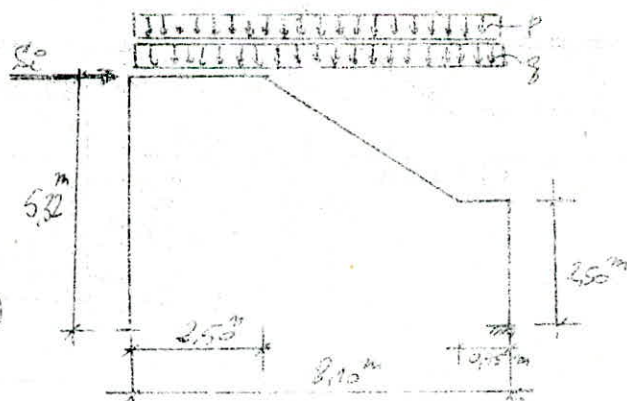
* Poids propre des gradins + poutre = 90 ton/m^2

$$\Rightarrow q = 5,4 \cdot 90 = 486 \text{ ton/pml}$$

* Surcharge d'exploitation $Q = 500 \text{ ton/m}^2$

$$\Rightarrow p = 5,4 \cdot 500 = 2700 \text{ ton/m}$$

Pour la détermination des éléments de réaction et la flèche, on utilise le formalisme des cadres simplifiés (RÉSISTANCE) et l'analyse momentaire (RDM).



On obtient le tableau suivant:

II Tableau des éléments de réduction:

	Section a-a			Section b-b			Section t-t	
	M (daN.m)	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)	N (daN)	T (daN)	M (daN.m)	N (daN)
charges permanentes G	+999	+2404,5	563,3	-1998	+1968,3	563,3	+1988	+563,3
surcharges d'exploitation Q	+5549,7	+10935	3129,54	-11099,4	+10935	3129,54	+11044	+3129,54
Séisme S _i	±8883,33	±14602,8	2784,33	±5913,05	±14608	2784,33	0	+2784,33

III Les combinaisons les plus défavorables:

* Poteau:

Efforts combinaisons	Section a-a		Section b-b		T _{max} (daN)
	M (daN.m)	N (daN)	M (daN.m)	N (daN)	
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	+9656,55	+19608,5	-19313,10	+19026,50	5445,39
$G + Q \pm 1,2 S_i$	+17208,69	+15092	-20193,06	+14655,63	7034,04

* Poutre:

Comb. Efforts	Section (t-t)		Section (b-b)		T _{max} (daN)
	M (daN.m)	N (daN)	M (daN.m)	N (daN)	
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	+19216,66	+5445,39	-19313,10	+19026,5	5445,39
$G + Q \pm S_i$	+13032	+6477,17	-19010,45	+14367,6	6477,17

IV Verifications:

VI.1 Poteau:

* Efforts: $M_{max} = 20193,06 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$$N_{cor} = 14655,65 \text{ daN}$$

$$T_{max} = 7034,04 \text{ daN}$$

poteau HEB 260

* Verification à La Stabilité:

$$l_{fy} = \frac{l_m}{2} = \frac{5,32}{2} = 2,66 \text{ m}$$

$$l_{fx} = \frac{5 + 2 \frac{I_m l_t}{I_t l_m}}{5 + \frac{I_m l_t}{I_t l_m}} l_m = 1,233 l_m = 6,56 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{656}{11,2} = 58,57 \\ \lambda_y &= \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{266}{6,58} = 40,42 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = \lambda_x = 58,57 \rightarrow \mu = 48,16$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,6} = 1,0064 \\ K_2 = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,6} = 1,0331 \quad (M_x^t \text{ variant linéairement}) \end{cases}$$

$$\Rightarrow 1,0064 \frac{14655,65}{118,14} + 1,0331 \frac{20193,06}{1150} = 1938,88 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ey}$$

* Verification au déversement

- verification préliminaire.

$$\bar{\lambda} = \frac{3,5 l_{fy}}{b} = \frac{3,5 \cdot 266}{26} = 35,8 \rightarrow K = 1,052$$

$$\Rightarrow 1,052 \left(\frac{14655,65}{118,14} + \frac{20193,06}{1150} \right) = 1982,30 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ey}$$

donc pas de risque de déversement.

* Verification au cisaillement:

$$T_{max} = 7034,04 \text{ daN}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{7034,04}{(26 - 2 \cdot 1,75) \cdot 1} = 312,624 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_{ca}}{1,54}$$

IV 2 Poutre:

* Efforts: $M_{max} = 19313,10 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$$N = 19026,50 \text{ daN}$$

$$T_{max} = 6477,17 \text{ daN}$$

poutre HEB 260.

* Verification de la stabilité:

$$l_x = l_y = \frac{l_0}{2} = \frac{8,10}{2} = 4,05 \text{ m}$$

$$n_x = \frac{4,05}{11,2} = 36,16$$

$$n_y = \frac{4,05}{6,58} = 61,55$$

$$\Rightarrow d = d_y = 61,55 \longrightarrow K = 1,206$$

formule enveloppe: $\frac{9}{8} (K \sigma_c + \sigma_f)$

$$= \frac{9}{8} \left(1,206 \frac{19026,50}{118,4} + \frac{19313,10}{1150} \right) = 2107,35 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

* Verification au renversement:

- Verification preliminaire:

$$d = \frac{3,5 l_f y}{b} = \frac{3,5 \cdot 4,05}{26} = 54,52 \longrightarrow K = 1,148$$

$$\Rightarrow K (\sigma_c + \sigma_f) = 1,148 \left(\frac{19026,50}{118,4} + \frac{19313,10}{1150} \right) = 2112,43 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

pas de risque de renversement.

* Verification au cisaillement.

$$T_{max} = 6477,17 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow \tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{6477,17}{(26 - 2 \cdot 1,75) \cdot 1} = 287,87 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_{ca}}{1,54}$$

* Vérification de la flèche :

$$q = g + p = 486 + 2700 = 3186 \text{ daN/m}$$

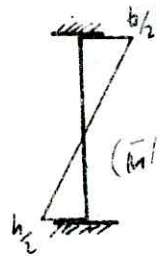
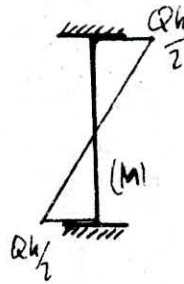
$$f = \frac{q l^4}{384 EI} = \frac{3128 (810)^4 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 14920} = 1,119 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{300} = 2,7 \text{ cm}$$

$$f = \frac{p l^4}{384 EI} = \frac{2700 (810)^4 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 14920} = 0,966 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 1,62 \text{ cm}$$

V. Calcul des déplacements sous les charges sismiques.

$$\delta = \frac{1}{EI} \int M \bar{M} dx$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{Q h^3}{24 EI}$$



$$\Rightarrow \delta = \frac{5568,66 (532)^3}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 14920} = 1,115 \text{ cm}$$

$$(\text{Art 3,3 7,1 RPA81}) \Rightarrow \frac{1}{2B} \delta \leq \bar{\delta} = 0,0075 h_j$$

avec : δ : déplacement relatif d'étage

h_j : hauteur d'étage

B : facteur de comportement de la structure ($B = 0,25$)

$$\Rightarrow \frac{1}{2B} \delta = \frac{1}{2 \cdot 0,25} \cdot 1,115 = 2,23 \text{ cm} < \bar{\delta} = 0,0075 h_j = 3,99 \text{ cm}$$

ETUDE DU POTEAU COMPOSÉ

I Introduction:

Pour éviter des déplacements différentiels, le poteau est choisi de tel façon que son inertie soit la moitié de l'inertie de la poutre de stabilité de la sens transversal. Le poteau, composé est formé de deux profilés HEB liés entre eux par des cornières (fig) partie vérifications)

II. Evaluation des charges et surcharges:

$$S_f = 13853 \text{ (voir étude au séisme)}$$

$$V_{m2} = 113,7 \text{ daN/ml}$$

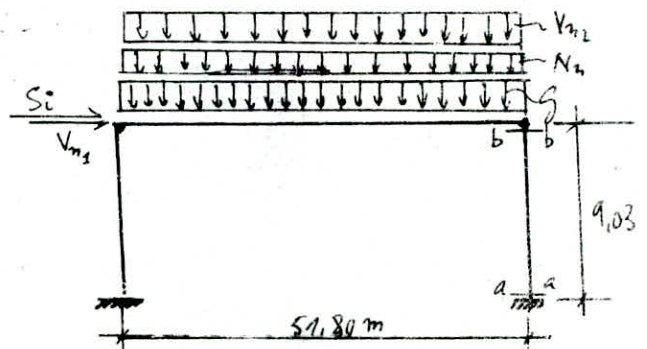
$$V_{m2} = 5977 \text{ daN}$$

$$N_2 = 10,8 \cdot 35 = 378 \text{ daN/ml}$$

avec: EL de la poutre $M = 48 \text{ daN/m}^2$

et EL de la poutre à treillis $= 250 \text{ daN/ml}$.

$$\Rightarrow g = 10,8 \cdot 48 + 250 = 768,4 \text{ daN/ml}$$



III Tableau des éléments de réduction:

} (+) compression
} (-) traction

Cas de charge	Section a-a		Section b-b		T _{max} (daN)
	M (daN.m)	N (daN)	M (daN.m)	N (daN)	
Charges per G	+83040	+24406	-166081	+19891	27588
Neige N _u	+40655	+9790	-81310	+9790	13507
Vent V _u	+35188,6	3081,5	-27458,7	+3081,5	7042,5
Séisme S _i	±53374,25	±349,17	±9043,24	±349,17	6912

Remarque: Pour la détermination des éléments de réduction on a utilisé le formulaire des cadres simples et l'aide mémoire "RDM"

IV Les Combinaisons Les plus défavorables:

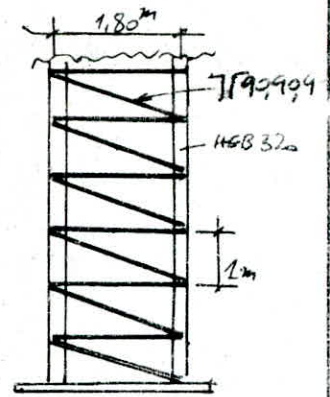
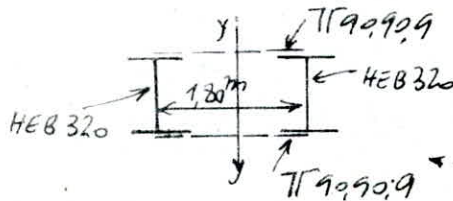
E/HSRTS Combinaisons	Section a-a		Section b-b		T _{max} (ton)
	M (don.m)	N (don)	M (don.m)	N (don)	
$\frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (N_n + V_n)$	+218094,3	+50776	-375530,3	+44756	65895,79
$G + 1,2 S_i$	+147089	+24825	-176933	+24825	35882,4

V Verifications:

* Effort: $M_{max} = 375530,32 \text{ ton.m}$

$N_{cor} = 44756 \text{ ton}$

$T_{max} = 65895,79 \text{ ton}$



(CM66 art 15, 134, 2) $\Rightarrow l_f = 1,746 l_0 = 15,766 \text{ m}$

$I_{yy} = 2(A_0 v_0^2 + I_{yy_0}) = 2631538 \text{ cm}^4$

$A = 2A_0 = 322,6 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 90,31$

$\Rightarrow d_s = \frac{l_f}{i} = 17,46$

Pour tenir compte des déformations d'effort tranchant, on calcule le coefficient:

$\delta = 1 + \frac{26}{11} \frac{A}{A_a}$

avec $A_a = 0,64 A_e = 6,016 \text{ cm}^2 \Rightarrow \delta = 5,57$

et on vérifie la barre pour un élanement fictif:

$\lambda = d \sqrt{\delta} = 17,46 \sqrt{5,57} = 41,21$ (CM66 art 3, 421, 2)

HEB 320: $\left. \begin{array}{l} l_m = 1,00 \text{ m} \\ i_x = 13,80 \text{ cm} \\ i_y = 7,57 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda_m = \frac{100}{5,57} = 18,21 \longrightarrow K_m = 1,006$

* Vérification des membrures:

(Art B, 531; CM66) \Rightarrow si $\frac{q}{8} (k' \sigma + \sigma_f) k_m \leq \sigma_{e2}$ aucune autre vérification n'est nécessaire.

$$\Rightarrow \frac{q}{8} \left(1,072 \frac{44756}{322,6} + \frac{37553032}{29239} \right) 1,006 = 1621,878 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{e2}$$

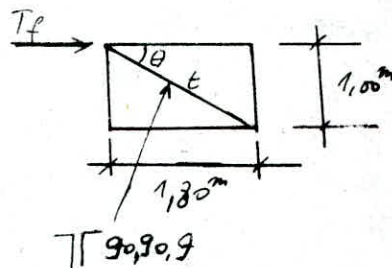
donc aucune autre vérification n'est nécessaire

* Vérification des treillis:

(Art B, 533; CM66) \Rightarrow On peut on, ce plaçant dans la sécurité effectuant la vérification des treillis en prenant pour T_f la valeur approché par excès

$$T_f = \frac{\pi I}{2 l_v} \left[\sigma \left(\frac{q}{8} k' - 1 \right) + \frac{1}{8} \sigma_f \right]$$

A.N $\Rightarrow T_f = 84332,30 \text{ don}$



$$2 N_t = \frac{T_f}{\cos \theta} = \frac{84332,30}{\cos 29,05} = 96468,4 \text{ don}$$

$$\Rightarrow N_t = 48234,2 \text{ don}$$

$$l_0 = \sqrt{1,0^2 + 1,8^2} = 2,059 \text{ m} \rightarrow d = d_y = \frac{2,059}{2,73} = 75,42 \rightarrow K = 1,380$$

$$\Rightarrow K \sigma = 1,380 \frac{48234,2}{31} = 2147,19 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{e2}$$

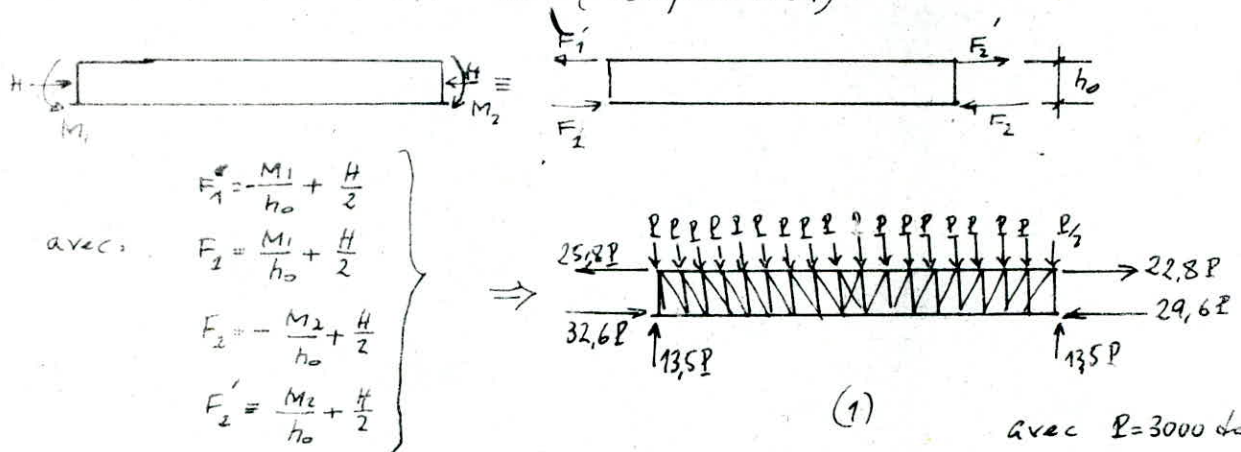
VERIFICATION DE LA POUTRE À TREILLIS

D'après le tableau (*) de l'étude du poteau, composé, on aura pour la combinaison "G ± Si" Les valeurs suivantes :

$$M_1 = -157\,152 \text{ daN.m}$$

$$M_2 = -175\,010 \text{ daN.m}$$

$$H = +20\,235,76 \text{ daN (Compression)}$$



Les résultats de l'étude graphique de "CRÉMONA" de la figure (1) sont données dans le tableau qui suit :

	N_{\max} (Compression) daN	N_{\max} (traction) daN.
Arbalétriers	86 400	77 400
Entrraits	97 800	66 000

(I)

Remarque: les efforts supplémentaires n'intervient que sur les entrraits et les arbalétriers.

→ d'après l'étude de la poutre à treillis on a trouvé pour les entrraits et les arbalétriers les valeurs

$$\text{suivantes: } \left. \begin{array}{l} N_{\max} = 120\,000 \text{ daN (Comp)} \\ N_{\max} = 90\,750 \text{ daN (traction)} \end{array} \right\}$$

donc les valeurs obtenues lors de l'étude de la poutre à treillis sont supérieures que celles du tableau (I)

donc aucune vérification n'est nécessaire.

LES JOINTS SISMIQUES

Pour vérifier les conditions des RPA81
On a préparé les tribunes de l'ossature
de la Salle, en évitant les décrochements
importants en plan, par des joints sismi-
ques qui doivent permettre le libre
déplacement à chaque structure.

$$e \geq \delta_j^t + \delta_j^o$$

e : épaisseur des joints

δ_j : déplacement horizontal transversal
au niveau 5,32 m

$$e = 1,319 + 2,48 = 3,799 \text{ cm}$$

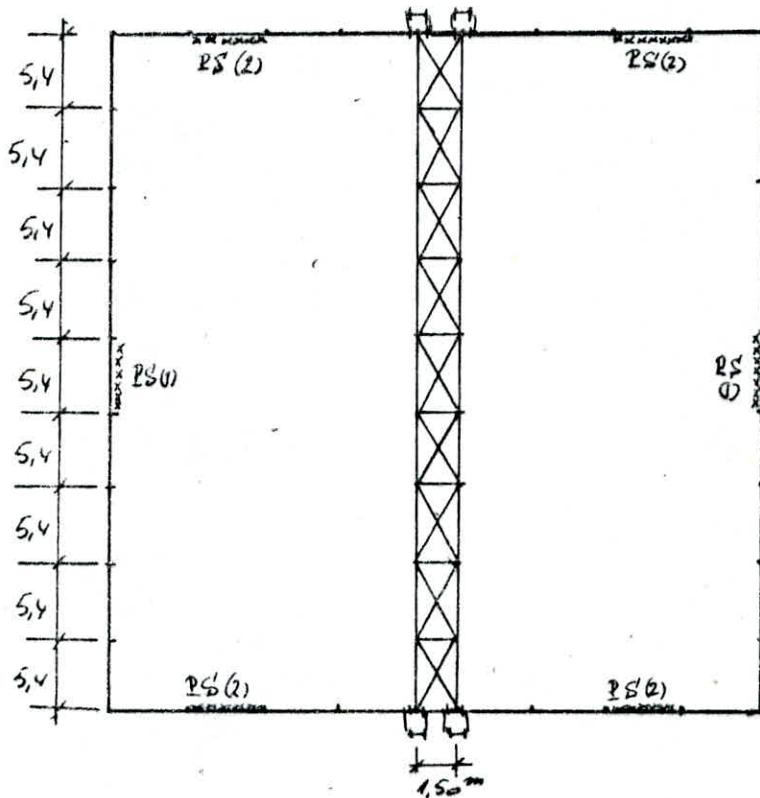
$$\text{d'après Les RPA81, } e \geq \frac{H}{300} = \frac{532}{300} = 1,77 \text{ cm}$$

donc on prend $e = 6 \text{ cm}$ légèrement
plus grand pour faciliter l'ancrage
des poteaux sur une même platine.

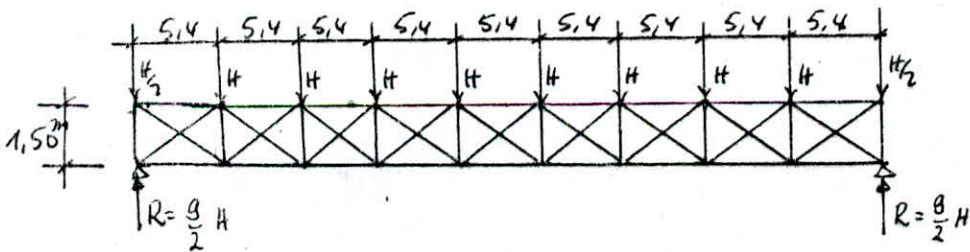
C'CONTIRE VENTEMENT

CONTREVENTEMENT

I. SALLE:



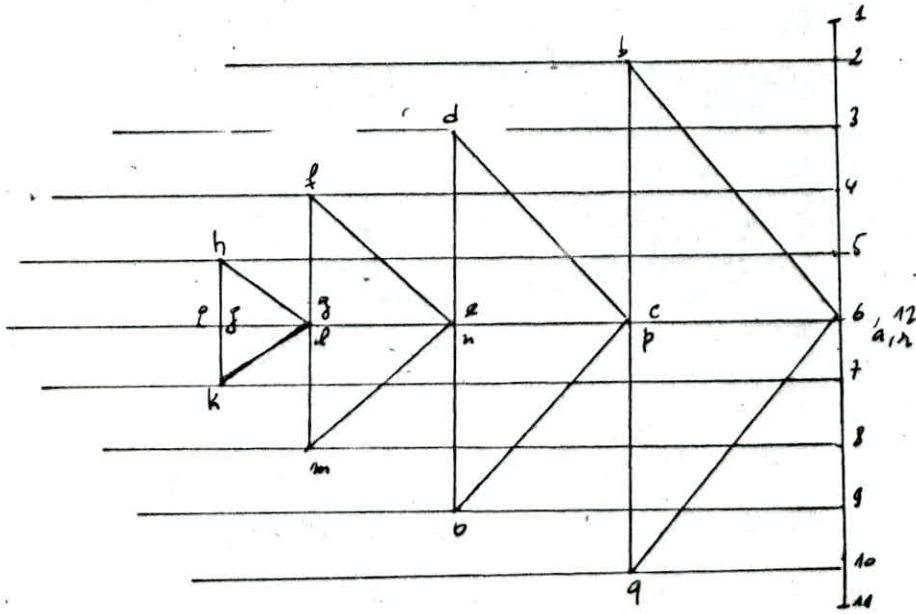
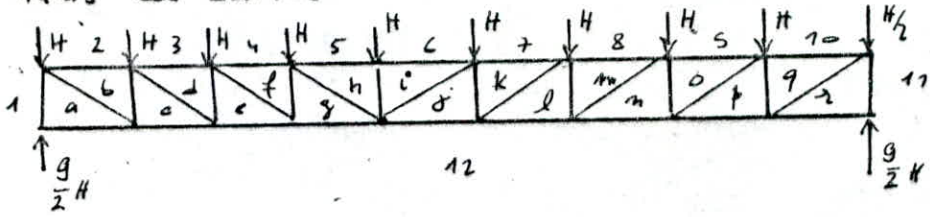
I. 1 La poutre au vent:



H: reaction du potelet sous la surcharge extrême du vent.

$$H = \frac{1,75 \cdot 286,2 \cdot 7,44}{2} = 1853,145 \text{ ton}$$

On utilise la méthode graphique de "CRÉMONA" pour déterminer les efforts dans les barres.



Entrait	Ar la letres	$N_i (H)$	$N_i (daN)$
$e_1 = e_9$		0	0
$e_2 = e_8$	$a_1 = a_9$	14,4	26683,2
$e_3 = e_7$	$a_2 = a_8$	25,2	46695,6
$e_4 = e_6$	$a_3 = a_7$	32,4	60087,2
e_5	$a_4 = a_5 = a_6$	36	66708
M constant		$N_i (H)$	$N_i (daN)$
	$m_1 = m_{10}$	4,5	8338,5
	$m_2 = m_9$	4	7412
	$m_3 = m_8$	3	5559
	$m_4 = m_7$	2	3706
	$m_5 = m_6$	1	1853
diagonale		$N_i (H)$	$N_i (daN)$
	$d_1 = d_5$	14,90	27609,7
	$d_2 = d_8$	11,20	20753,6
	$d_3 = d_7$	7,47	13842
	$d_4 = d_6$	3,74	6930,22
	d_5	0	0

* Les diagonales:

$$N_{\max} = 27609,7 \text{ daN (traction)}$$

$$l_f = 0,8 l_0 = 0,8 \sqrt{(1,5)^2 + (5,4)^2} = 4,48 \text{ m (art 5,222 CM66)}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \leq \lambda_{\lim} \quad \text{avec } \lambda_{\lim} = 200$$

$$\Rightarrow i_{\min} \geq \frac{448}{200} = 2,24 \text{ cm} \Rightarrow 780,80,8 \quad (i_x = i_y = 2,43)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{27609,7}{12,27} = 2250,179 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

* Les montants:

$$N_{\max} = 8338,5 \text{ daN (Compression)}$$

$$l_f = 0,8 l_0 = 0,8 \cdot 1,50 = 1,20 \text{ m}$$

$$i_{\min} \geq \frac{l_f}{\lambda_{\lim}} = \frac{120}{130} = 0,923 \text{ cm} \Rightarrow 760,60,6 \quad \left. \begin{array}{l} i_x = i_y = 1,82 \text{ cm} \\ A = 5,82 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{120}{1,82} = 66 < \lambda_{\lim} \longrightarrow K = 1,253$$

$$\Rightarrow K \frac{N}{A} = 1,253 \frac{8338,5}{5,32} = 1795,213 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

* Les membrures (arbalétriers-entrants)

$$N = N_1 + N_2 = 8475 + 66708 = 151458 \text{ daN (traction)}$$

pour la valeur de N_1 voir étude de la poutre à treillis

lors de l'étude de la poutre à treillis

On a choisi pour les membrures des

$$\text{tubes } \square 200, 8 \Rightarrow A = 59,46 \text{ cm}^2$$

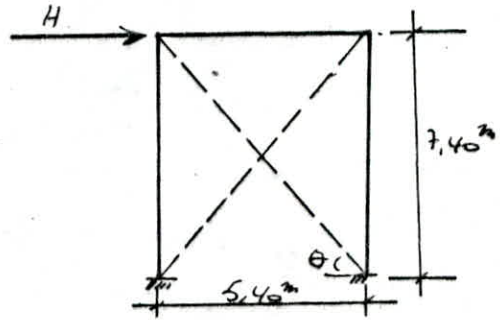
$$\Rightarrow \sigma = \frac{N}{A} = \frac{151458}{59,46} = 2547,22 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 2950$$

I. 2 Stabilité verticale:

$$H_0 = 16711,7 \text{ daN (voir étude au Seisme)}$$

$$(\text{art 3,3, 8.3 RPA81}) \Rightarrow H = 1,25 H_0 = 20889,6 \text{ daN}$$

$$\begin{cases} \theta = 53,88 \\ R_H = \frac{H}{2} = 10444,8 \text{ daN} \\ N_D = \pm \frac{R_H}{\cos \theta} = 17718,73 \text{ daN} \end{cases}$$



- Dimensionnement:

$$N_D = \pm 17718,73 \text{ daN.}$$

$$l_0 = \sqrt{(7,4)^2 + (5,4)^2} = 9,16 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} l_{fy} = l_0/2 = 4,58 \text{ m} \\ l_{fx} = 0,8 l_0 = 7,33 \text{ m} \end{cases}$$

$$(*) \text{ pour la traction on vérifie } \sigma = \frac{N}{A_n} \leq \sigma_{en} \Rightarrow A_n \geq \frac{N}{\sigma_{en}} = 7,289 \text{ cm}^2$$

donc on choisit [I] 2 UBN140 et un gousset $e_p = 7 \text{ mm}$

$$\begin{cases} A_n = 40,8 \text{ cm}^2 \\ i_x = 5,45 \text{ cm} \\ i_y = 2,73 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{733}{5,45} = 134,5 \\ \lambda_y &= \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{458}{2,73} = 167,8 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = \lambda_y = 167,8 \Rightarrow K = 4,52$$

\Rightarrow pour la compression on vérifie:

$$K\sigma = 4,52 \frac{17718,73}{40,8} = 1926,95 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- Vérification du poteau:

$$R_v = \frac{Hh}{l} = 28626,49 \text{ daN}$$

$$N = 3165,8 \text{ daN (charges permanentes)}$$

$$\left. \begin{aligned} R_v &= 28626,49 \text{ daN} \\ N &= 3165,8 \text{ daN (charges permanentes)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow G \pm S_i = 31792,29 \text{ daN}$$

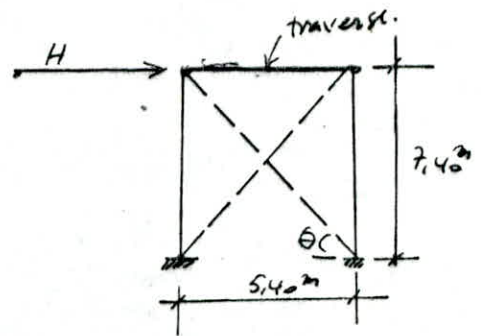
$$\Rightarrow K\sigma = K \frac{N}{A} = 2,64 \frac{31729,55}{38,8} = 2163,18 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Palée N°2

$$\theta = 53,88$$

$$R_H = \frac{H}{2} = 9543,125 \text{ daN}$$

$$N_D = \pm \frac{R_H}{\cos \theta} = \pm 16189,10 \text{ daN}$$



- Dimensionnement

$$- N_D = \pm 16189,10 \text{ daN}$$

$$l_0 = 9,16 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} l_{fy} = 4,58 \text{ m} \\ l_{fx} = 7,33 \text{ m} \end{cases}$$

(*) pour la traction on vérifie $\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{ca}$
 $\Rightarrow A \geq \frac{N}{\sigma_{ca}} = 6,74 \text{ cm}^2$

donc On choisit 2 UPN 140 et un gousset d'épaisseur 7 mm

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 40,8 \text{ cm}^2 \\ e_x = 5,45 \text{ cm} \\ i_y = 2,73 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\left. \begin{aligned} d_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 134,5 \\ d_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 167,8 \end{aligned} \right\} \Rightarrow d = d_y = 167,8 \longrightarrow K = 4,52$$

donc pour la compression $K\sigma = 4,52 \frac{16189,1}{40,8} = 1793,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ca}$

- Dimensionnement de la traverse.

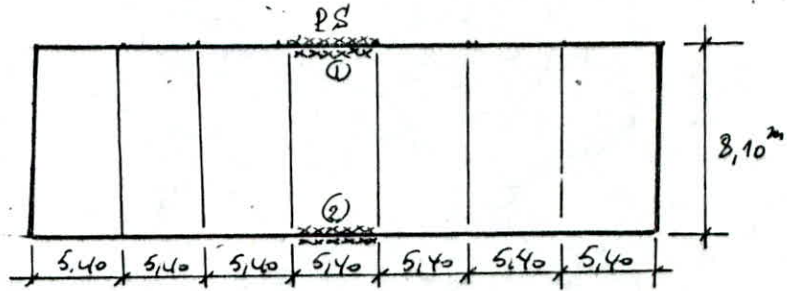
$$N = H = 19086,25 \text{ daN (compression)}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N}{\sigma_{ca}} = \frac{19086,25}{2400} = 7,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On choisit un UPN 140 dont } A = 17 \text{ cm}^2$$

Remarque: [l'instabilité des traverses (ou flambement) est empêchée par leur solidarisation avec la poutre M^o.

II TRIBUNES:

Vue en plan.



II.1 Poutre N°1:

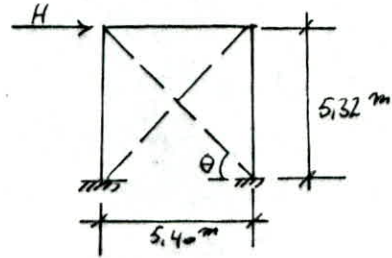
$$H_0 = 23709,202 \text{ kN (voir étude au séisme)}$$

$$\Rightarrow H = 1,25 H_0 = 29636,50 \text{ kN}$$

$$\theta = 44,57^\circ$$

$$R_H = \frac{H}{2} = 14818,25 \text{ kN}$$

$$N_y = \pm \frac{R_H}{\cos \theta} = \pm 20800,6 \text{ kN}$$



- Dimensionnement

$$N = \pm 20800,6 \text{ kN}$$

$$l_0 = \sqrt{(5,32)^2 + (5,40)^2} = 7,58 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} l_{fy} = \frac{l_0}{2} = 3,79 \text{ m} \\ l_{fx} = 0,8 l_0 = 6,06 \text{ m} \end{cases}$$

ds la cas d'assemblage de diagonales en cornières L ou I/L On vérifie:

$$\sigma = \frac{N}{0,8 A_n} \leq \sigma_{en} \quad \left(\begin{array}{l} 0,8: \text{Coefficient tenant} \\ \text{Compte de l'excentricité} \\ \text{de la ligne neutre} \end{array} \right)$$

$$\Rightarrow A_n \geq \frac{N_0}{0,8 \sigma_{en}} = 10,83 \text{ cm}^2$$

donc on choisit $\Pi 120,120,12$ et un gousset d'épaisseur $\delta = 8 \text{ mm}$

$$\begin{cases} A_n = 49,3 \text{ cm}^2 \\ i_x = 3,65 \text{ cm} \\ i_y = 5,25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d = \max(d_x, d_y) = d_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 166,027 \rightarrow K = 4,43$$

$$\rightarrow K \sigma = 4,43 \frac{20800,6}{49,3} = 1869,10 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- Dimensionnement de La traverse

$$N = H = 29636,5 \text{ daN (compression)}$$

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{ca}} = \frac{29636,5}{2400} = 12,34 \text{ cm}^2$$

donc on choisit un UPN 120

$$\text{dont } A = 17 \text{ cm}^2$$

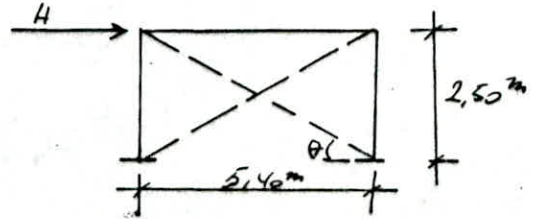
Poutre N° 2:

$$H = 29636,5 \text{ daN}$$

$$\theta = 24,84$$

$$R_H = \frac{H}{2} = 14818,25 \text{ daN}$$

$$N_D = \pm \frac{R_H}{\cos \theta} = \pm 16328,93 \text{ daN}$$



* Dimensionnement de La diagonale:

$$N_D = 16328,93 \text{ daN}$$

$$l_0 = \sqrt{(5,40)^2 + (2,5)^2} = 5,95 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} l_{fy} = \frac{l_0}{2} = 2,975 \text{ m} \\ l_{fx} = 0,8 l_0 = 4,76 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_n \geq \frac{N}{0,8 \sigma_{ca}} = \frac{16328,93}{0,8 \cdot 2400} = 8,50 \text{ cm}^2$$

donc on choisit $\square 100, 100, 10$ et un gousset d'épaisseur $\delta = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{act} = 33,5 \text{ cm}^2 \\ i_x = 3,04 \text{ cm} \\ i_y = 4,02 \text{ cm} \end{cases}$$

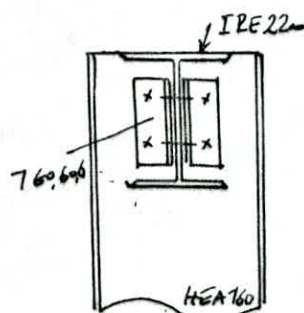
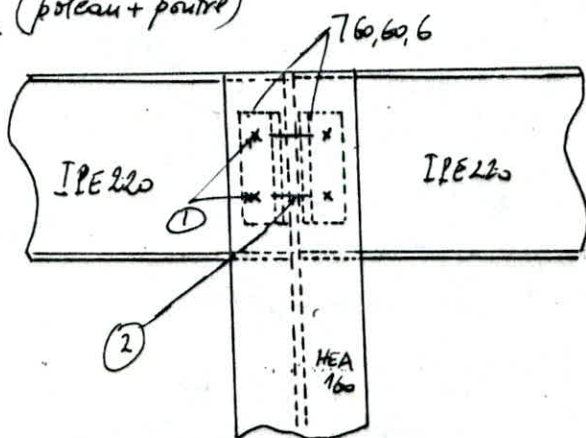
$$d = \min(d_x, d_y) = d_x = \frac{476}{3,04} = 156,6 \rightarrow K = 3,978$$

$$\Rightarrow K \sigma = 3,978 \cdot \frac{16328,93}{33,5} = 1938,99 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

ASSEMBLAGES

LES ASSEMBLAGES

I/ Assemblage (poteau + poutre)



On réalise une articulation :

$$T_x = N = 7772 \text{ daN}$$

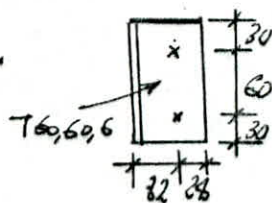
$$T_y = T = 1500,25 \text{ daN}$$

ϕ des boulons ordinaires = 16 mm $\Rightarrow d_f = 17 \text{ mm}$

$$51 \leq \delta \leq 119 \rightarrow \delta = 60 \text{ mm}$$

$$25,5 \leq \delta_p \leq 42,5 \rightarrow \delta_p = 30 \text{ mm}$$

$$25,5 \leq \delta_e \leq 42,5 \rightarrow \delta_e = 28 \text{ mm}$$



* boulons (1): sollicités en cisaillement $T = \frac{N}{4} = \frac{7772}{4} = 1943 \text{ daN}$

$$\Rightarrow 1,54 \frac{T^*}{A_r} = 1,54 \frac{1943}{1,57} = 1905,87 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ar}$$

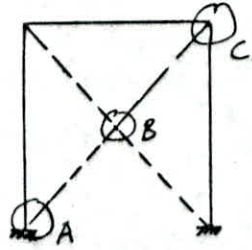
* boulons (2):

$N \rightarrow$ Cisaillement suivant x-x } $T^* = \sqrt{T^2 + N^2} = 7915,47 \text{ daN}$
 $T \rightarrow$ Cisaillement suivant y-y }

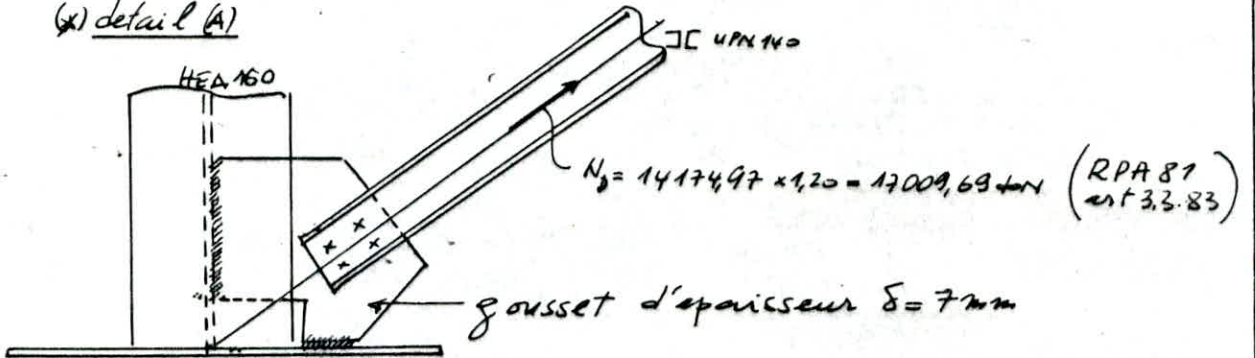
$$\Rightarrow T_p^* = \frac{T^*}{4} = \frac{7915,47}{4} = 1978,86 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 1,54 \frac{1978,86}{1,57} = 1941,05 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ar}$$

II/ Les différents Assemblages de La palée N=1.



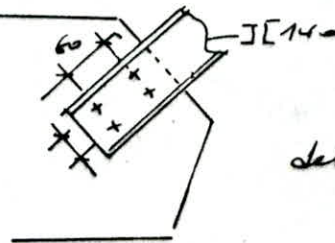
(*) detail (A)



$UPN 140 \Rightarrow \Phi 16 \text{ mm} \Rightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$

$1,54 \frac{E}{2A_r} < \sigma_{em} \Rightarrow F \leq \frac{2A_r \sigma_{em}}{1,54} = 4893,506 \text{ daN}$

\Rightarrow Le N^e de boulons necessaire = $\frac{N_d}{F} = 3,47 \Rightarrow 4$ boulons $\Phi 16$



detail (A)

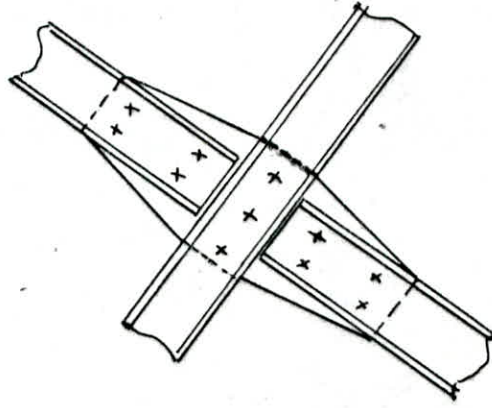
Verification des soudures:

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} F_H &= 8356 \text{ daN} \\ F_V &= 11459,4 \text{ daN} \end{aligned} \right\} \text{ avec } \theta = 53,88^\circ
 \end{aligned}$$

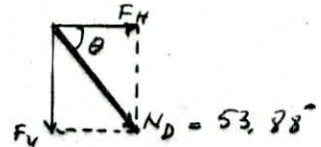
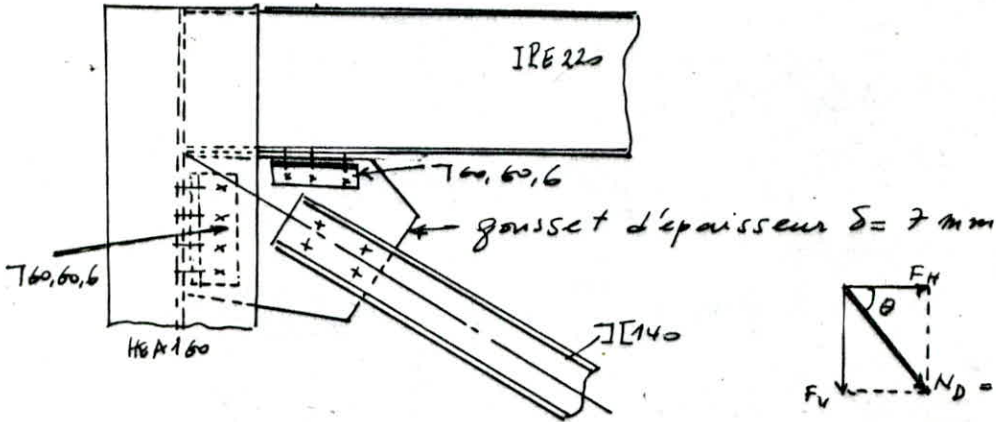
* $\frac{T_v/2}{15 \text{ cm}} \quad a = 4 \text{ mm} \Rightarrow \alpha a = 0,4 \text{ cm} \Rightarrow \frac{5725,2}{0,76 \cdot 16 \cdot 0,4} = 1272,26 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{em}$

* $\frac{T_H/2}{6 \text{ cm}} \quad a = 4 \text{ mm} \Rightarrow \alpha a = 0,4 \text{ cm} \Rightarrow \frac{4178}{0,76 \cdot 6 \cdot 0,4} = 2321,1 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{em}$

(*) detail (B):



(*) detail (C)



$$\Rightarrow \begin{cases} F_H = 10026,8 \text{ daN} \\ F_V = 13740 \text{ daN} \end{cases}$$

$$* F_V = 13740 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow T60,60,6 \Rightarrow \phi 16 \Rightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$$

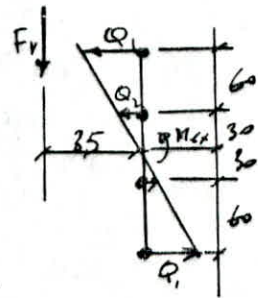
$$\Rightarrow M_{exc} = 3,5 F_V = 48090 \text{ daN.cm}$$

$$Q_2 \cdot 90 + Q_2 \cdot 30 = \frac{M_{exc}}{2}$$

$$\Rightarrow Q_2 = \frac{45 M_{exc}}{90^2 + 30^2} = 240,45 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow R_1 = \sqrt{Q_2^2 + (R_V/4)^2} = 3443,40 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 1,54 \frac{R_1}{2A_r} = 1,54 \cdot \frac{3443,4}{2 \cdot 1,57} = 1689 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{e2}$$



$$* F_H = 10026,8 \text{ daN}$$

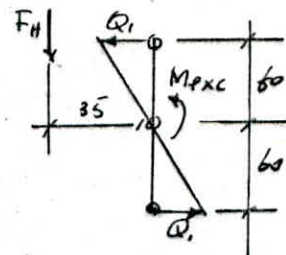
$$T60,60,6 \Rightarrow \phi 16 \text{ mm} \Rightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$M_{exc} = 3,5 F_H = 35093,8 \text{ daN.cm}$$

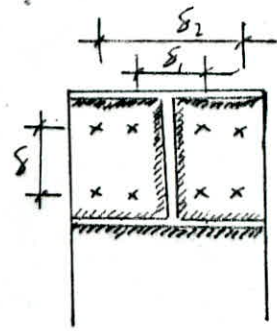
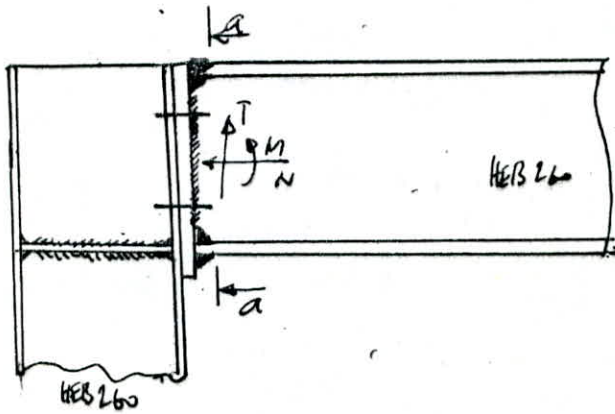
$$\Rightarrow Q_1 \cdot 60 = \frac{M_{exc}}{2} \Rightarrow Q_1 = 292,5 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow R_1 = \sqrt{Q_1^2 + (F_H/3)^2} = 3355 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 1,54 \frac{R_1}{2A_r} = 1,54 \cdot \frac{3355}{2 \cdot 1,57} = 1645,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{e4}$$



III Assemblage (Poteau + Poutre) de La tribune:



Efforts $M = 19813,10 \text{ daN} \cdot \text{m}$
 $N = 19026,50 \text{ daN}$
 $T = 5445,39 \text{ daN}$ } (voir étude au partique de La tribune)

1) disposition constructive:

(OTUA page 79 tome III)

→ pour un HEB 260 $\left. \begin{array}{l} \delta_1 = 105 \text{ mm} \\ \delta_2 = 188 \text{ mm} \\ \delta = 111 \text{ mm} \end{array} \right\}$
 et $\phi = 22 \text{ mm}$ (diametre des boulons)

épaisseur de la platine $e_p = 18 \text{ mm}$.

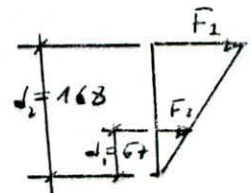
2) détermination des efforts:

* effet de M: $F_1 = \frac{Md_2}{d_1^2 + d_2^2} = 10209,2 \text{ daN}$

→ $F_1^* = \frac{F_1}{4} = 2577,3 \text{ daN}$.

* Effet de N: $N^* = \frac{N}{8} = 2378,31 \text{ daN}$

* Effet de T: $T^* = \frac{T}{8} = 680,67 \text{ daN}$.



3° Verification.

$$* M \text{ et } N \Rightarrow N_{\text{tot}} = F_1^* + N^* = 2577,3 - 2378,31 = 198,979 \text{ daN}.$$

$$\rightarrow 1,25 \frac{N_{\text{tot}}}{A_r} = 82,087 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{su}}.$$

$$\text{et } \frac{\sqrt{N^2 + 2,36 T^2}}{A_r} = 167,52 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{su}}.$$

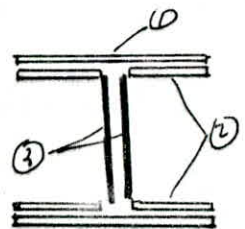
4° Verification des bandes:

$$a_1 = a_2 = 14 \text{ mm} \Rightarrow \alpha A = 1,2 \text{ cm}$$

$$a_3 = 8 \text{ mm} \Rightarrow \alpha A = 0,72 \text{ cm}$$

* Cordons ① et ② représentent M et N

* Cordons ③ représentent T et N.



$$l_1 = b - 2a_1 = 23,2 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{b - e_1}{2} - 2a_2 = 9,7 \text{ cm}$$

$$l_3 = h - 2e_2 - 2a_3 = 20,9 \text{ cm}$$

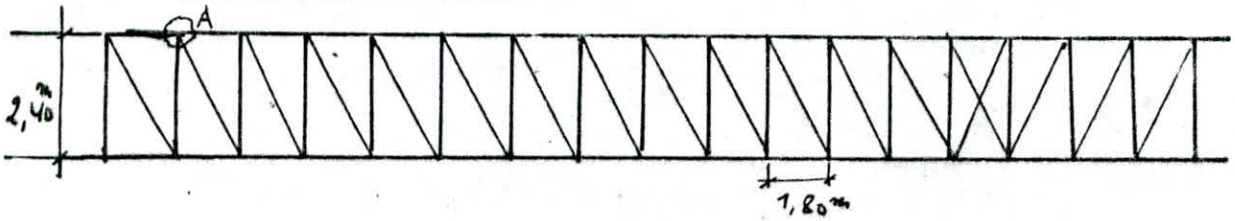
* Cordons ① et ③

$$1,18 \left[\frac{N}{\Sigma l_{ax}} + \frac{M \cdot b}{h^2 l_1 \alpha_1 \alpha_2 + 2(h - 2e_2)^2 l_2 \alpha_2 \alpha_3} \right] = 2234,34 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{su}}$$

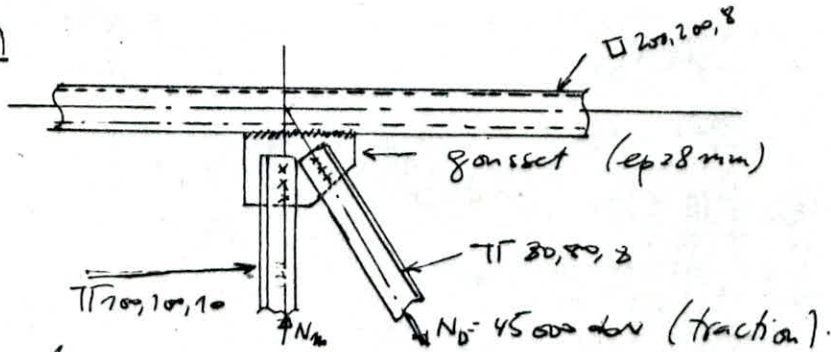
* Cordons ②

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\Sigma l_{ax}} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_2 \alpha_2 \alpha_3} \right)^2} = 456,28 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{su}}$$

IV Pontre à treillis



detail (A)



* diagonale: $N_D = 45000 \text{ daN}$

$TI\ 80, 80, 8 \Rightarrow \phi\ 20\ \text{mm} \Rightarrow A_2 = 2,45\ \text{cm}^2$ (Boulons HR: 10-9)

i - gousset : $\frac{d}{e} = \frac{21}{8} = 2,625 < 3$
 ii - cornière : $\frac{d}{e} = \frac{21}{10} = 2,1 < 3$ } \Rightarrow pas de vérification à la pression diamétrale.

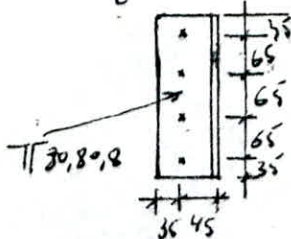
$N_u = 0,8 A_r \sigma_{e2} = 0,8 (2 \cdot 2,45) \cdot 9000 = 35280 \text{ daN}$

donc la valeur admissible : $T_a = 1,1 N_u \phi = 11642,4 \text{ daN}$

\Rightarrow Le N° de boulons nécessaires : $\frac{N_D}{T_a} = 3,86$

\Rightarrow 4 boulons $\phi 22$: (HR Class 10-9)

$63 \leq S \leq 147 \Rightarrow S = 65\ \text{mm}$
 $31,5 \leq S_p \leq 52,5 \Rightarrow S_p = 35\ \text{mm}$
 $31,5 \leq S_e \leq 52,5 \Rightarrow S_e = 35\ \text{mm}$



* Montant: $N_m = 39000 \text{ daN}$.

$$\pi 100, 100, 10 \Rightarrow \phi 22 \text{ mm} \Rightarrow A_r = 3,03 \text{ cm}^2$$

(Boulons HR classe 10-9 : $\sigma_{ca} = 9000 \text{ daN/cm}^2$)

$$\Rightarrow N_0 = 0,8 A_r \sigma_{ca} = 0,8 (2 \cdot 3,03) \cdot 9000 = 43632 \text{ daN}$$

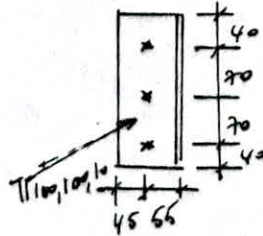
donc la valeur admissible: $T_0 = 1,1 N_0 \varphi = 14398,56 \text{ daN}$

$$\Rightarrow \text{Le N}^\circ \text{ de boulons necessaire} = \frac{N_m}{T} = 2,7 \Rightarrow 3 \text{ boulons}$$

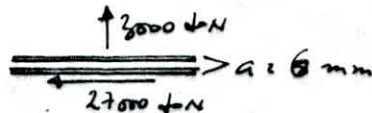
$$s_0 = 70 \text{ mm}$$

$$s_p = 40 \text{ mm}$$

$$s_t = 45 \text{ mm}$$



(*) verification des soudures pour le gousset.



$$a = 6 \text{ mm} \Rightarrow a_c = 0,56 \text{ cm}$$

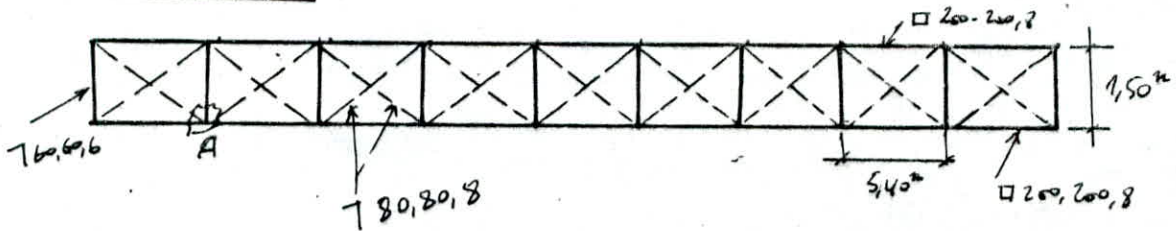
$$l = 20 - 2 \cdot a = 20 - 1,2 = 18,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_c = 2 l a_c = 21,056 \text{ cm}^2$$

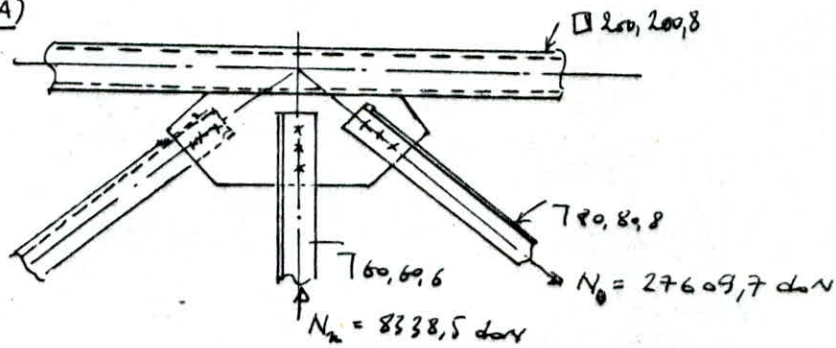
La formule enveloppe: $1,35 \sqrt{\left(\frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sigma_{ca}$

$$\Rightarrow 1,35 \sqrt{\left(\frac{3000}{21,056}\right)^2 + \left(\frac{27000}{21,056}\right)^2} = 1741,75 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

↓ Poutre au vent:



* détail (A)



* Montant: $760,60,6 \Rightarrow \Phi 16 \text{ mm} \Rightarrow A_r = 2,57 \text{ cm}^2$ (HR classe 10-9)

$$\Rightarrow N_0 = 0,8 A_r \sigma_{en} = 11304 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow T_a = 1,1 N_0 \varphi = 1,1 \cdot 11304 \cdot 0,93 = 3730,32 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow N_0^{\text{di}} \text{ de boulons nécessaires} = \frac{N_0}{T_a} = 2,23 \Rightarrow 3 \text{ boulons}$$

* diagonale: $780,80,8 \Rightarrow \Phi 20 \text{ mm} \Rightarrow A_r = 2,45 \text{ cm}^2$ (HR classe 10-9)

$$\Rightarrow N_0 = 0,8 A_r \sigma_{en} = 17640 \text{ daN}$$

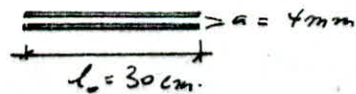
$$\Rightarrow T_a = 1,1 N_0 \varphi = 5821,2 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow N_0^{\text{di}} \text{ de boulons nécessaires} = \frac{N_0}{T_a} = 4,74 \Rightarrow 5 \text{ boulons}$$

* Vérification des soudures:

$$N = 950 \text{ daN}$$

$$T = 26603 \text{ daN}$$



$$l_0 = 30 \text{ cm}$$

$$a = 4 \text{ mm} \Rightarrow \alpha a = 0,4 \text{ cm}$$

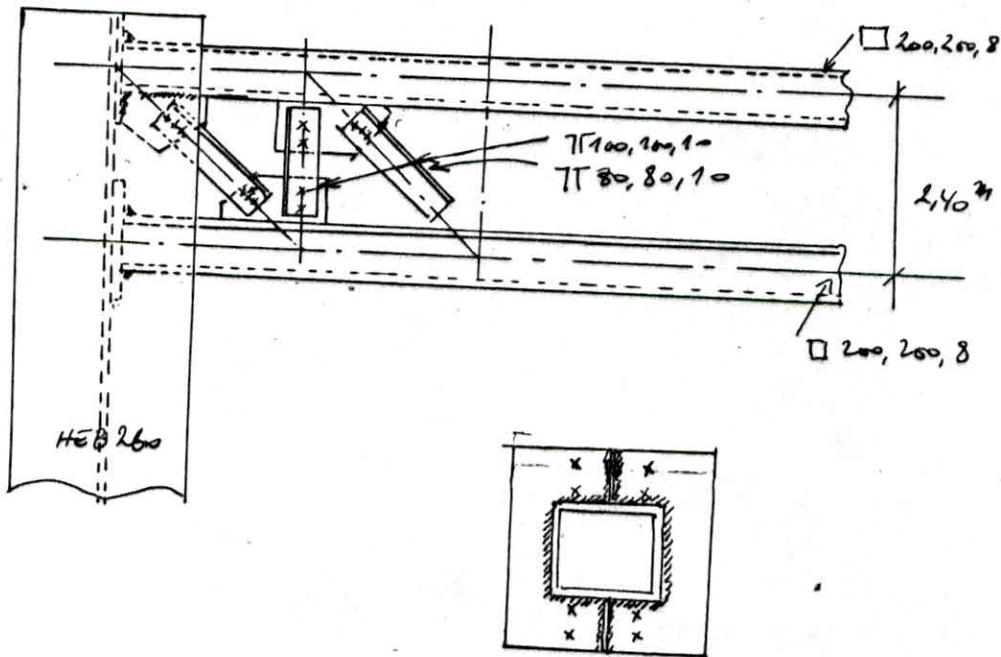
$$\Rightarrow l_1 = l_0 - 2\alpha a = 30 - 0,8 = 29,2 \Rightarrow l = 2l_1 = 58,4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_c = l \alpha a = 2336 \text{ cm}^2$$

$$\text{Formule enveloppe: } 1,35 \sqrt{\left(\frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} = 1538,39 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

VI Assemblage du poteau composé avec la poutre à treillis:

$$\left. \begin{aligned} N_{d1} &= 90750 \text{ daN (traction)} \\ N_{d2} &= 48750 \text{ daN (traction)} \\ N_{m1} &= 40500 \text{ daN (compression)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} N_{m-x} &= N_{d1} + N_{d2} \cos \theta = 120000 \text{ daN (traction)} \\ T &= -N_{m1} + N_{d1} \sin \theta = 1500 \text{ daN} \end{aligned} \right.$$



boulons : $\Phi 22 \text{ mm} \Rightarrow A_r = 3,03 \text{ cm}^2$ (boulons HR Classe 10-9)
 $\sigma_{ca} = 9500 \text{ daN/cm}^2$

Précontrainte N_s des boulons: $N_s = 0,8 \sigma_{ca} A_r = 21816 \text{ daN}$.
 donc les efforts admissibles pour un assemblage sollicité par un T et N [(traction) + (cisaillement)] sont:

$$N_a = N_s = 21816 \text{ daN}$$

$$T_a = 1,1 \phi (N_a - N)$$

donc le N_s de boulons nécessaire = $\frac{N}{N_a} = \frac{120000}{21816} = 5,5 \Rightarrow 8 \text{ boulons}$

\Rightarrow l'effort normal de chaque boulon = $\frac{N}{8} = 15000 \text{ daN}$

$\Rightarrow T_a = 1,1 \cdot 23 (21816 - 15000) = 2249,3 \text{ daN}$

et $T = \frac{1500}{8} = 187,5 \text{ daN} < T_a = 2249 \text{ daN}$.

(*) $\left\{ \begin{aligned} 69 \leq \delta \leq 161 &\Rightarrow \delta = 70 \text{ mm} \\ 24,5 \leq \delta_1 \leq 57,5 &\Rightarrow \delta_1 = 28 \text{ mm} \\ 24,5 \leq \delta_2 \leq 57,5 &\Rightarrow \delta_2 = 35 \text{ mm} \end{aligned} \right.$

* Vérification des soudures:

$$a = 10 \text{ mm} \Rightarrow \alpha a = 0,88 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20 - 2a = 20 - 2 \cdot 1 = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l = 4l_1 = 4 \cdot 18 = 72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_c = l \alpha a = 72 \cdot 0,88 = 63,36 \text{ cm}^2$$

On vérifie la formule enveloppe: $1,35 \sqrt{\left(\frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sigma_{\text{adm}}$

$$\Rightarrow 1,35 \sqrt{\left(\frac{120000}{63,36}\right)^2 + \left(\frac{1500}{63,36}\right)^2} = 2557,0 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{\text{adm}}$$

$$\Rightarrow a = 12 \text{ mm} \Rightarrow \alpha a = 1,04 \text{ cm}$$

$$l_1 = 17,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l = 4l_1 = 70,4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_c = l \alpha a = 73,216 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 1,35 \sqrt{\left(\frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} = 1,35 \sqrt{\left(\frac{120000}{73,216}\right)^2 + \left(\frac{1500}{73,216}\right)^2}$$

$$= 2216,00 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

?

ANCRAGE DES POTEAUX

ANCRAGE DES POTEAUX

Le calcul des platines et la détermination de la plaque comprimée sous poteaux sont basés sur la méthode dite de "Béton armé"

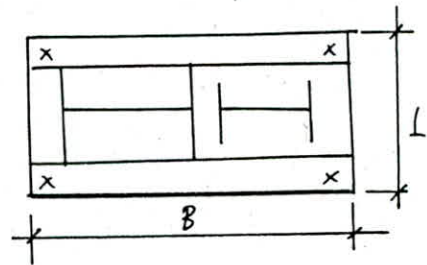
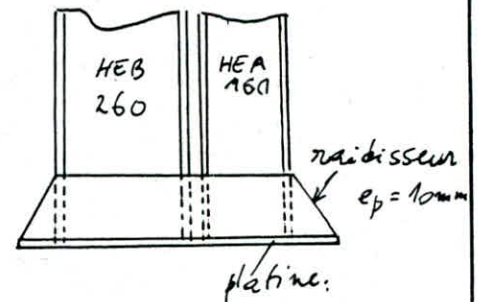
I Cas N°1:

* Efforts:

$$\text{HEA 160: } \begin{cases} M_A = 2775,31 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ N_A = 8532 \text{ daN} \\ T_A = 1875,21 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\text{HEB 260: } \begin{cases} M_B = 17208,69 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ N_B = 15092 \text{ daN} \\ T_B = 7034,04 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\text{d'où } \begin{cases} M = M_A + M_B = 19984 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ N = N_A + N_B = 23624 \text{ daN} \\ T = T_A + T_B = 8909,25 \end{cases}$$



* Dimensions minimales de la platine:

$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{LB} + \frac{6M}{LB^2} &\leq \bar{\sigma}'_b \\ \bar{\sigma}'_b &= 67,5 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{Soit } L &= 50 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow B \geq \frac{50 \cdot 23624 + 6 \cdot 1998400}{2500 \cdot 67,5} = 78,05 \text{ cm}$$

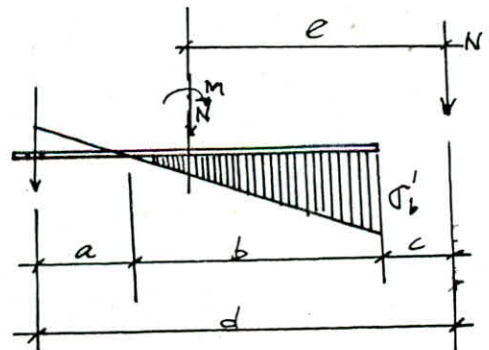
$$\Rightarrow B = 90 \text{ cm}$$

* Excentricité: $e = \frac{M}{N} = 84,6 \text{ cm}$

$$d = 84,6 + 38 = 122,6 \text{ cm}$$

$$c = d - B + 7 = 39,6 \text{ cm}$$

$$4 \text{ boulons } \phi 30 \Rightarrow A_r = 5,6 \text{ cm}^2$$



* Longueur de la plaque comprimée:

$$b^3 + 3b^2c - \frac{90 d A_r N_b (d - c - b)}{L} = 0$$

$$\Rightarrow b^3 + 118,8 b^2 + 4943,23 b - 410288,25 = 0$$

$$\text{Eq du 3}^\circ \text{ d}^\circ \Rightarrow b = 37,8 \text{ cm} \quad \text{et} \quad a = 47,2 \text{ cm}$$

* Effort de traction dans le boulon:

$$F = \frac{N}{N_b} \cdot \frac{3c+b}{3a+2b} = \frac{23624}{4} \cdot \frac{3 \cdot 39,6 + 37,8}{3 \cdot 47,2 + 2 \cdot 37,8} = 4379,16 \text{ daN}$$

* Contrainte de la boulon:

$$\sigma_a = 1,25 \frac{F}{A_r} = 1,25 \frac{4379,16}{5,6} = 977,49 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

* Contrainte de la béton:

$$\sigma_b^I = \frac{c \cdot N \cdot d}{L \cdot b (3a+2b)} = 43,53 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^I = 67,5 \text{ daN/cm}^2$$

* Épaisseur de la platine:

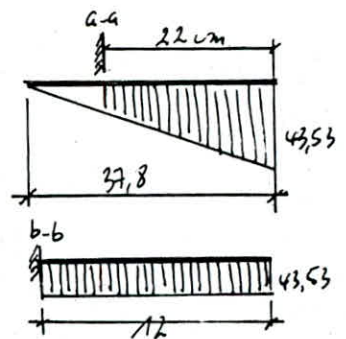
- Section a-a: $M_a = 18,2 \frac{22^2}{2} + \left[\frac{(43,53 - 18,2) \cdot 22 \cdot \frac{2}{3} \cdot 22}{2} \right]$

$$\Rightarrow M_a = 849,27 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

- Section b-b: $M_b = 43,53 \frac{12^2}{2} = 3134,16 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

d'où l'épaisseur de la platine:

$$e_p \geq \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{\sigma_{en}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 849,27}{2400}} = 4,60 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 5 \text{ cm}$$



On met des raidisseurs de construction d'épaisseur $\delta = 10 \text{ mm}$ pour que la platine soit suffisamment rigide, pour permettre une bonne répartition des efforts des poteau.

* Ancrages des boulons:

L'ancrage est assuré par une tige lisse droite de diamètre $\phi = 30 \text{ mm}$ et de longueur $l = 60 \text{ cm}$ terminée par une plaque d'ancrage circulaire de rayon $r = 40 \text{ cm}$ et d'épaisseur suffisante:

$$\bar{N} = 9,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{(1 + \frac{\phi}{d})^2} + \frac{2g_c}{100} r^2 \left(1 - \frac{r}{l} \right) \quad (\text{art 5, 12b CM66})$$

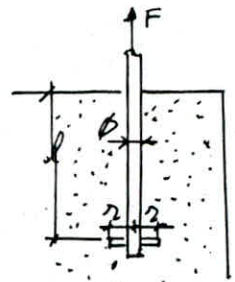
avec $l = 600 \text{ mm}$

$g_c = 350 \text{ kg/m}^3$ (dosage en ciment)

$r = 40 \text{ mm}$

$d = 200 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \bar{N} = 13696 \text{ daN} \quad \Rightarrow F = 4379,16 \text{ daN} < \bar{N}$$



* Vérification à l'effort tranchant :

Le béton résiste mal à la pression diamétrale donc l'effort horizontal est équilibré par frottement platine-massif avec un coefficient de frottement $\varphi = 0,40$ (CM66 art 5,123,1)

$$\text{Zone Comprimée: } \bar{T} = 0,4N = 0,4 \frac{43,53 \cdot 37,8}{2} \cdot 50 = 16454,34 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow T < \bar{T} \quad \text{car } T = 8909,25 \text{ daN}$$

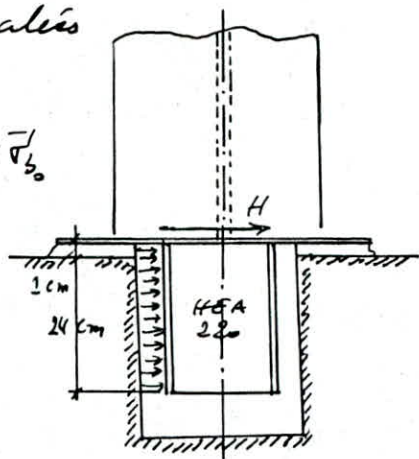
* Les bûches (epaulement)

Pour les poteaux sous palé de stabilité verticale l'effort tranchant ne peut pas être repris par simple frottement platine-massif. Donc on colle les poteaux par des bûches qui assurent une bonne répartition des contraintes du massif.

H: effort horizontal apporté par les palés

$$H_{m-x} = 20210,48 \text{ daN}$$

$$\sigma'_b = \frac{H}{A} = \frac{20210,48}{22 \cdot 24} = 38,27 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



- vérification de la console:

$$M = R \left(\frac{24}{2} + 1 \right) = 20210,48 \left(\frac{0,24}{2} + 0,01 \right) = 2627,36 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{2627,36}{615} = 427,213 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ex}$$

- Vérification des soudures:

$$a = 6 \text{ mm} \Rightarrow a \alpha = 0,56 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20,8 \text{ cm}$$

$$l_2 = 9,45 \text{ cm}$$

$$l_3 = 17,6 \text{ cm}$$

• Cordons des semelles: $1,18 \left[\frac{M h}{l_1 \alpha h^2 + 2 l_2 \alpha (l_1 - 2 l_2)^2} \right] = 825,55 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ex}$

• Cordons d'âme: $\sqrt{1,8} \cdot \left(\frac{T}{2 l_3 \alpha} \right) = 1500 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ex}$

II, Cas N° 2 (Poteau de La tribune)

* Efforts: $M = 17208,69 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N = 15092 \text{ daN}$
 $T = 7034,04 \text{ daN}$

* Dimensions minimales de la platine

$$\frac{N}{LB} + \frac{6M}{L^2 B} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 67,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Soit } L = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{50 \cdot 15092 + 6 \cdot 1720869}{2500 \cdot 67,5} = 65,65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B = 74 \text{ cm}$$

* Excentricité: $e = \frac{M}{N} = 114 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} d = 114 + 25 = 139 \text{ cm} \\ c = d - B + 12 = 77 \text{ cm} \\ 4 \text{ Boulons } \Phi 30 \Rightarrow A_r = 5,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

* La longueur de la plaque comprimée:

$$b^3 + 3cb^2 - \frac{90 A_r N_b d (d - c - b)}{L} = 0$$

$$\Rightarrow b^3 + 231b^2 + 5604,56 - 347477,76 = 0$$

$$\text{Eq. du 3° dg} \Rightarrow b = 27,4 \text{ cm} \rightarrow a = 34,6 \text{ cm}$$

* Effort de traction de Le boulon:

$$F = \frac{N}{N_b} \cdot \frac{3c + b}{3a + 2b} = 6147,18 \text{ daN}$$

* Contrainte de Le boulon:

$$\sigma_a = 1,25 \frac{N}{A_r} = 1,25 \frac{6147,18}{5,6} = 1372,14 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{e2}$$

* Contrainte de Le béton:

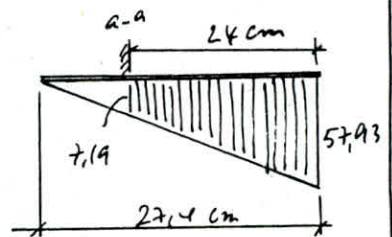
$$\sigma'_b = \frac{6 \cdot N \cdot d}{L b (3a + 2b)} = 57,93 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 67,5 \text{ daN/cm}^2$$

* Epaisseur de la platine:

Section a-a:

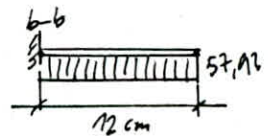
$$M_a = 7,19 \frac{24^2}{2} + \left[\frac{(57,93 - 7,19)}{2} 24 \frac{2}{3} 24 \right]$$

$$M_a = 11\,812,8 \text{ don} \cdot \text{cm}$$



Section b-b:

$$M_b = 57,93 \frac{12^2}{2} = 4170,96 \text{ don} \cdot \text{cm}$$



d'où l'épaisseur de la platine

$$e_p \geq \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{\sigma_{ca}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11\,812,8}{2400}} = 5,43 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e_p = 6 \text{ cm}$ et on met des raidisseurs de construction d'épaisseur $\delta = 10 \text{ mm}$

* Ancrages des boulons:

$$\left. \begin{array}{l} \bar{N} = 13696 \text{ don (voir, cas N=1)} \\ F = 6147,18 \text{ don} \end{array} \right\} \Rightarrow F < \bar{N}$$

* Vérification si l'effort tranchant:

$$\text{Zone comprimée: } \Rightarrow \bar{T} = 0,4N = 0,4 \frac{57,93}{2} 27,4 \cdot 50 = 15872,82 \text{ don}$$

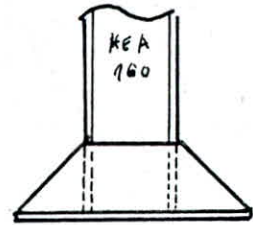
$$\Rightarrow T = 7034,03 \text{ don} < \bar{T}$$

* Les bèches:

Pour les poteaux sous palier de stabilité verticale l'effort tranchant est de l'ordre de $11854,6 \text{ don} < \bar{T} = 15872,82 \text{ don}$ donc l'effort tranchant peut être repris par simple frottement platine massif.

Cas N° 3:

* Efforts: $M = 2775,31 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N = 8532 \text{ daN}$
 $T = 1875,21 \text{ daN}$

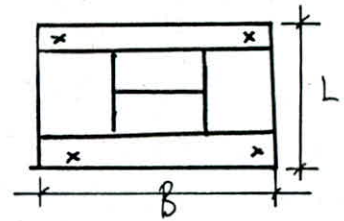


* Dimensions minimales de la platine:

$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{LB} + \frac{M}{L^2 B} &\leq \bar{\sigma}'_b \\ \bar{\sigma}'_b &= 67,5 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{Soit } L &= 40 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow B \geq \frac{40 \cdot 8532 + 6 \cdot 277531}{1600 \cdot 67,5}$$

$$B \geq 18,57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B = 40 \text{ cm}$$



* Excentricité: $e = \frac{M}{N} = \frac{2775,31}{8532} = 0,325 \text{ m} = 32,5 \text{ cm}$

$$d = 32,5 + 13 = 45,5 \text{ cm}$$

$$c = d - B + 7 = 11,5 \text{ cm}$$

$$4 \text{ boulons } \Phi 20 \Rightarrow A_r = 2,45 \text{ cm}^2$$

* Largeur de la plaque comprimée:

$$b^3 + 3cb^2 - \frac{9 \cdot d \cdot A_r \cdot N \cdot b \cdot (d - c - b)}{L} = 0$$

$$\Rightarrow b^3 + 34,5 b^2 + 1003,36 b - 34111,35 = 0$$

$$\text{Eq du 3}^\circ \text{ d}^\circ \Rightarrow b = 17,7 \text{ cm} \text{ et } a = 15,3 \text{ cm.}$$

* Effort de traction de Le boulon:

$$F = \frac{N}{N_b} \frac{3c + b}{3a + 2b} = 1369,52 \text{ daN}$$

* Contrainte dans Le boulon:

$$\sigma_a = 1,25 \frac{F}{A_r} = 1,25 \frac{1369,52}{2,45} = 698,74 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{e2}$$

* Contrainte de Le béton:

$$\sigma'_b = \frac{6 \cdot N \cdot d}{L \cdot b \cdot (3a + 2b)} = 40,46 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ daN/cm}^2.$$

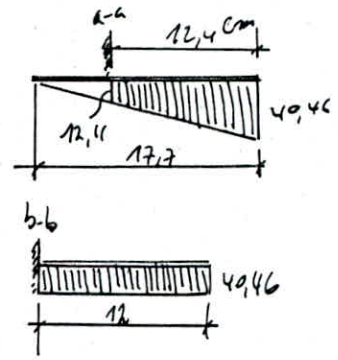
* épaisseur de la platine:

$$M_a = 2384,0 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_b = 2913,12 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\Rightarrow e_p \geq \frac{6M_{\max}}{F_{en}} = \frac{6 \cdot 2384}{2400} = 2,69 \text{ cm}$$

$\Rightarrow e_p = 3 \text{ cm}$ + des raidisseurs de construction.



* Ancrages des boulons:

$$\bar{N} = 0,1 \left(1 + \frac{79c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d}\right)^2} + \frac{29c}{100} l^2 \left(1 - \frac{l}{l}\right). \quad (\text{CM66 art 5,123})$$

$$l = 600 \text{ mm}$$

$$g_c = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$r = 400 \text{ mm}$$

$$d = 200 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \bar{N} = 14621,43 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F = 1369,52 \text{ daN} < \bar{N}$$

* Vérification de l'effort tranchant:

$$\bar{T} = 0,4 N = 0,4 \frac{4946 \cdot 17,7 \cdot 40}{2} = 5729,136 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow T = 1875,31 \text{ daN} < \bar{T}$$

* Les bèches:

H: effort horizontal apporté par les palées.

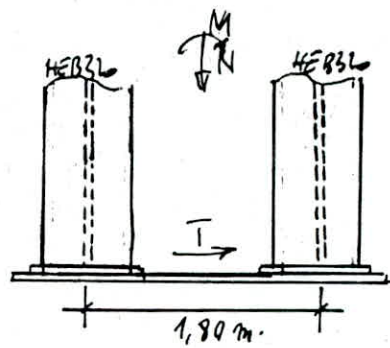
$$H_{\max} = 7634,5 \text{ daN} > \bar{T} = 5729,136 \text{ daN}$$

donc pour les poteaux sous palées de stabilité verticale l'effort tranchant ne peut pas être repris par simple frottement platine - massif.
Donc on cale les poteaux par des bèches qui assurent une bonne répartition des contraintes de la massif.

Cas N° 4 (Poteau, composé)

* Efforts: $M = 218094,3 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$N = 50776 \text{ daN}$



$$\Rightarrow N_{\text{max}}^{\text{comp}} = \frac{M}{h_0} + \frac{N}{2} = 146551,5 \text{ daN (comp)}$$

$$N_{\text{max}}^{\text{trac}} = -\frac{M}{h_0} + \frac{N}{2} = 95775,5 \text{ daN (traction)}$$

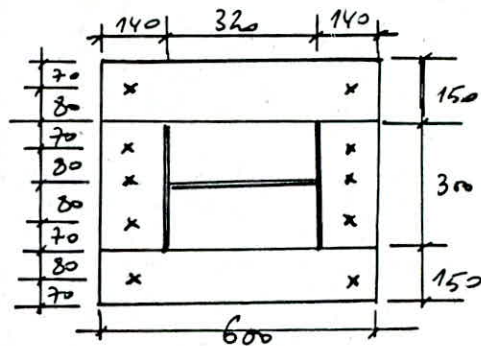
* Dimensions de la platine:

$$A^2 \geq \frac{N_{\text{max}}^{\text{comp}}}{\sigma_{b_0}'} \quad \Rightarrow \quad A^2 \geq \frac{146551,5}{67,5} = 2171,13 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{b_0}' = 67,5 \text{ daN/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A \geq 46,6 \text{ cm}$$

d'où $A = 60 \text{ cm}$.

10 boulons $\phi 30 \Rightarrow A_r = 5,6 \text{ cm}^2$



* Effort de traction de Le boulon:

$$F = \frac{N_{\text{max}}^{\text{trac}}}{10} = \frac{95775,5}{10} = 9577,55 \text{ daN}$$

* Contrainte de Le boulon:

$$\sigma_a = 1,25 \frac{N}{A_r} = 1,25 \frac{9577,55}{5,6} = 2137,84 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{aR}$$

* Contrainte de Le béton:

$$\sigma_b^c = \frac{N_{\text{max}}^c}{A^c} = \frac{146551,5}{3600} = 40,71 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{b_0}^c$$

* Épaisseur de la platine:

$$M_{max} = 40,31 \frac{15^2}{2} = 4579,87 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\Rightarrow e_p \geq \sqrt{\frac{6M_{max}}{\sigma_{\text{ten}}}} = 3,33 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 4 \text{ cm} + \text{de raidisseur de construction d'épaisseur } \delta = 10 \text{ mm}$$

* Ancrages des boulons:

$$\left. \begin{array}{l} \bar{N} = 13696 \text{ daN (voir Cas N°1)} \\ F = 9577,5 \text{ daN} \end{array} \right\} \Rightarrow F < \bar{N}$$

* Vérification des soudures (poteau-platine).

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

$$\Rightarrow l_1 = 28,4 \text{ cm} \quad ; \quad l_2 = 12,25 \text{ cm} \quad ; \quad l_3 = 26,38 \text{ cm}$$

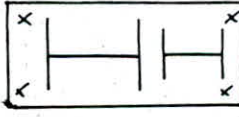
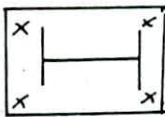
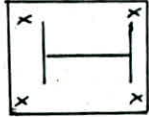

$$\Rightarrow 1,18 \frac{F}{\Sigma l_i a \alpha} = 1,18 \frac{9577,5}{(28,4 + 12,25 + 26,38) 0,72} = 2341,72 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{ten}}$$

* Vérification de l'effort tranchant:

$$\text{zone comprimée} \Rightarrow \bar{T} = 0,4 N = 0,4 \cdot 40,71 (60)^2 = 58622,4 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow T < \bar{T}$$

Tableau des 4 cas d'ancrage:

Cas d'ancrage	Dimensions platines (mm)	boulons	Longueur de la tige d'ancrage	forme de la platine.
1	950 x 500 x 50	4 ϕ 30	60 cm	
2	740 x 50 x 60	4 ϕ 30	60 cm	
3	400 x 450 x 30	4 ϕ 20	60 cm	
4	600 x 600 x 40	10 ϕ 30	60 cm	

FONIDATION

ETUDE DES FONDATIONS

I: Description du Sol:

- Tous les forages qui ont été exécutés jusqu'à une profondeur d'environ 43 m montrent un profil de couche, comme suit:

- Sable de dune
- Gravier-galet.
- Morne, Compacte

La base du terrain est formée de marne, sédiment marin.

La nappe souterraine est soumise à une pression faible, sa hauteur piézométrique ne dépasse guère le niveau de la mer.

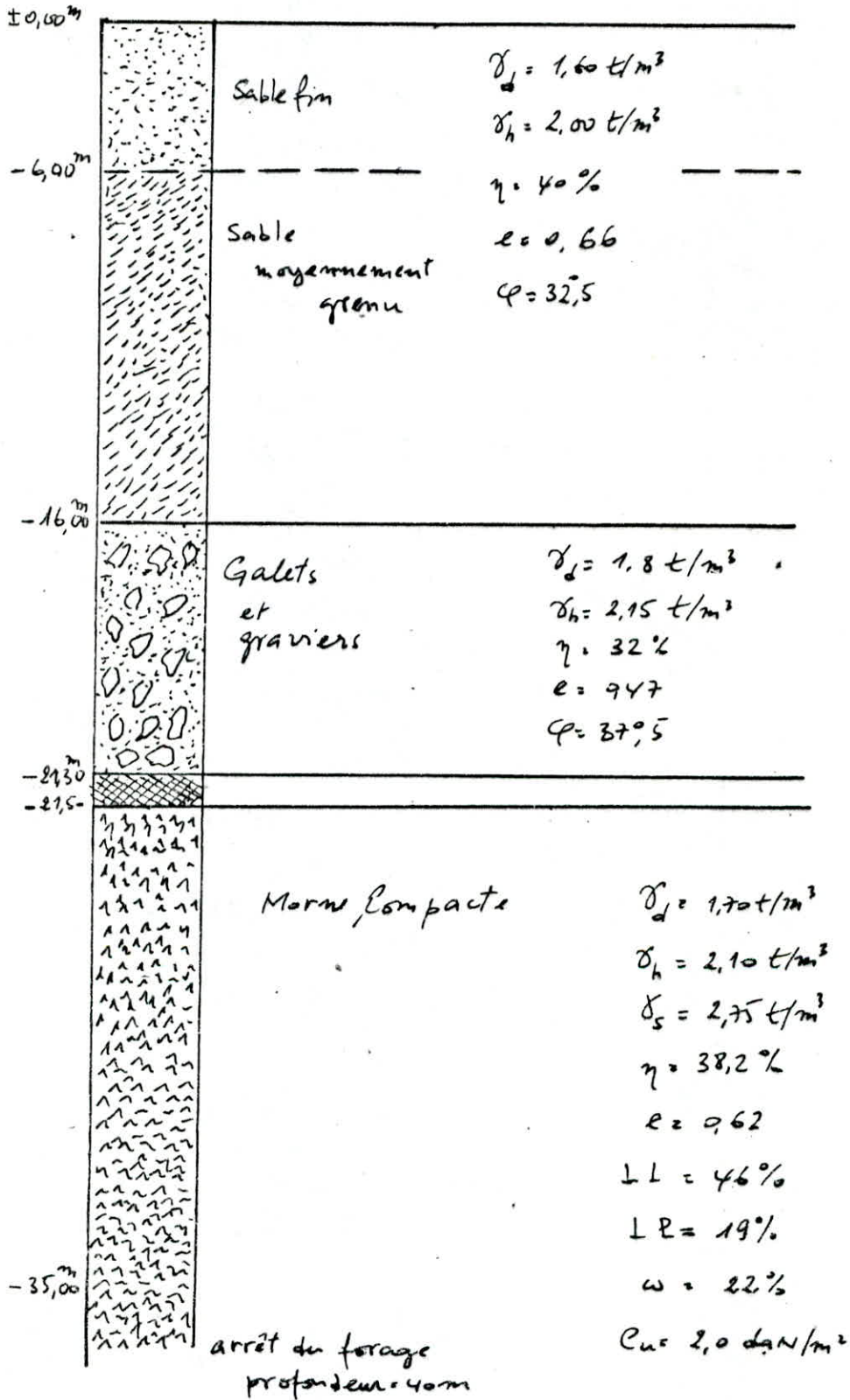
Les essais faits en laboratoire et in situ ont donné les coefficients caractéristiques du sol (voir coupe de sol)

On pourrait réaliser les fondations par pannes isolées sur les sables dunaires qui en principe possède une force portante, considérable (2 à 3 bars) avec un ancrage de 1,50 m

La contrainte admissible du sol sera déterminée par la formule de TERZAGUI en considérant l'excentricité et l'obliquité éventuelles des charges.

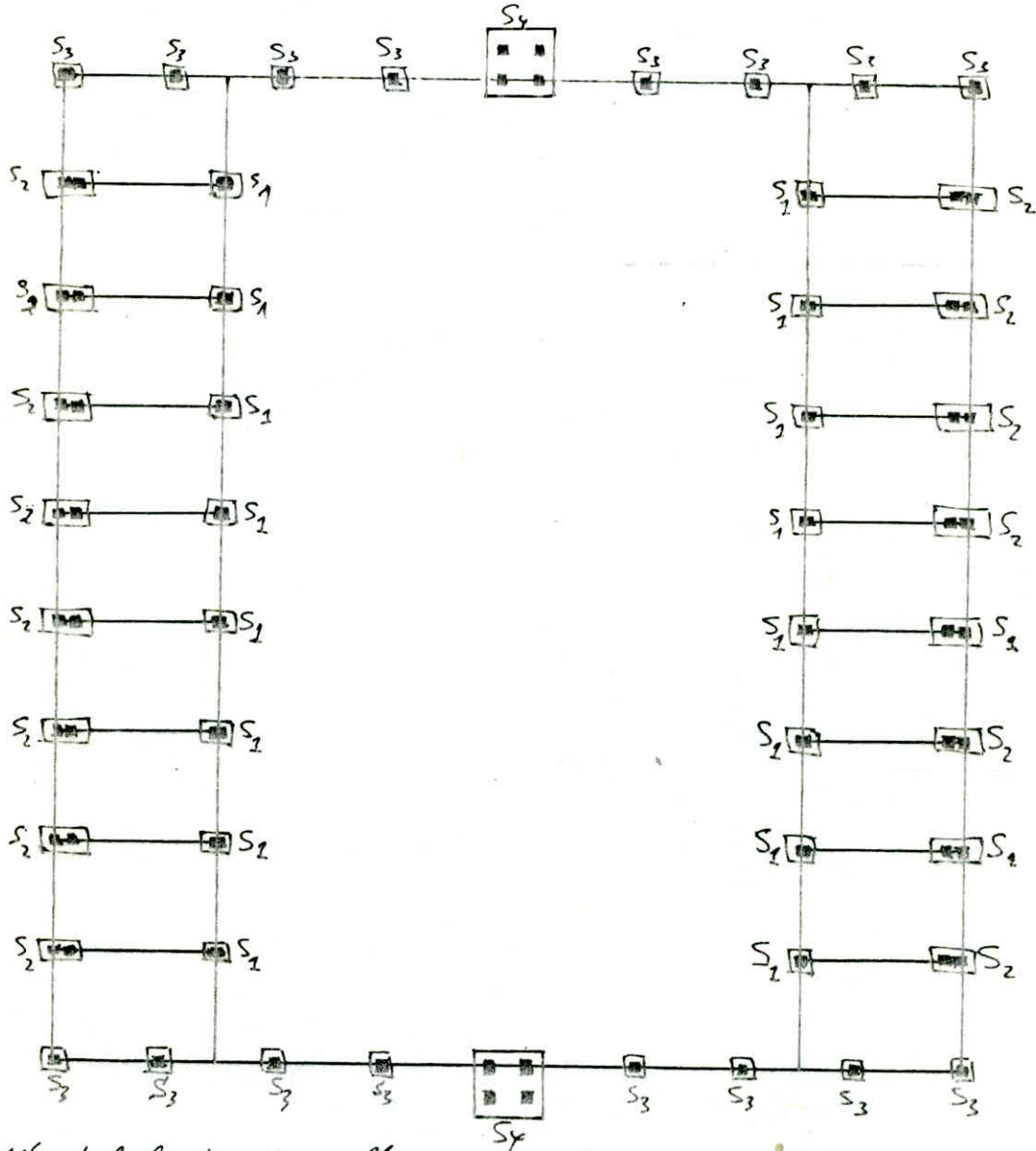
Les tassements sont très faibles, et cela est dû à la couche de sable dont les grains sont uniformes et le coefficient oedométrique élevé, tandis que la couche de gravier-galet, elle est pratiquement incompressible.

Coupe de Sol:



Calcul des semelles

On dispose de semelles isolées sous poteaux pour l'ensemble de la structure. On fera le calcul de 4 type de semelles avec les sollicitations du 1^{er} genre $G+1,2,2$ et on vérifie avec les sollicitations du 2^e genre $G+1,2, S_i$



N^o total des semelles: 50 dont:

- 16 semelles isolées S_1
- 16 semelles isolées S_2
- 16 semelles isolées S_3
- 2 semelles isolées S_4

Etude de La Semelle S₁

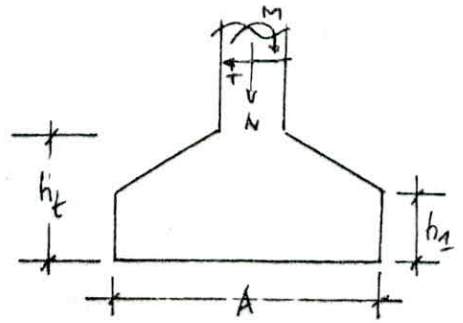
- dimension de La platine $a = 74 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $e = 6 \text{ cm}$

- Ancrage à $D = 1,50 \text{ m}$

- Efforts:

$$* G + 1,2 Q: \begin{cases} M = 7658,4 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ N = 15526,5 \text{ daN} \\ T = 4818,7 \text{ daN} \end{cases}$$

$$* G + Q + 1,2 S_i: \begin{cases} M = 17208,68 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ N = 15092 \text{ daN} \\ T = 7034,04 \text{ daN} \end{cases}$$



I Dimensionnement:

$$\frac{B}{A} = \frac{b}{a} = \frac{50}{74} = 0,676 \Rightarrow A = 1,48 B$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{AB} + \frac{M \gamma}{I} \text{ avec } \gamma = \frac{A}{4}$$

$$\text{pour } \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} \Rightarrow \begin{cases} A = 2,20 \text{ m} \\ B = 1,50 \text{ m} \end{cases}$$

II Calcul de La Contrainte admissible du Sol:

formule de TERZAGUI

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h D + \frac{(1 - 0,2 A/B) \gamma_h \frac{A}{2} N_f + \gamma_h D (N_q - 1) + (1 + 0,2 A/B) c N_c}{F}$$

Dans le cas d'une excentricité, A' est remplacé par $A' = A - 2e$.

L'effort tranchant provoque une inclinaison de N' d'un angle

$\delta = \arctg \frac{T}{N} = 15,52$. Et dans ce cas, N'_q et N'_c seront multipliés par des coefficients reducteurs i_δ , i_q respectivement.

$$\left. \begin{array}{l} \delta = 15,52 \\ \varphi = 32,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} i_q = 0,56 \\ i_\delta = 0,35 \end{cases} \text{ (tableau VIII ; } \bar{X} \text{ G. Sanglerat Tome 2)}$$

$$\varphi = 32,5 \Rightarrow \begin{cases} N_q = 23,2 \\ N_c = 29,8 \end{cases} ; c = 0 \text{ (Sable)}$$



$$\text{d'où } \bar{\sigma}_s = 2,065 \text{ daN/cm}^2$$

$$* \text{ hauteur de La Semelle: } h \geq \max \begin{cases} \frac{A - e}{4} = 36,5 \text{ cm} \\ 1,04 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_s}} = 21,83 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ h_1 = 45 \text{ cm} \\ h_2 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

III Verifications:

- Poids des terres au dessus de la semelle

$$N_t = 1600 (AB - ab) \left[D - h_t + \frac{(h_t - h_1)}{2} \right] = 5508,4 \text{ daN}$$

- Poids du massif de la semelle:

$$N_s = 2500 \left[AB h_t - \left(\frac{A-a}{2} \right) \cdot B (h_t - h_1) + ab (D - h_t) \right] = 3680 \text{ daN}$$

$$\text{Soit } N_{\text{tot}} = N + N_t + N_s = 24714,9 \text{ daN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{tot}}}{AB} \pm \frac{M}{I} v \quad \text{ou } v = \frac{A}{2} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,382 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,116 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma(\frac{A}{4}) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 1,0655 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,035 \text{ daN/cm}^2$$

IV Ferrailage:

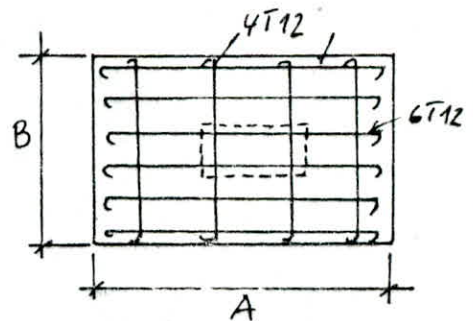
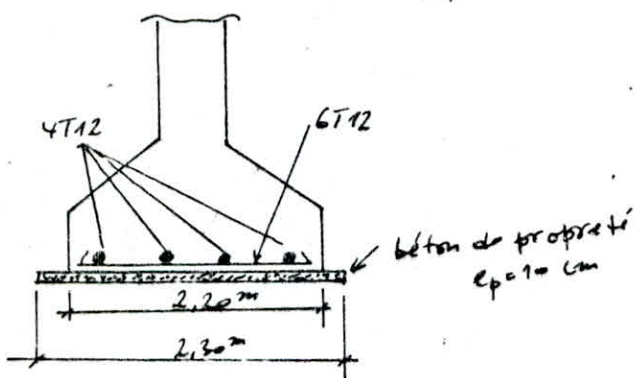
Il s'agit d'une semelle rigide, On utilise la méthode des bielles qui consiste à calculer la poutre

Sollicitée par $N' > N$

$$\text{ou } N' = \sigma(\frac{A}{4}) A \cdot B = 35161,5 \text{ daN}$$

$$\text{d'où } A_a = \frac{N'(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 5,729 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T12 \quad (A = 6,78 \text{ cm}^2)$$

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 3,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12 \quad (A = 4,52 \text{ cm}^2)$$



V Vérification sous SP2

$$M = 17208,68 \text{ daN}\cdot\text{m} \quad ; \quad N = 15092,00 \text{ daN} \quad ; \quad N_{tot} = 24280,4 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow e_0 = \frac{M}{N_{tot}} = 68,788 \text{ cm} > \frac{A}{6} = 36,66 \text{ cm}$$

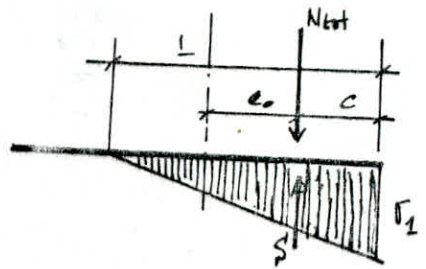
\Rightarrow Semelle partiellement comprimée:

$$\text{équilibre: } N_{tot} = S = \frac{\sigma_1 L B}{2} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2 N_{tot}}{L \cdot B}$$

$$\text{avec } L = 3C \quad ; \quad C = \frac{A}{2} - e_0$$

$$\Rightarrow L = 3 \left(\frac{A}{2} - e_0 \right)$$

$$\text{D'où } \sigma_1 = \frac{2 N_{tot}}{3 \left(\frac{A}{2} - e_0 \right) B} = 2,57 \text{ daN/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3,055 \text{ daN/cm}^2$$



VI Vérification de l'adhérence:

$$\phi_a \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} A \quad \text{avec } \bar{\sigma}_d = 1,25 \phi_d \bar{\sigma}_b = 2,8 \bar{\sigma}_b \quad (\phi_d = 1,5)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 2,8 \cdot 5,9 = 16,52 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} A = \frac{16,52 \cdot 220}{2800} = 1,298 \text{ cm} < 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{crochets à } 45^\circ$$

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} B = \frac{16,52 \cdot 150}{2800} = 0,885 \text{ cm} < 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{Crochets à } 45^\circ$$

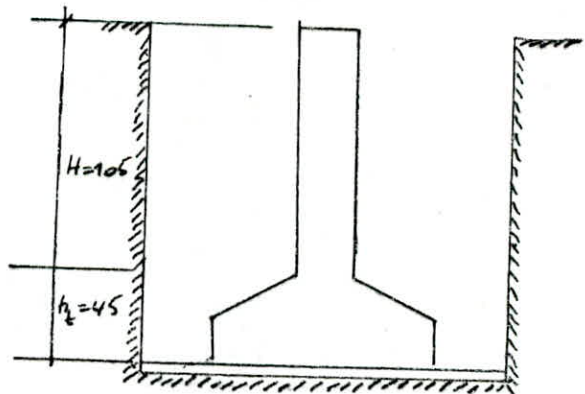
VII Calcul du fût:

On prévoit un poteau en béton armé de hauteur $H = D - h_c = 105 \text{ cm}$ de dimension $74 \times 50 \text{ cm}$ suffisante pour l'assemblage platine-massif

$$N = 15092 \text{ daN}$$

$$T = 7034,04 \text{ daN}$$

$$M_{tot} = M + TH = 24594,42 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

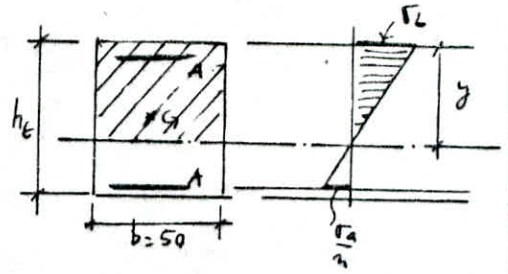


$$e_0 = \frac{M_{tot}}{N} = \frac{24594,42}{14693,5} = 160,32 \text{ cm} > \frac{h_c}{6} = 12,33 \text{ cm}$$

\Rightarrow Section partiellement comprimée.

- Moment fictif: $M_f = M_{ext} + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right)$

$$\Rightarrow M_f = 24594,42 + 15029 \left(\frac{0,74}{2} - 0,03 \right) = 29725,7 \text{ daN}\cdot\text{m}$$



- Contrainte du béton sous M_f :

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,060 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9016 \\ k = 35,8 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 78,21 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{donc } \sigma'_b = 78,21 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ daN/cm}^2$$

- Ferrailage:

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires, car $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ mais comme le moment peut changer le signe, nous adoptons un ferrailage symétrique

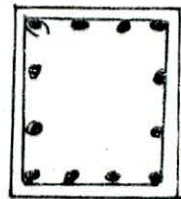
$$A = A'$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a z} = 16,58 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 16,58 - \frac{15029}{2800} = 11,19 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4T20 \quad (A = 12,56 \text{ cm}^2)$$

- Vérification de la fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{12,56}{2,3 \cdot 50} = 0,0418 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 3764 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2257,8 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right.$$



$$\text{Soit } \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{a2} = 2800 \text{ daN/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3764 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right.$$

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

\Rightarrow pas de fissuration

Le calcul des autres semelles est semblable à celui de S_1 sauf la où la semelle porte plus d'un poteau. Dans ce cas la semelle sera calculée comme semelle isolée sous poteau unique dont les dimensions sont celles de la platine.

- Le tableau suivant résume les résultats obtenus lors de l'étude des autres semelles.

Semelle	Dimensions de la Semelle			Ferraillage de la Semelle		Dimensions du fût		Ferraillage
	A (cm)	B (cm)	h_b (cm)	A_a (cm ²)	A_b (cm ²)	a (cm)	b (cm)	A (cm ²)
S_2								
S_3								
S_4								

Longrines (art 4.2.3.3 RPA82)

Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force $N = 10\%$ de la force axiale du poteau en question.

→ des Longrines 30×25 cm ferraillage 4 T12 (valeurs minimales) suffisantes pour notre cas ossature légère)

Voile périphérique:

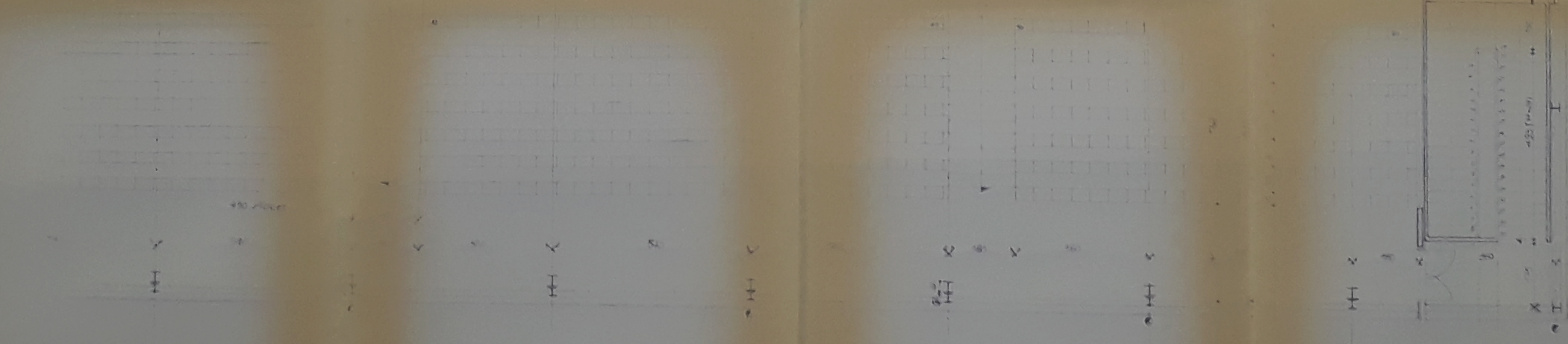
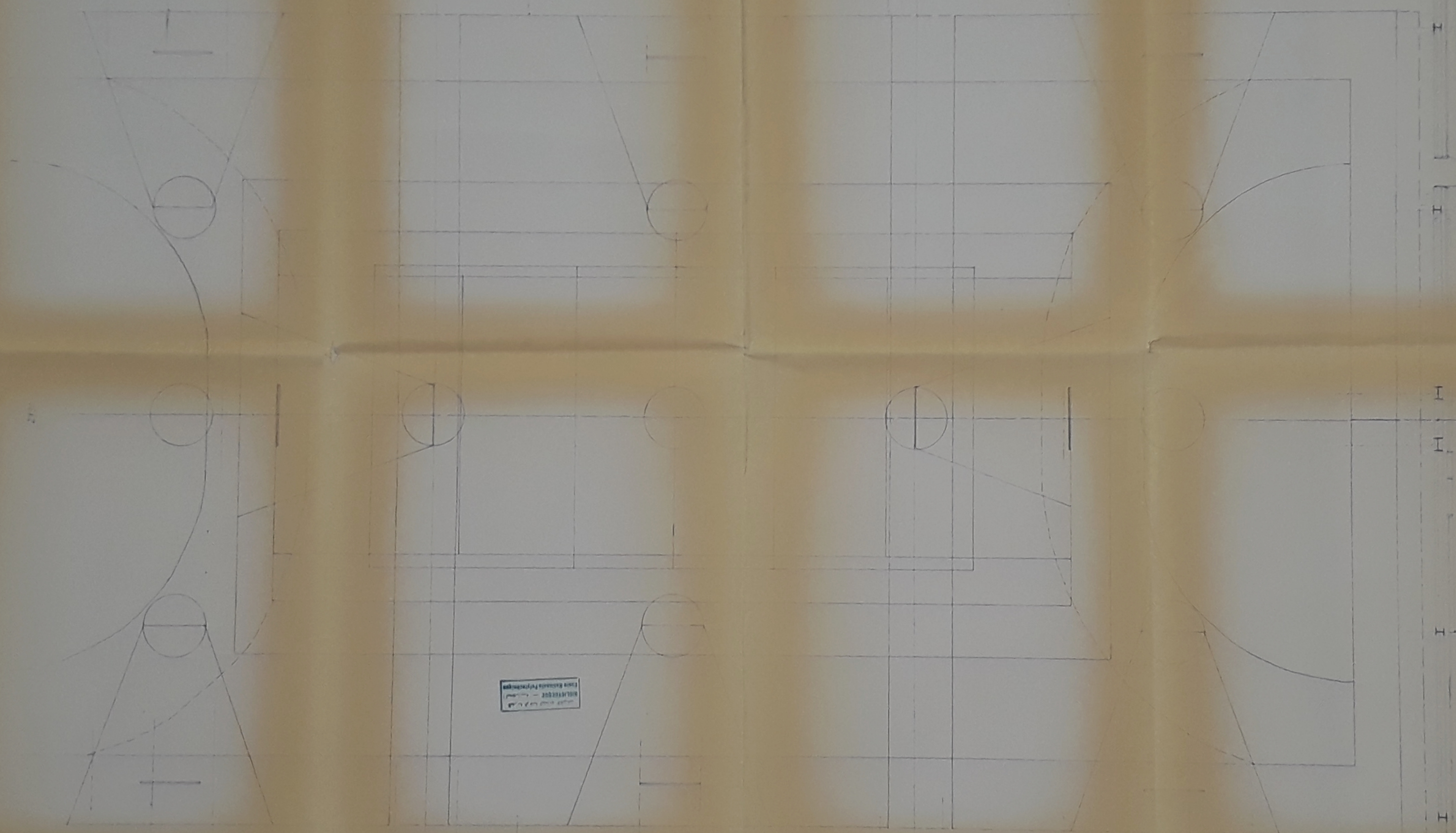
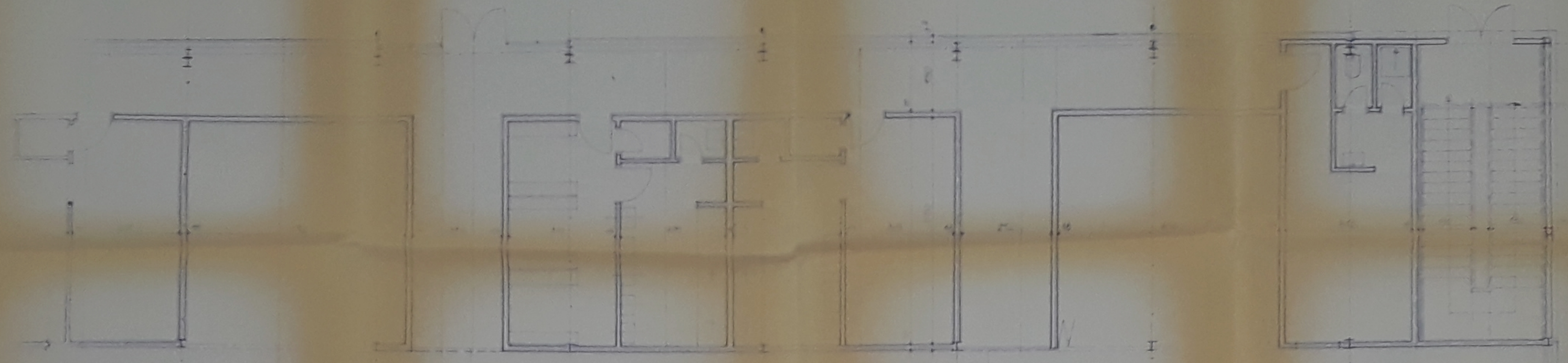
On dispose des murs périphériques en béton armé de hauteur 1m qui ceinturent tout le bâtiment et relient les fondations des 2 axes.

Le voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous:

* épaisseur : $e \geq \max\left(\frac{h}{10}; 0,15\right)$ avec h : hauteur du voile = 1m
 $\Rightarrow e \geq \max(0,10; 0,15) = 15$ cm

* Armatures filantes supérieures et inférieures de section $\geq 20\% h \cdot e = 0,20 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 10^{-2} = 3$ cm² \rightarrow 2 T14

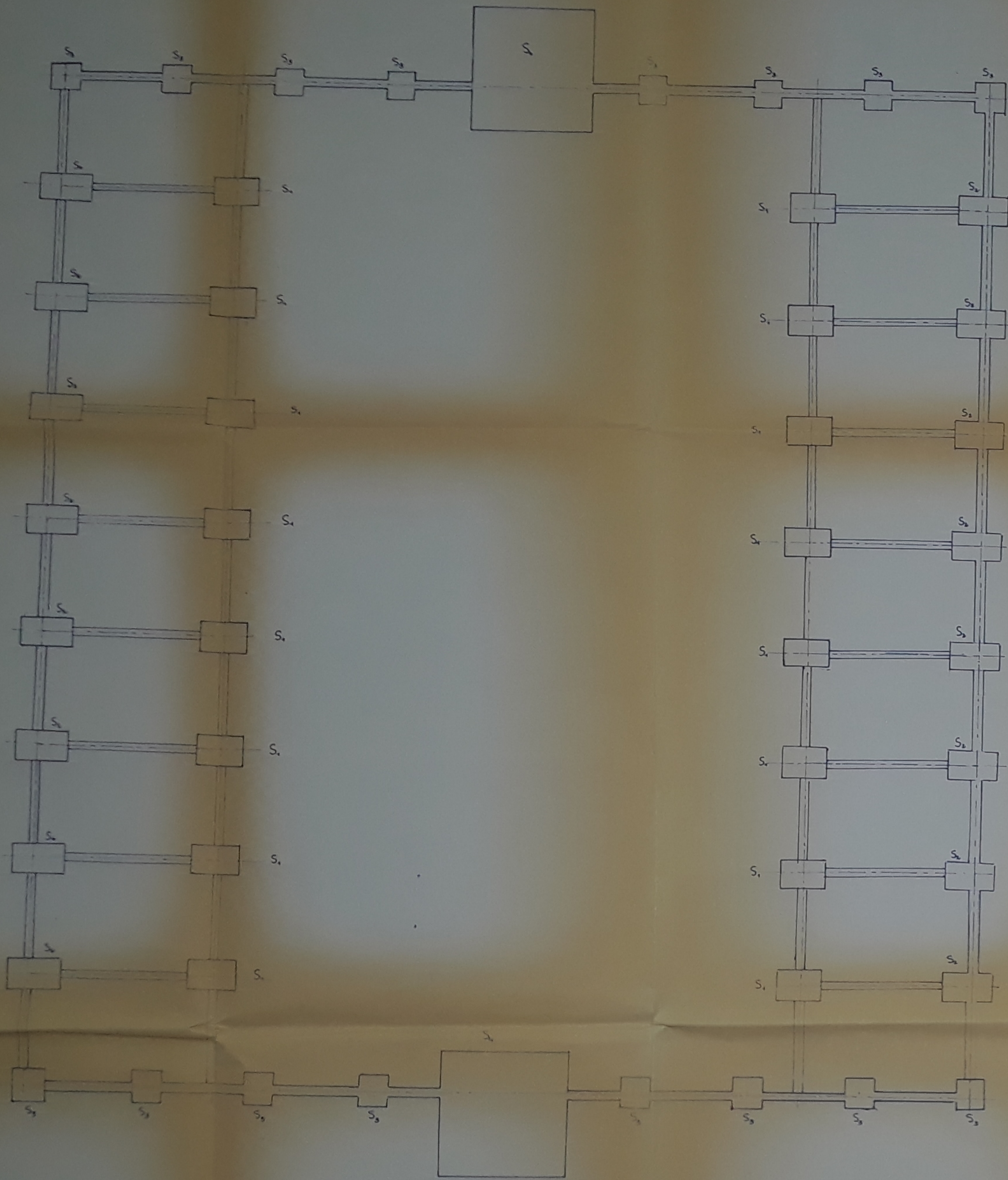
* Armatures longitudinales de peau de section $A \geq 2$ cm²
 \rightarrow 4 T10/ml avec un espacement de 25 cm
 (art 3.3.25 RPA81)



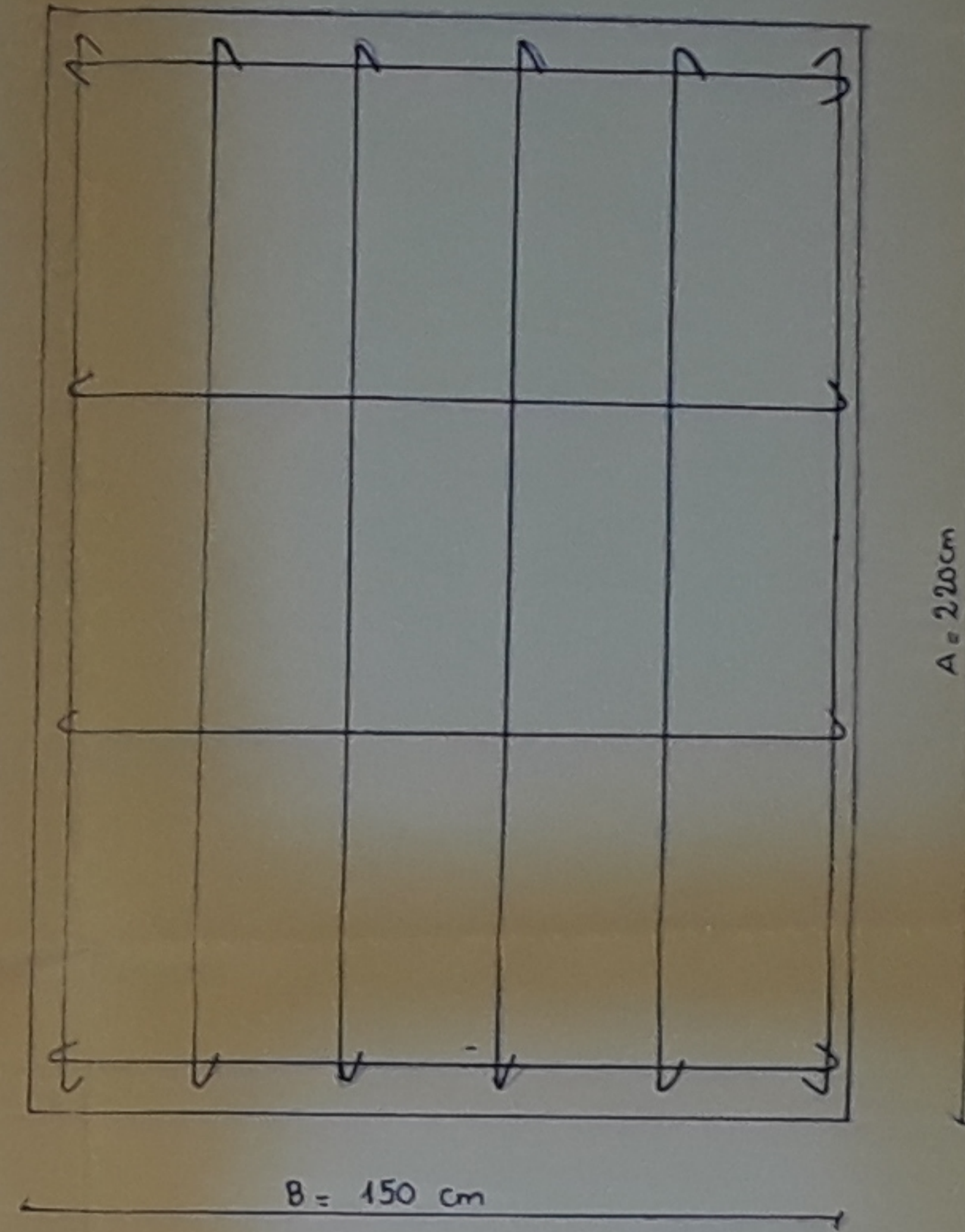
2304300

A-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		ENPA	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
PROJET DE FIN D'ETUDS		SALLE DE SPORTS POLYVALENTE	
Promotion : 2008		PROFESSEUR : Par-BET BOUMELAL	
Travaux par : Z. DALAL, B. BERMANI		échelle : 1/50	date : 2011
Travaux par : M. BOGHIAT, N. GHRIIC		PLAN D'ENSEMBLE	

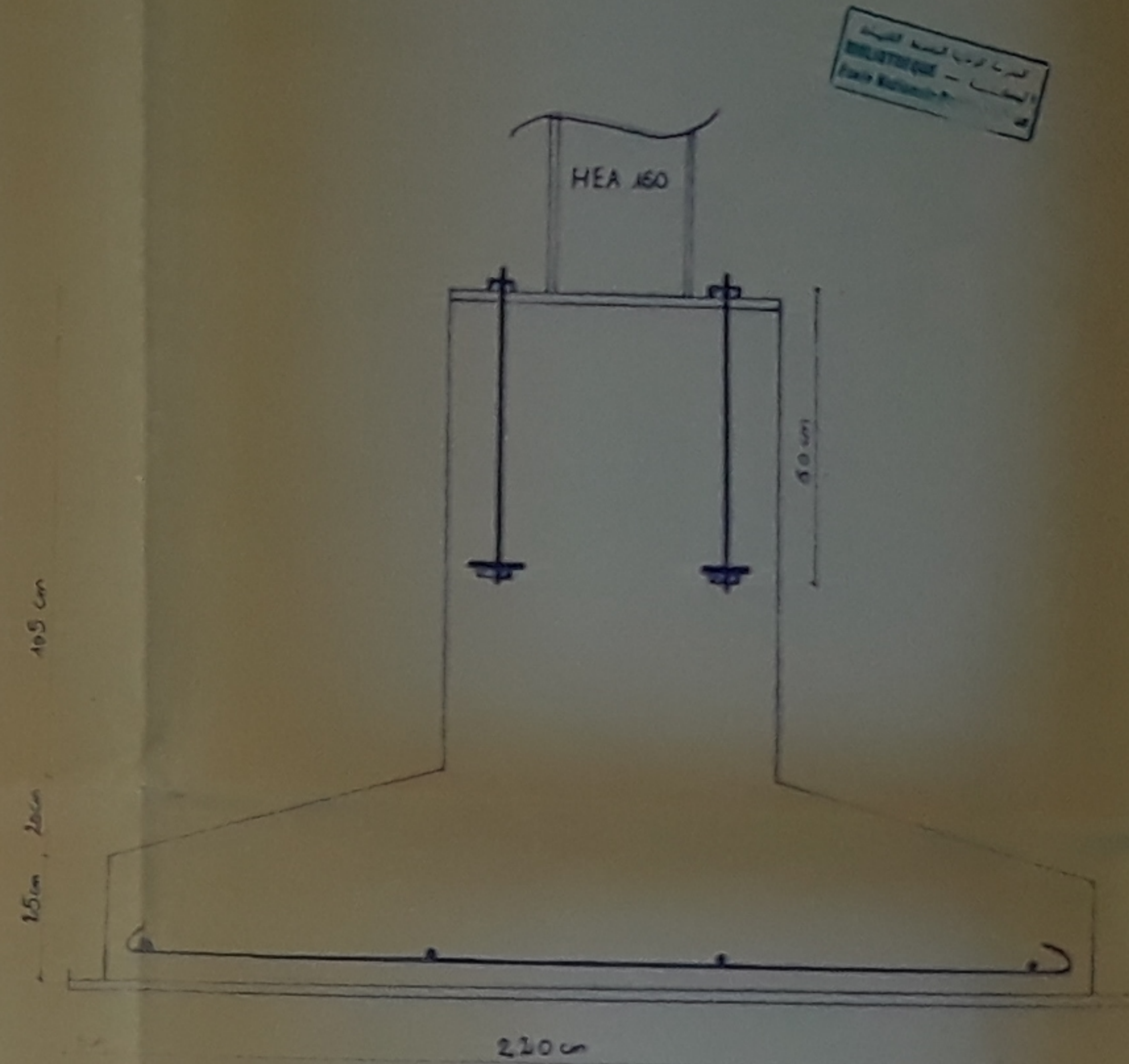


FONDATIONS



FERAILLAGE
DE
LA SEMELLE
S1

éch 1/10

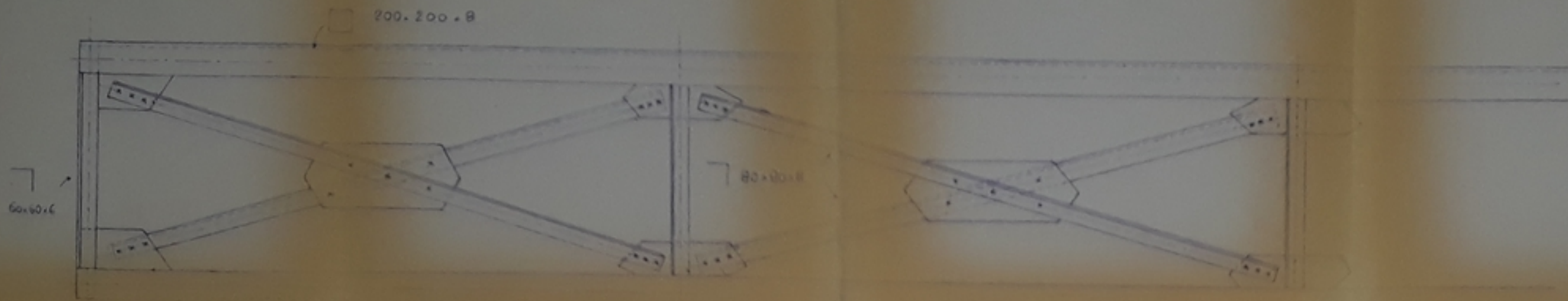


ANCRAGE
DES
POTEAUX

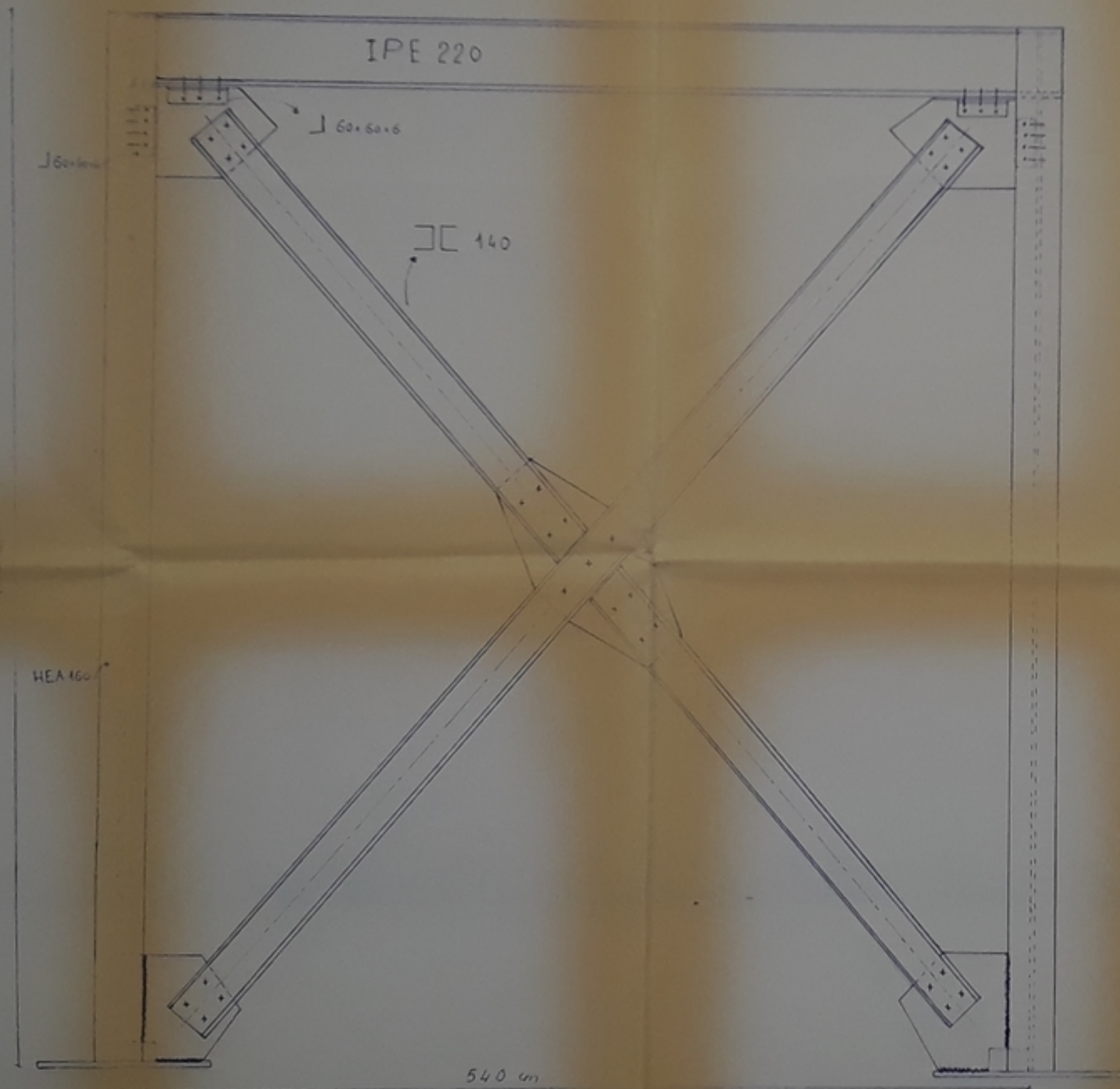
DB 043 86

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		ENPA	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
PROJET DE FIN D'ETUDES	SALLE DE SPORTS POLYVALENTE		
Promotion Juin 88	PROPOSE Par BET balmetal		
Dirigé par Z. DALALBERKANE	échelles 1/100	Designation	N° 5
Etude par M. BEDERAT M. GHICCI			FONDATIONS

POUTRE AU VENT



PALÉE DE STABILITÉ



PB 21386
- 4 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		ENPA	
PROJET DE FIN D'ETUDES Promotion Juin 86	SALLE DE SPORTS POLYVALENTE		
PROPOSE Par BET balmetal			
Dessiné par Z DJALIBERKANE	échelles: 4/40	Designation	N°4
Etudié par: M. BEDERAT M. GHICHI		CONTREVENTEMENT	

