

10/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

202

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

202 Same planches

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

**PARKING (R + 5)  
EN CHARPENTE METALLIQUE**

10 PLANCHES

Proposé par :  
BATIMETAL

Etudié par :  
A. BENLEFKI  
D. BENAISSI

Dirigé par :  
Mlle DJILLALI BERKANE



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

**PARKING (R + 5)  
EN CHARPENTE METALLIQUE**

Proposé par :

BATIMETAL

Etudié par :

A. BENLEFKI

D. BENAISSI

Dirigé par :

Mlle DJILLALI BERKANE

Promotion Janvier 1987

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

مصلحة :  
موجبة :  
تلميذ مهندس :

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL .....  
AUTEUR: M<sup>lle</sup> Z. Djillali BERKANE .....  
DES INGENIEURS: BENAÏSSI Djamel .....  
BENLEFKI Abdelmalek .....

موقف للسيارات بالطوابق

الموضوع :  
الملخص :

يتمثل مشروعنا في دراسة "بناية موجهة" لاستقبال السيارات السيا  
ذات كيبك معدني وسته (6) أرضيات من الخرسانة المسلحة  
الدخول إليها يتم بواسطة منحدرات  
المقاومة العامة مؤمنة بحملة من القضبان الثلاثية في الاتجاه  
تشغل البناية مساحة قدرها : (75 م x 32,22 م) مقسمة إلى  
جزئين بواسطة مفصل للزلازل . الهيكل المعدني مغطى بعناصر مسبقة الت  
من الخرسانة المسلحة .

OBJET: ..... (PARKING (R+5) en charpente métallique.....  
RESUME: ... Le sujet de notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'une...  
ossature métallique destinée à un ensemble de planchers pour...  
Parking automobiles de Tourisme: cette ossature comporte 06...  
niveaux avec accès par rampe, et est contreventée par des...  
Portiques en treillis dans les 2 sens. L'ensemble du Parking...  
offre un encombrement au sol de 75x32,22 m avec joint sismique  
en partie centrale dans le sens de la longueur. Le bardage est...  
réalisé avec éléments préfabriqués en Béton armé.....

OBJECT: ..... PARKING (R+5) made of metallic Carpentry.....  
ABSTRACT: ... The subject of our final studies project consists on the...  
study of a metallic Carpentry frame destiny to a whole of...  
floors for a tourism cars's Parking. This frame allow...  
06 story with access ramp. The whole Parking offer a...  
congestion of 75x32,22 m to the ground with sismic...  
joint in the middle. The boarding is realized by...  
prefabricated elements made of reinforced concrete.

# Remerciements

Nos remerciements sincères à notre promoteur M<sup>le</sup> Z.D. BERKAN pour son aide tout au long de l'élaboration de notre mémoire. nous tenons à lui exprimer toute notre gratitude.

Il nous est agréable aussi d'exprimer ici notre reconnaissance à M<sup>r</sup> BONEVILLE et M<sup>r</sup> HAFIDI et à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également tous les ingénieurs et personnels des bureaux d'étude de BATIMETAL et C.T.C. pour leur aimable collaboration.

Enfin sans oublier tous ceux qui nous ont aidé pour la mise en forme et le tirage de cette thèse.

# Dedicaces

À nos parents

À nos frères et sœurs

À nos amis

# SOMMAIRE

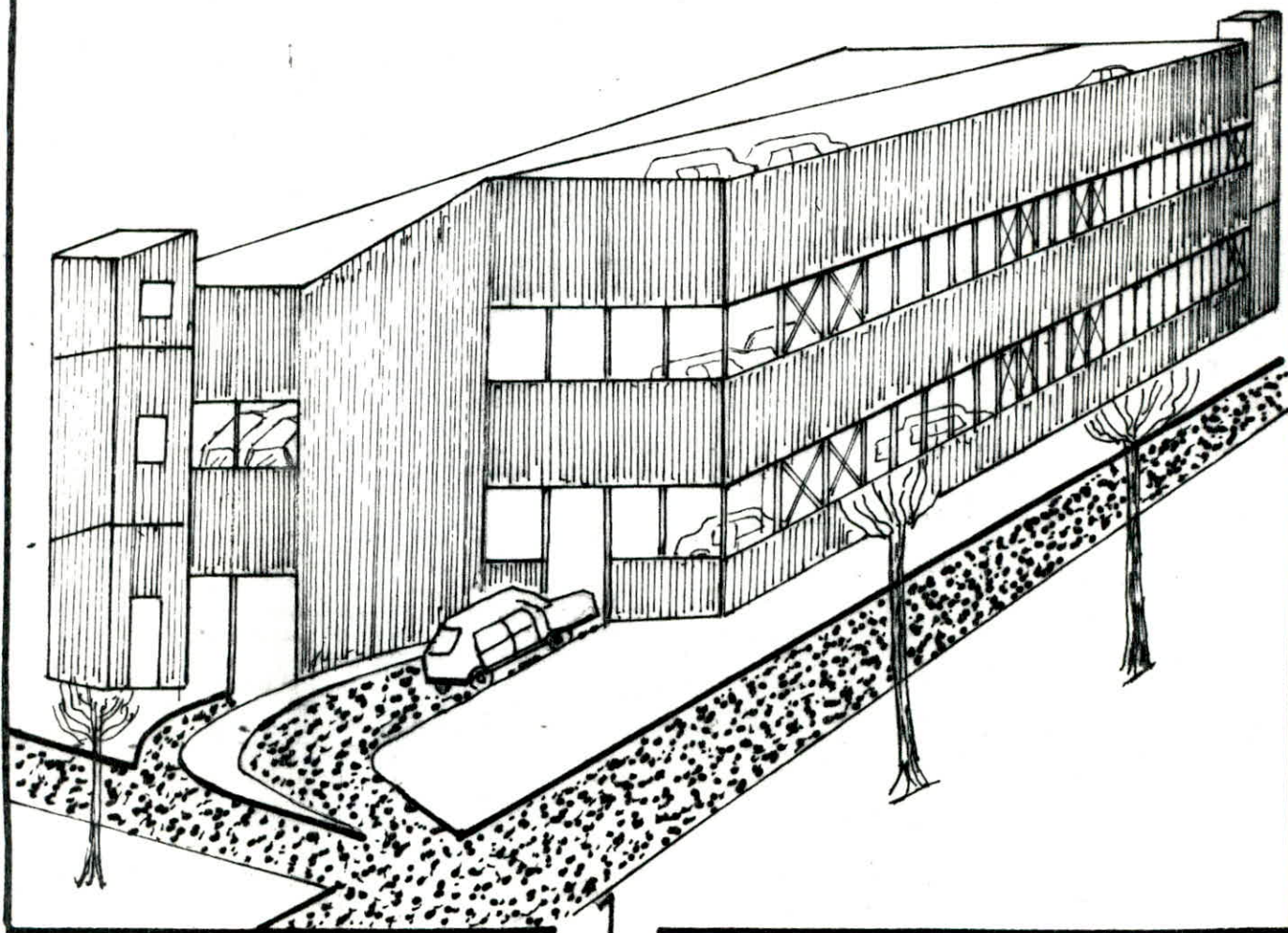
<u>CHAPITRE</u>	<u>TITRE</u>	<u>PAGE</u>
* 0	Introduction	1
* I	Etude au vent	3
* II	Calcul des éléments	11
* III	Etude au seisme	32
* IV	Contreventements	37
* V	Assemblages	52
* VI	Ancrage des poteaux	63
* VII	Etude des fondations	69
	* Conclusion	86
	* Bibliographie	87

# Presentation

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

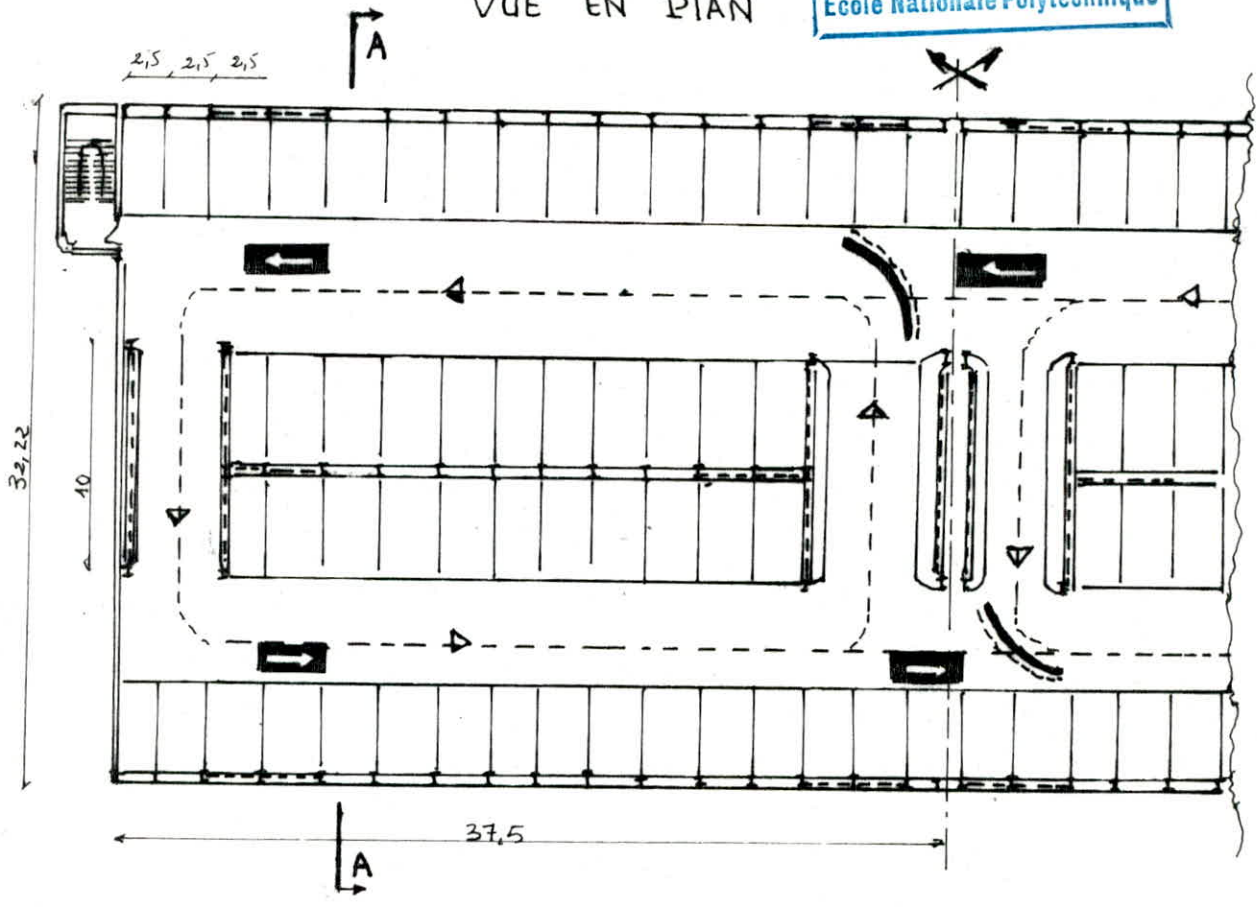
notre ossature métallique est destinée à un ensemble de planchers pour parking automobiles de tourisme. cette ossature comporte six (06) niveaux avec accès par rampe. l'ensemble du parking offre un encombrement au sol de  $75 \times 32,22$  m. avec joint sismique en partie centrale dans le sens de la longueur. la hauteur moyenne de l'édifice est 7 m.

la stabilité de l'ensemble de l'ossature est réalisée par des portiques en treillis. les planchers étant collaborants, et le bardage réalisé avec éléments préfabriqués en béton armé.

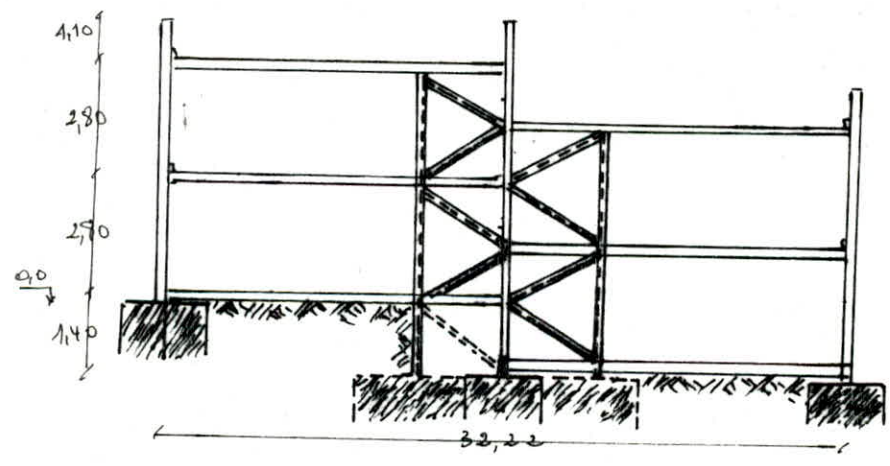


المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

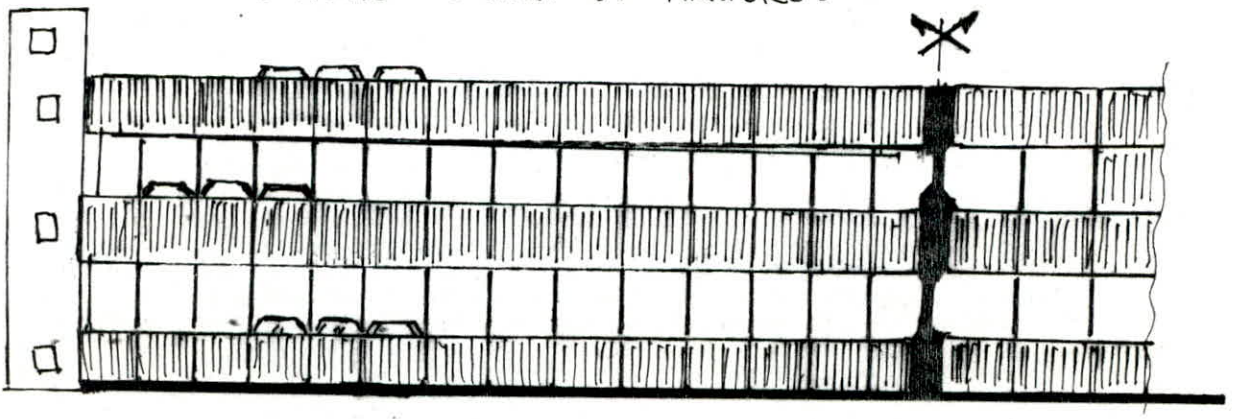
VUE EN PLAN



Coupe A-A .



- FACADE AVANT ET ARRIERE -





# INTRODUCTION

# Caracteristiques des materiaux

## I. aciers .

- profils laminés en aciers : Fe E24  $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$
- Tôles nervurées (TN.40)  $e_p > 5 \text{ mm}$ .
- boulons de fondations Fe E24  $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ daN/cm}^2$
- boulons ordinaires types 4.5 ; 6.8 (2400 ; 4700 daN/cm<sup>2</sup>)

## Aciers de ferrailage.

- barres rondes lisses . Fe E24.  $\bar{\sigma}_s = 1600 \text{ daN/cm}^2$ .
  - barres TOR (H.A) Fe E40  $\bar{\sigma}_s = 2800 \text{ daN/cm}^2$  ( $\phi \leq 20$ )
- contraintes admissibles limitées par les conditions de fissuration  $\{ \bar{\sigma}_s \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \}$  CCBA art 4.9

## II. béton.

- Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 et peu contrôlé.
- contrainte admissible de compression simple :  
 $\bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ daN/cm}^2$ .
- contrainte admissible en flexion simple :  
 $\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ daN/cm}^2$
- contrainte admissible de traction  
 $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ daN/cm}^2$ . CCBA 68 art 9.5.

CHAPITRE PREMIER

ETUDE AU VENT

# étude au vent

des 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<sup>sur</sup> charges est obligatoire.

Action élémentaire unitaire -

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

$q_{10}$ : Pression dynamique de base à 10 m de hauteur.

Lieu d'implantation ALGER, région II  $\rightarrow q_{10} = 70 \text{ da} / \text{m}^2$

$K_s$ : Coefficient de site  $\rightarrow$  site normale  $K_s = 1$  (N.V.65.1042)

$K_h$ : Effet de la hauteur au dessus du sol -

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

$$H = 7 \text{ m} \quad \rightarrow \quad K_h = 0,93$$

$\delta$ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques

Il est fonction de la plus grande dimension exposée au vent.  $L = 37,5 \text{ m}$ .

D'après NV65 fig. R.III.2 pour  $H \leq 30 \text{ m}$ ,  $\delta = 0,76$ .

$C$ : Coefficient de pression, fonction des dispositions de la construction. notre parking est assimilé à une construction à base rectangulaire en contact avec le sol.

$$C = C_e - C_i \quad C_e: \text{action extérieure} \quad C_i: \text{A. intérieure.}$$

Calcul des rapports des dimensions -

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{7}{37,5} = 0,189$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{7}{32,22} = 0,218$$

( $a > b$ )

## Calcul du coefficient $\gamma_0$ .

D'après le diagramme de la figure R.III-5 NV65.

- Vent normal à  $S_a$  (grande face)  $\lambda_a = 0,189 < 0,5 \rightarrow \gamma_0 = 0,85$
- Vent normal à  $S_b$  (petite face)  $\lambda_b = 0,21 < 1 \rightarrow \gamma_0 = 0,85$

## Détermination des actions extérieures $C_e$ .

- Parois verticales faces au vent  $\rightarrow C_e = +0,8 \quad \forall \gamma_0$ .
- Parois verticales faces sous vent  $\rightarrow C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$   
 $C_e = -0,3$  (Pour les 3 faces s.v.).

## Détermination des actions intérieures $C_i$ .

### • Perméabilité des Parois -

- façade avant et arrière (AB et CD)

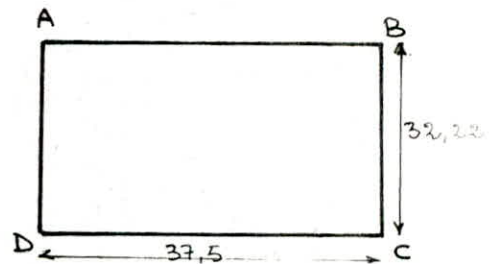
$$\mu = \frac{(1,17 \cdot 37,5) \times 2}{37,5 \cdot 7} = 34\%$$

- façade entrée sortie (BC)

$$\mu = \frac{2(3 \cdot 2,80 + 1,17 \cdot 8) + 2 \cdot (1,17 \cdot 11)}{32,22 \cdot 7} = 28\%$$

- façade latérale (AD).

$$\mu = \frac{1,17 \cdot 11 \cdot 4}{32,22 \cdot 7} = 23\%$$



Toute les parois sont partiellement ouvertes ( $5\% < \mu < 35\%$ )

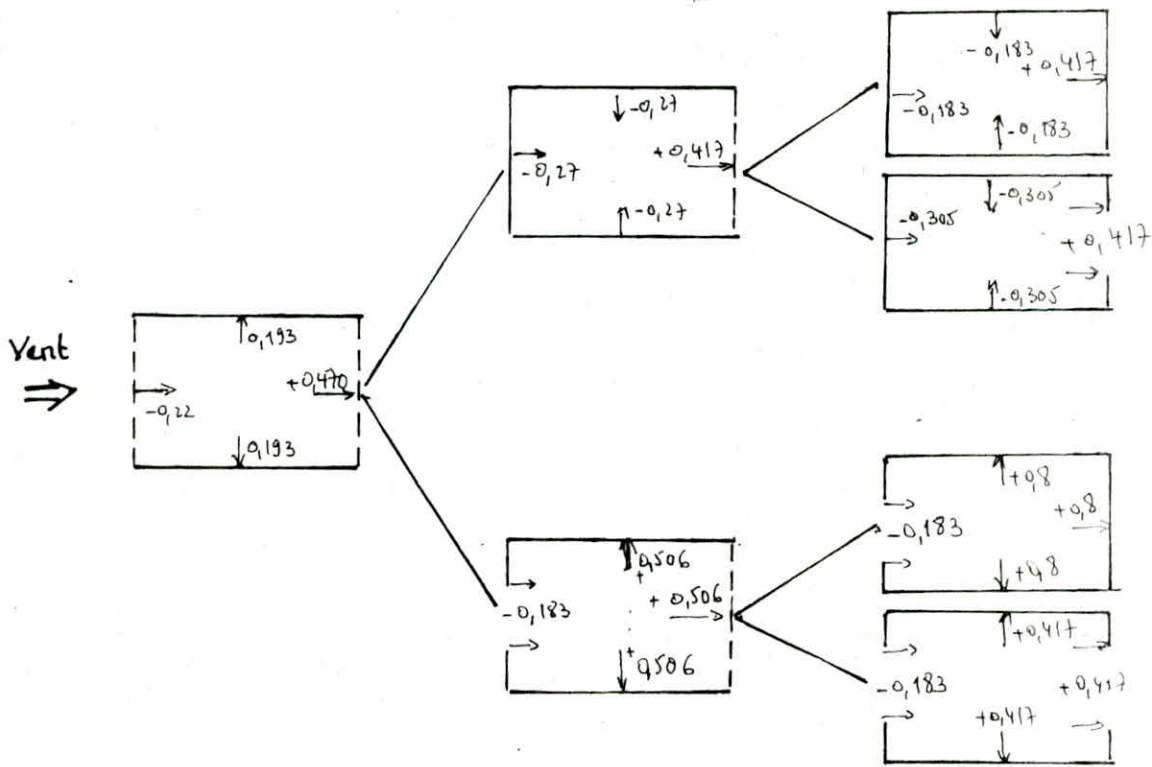
### • Les interpolations -

#### 1<sup>er</sup> Cas :

face AD :  $\mu = 23\%$  (au vent)

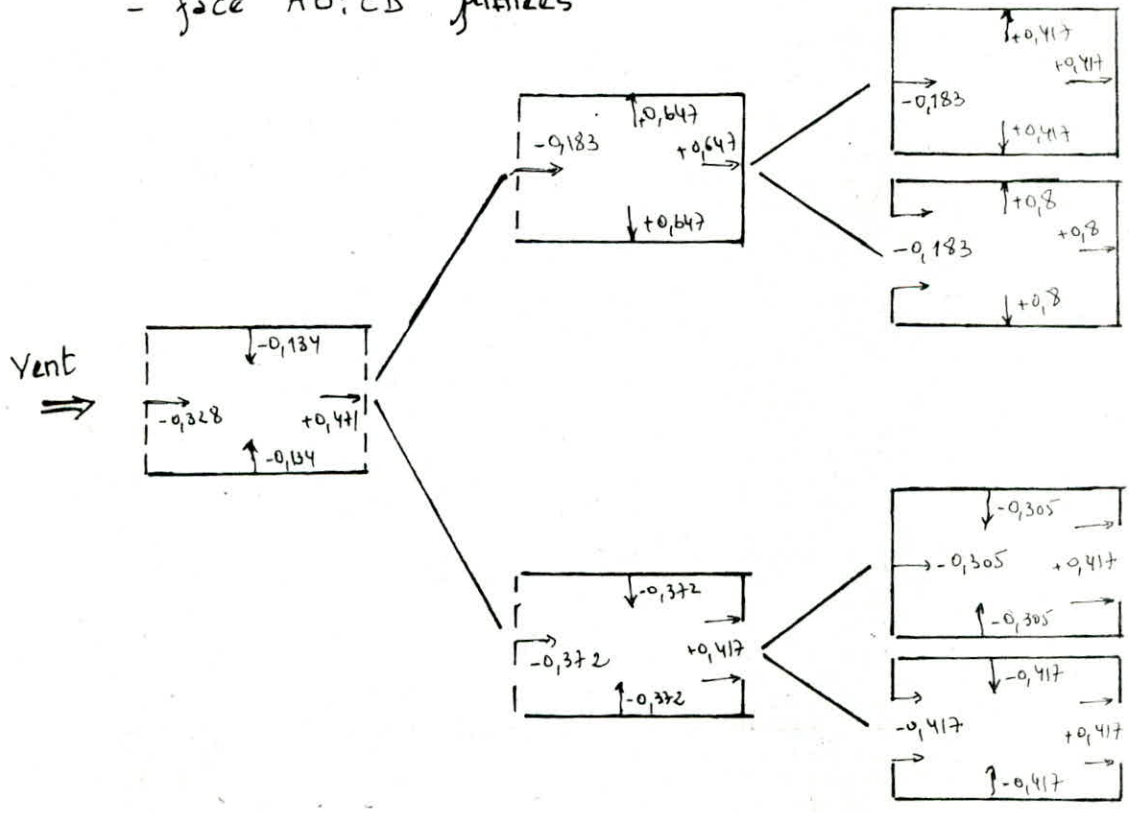
face BC :  $\mu = 28\%$

faces AB, CD - fermées -



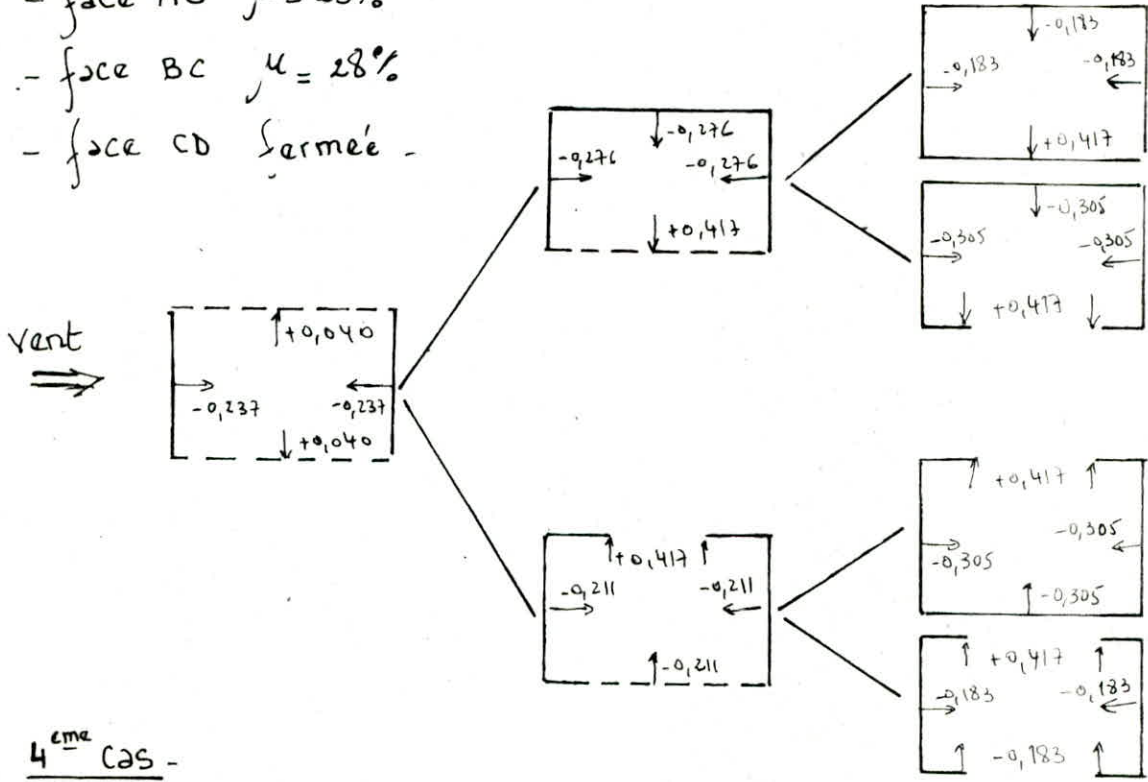
2<sup>eme</sup> Cas -

- face BC.  $\mu = 23\%$  (au vent)
- face AD.  $\mu = 23\%$
- face AB; CD fermées



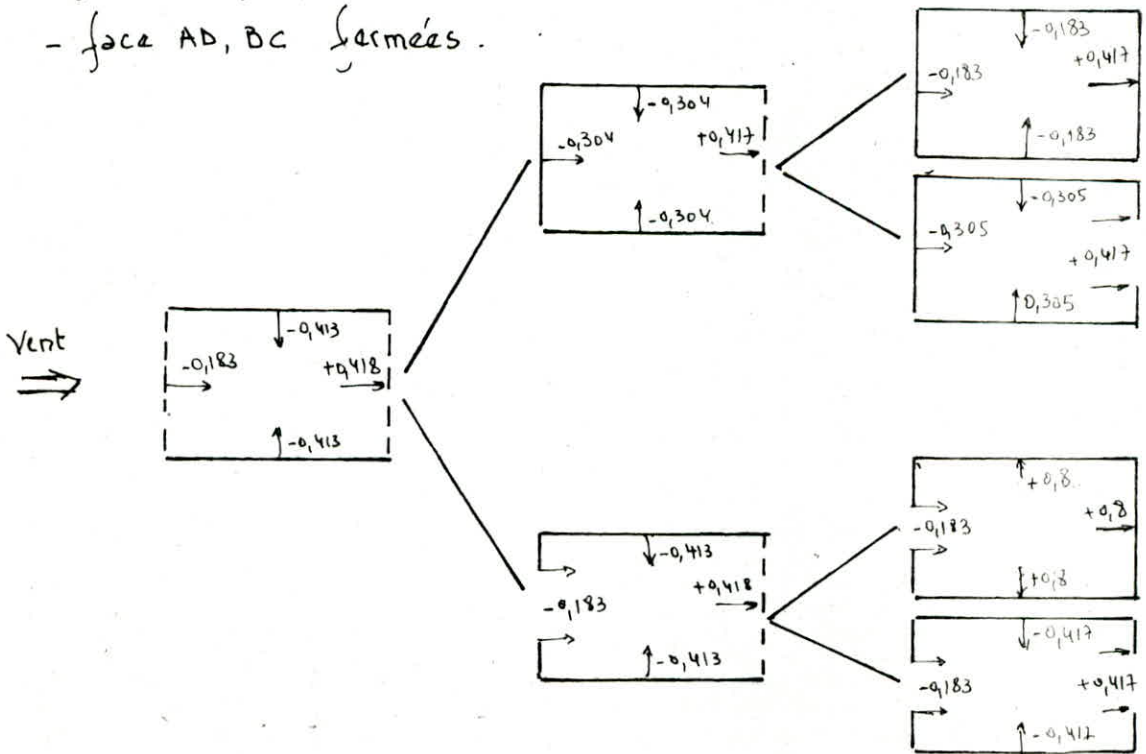
3<sup>eme</sup> Cas -

- face AB fermée (au Vent)
- face AD  $\mu = 23\%$
- face BC  $\mu = 28\%$
- face CD fermée



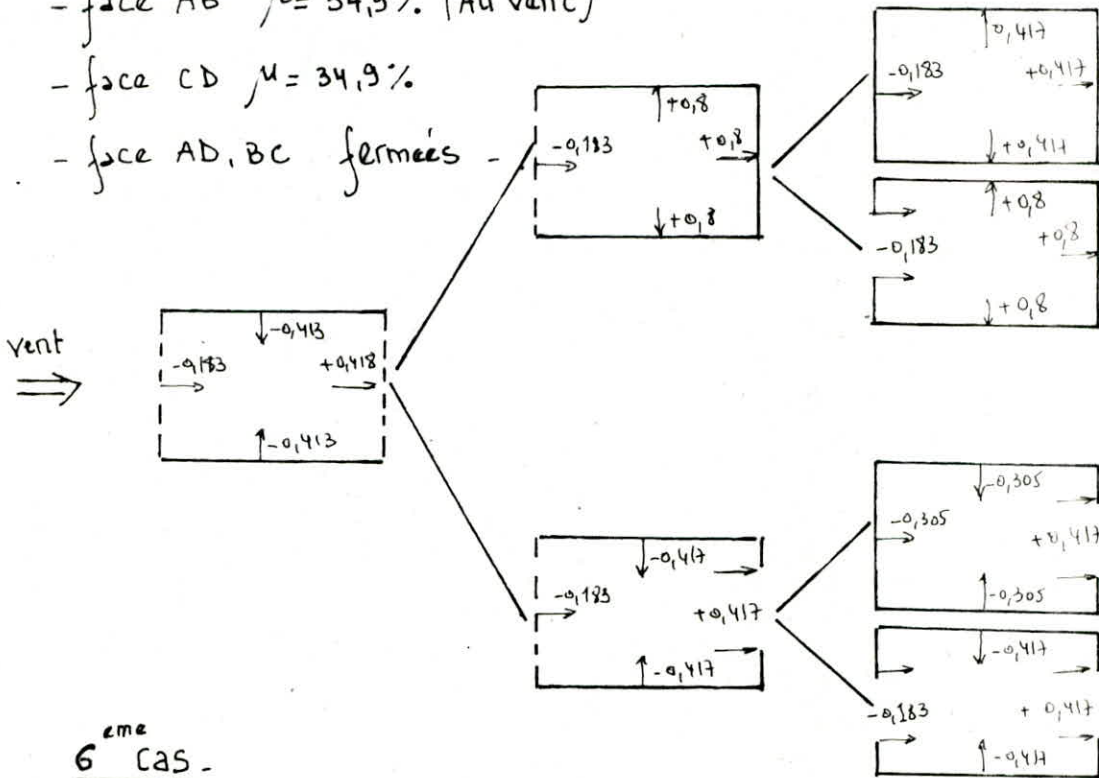
4<sup>eme</sup> Cas -

- face CD  $\mu = 34,9\%$  (Au Vent)
- face AB  $\mu = 34,9\%$
- face AD, BC fermées



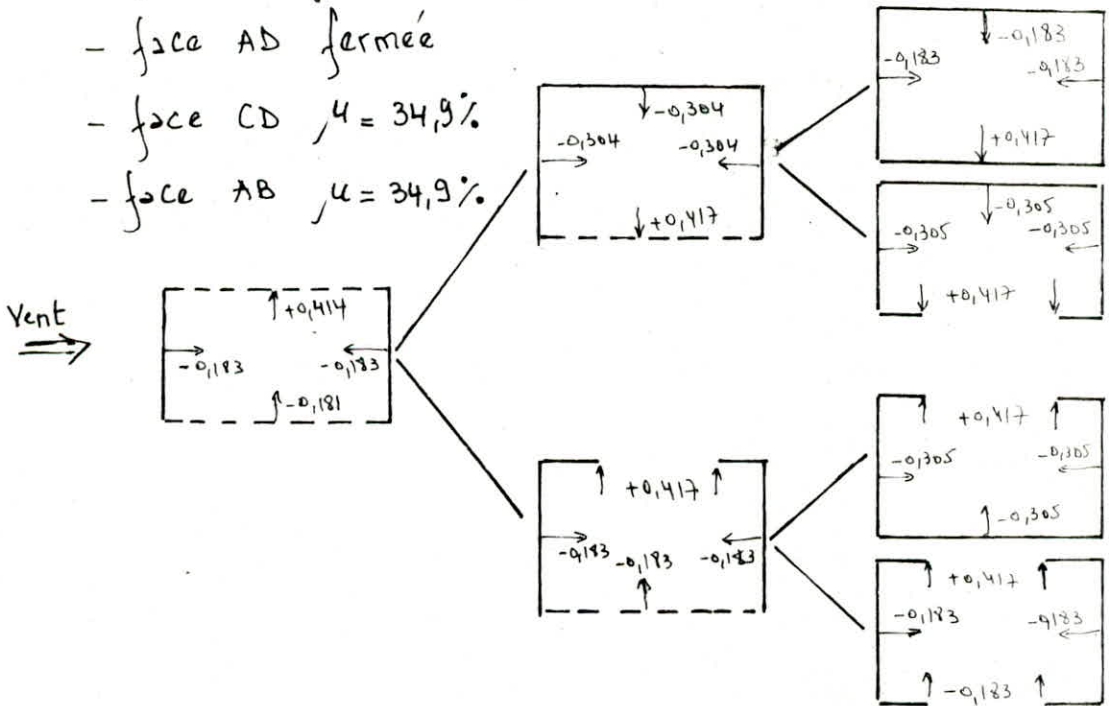
5<sup>eme</sup> Cas -

- face AB  $\mu = 34,9\%$  (Au vent)
- face CD  $\mu = 34,9\%$
- face AD, BC fermées



6<sup>eme</sup> Cas -

- face BC fermée (Au vent)
- face AD fermée
- face CD  $\mu = 34,9\%$
- face AB  $\mu = 34,9\%$

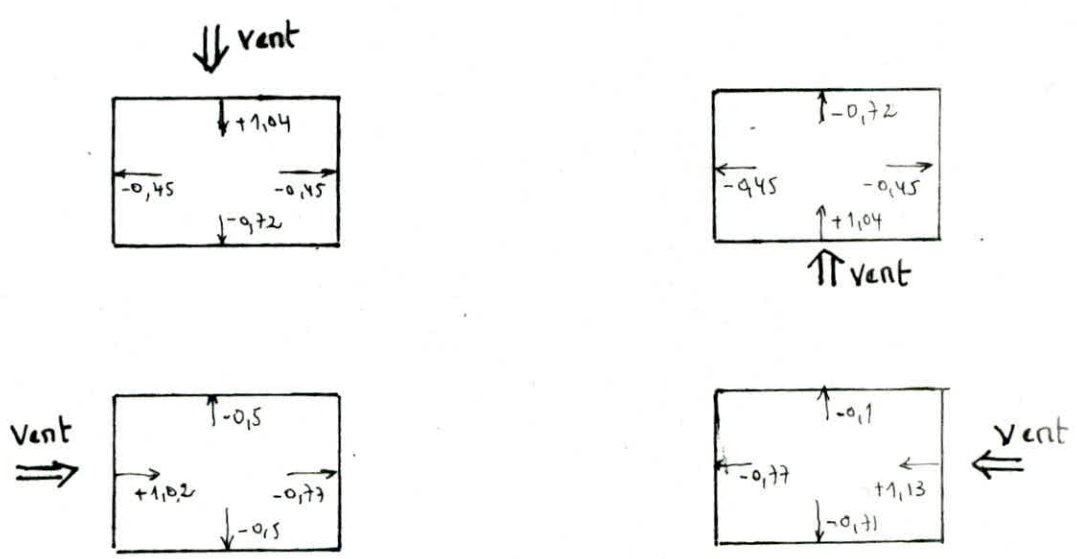


Si  $C_i < 0,15$  on prend  $C_i = +0,15$  pour une pression et  $-0,2$  pour une succion (art. 2.14 NV 65) -



## Determination des actions resultantes C :

$C = C_e - C_i$  , pour les quatres directions du vent on a :



Resultantes unitaires à retenir pour les calculs -

tableau recapitulatif -

	façades		Pignons	
	AB	CD	AD	BC
Pression	+1,04	+1,04	+1,02	+1,13
Succion	-0,72	-0,72	-0,77	-0,77

remarque -

si  $|c| < 0,3$  on prend  $|c| = 0,3$   
(Art 2.153 NV 65).

\* Cas normal .

$\beta$  : coefficient de majoration dynamique .

$$\beta = \theta (1 + \xi Z)$$

$\xi$  : coefficient de reponse  $\xi = 0,13$  (donné par hypothèse)

$Z$  : " de pulsation il est fonction de la

hauteur  $H$  (R.III.4 NV 65) .  $H = 7m < 10 \Rightarrow Z = 0,36$

$\theta$  : coefficient global dépendant du type de construction  
(NV 65 . 1.5.11) .  $H = 7m \Rightarrow \theta = 0,7$  .

$$\beta = 0,7 (1 + 0,13 \cdot 0,36) = 0,733 < 1 \Rightarrow \text{on prend } \beta = 1$$

\* Cas extrême .

$$\beta' = \left(\frac{\theta}{2} + 0,5\right) \cdot \theta (1 + \xi Z) = \left(\frac{\theta}{2} + 0,5\right) \cdot \beta = \left(\frac{0,7}{2} + 0,5\right) \cdot 0,733$$

$$\beta' = 0,623 < 1 \Rightarrow \text{on prend } \beta' = 1$$

\* Résumé .

$$q_0 = 70 \text{ dN/m}^2$$

$$\delta = 0,76$$

$$C = f(\text{tableau})$$

$$K_s = 1$$

$$\beta = 1$$

$$K_h = 0,93$$

$$\beta' = 1$$

\* action globale :

$$q = q_{10} \cdot K_s \cdot K_h \cdot \delta \cdot \beta \cdot C = 49,5 \cdot C$$

- Sens longitudinal -

• Pression :  $q = 49,5 \cdot 1,04 = 51,48 \text{ dN/m}^2 = 51,48 \cdot 37,5 = +1930 \text{ dN/ml}$

• Suction :  $q = -49,5 \cdot 0,72 = -35,64 \text{ dN/m}^2 = -35,64 \cdot 37,5 = -1336 //$

- Sens transversal -

• Pression :  $q = 49,5 \cdot 1,13 = 55,9 \text{ dN/m}^2 = 55,9 \cdot 32,22 = +1801 \text{ dN/ml}$

• Suction :  $q = -49,5 \cdot 0,77 = -38 \text{ dN/m}^2 = -38 \cdot 32,22 = -1224 //$

-  $q_{\text{extreme}} = 1,75 q_{\text{normal}}$ . (unité :  $\text{dN/ml}$ )

		Pression (+)		Suction (-)	
Sens		Normal	Extreme	Normal	Extreme
↕	Longitudinal	+ 1930	+ 3378	- 1336	- 2338
	transversal	+ 1801	+ 3152	- 1224	- 2142

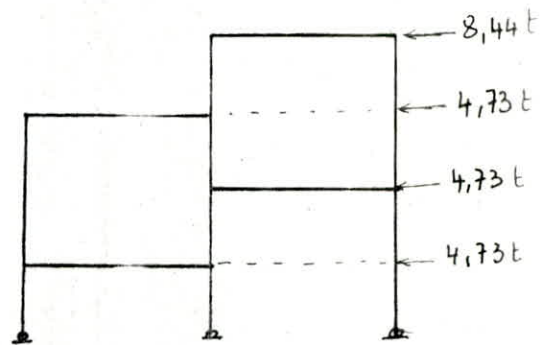
- Sens transversal -

$$F_6 = 3378 \cdot \left( \frac{1,4}{2} + 1,10 \right) = 8,44 \text{ t}$$

$$F_5 = 3378 \left( \frac{1,4}{2} + \frac{1,4}{2} \right) = 4,73 \text{ t}$$

$$F_4 = 3378 \left( \frac{1,4}{2} + \frac{1,4}{2} \right) = 4,73 \text{ t}$$

$$F_3 = 3378 \left( \frac{1,4}{2} + \frac{1,4}{2} \right) = 4,73 \text{ t}$$

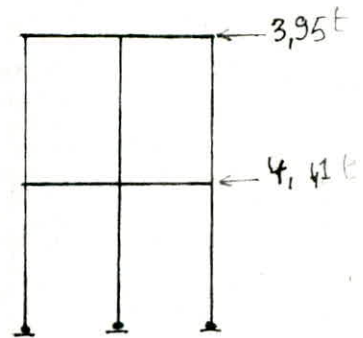


- Sens longitudinal -

\* file de rive

$$F_6 = 3152 \left( \frac{2,8}{2} + 1,10 \right) = 7,9 \text{ t}$$

$$F_4 = 3152 \left( \frac{2,8}{2} + \frac{2,8}{2} \right) = 8,82 \text{ t}$$



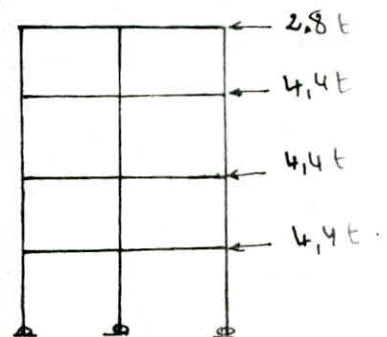
\* file centrale

$$F_6 = 3152 \left( \frac{1,4}{2} + 1,1 \right) = 5,7 \text{ t}$$

$$F_4 = 3152 \left( \frac{1,4}{2} + \frac{1,4}{2} \right) = 8,8 \text{ t}$$

$$F_3 = 3152 \left( \frac{1,4}{2} + \frac{1,4}{2} \right) = 8,8 \text{ t}$$

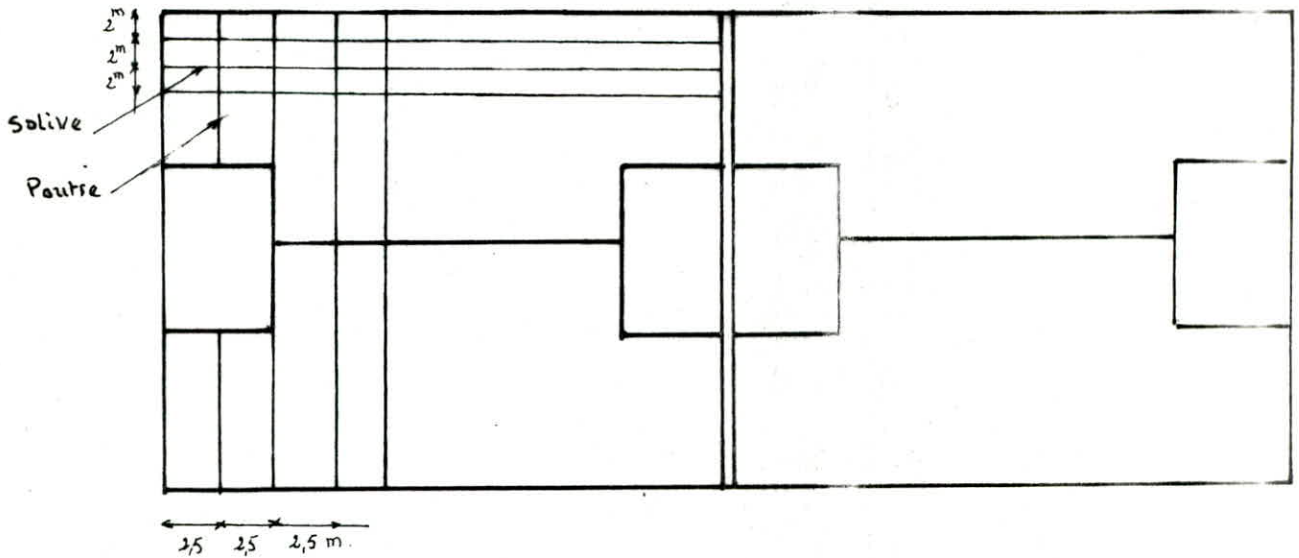
$$F_2 = 3152 \left( \frac{1,4}{2} + \frac{1,4}{2} \right) = 8,8 \text{ t}$$



## CHAPITRE II

# CALCUL DES ELEMENTS

# Les Planchers



notre structure comporte 6 planchers, dont 2 en Béton armé et reposant directement sur le sol, et 4 autres planchers qui sont mixtes composés d'une dalle en B.A de 13cm d'épaisseur (Imposé par l'architecture coupe feu 2H), reposant sur une ossature métallique composée de poutres et solives disposées perpendiculairement.

L'entre-axe des solives est de  $2\text{m} = l_x$

L'entre-axe des Poutres est de  $2,50\text{m}$ .

on fait nos calculs pour un plancher central -

## I. Evaluation des charges -

### I.1 charges permanentes -

- hourdis  $2500 \cdot 0,13$  - - - - - =  $325 \text{ daN/m}^2$

- coffrage TN.40 - - - - - =  $15 \text{ daN/m}^2$

- faux plafond - - - - - =  $28 \text{ daN/m}^2$

Soit  $G = 400 \text{ daN/m}^2$

### I.2 surcharges d'exploitations -

- surcharges statiques - - - - - =  $250 \text{ daN/m}^2$

- coefficient de majorat<sup>a</sup> dynamique - - - =  $1,15$

soit  $P = 1,15 \cdot 250 = 300 \text{ daN/m}^2$

## II. Predimensionnement des Poutrelles -

Les solives sont articulées aux Poutres -

Le poids Propre des solives est estimée à 20 dN/ml.

$$G = 400 \cdot 2 + 20 = 820 \text{ dN/ml.}$$

$$P = 300 \cdot 2 = 600 \text{ dN/ml.}$$

La solive est soumise à une charge linéairement répartie

$$Q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P = 1994 \text{ dN/ml.}$$

• Critère de déformabilité  $f = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{EI_x} \leq \bar{f} = \frac{l}{300}$

$$q = G + P = 1420 \text{ dN/ml.}$$

$$I_x \geq \frac{300 \cdot 5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 412,7 \text{ cm}^4 \quad \text{soit IPE 140}$$

## III. Verifications -

### 3.1 Verification à la résistance -

$$Q = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P = 1994 \text{ dN/ml}$$

$$M_x^{\max} = \frac{Q l_x^2}{8} = \frac{1994 \cdot 2,5^2}{8} = 1557,81 \text{ dN.m.}$$

$$\sigma_f = \frac{M_x^{\max}}{W_x} = \frac{1557,81}{77,3} = 2015 \text{ dN/cm}^2 < \sigma_{ten}$$

### 3.2 Verification au cisaillement -

$$T_y = \frac{Q l_x}{2} = 1994 \cdot \frac{2,5}{2} = 2492,5 \text{ dN}$$

$$\tau_{by} = \frac{T_y}{A_s} = \frac{2492,5}{5,93} = 420,32 \text{ dN/cm}^2 < \tau_{en}/1,54$$

## IV. Predimensionnement des poutres - (Portée 16 m)

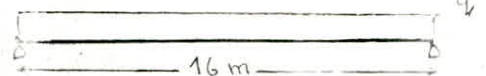
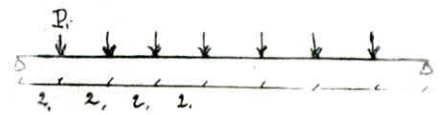
Le Predimensionnement est basé sur le critère de déformabilité,

schéma statique (annexe 15.315 CM66):

on peut considerer ici comme uniformément réparties les séries d'au moins

3 charges concentrées égales appliquées

à la poutre à des intervalles réguliers



$$G_1 = G + P = 1420 \text{ daN/ml} \quad b = 2,5 \text{ m largeur revenant}$$

$$P_i = \frac{1420 \cdot 2,5}{2} = 3350 \text{ daN} \quad \text{la poutre}$$

$$\text{Donc } G_2 = \frac{8 \cdot 3350}{16} = 1554 \text{ daN/ml}$$

$$\text{P.P de la Poutre est estimée à } p = 200 \text{ daN/ml}$$

$$q = G_2 + p = 1554 + 200 = 17,54 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI_x} \leq \frac{l}{300} \Rightarrow I_x \geq \frac{300 \cdot 5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = \frac{300 \cdot 5 \cdot 17,54 \cdot 1600^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4}$$

$$I_x \geq 133638 \text{ cm}^4 \quad \text{soit HEA 600}$$

- Verification à la resistance -

$$G_1 = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 1994 \text{ daN/ml}$$

$$b = 2,5 \text{ m} \rightarrow P'_1 = 1994 \cdot 2,5 = 4985 \text{ daN}$$

$$G_2 = \frac{8 \cdot P'_1}{16} = \frac{8 \cdot 4985}{16} = 2492,5 \text{ daN/ml}$$

$$\text{soit } p_1 = 178 \text{ daN/ml} \Rightarrow \frac{4}{3} p_1 = p_2 = 238 \text{ daN/ml}$$

$$q = G_2 + p_2 = 2730 \text{ daN/ml}$$

$$M_x^{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2730 \cdot 16^2}{8} = 87360 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_f^{\max} = \frac{M_x^{\max}}{W_x} = \frac{87360}{4790} = 1824 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- Verification au cisaillement -

$$T_y = q \cdot \frac{l}{2} = 2730 \cdot \frac{16}{2} = 21840 \text{ daN}$$

$$\tau_y = \frac{T_y}{A_s} = \frac{21840}{70,2} = 311,5 \text{ daN/cm}^2 < \tau_e / 1,54$$

### Predimensionnement des Poutres de rive (Portée 11m)

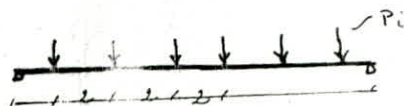
Schema statique.

$$q_1 = G + P = 1420 \text{ daN/ml}$$

$$P_i = 1420 \cdot 2,5 = 3350 \text{ daN}$$

$$\rightarrow q_2 = \frac{6 \cdot 3350}{11} = 1936,3 \text{ daN/ml}$$

$$\text{soit } p_2 = 200 \text{ daN/ml poids propre de la poutre}$$



$$\Rightarrow q = q_2 + p = 1936,3 + 200 = 2136 \text{ dN/ml}$$

$$q = 21,36 \text{ dN/cm}$$

on dimensionne avec le critère de déformabilité.

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq l/300 \rightarrow I_x \geq \frac{300 \cdot 5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E}$$

$$I_x \geq \frac{300 \cdot 5 \cdot 21,36 \cdot 1100^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 52883 \text{ cm}^4$$

→

HEA 450.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 63700 \text{ cm}^4 \\ W_x = 2900 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

• Vérification à la résistance.

$$G_1 = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 1994 \text{ dN/ml}$$

$$\rightarrow G_2 = 1994 \cdot b = 1994 \cdot 2,5 = 4985 \text{ dN}$$

$$\Rightarrow G'_1 = \frac{6 \cdot G_2}{11} = 2719 \text{ dN/ml}$$

$$p(\text{HEA 450}) = 140 \text{ dN/ml} \rightarrow \frac{4}{3} p = 187 \text{ dN/ml}$$

$$\rightarrow q = G'_1 + \frac{4}{3} p = 2906 \text{ dN/ml}$$

$$M_x^{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2906 \cdot 11^2}{8} = 43953 \text{ dN.m}$$

$$\sigma_x^{\max} = \frac{M_x^{\max}}{W_x} = \frac{43953}{2900} = 1515 \text{ dN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

• Vérification au cisaillement.

$$T_y = q \cdot l/2 = 2906 \cdot 11/2 = 15983 \text{ dN}$$

$$\tau_y = \frac{T_y}{A_2} = \frac{15983}{45,77} = 349,2 \text{ dN/cm}^2 < \tau_{\text{en}}/1,54$$



## Verification au poinçonnement.

le plancher de notre parking necessite une verification au poinçonnement, vu la charge concentree appliquee par une roue de voiture sur ce plancher.

Dans la verification de resistance au poinçonnement on considere donc l'effet d'une charge localisee, normale au plan moyen du plancher et agissant uniformement sur une faible portion de sa surface limitee par un contour  $P_c$  situe a mi-epaisseur de la dalle.

$$P_c = 2(u + v)$$

$$u = a + h_t + 2e_r$$

$$v = b + h_t - 2e_r$$

$h_t$ : epaisseur totale de la dalle = 13 cm.

$$e_r = \frac{h_t}{2} = \frac{13}{2} = 6,5 \text{ cm.}$$

$a$  = largeur de la surface de contact,

roue - plancher  $\rightarrow u$

$b$  = longueur  $\rightarrow v$

Pour les voitures touristiques  $a = 10 \text{ cm.}$

$b = 14 \text{ cm.}$

$$\Rightarrow u = 10 + 13 + 2 \cdot 6,5 = 36 \text{ cm.}$$

$$v = 14 + 13 + 2 \cdot 6,5 = 40 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow P_c = 2(36 + 40) = 152 \text{ cm.}$$

on verifie donc :

$$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$$Q = 2 \cdot t \cdot (\text{non ponderee}) \rightarrow$$

$$Q = 1,2 \cdot 2 = 2400 \text{ daN.}$$

$\bar{\sigma}_b = \sigma_b^{\text{admissible de beton}}$   
en traction = 5,9 daN/cm<sup>2</sup>

$Q$  = charge concentree  
apportee par la roue  
sur le plancher

$$P_c = 152 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot 2400}{152 \cdot 13} = 1,82 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < 1,2 \bar{\sigma}_b = 7 \text{ daN/cm}^2$$

## Panneau de dalle

on étudie un panneau central -

$$l_x = 2 \text{ m}, \quad l_y = 2,5 \text{ m}.$$

$$\beta = l_x / l_y = 0,8 > 0,4 \Rightarrow \text{dalle appuyée sur 4 côtés}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ charge permanente : } G = 400 \text{ daN/m}^2 \\ \bullet \text{ surcharge : } P = 300 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow Q = G + 1,2 P = 760 \text{ daN/m}^2.$$

$$\beta = 0,8 \rightarrow \begin{array}{l} \mu_x = 0,0615 \\ \mu_y = 0,684 \end{array} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot l_x^2 = 187 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 128 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Remarque : Pour évaluer les moments, on prend une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite portée ( $l_x = 2 \text{ m}$ )
- Les moments sont répartis suivant l'inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

- La section d'armature est donnée par

$$\text{la formule } A = \frac{M}{\frac{7}{8} \cdot h \cdot \sigma_s}$$

$$h_x = h_t - e - \phi/2$$

$$h_y = h_t - e - \phi - \phi/2$$

$$\text{on utilise des } \phi_6 \Rightarrow \begin{array}{l} h_x = 11,2 \text{ cm} \\ h_y = 10,6 \text{ cm} \end{array}$$

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 140,25 \text{ daN} \cdot \text{m}.$$

$$\rightarrow A_{tx} = \frac{140,25}{\frac{7}{8} \cdot 11,2 \cdot 2800} = 0,511 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2 \quad (e < 33 \text{ cm})$$

$$M_{2x} = 0,6 \cdot M_{0x} = 112,2 \text{ daN} \cdot \text{m} \Rightarrow A_{2x} = 0,408 \text{ cm}^2$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 96 \text{ daN} \cdot \text{m} \Rightarrow A_{ty} = \frac{9600}{\frac{7}{8} \cdot 10,6 \cdot 2800} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$M_{0y} = 0,6 \cdot M_{0y} = 77 \text{ daN} \cdot \text{m} \Rightarrow A_{2y} = 0,30 \text{ cm}^2$$

- Conclusion -

On adoptera un ferrailage commun pour tous les panneaux soit un treillis soudé  $\phi_6$  de maille (15x15).

Verification au cisaillement =

Pour une bande de 1,00 m  $\Rightarrow b = 100$  cm.

$$T_x = Q \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 760 \text{ daN}$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{7/8 \cdot b \cdot h_x} = 0,77 < 1,15 \tau_b = 6,67 \text{ daN/cm}^2$$

$$T_y = Q \cdot \frac{l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 390 \text{ daN} \Rightarrow \tau_y = \frac{T_y}{7/8 \cdot b \cdot h_y} = 0,42 < 1,15 \tau_b$$

La verification à la fissuration est inutile car  $\phi_{choisit} < 1$  mm.

Calcul de la fleche -

La justification de la fleche est inutile si :

$$\frac{h_0}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} \quad \text{et} \quad \left( \text{CCBA 68 art 61,22} \right)$$

$$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sqrt{e_n}}$$

• application

$$h = 10,6 \text{ cm}$$

$$A = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$h_0 = 13 \text{ cm}$$

$$M_{0x} = 187 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$l_x = 200 \text{ cm}$$

$$M_{0y} = 140,25 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

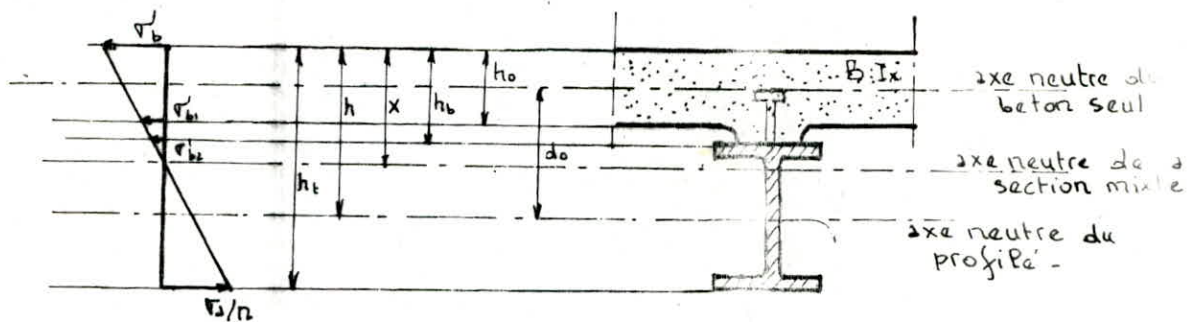
$$\Rightarrow \frac{h_0}{l_x} = 0,065 > \frac{M_{tx}}{20 M_{0x}} = 0,0375$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = 1,59 \cdot 10^{-3} < 0,071$$

$\Rightarrow$  La verification de la fleche est inutile -

# Plancher collaborant

Etude de la poutre mixte.



$$h = d_0 + h_0/2 \quad B = b \cdot h_0 \quad B_0 = B + nA \quad I_b = \frac{b \cdot h_0^3}{12}$$

ici 2 cas peuvent se présenter :

a. si on a  $\frac{B}{nA} \leq \frac{2(h-h_0)}{h_0} \Rightarrow$  l'axe neutre passe au dessous de la dalle  $\Rightarrow x = \frac{h_0}{2} + d_0 \cdot \frac{nA}{B_0}$

b. si  $\frac{B}{nA} > \frac{2(h-h_0)}{h_0} \Rightarrow$  l'axe neutre passe dans la dalle  $\Rightarrow x = \frac{h}{1 + \frac{2bh}{nA}}$

• Application.

$$h_0 = 13 \text{ cm.}$$

$$\text{Poutrelle (solive) IPE 140} \rightarrow h_p = 14 \text{ cm.} \quad A = 16,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{hauteur des nervures (TN 40)} \rightarrow 4 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow d_0 = \frac{h_0}{2} + 4 + \frac{h_p}{2} = 17,5 \text{ cm.} \quad \text{et } h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 24 \text{ cm.}$$

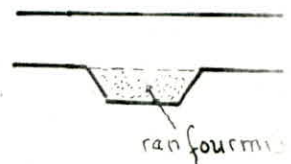
b: largeur de la dalle collaborante

$$b = \min \begin{cases} L/2 & (L \text{ entre-axes des solives}) \\ L/10 & (L \text{ portée de la solive}) \\ 3/4 L & (L: \text{distance de la section considérée} \\ & \text{à l'appui le plus proche}). \end{cases}$$

$$b = \min \begin{cases} 200/2 = 100 \text{ cm} \\ 250/10 = 25 \text{ cm} \\ \frac{3}{4}(200) = 150 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b = 25 \text{ cm.}$$

La largeur moyenne de la nervure du béton ou du renfortis  $\approx 7 \text{ cm.}$

Les nervures du platelage sont orientées parallèlement aux solives.



Pour  $b = 25 \text{ cm}$   $\frac{B}{nA} = \frac{25 \cdot 13 + 7 \cdot 4}{15 \cdot 16,4} = 1,43$

et  $\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(24-13)}{13} = 1,69 \Rightarrow \frac{B}{nA} < \frac{2(h-h_0)}{h_0}$

Donc l'axe neutre tombe en dessous de la dalle -

$B_0 = B + nA = 25 \cdot 13 + 7 \cdot 4 + 15 \cdot 16,4 = 599 \text{ cm}^2$

$x = \frac{h_0}{2} + d_0 \cdot \frac{nA}{B_0} = \frac{13}{2} + \frac{17,5 \cdot 15 \cdot 16,4}{599} = 13,70 \text{ cm}$

La transmission des forces de glissement de la poutrelle vers le béton est assurée par des connecteurs, dont la capacité a été déterminée par des essais -

L'espacement des connecteurs ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle (Art. 3.32 CTCM) -  $t_c \leq 10 h_0 = 130 \text{ cm}$

on utilisera des connecteurs goujons à tête cylindrique de capacité

$\bar{Q} = 42 \cdot d \cdot \sqrt{d \cdot f'_c}$

$d$ : diamètre du goujon

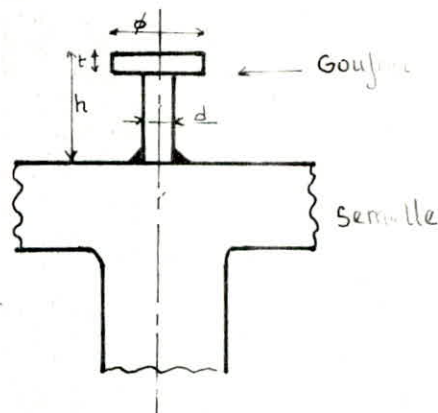
$f'_c$ : résistance du béton à

la compression  $f'_c = 270 \text{ daN/cm}^2$

$1 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm}$

$0,6 d \leq t \leq d \quad h \geq 4 d$

$1,2 d \leq \phi \leq 1,4 d$



Les résistances de plusieurs connecteurs

situés sur une même section s'additionnent quelque soient leurs espacements, on prend donc :

$d = 1,2 \text{ cm} \quad t = 1 \text{ cm} \quad h = 8 \text{ cm} \quad \phi = 1,5 \text{ cm}$

$\Rightarrow \bar{Q} = 42 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{1,2 \cdot 270} = 907,2 \text{ daN}$

Action de l'effort tranchant -

L'effort tranchant  $T$  provoque un effort de glissement (dalle sur solive) par unité de longueur,  $T_1$

$$T_1 = \frac{T \cdot S^*}{I_0} \quad \text{si } x \geq h_0 \quad (\text{CTICM art 2.41})$$

$S^*$  : moment statique / à l'axe neutre d'une partie de la section mixte située d'un côté de la ligne de contact Acier-béton  $S^* = \alpha \cdot n \frac{A \cdot B}{B_0}$

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre de la section mixte.  $I_0 = I_b + n I_2 + S^* d_0$

$I_2$  : moment d'inertie du profilé (IPE 140)  $\rightarrow I_2 = 541 \text{ cm}^4$ .

$$I_b = \frac{b h_0^3}{12} = \frac{25 \cdot 13^3}{12} = 4578 \text{ cm}^4$$

$$S^* = \alpha \cdot n \frac{A \cdot B}{B_0} = 17,5 \cdot 15 \cdot 16,4 \cdot \frac{353}{599} = 2623,24 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = 4578 + 15 \cdot 541 + 17,5 \cdot 2623,24 \quad \text{or} = 58600 \text{ cm}^4$$

selon CTICM art 2.413 on admet que  $T = \frac{q \cdot l}{2,4}$

$$\text{avec } q = (G + 1,2 P) b = (400 + 1,2 \cdot 300) 25 \cdot 10^{-2} = 190 \text{ daN/ml}$$

$$T = \frac{190 \cdot 2,5}{2,4} = 198 \text{ daN} \Rightarrow T_1 = \frac{T \cdot S^*}{I_0} = \frac{198 \cdot 2623,24}{58600} = 8,86 \text{ daN}$$

effort revenant à un goujon  $Q = T_1 t_c < \bar{Q}$  (effort tangent)

$$\Rightarrow t_c < \frac{\bar{Q}}{T_1} = \frac{907,2}{8,86} = 102,4 \text{ cm} < \bar{t}_c = 130 \text{ cm}$$

on prend  $t_c = 100 \text{ cm}$  (espacement entre les goujons)

### Verification au cisaillement -

$$q = (G + 1,2 P) l_x = (400 + 1,2 \cdot 300) \cdot 2 = 1520 \text{ daN/ml}$$

$$\text{D'où } T = q \cdot l / 2 = 1520 \cdot 2,5 / 2 = 1900 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{A_s} = \frac{1900}{5,93} = 320,4 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{\text{ad}} / 1,54$$

### Verification des contraintes dans la section mixte -

La dalle sera bétonnée après montage des poutres métalliques. Donc avant le durcissement du béton, le poids propre (acier + béton) est repris par la poutre métallique seule.

$$\text{- P.P. } G = 2 \cdot 400 = 800 \text{ daN/ml}$$

$$M_G = \frac{G \cdot l^2}{8} = \frac{800 \cdot 2,5^2}{8} = 625 \text{ daN.m}$$

surcharge .  $Q = 2 \cdot 300 = 600 \text{ daN}$

$$M_Q = \frac{Q \cdot l^2}{8} = \frac{600 \cdot 2,5^2}{8} = 468,75 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

1. Contrainte de l'acier dans la semelle inférieure .

$$\sigma_2 = \sigma_{2g} + 1,2 \cdot \sigma_{2Q}$$

$$\sigma_{2g} = \frac{M_g}{W_g} = \frac{625 \cdot 10^2}{77,3} = 808,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{2Q} = n \cdot \frac{M_Q \cdot (h_t - x)}{I_o} = \frac{15 \cdot 468,75 \cdot (31 - 13,70)}{58600} = 207,57 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 808,5 + 1,2 \cdot 207,57 = 1057,6 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \cdot \sigma_{\text{ten}} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

(CTICM Art 1.31)

2. Contrainte de l'acier dans la semelle supérieure .

$$\sigma'_2 = \sigma'_{2g} + 1,2 \cdot \sigma'_{2Q}$$

$$\sigma'_{2g} = \sigma_{2g} = 808,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{2Q} = n \cdot \frac{M_Q \cdot (x - h_b)}{I_o} = \frac{15 \cdot 468,75 \cdot 10^2 \cdot (13,70 - 17)}{58600} = -39,60 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_{2g} + 1,2 \cdot \sigma'_{2Q} = 760,98 \text{ daN/cm}^2 < \frac{7}{8} \cdot \sigma_{\text{ten}} = 2100 \text{ daN/cm}^2 \text{ (CTICM 1.31)}$$

3. Contrainte dans le béton .

$$\sigma'_b = 1,2 \cdot \frac{M_Q \cdot x}{I_o} = 1,2 \cdot \frac{468,75 \cdot 13,70 \cdot 10^2}{58600} = 13,15 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma'_b$$

4. Contraintes dues au retrait .

$$\sigma'_b = \rho \cdot E_b \cdot \left[ \frac{s^*}{I_o} \left( h + \frac{I_b + n I_a}{n A \cdot d_o} \right) - 1 \right] = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 14 \cdot 10^4 \cdot \left[ \frac{2623,24}{58600} \left( 24 + \frac{4578 + 15 \cdot 541}{15 \cdot 16,4 \cdot 17,5} \right) - 1 \right] = -48,6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_s = \rho \cdot E_s \cdot \left[ \frac{s^*}{I_o} \left( h - h_b + \frac{I_b + n I_a}{n A \cdot d_o} \right) \right] = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot \left[ \frac{2623,24}{58600} \left( 24 - 17 + \frac{4578 + 15 \cdot 541}{15 \cdot 16,4 \cdot 17,5} \right) \right] = 374 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = -\rho \cdot E_s \cdot \left[ \frac{s^*}{I_o} \left( h_t - h - \frac{I_b + n I_a}{n A \cdot d_o} \right) \right] = -4 \cdot 10^{-4} \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot \left[ \frac{2623,24}{58600} \left( 31 - 24 - \frac{4578 + 15 \cdot 541}{15 \cdot 16,4 \cdot 17,5} \right) \right] = -152,35 \text{ daN/cm}^2$$

5. Contraintes totales dans la section mixte .

$$\sigma'_b = 13,15 + 48,6 = 61,75 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma'_b = 102,75 \text{ daN/cm}^2$$

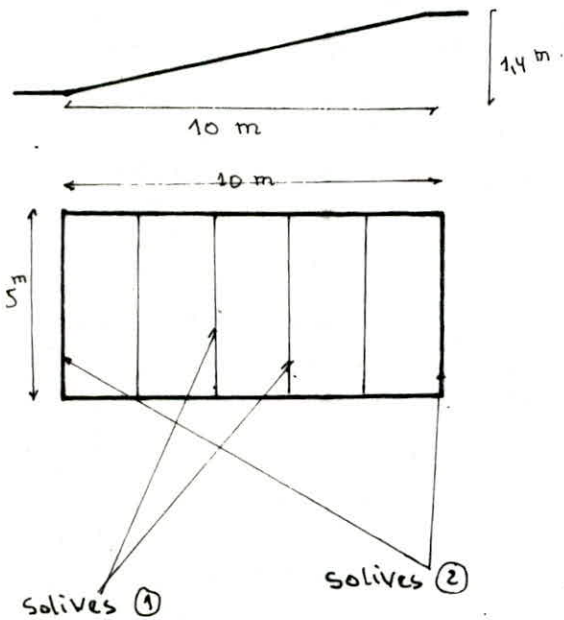
$$\sigma'_s = 760,98 + 374 = 1135 \text{ " } < \frac{7}{8} \sigma_{\text{ten}} = 2100 \text{ " } \text{ (CTICM art 1.31)}$$

$$\sigma_s = 760,98 + 152,35 = 913,33 \text{ " } < \frac{3}{4} \sigma_{\text{ten}} = 1800 \text{ " } \text{ (CTICM art 1.31)}$$

6. Vérification de la flèche .

$$f = \rho \cdot s^* \cdot l^2 / 8 I_o = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 2623,24 \cdot 250^2 / 8 \cdot 58600 = 0,139 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 0,833 \text{ cm}$$

# Calcul des rampes



Les rampes sont très faibles (14%), pour cela on préfère étudier la rampe comme étant un dalle de (10x5) m, sur poutres et solives.

## I. Prédimensionnement des solives.

### I.1. Solives ①

- charge permanente revenant à la solive.  $G = 400 \cdot 2 + p$ .

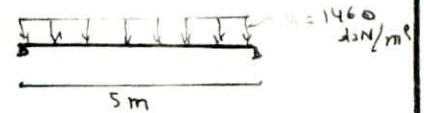
$p =$  P.P de la solive = 60 daN/ml.

$$\rightarrow G = 860 \text{ daN/ml}$$

- surcharge revenant à la solive.

$$P = 300 \cdot 2 = 600 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow q = G + P = 1460 \text{ daN/ml}$$



on dimensionne avec le critère de déformabilité -

$$I_x \geq \frac{300 \cdot 5 \cdot q \cdot l_x^3}{384 \cdot E} = \frac{300 \cdot 5 \cdot 14,6 \cdot 500^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 3395 \text{ cm}^4$$

$\Rightarrow$  on prend le profilé IPE (240)  $\left\{ \begin{array}{l} I_x = 3892 \text{ cm}^4 \\ W_x = 384 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$

### I.1.1 Vérification à la résistance.

$$M_x^{\max} = \frac{q \cdot l_x^2}{8} = \frac{1460 \cdot 5^2}{8} = 4562,5 \text{ daN.m} \rightarrow \sigma_{g_x} = \frac{M}{W_x} = 1188 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{en}$$

### I.1.2. Vérification au cisaillement.

$$T^{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 1460 \cdot \frac{5}{2} = 3650 \text{ daN} \rightarrow$$

$$\tau = \frac{T^{\max}}{A_s} = \frac{3650}{13,66} = 267 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{en/154}$$



## I.2. Solives (2)

en plus de la charge et surcharge, la solive (2) est soumise au milieu à un effort concentré qui est l'effort tranchant de la Poutre de rive (de portée 11 m).

$$q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = \frac{4}{3} \cdot 860 + \frac{3}{2} \cdot 600$$

$$q = 2046 \text{ daN/ml.}$$

$$T = 15983 \text{ daN (voir plancher).}$$

on dimensionne la solive à la

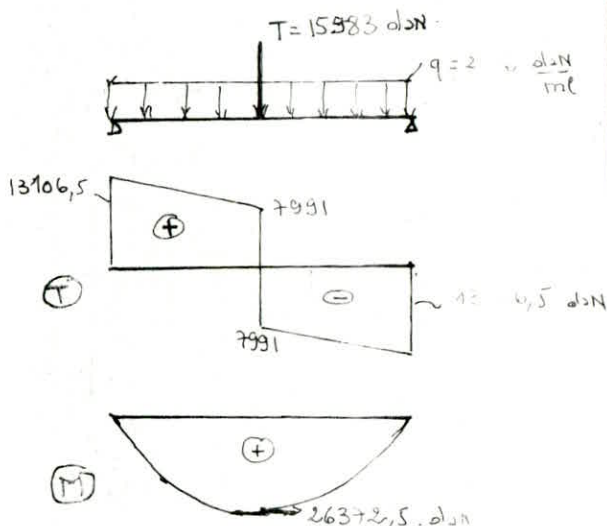
résistance -

$$\frac{M^{\max}}{W_x} \leq \sigma_{en}$$

$$\rightarrow W_x \geq \frac{M^{\max}}{\sigma_{en}} = \frac{26372,5}{2400}$$

$$W_x \geq 1099 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{on prend IPE 400.}$$

$$\left. \begin{array}{l} I_x = 2230 \text{ cm}^4 \\ W_x = 160 \text{ cm}^3 \end{array} \right\}$$



• Vérification de la flèche - (art. 13,92) →

- charge uniformément réparties :  $f_1 = \frac{5ql^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 2046 \cdot 500^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 23130} = 0,342 \text{ cm}$

- charge concentrée au milieu :  $f_2 = \frac{Q \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{15983 \cdot 500^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 23130} = 0,85 \text{ cm}$

$$f_1 + f_2 \leq l/300$$

$$0,342 + 0,856 = 1,198 < l/300 = \frac{500}{300} = 1,66 \text{ cm}$$

• Vérification au cisaillement -

$$T^{\max} = 13106,5 \text{ daN.}$$

$$\tau = \frac{T^{\max}}{A_s} = \frac{13106,5}{32,07} = 408,6 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{en}/1,54$$

## Panneau De dalle .

$$l_x = 2 \text{ m} \quad l_y = 5 \text{ m} .$$

$$p = l_x / l_y = \frac{2}{5} = 0,4 \quad \rightarrow \text{ la dalle repose sur 4 cotés .}$$

$$G = 400 \text{ dN/m}^2$$

$$P = 300 \text{ dN/m}^2$$

$$\Rightarrow Q = G + 1,2 P = 760 \text{ dN/m}^2 .$$

$$p = 0,4 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1110 \rightarrow M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot l_x^2 = 337,44 \text{ dN.m} \\ \mu_y = 0,245 \rightarrow M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 82,67 \text{ dN.m} \end{cases}$$

- Les moment sont repartié selon l'inégalité

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0 \quad \left( \text{Voir Panneau de Dalle} \right. \\ \left. \text{Plancher} \right)$$

- la section d'armature est donnée par :  $A = \frac{M}{\gamma_s \cdot h \cdot \sigma_s}$

on utilise des  $\phi_6 \rightarrow h_x = 11,2 \text{ cm}$

$$h_y = 10,6 \text{ cm}$$

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 253 \text{ dN.m} \rightarrow A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\gamma_s \cdot h_x \cdot \sigma_s} = 0,92 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow 4 \phi_6 .$$

$$M_{ty} = 0,6 \cdot M_{0y} = 202,5 \text{ dN.m} \rightarrow A_{ty} = 0,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi_6 .$$

on adopte donc un ferrailage commun pour tous les panneaux de rampes, et le plancher . soit un treillis soudé  $\phi_6$  à maille  $15 \times 15 \text{ cm}$  .

### Verifications .

1. cisaillement .  $T_x = Q \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 741 \text{ dN}$

$$\rightarrow \tau_{0x} = \frac{T_x}{\gamma_s \cdot b \cdot h_x} = 0,76 \text{ dN/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,67 \text{ dN/cm}^2$$

$$T_y = 47,5 \text{ dN} \rightarrow \tau_{0y} = 0,05 \text{ dN/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,67 \text{ dN/cm}^2$$

2. fleche . (CCBA 68 . art . 61,22) .

$$\left\{ \frac{h_0}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} \rightarrow 0,065 > 0,0374 \right.$$

$$\left\{ w_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\tau_{en}} \rightarrow 1,59 \cdot 10^{-3} < 0,071 \right.$$

$\rightarrow$  la fleche est justifié!

# Plancher collaborant.

Pour que l'axe neutre passe  
au dessous de la dalle il faut  $\rightarrow$

$$\frac{B}{nA} \leq \frac{2(h-h_0)}{h_0}$$

$$h_0 = 13 \text{ cm.}$$

$$\text{Solive IPE 240} \rightarrow h_p = 24 \text{ cm. } A = 39,1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{hauteur des nervures (IPE 240)} = 4 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow d_0 = \frac{h_0}{2} + 4 + \frac{h_p}{2} = 22,5 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 25 \text{ cm.}$$

Soit  $b$  = largeur de la dalle collaborante.

$$b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{200}{2} = 100 \text{ cm} \\ \frac{500}{10} = 50 \text{ cm.} \\ \frac{3}{4} (250) = 188 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } b = 50 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \frac{B}{nA} = \frac{50 \cdot 13 + 11 \cdot 4}{15 \cdot 39,1} = 1,183.$$

$$\text{et } 2 \left( \frac{h-h_0}{h_0} \right) = 2 \cdot \left( \frac{29-13}{13} \right) = 2,46$$

$$\left\{ \Rightarrow \frac{B}{nA} < \frac{2(h-h_0)}{h_0} \right.$$

donc l'axe neutre tombe

au dessous de la dalle.

$$X = \frac{h_0}{2} + d_0 \cdot \frac{nA}{B_0}$$

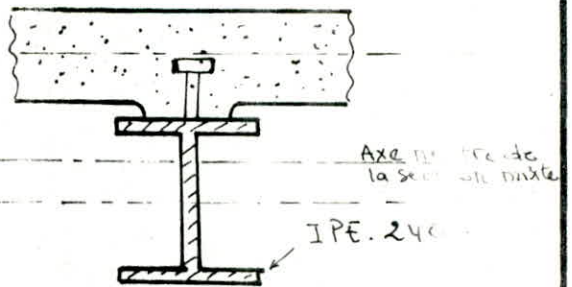
$$B_0 = B + nA = 50 \cdot 13 + 11 \cdot 4 + 15 \cdot 39,1 = 1280,5 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow X = \frac{13}{2} + 22,5 \cdot \frac{15 \cdot 39,1}{1280,5} = 16,8 \text{ cm.} \quad \text{on voit bien que la}$$

dalle participe au plancher collaborant.

- Pour le choix des goujons, on garde les mêmes dimensions que ceux du plancher collaborant des Palières. c-à-d :

$$d = 1,2 \text{ cm.} \quad t = 1 \text{ cm.} \quad h = 8 \text{ cm.} \quad \phi = 1,5 \text{ cm}^2.$$



Pour la notation voir plancher collaborant des palières.

# Les Poteaux

## I. Poteau de rive -

(surface de chargement  $2,5 \cdot 8 = 20 \text{ m}^2$ ).

### I.1 Evaluation de charges et surcharges.

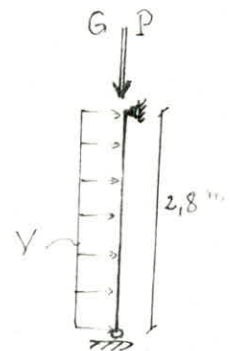
- P.P du bardage (panneau de dalle en B.A) ... 394 daN
- P.P du Plancher - - - - - 13000 daN
- P.P des Poutres - - - - - 2856 "
- P.P des solives - - - - - 161 "
- P.P du Poteau - - - - - 354 "

- charge Permanente :  $G = \sum P.P. = 20284 \text{ daN}$ .
- surcharges d'exploitation :  $P = (20 \cdot 300) \cdot 2 = 12000 \text{ daN}$ .
- surcharges dues au vent :  $V = 1930 \text{ daN/ml}$ .

### I.2. Tableau des elements de reduction -

section dangereuse a-a -

cas de charge	M daN.m	N daN	T daN.
charge Perm: G	0	20284	0
surcharge d'exp. P	0	12000	0
vent - - - V	1891,4	0	2702
$\frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P+V)$ .	2679,5	44045	3823



### I.3 Dimensionnement -

$$l_f = l_0 = 2,8 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} < \lambda_{\max} = 120 \text{ (element comprimé)}$$

$$i_{\min} > \frac{p_f}{120} = \frac{2,8 \cdot 10^2}{120} = 2,33 \text{ cm}$$

soit HEA 180

### I-4. Verification à la stabilité

on Verifie  $k_1 \frac{N}{A} + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$   $l_f = l_0 = 280 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{280}{4,52} = 62,00 \rightarrow \mu = \frac{\sigma_e}{\sigma} = 5,554$$

$$\Rightarrow \begin{cases} k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,0705 \\ k_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = 1,3125 \end{cases}$$

$$1,2095 \frac{44045}{45,3} + 1,312 \cdot \frac{267950}{389} = 2236,8 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

### I-5. Verification au déversement -

- Verification preliminaire -

$$\lambda = \frac{3,5 \cdot l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 280}{18} = 4 \rightarrow k = 1,151$$

$$k(\sigma + \sigma_f) = 1,151 \left( \frac{44045}{45,3} + \frac{267950}{294} \right) = 2168 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

donc pas de risque de déversement -

### I.6. Verification au cisaillement -

$$T_{\max} = 3828 \text{ daN} \quad \tau = \frac{T_{\max}}{A_s} = \frac{3828}{9,66} = 396,42 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

## II. Poteau central.

(surface de chargement =  $1,6 \cdot 2,5 = 40 \text{ m}^2$ )

### II.1 Evaluation de charges et surcharges -

- P.P des Poutres - - - - - 5712 daN

- P.P des Solives - - - - - 258 daN

- P.P des Poteaux - - - - - 354 daN

- P.P du Plancher - - - - - 26000 daN

- charge Permanente  $G = \dots \dots \dots 32324 \text{ daN}$

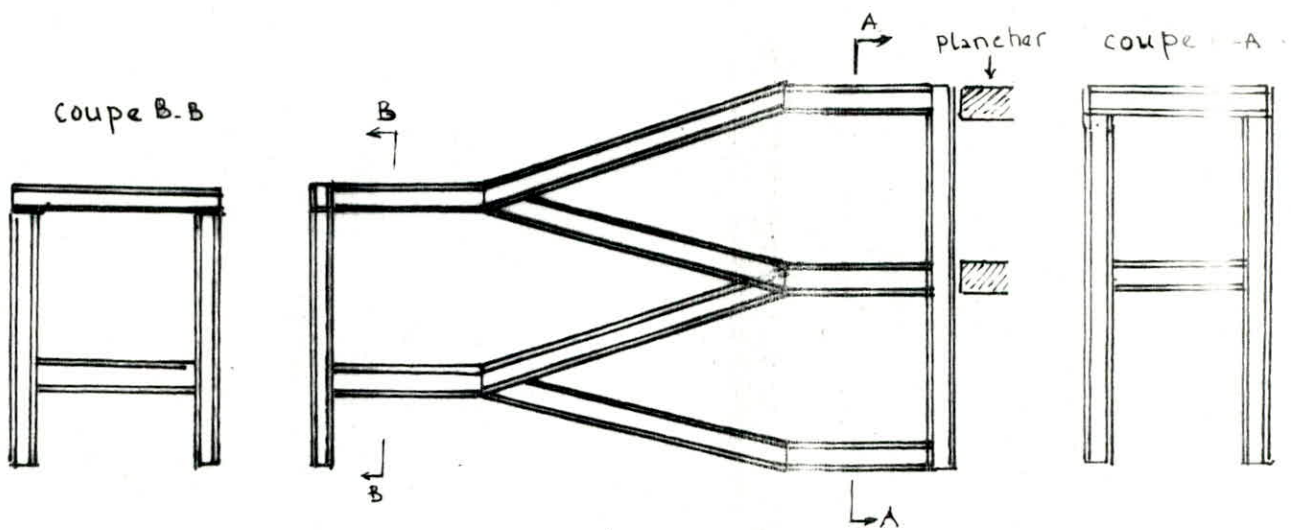
- surcharge d'exploitation  $P = (40 \times 300) 2 = 24000 \text{ daN}$

$$Q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 79400 \text{ daN}$$

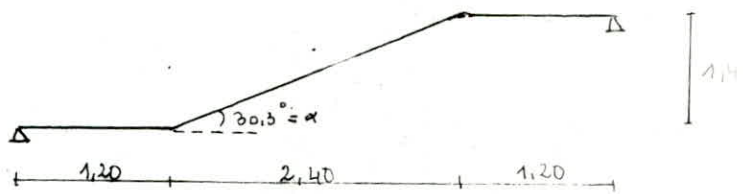
$$\frac{Q}{A} \leq \sigma_{en} \Rightarrow A \geq \frac{Q}{\sigma_e} = 3318 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  HEA 180.

# Les escaliers



Schema statique -



largeur d'une marche  $g = 30 \text{ cm}$ .

hauteur d'une marche  $h = 17,5 \text{ cm}$ .

formule de Blondel  $0,59 \leq g + 2h = 0,65 < 0,66$  vérifiée

## I. Evaluation des charges -

- P.P de la pailasse - - - - -  $145 \text{ daN/m}^2$

- P.P du profilé - - - - -  $15 \text{ daN/ml}$

• charge permanente  $G_1 = 1,45 \cdot 0,8 + 15 = 131 \text{ daN/ml}$

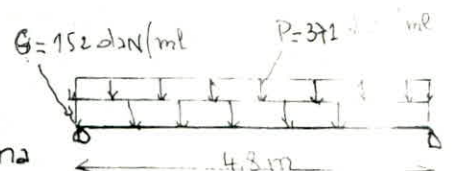
• surcharge - - - -  $P_1 = 400 \text{ daN/m}^2$

Pailasse : pour 1m de projection :  $G = G_1 / \cos \alpha = 152 \text{ daN/ml}$

$P = 0,8 P_1 / \cos \alpha = 371 \text{ daN/ml}$

$$Q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 760 \text{ daN/ml}$$

On suppose que toute la poutre est chargée par  $Q$  de la pailasse d'où le schéma de calcul suivant -



## II. Dimensionnement -

on utilise le critère de déformabilité -

$$I_x \geq \frac{5qL^3 \cdot 300}{384 E}$$

$$I_x \geq 1076 \text{ cm}^4$$

avec  $q = G + P = 523 \text{ daN/ml}$

$$\Rightarrow \text{IPE 180} \quad \left\{ \begin{array}{l} I_x = 1317 \text{ cm}^4 \\ W_x = 146 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

## III. Verifications -

• Resistance -  $M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{760 \cdot 4,8^2}{8} = 2189 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = 1500 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

• cisaillement -  $T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{760 \cdot 4,8}{2} = 1824 \text{ daN}$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{A_s} = 195 \text{ daN/cm}^2 < \tau_e / 1,54$$

## Cadre d'appui -

Pour déterminer les éléments de réduction et la fleche, on utilise l'aide mémoire de R.D.M.

$$R = T = 1824 \text{ daN (React}^x \text{ d'appui des escaliers)}$$

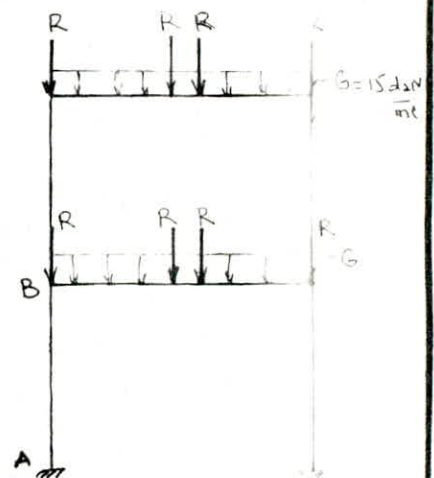
$$M_A = 840 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = -447 \text{ "}$$

$$M_t = 749 \text{ " (à mi-traverse)}$$

$$V_A = 7538 \text{ daN}$$

$$H_A = 460 \text{ "}$$



## Dimensionnement -

• traverse :  $M_{\max} = 749 \text{ daN} \cdot \text{m}$      $N = 460 \text{ daN}$  (Compression)

$$A \geq \frac{N}{0,3 \sigma_{en}} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{97 \sigma_{en}} = 45 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \text{IPE 120}$$

verification -

$$\text{on verifie : } K_i \frac{N}{A} + K_f \frac{M_t}{W_x} \leq \tau_e \quad (1)$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0,5 \cdot l_0}{i_{\min}} = 96,55 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_i = 1,0048 \\ K_f = 1,0189 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow (1) = 1475 < \tau_e$$

• Poteau -

$$M = 840 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$N = 7338 + 58,24 \text{ (P.P IPE 120)} = 7400 \text{ daN}$$

$$\lambda_y = \frac{0,5h}{i_{\min}} = \frac{0,5 \cdot 230}{1,45} = 96,55 \rightarrow \begin{cases} k_i = 1,0048 \\ k_f = 1,0248 \end{cases}$$

$$1,048 \cdot \frac{7400}{13,2} + 1,0248 \cdot \frac{84000}{53} = 2188 \text{ daN/cm}^2 < \sqrt{\sigma_e}$$

- Verification au deversement -

Piece soumise à 2 moments  $\neq \pm$  aux extremités

$$\Rightarrow l = l_0, B = 1, c = 1 \text{ (CM 66 Art 3.62)}$$

$$\text{IPE 120} \Rightarrow D = \sqrt{1 + \left(\frac{le}{bh}\right)^2} = 2,505$$

$$\text{(CM 66 art 3.61)} \rightarrow \sigma_d = \frac{\pi^2 E}{5,2} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{e}\right)^2 (D-1) \cdot B \cdot c = 959,13 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sqrt{\sigma_e}}\right)} = 123,5 \rightarrow K_0 = 2,605$$

$$K_{d0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sqrt{\sigma_e}} (K_0 - 1)} = 1,587$$

$$M_w = -447 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$M_e = 840 \text{ daN}\cdot\text{m} \left. \vphantom{M_e} \right\} \Rightarrow \frac{M_e}{M_w} = -1,88 \Rightarrow C = 1,468 \text{ (CM 66 Art 3.642)}$$

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5K_{d0}} = 1,230$$

$$k_i \sigma + K_d \cdot k_f \cdot \sigma_f = 2561 > \sqrt{\sigma_e} \text{ ne verifie pas Don}$$

on prend IPE 140 qui verifie

- Verification de la fleche - (aide memoire RDM).

$$f = f_1 + f_2 \quad \begin{array}{l} f_1 : \text{due à la charge uniforme} \\ f_2 : \text{" " " concentrée} \end{array}$$

$$f = 0,11 + 0,14 = 0,25 \text{ cm} < l/300 = 0,93 \text{ cm} \text{ Verifié}$$

Conclusion -

• Poutre Pailasse et sous-pulier. IPE 180.

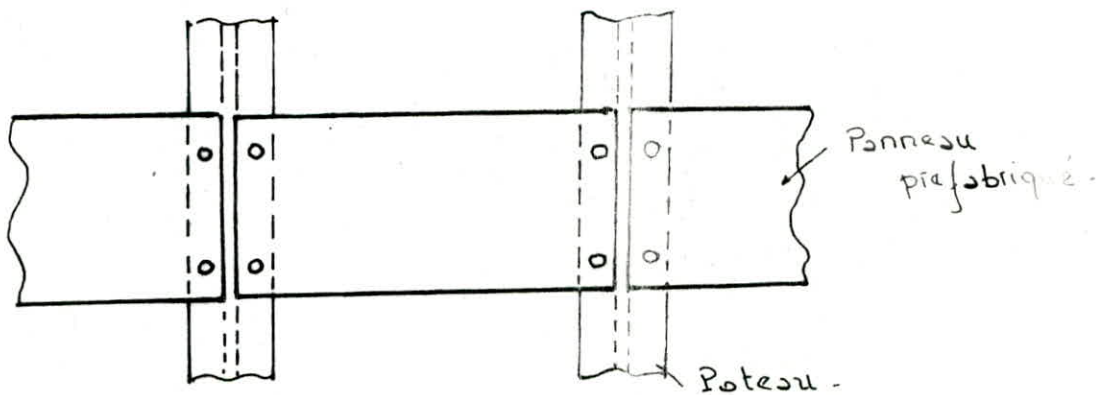
• Cadre d'appui  $\begin{cases} \nearrow \text{Poteau IPE 140} \\ \searrow \text{Traverse IPE 120} \end{cases}$



# Bandage

notre bardage est réalisé par des panneaux préfabriqués -  
 la dimension du panneau (la plus défavorable) est  
 longueur x largeur x épaisseur =  $(8 \times 1,83 \times 5)$  [m]. Assemblés  
 aux poteaux par des boulons -

Ces boulons sont sollicités à un effort de cisaillement  
 dû au poids propre du panneau et à un effort de  
 traction dû à la succion ou pression du vent -



## Détermination des efforts -

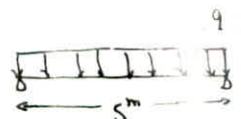
T: effort total de cisaillement dû au p.p. du panneau -

$$T = (0,8 \cdot 1,83 \cdot 5) \times 2,5 = 18 \text{ t.} \Rightarrow T^* = \frac{18}{4} = 4,5 \text{ t.}$$

N: effort normal dû à la succion du vent -

$$q = Q \cdot l$$

$$Q: \text{ succion due au vent} = 38 \text{ daN/m}^2$$



$$l, \text{ largeur du panneau} = 1,83 \text{ m}$$

$$q = 69,54 \text{ daN/ml.} \Rightarrow T = q \frac{l}{2} = \frac{69,54 \cdot 5}{2} = 173,85 \text{ daN.}$$

$$\rightarrow N^* = \frac{N}{2} = 0,10 \text{ t}$$

Verificat<sup>o</sup>:

- cisaillement :  $1,54 \frac{T^*}{A_r} = 1963 \text{ daN/cm}^2$  (on a pris des boulons ordinaires  $\phi 24$  classe 4-5)  $< \sigma_{\text{ten.}}$

- Traction :  $1,25 \cdot \frac{N^*}{A_r} = 35,4 \text{ daN/cm}^2 \ll \ll \sigma_{\text{ten.}}$

Remarque :

Pour éviter la corrosion des boulons, ces derniers sont cachés par un revêtement.

CHAPITRE III

ETUDE AU SEISME

# Etude au seisme

L'étude au seisme est basée sur les règles parasismiques Algériennes (R.P.A 81) qui sont applicables à toutes les constructions courantes de configurations simples.

## Principe de calcul -

### Méthode statique -

Le règlement parasismique Algérien permet sous des conditions (Art 3-2 RPA 81) 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  $V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$ .

## Détermination des coefficients -

- A : coefficient d'accélération de zone dépendant du groupe d'usage et du lieu de la structure. (art 3.3.11 RPA) -
  - construction à usage de Parking  $\rightarrow$  groupe d'usage 2
  - lieu d'implantation Alger  $\rightarrow$  Zone II - $\Rightarrow A = 0,15$  (tableau RPA).

- D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

Pour un sol meuble  $D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$  (fig 4 RPA)

$$T = 0,09 H / \sqrt{L}$$

$$H = 7 \text{ m.}$$

- sans longitudinal  $L = 71 \text{ m} \rightarrow T = 0,07 \Rightarrow D = 1,34$
- sens transversal  $L = 32,22 \text{ m} \rightarrow T = 0,11 \Rightarrow D = 1,26$ .

- B : facteur de comportement de la structure .

notre parking est contreventé par des palées de stabilité dans les 2 sens  $\rightarrow B = 0,25$  (tableau 3.2 RPA).

- Q : facteur de qualité .

fonction de l'hyperstaticité et la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et la qualité du contrôle pendant la construction .

$Q = 1 + \sum_{q=1} P_q$  .  $P_q$  : pénalité qui dépend de l'observation

$1 \leq Q \leq 1,6$  ou non du critère de qualité q.

soit  $Q = 1 + 0,3 = 1,3$  dans les 2 sens (RPA 81)

- W : Poids de la structure .

• (RPA art. 3.315)  $\rightarrow$  on tient compte de 50% des surcharges .

• surface d'un plancher est :  $\frac{75}{2} \cdot \frac{32,22}{2} = 604 \text{ m}^2$  .

\* niveau 6 ou 5 -

- bardage (béton) - - - - - 29,43 t

- poteaux - - - - - 7,52 t

- poutres - - - - - 48,42 t

- solives - - - - - 1,68 t

- hourdis - - - - - 241,6 t

- 50% surcharges - - - - - 75,5 t

}  $\Sigma = 377,2 \text{ t}$

$W_6 = W_5 = 404 \text{ t}$

\* niveau 4 ou 3 -

- Plancher - - - - - 367,2 t

- poteaux - - - - - 7,66 t

- bardage - - - - - 26,22 t

$W_3 = W_4 = 401 \text{ t}$

$\Rightarrow W_T = 1610 \text{ t}$  .

Sens longitudinal:  $V_L = A.D.B.Q.W = 0,15 \cdot 5,34 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 1610 = 385 \text{ t}$

Sens transversal:  $V_T = A.D.B.Q.W = 0,15 \cdot 4,26 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 1610 = 309$

### Distribution en hauteur des forces latérales.

La force latérale  $V$  est distribuée sur la hauteur selon les formules suivantes: (art 3.3.3 RPA 81).  $V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$

$F_t$ : force concentrée au sommet de la structure donnée par:

$$F_t = \begin{cases} 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,75 \\ 0 & \text{si } T \leq 0,75 \end{cases}$$

La partie restante de l'effort horizontal total  $V$  est distribuée sur la structure suivant la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i h_i} \quad \text{: effort horizontal au niveau } k.$$

Dans notre cas  $T < 0,75$  donc  $F_t = 0$

Donc la distribution se fait suivant la formule:  $F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i h_i}$

Tableau des valeurs de  $F_k$  Pour les 2 sens -

sens	niveau	$W_k$ (t)	$h_k$ (m)	$W_k h_k$ (t.m)	$F_k$ (t)
Tr	VI	404	5,6	2262,4	124
Tr	V	404	4,2	1696,8	93
Tr	IV	404	2,8	1122,8	61
Tr	III	401	1,4	561,4	31
Ln	VI	404	5,6	2262,4	155
Ln	IV	401	2,8	1122,8	77
Ln	V	404	4,2	1696,8	116
Ln	III	401	1,4	561,4	38,5

### Calcul des centres de masse et de torsion.

- Par raison de symétrie des palées de stabilité, le centre de torsion dans les 2 sens coïncide avec le centre de masse.

Donc il faut tenir compte d'une excentricité accidentelle dans les sens.

$$e = 0,05 l \quad (\text{art 3.3.5 RPA 81})$$

$l$ : la plus grande dimension du bâtiment = 37,5 m.

$$\Rightarrow e = 0,05 \cdot 37,5 = 1,875 \text{ m.}$$

### Distribution des efforts sismiques sur les palées -

- mode de distribution -

La force horizontale  $F_k$  appliquée au niveau  $k$ , doit être distribuée sur les palées de stabilité dans la direction considérée à l'aide des formules suivantes -

$$R_{x_i}^k = F_x^k I_{y_i} \left( \frac{1}{\sum I_{y_j}} + e_y \cdot \frac{y_i}{\sum I_{y_j} \cdot x_j^2} \right)$$

$$R_{y_i}^k = F_y^k I_{x_i} \left( \frac{1}{\sum I_{x_j}} + e_x \cdot \frac{x_i}{\sum I_{x_j} \cdot y_j^2} \right)$$

où  $x_i, y_i$ : coordonnées de la palée  $i$  dans le repère  $(X, C, Y)$

$I_{x_i}, I_{y_i}$ : Inerties équivalentes de la palée  $i$  ( $I_{x_i} = I_{y_i}$ )

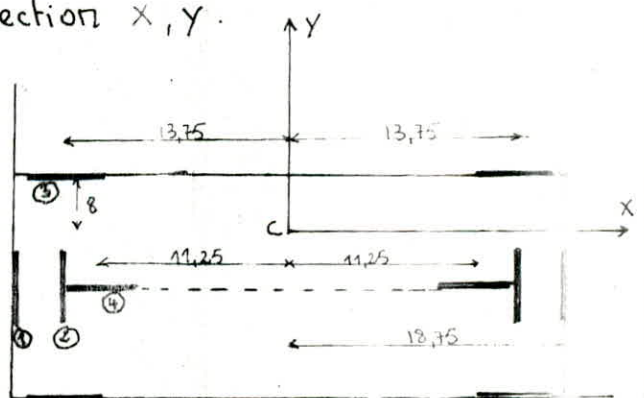
$e_x, e_y$ : excentricités dans les 2 sens. ( $e_x = e_y = e$ ).

$R_{x_i}^k, R_{y_i}^k$ : forces revenant à la palée  $i$  au niveau  $k$  respectivement dans la direction  $x, y$ .

- Application -

$$e_x = e_y = e = 1,875 \text{ m.}$$

- on propose la même rigidité pour toutes les palées c.a.d dans les 2 sens.



- sens transversal :

$$R_{y_i}^k = F_y^k I_{x_i} \left( \frac{1}{4 I_{x_i}} + e \cdot \frac{x_i}{4 I_{x_i} y_i^2} \right)$$

$$= \frac{1}{4} F_y^k \left( 1 + e \cdot \frac{x_i}{y_i^2} \right)$$

- sens longitudinal :

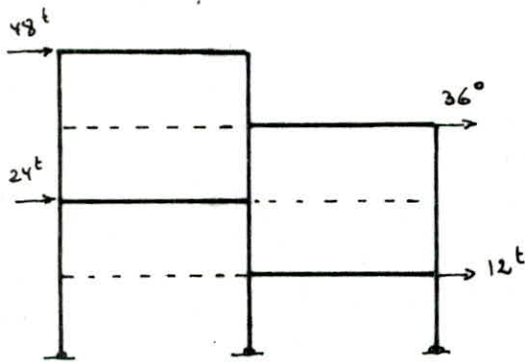
$$R_{x_i}^k = F_x^k I_{y_i} \left( \frac{1}{4 I_{y_i}} + e \cdot \frac{y_i}{4 I_{y_i} x_i^2} \right)$$

$$= \frac{1}{4} F_x^k \left( 1 + e \cdot \frac{y_i}{x_i^2} \right)$$

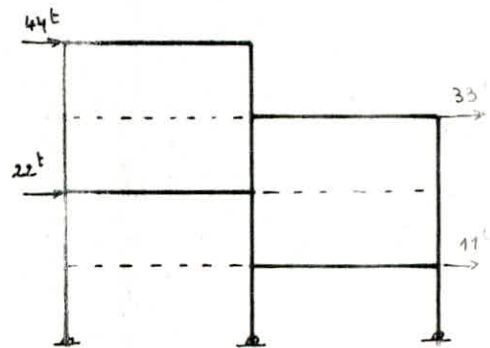
sens transversal									sens longitudinal					
Palée	①				②				③		④			
niveau	VI	V	IV	III	VI	V	IV	III	VI	IV	VI	IV	V	I
$F_y^k (t)$	124	93	61	31	124	93	61	31	/	/	/	/	/	
$F_x^k (t)$	/	/	/	/	/	/	/	/	259	128	155	77	116	1,5
$X_i (cm)$	1875	1875	1875	1875	1375	1375	1375	1375	1375	1375	1125	1125	1125	125
$Y_i (cm)$	800	"	"	"	800	"	"	"	"	800	"	"	"	
$R^k (t)$	48	36	24	12	44	33	22	11	70	35	43	22	32	1

On aura donc la répartition suivante :

• sens transversal :

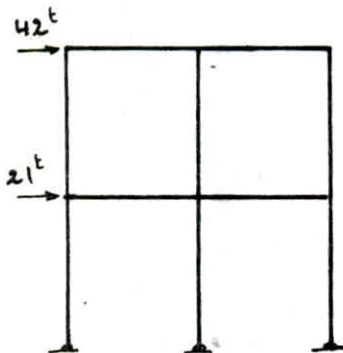


Palée ①

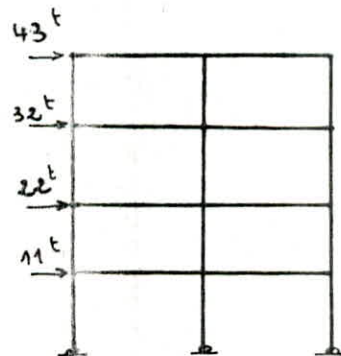


Palée ②

• sens longitudinal



Palée ③



Palée ④

- Remarque -

Dans le sens transversal, on dimensionne la palée ①, et dans le sens longitudinal on dimensionne la palée ④ et ③

CHAPITRE IV

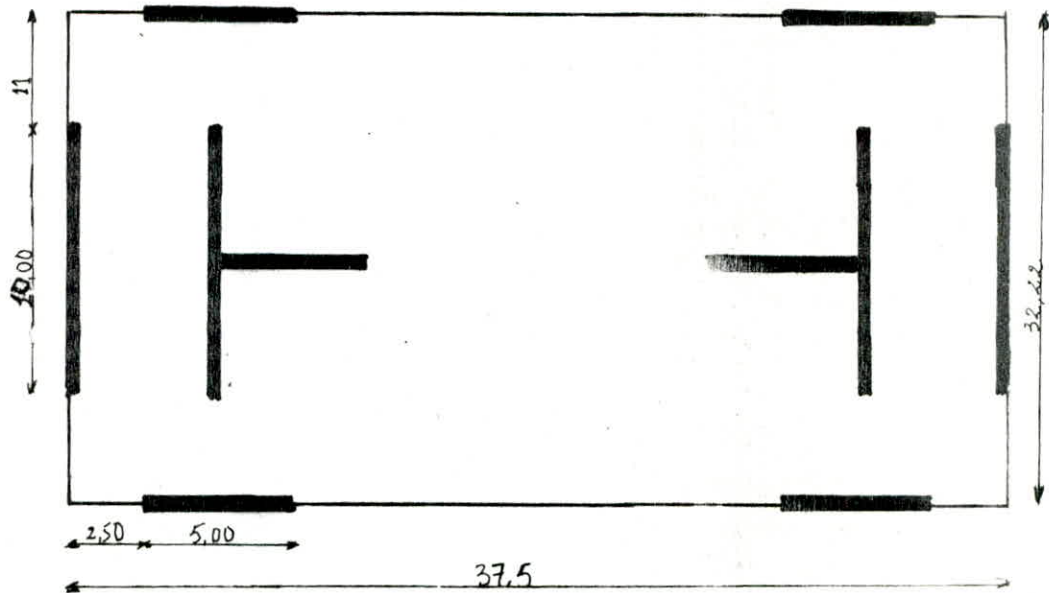
CONTREVENTEMENTS



# Contreventement

- La stabilité horizontale est assurée par les planchers dans les 2 sens.
- La stabilité verticale est assurée par des palées dans les 2 sens.

Vue en plan.



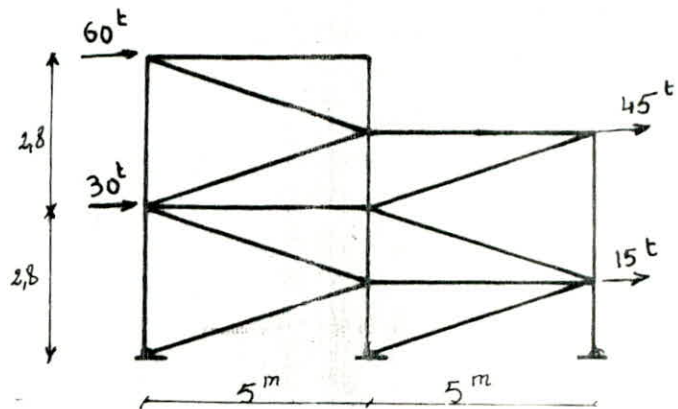
## I. sens transversal.

### I.1. Détermination des efforts.

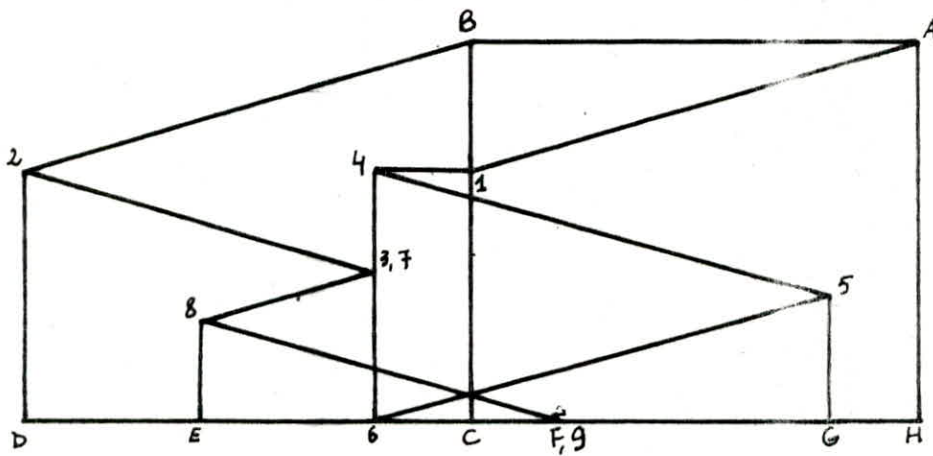
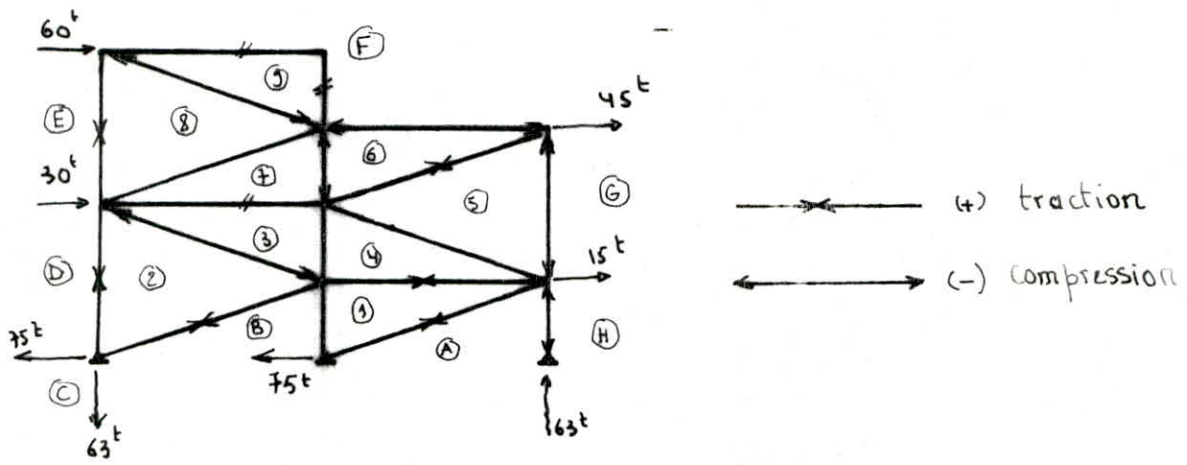
Dans ce sens on a 4 palées, 2 palées de rive et 2 au les intermédiaires.

On dimensionne la palée où les efforts sont maximums - d'où le système ci-contre.

- Selon RPA art 3.383 on majore nos efforts horizontaux de 25%



- On utilise la méthode graphique de Cremona pour la détermination des efforts.



Echelle :

1 mm  $\rightarrow$  1,5 t.

. tableau de resultats .

	Diagonales .							Traverses			
barres	A-1	B-2	2-3	7-8	8-9	5-6	4-5	3-7	F-9	F-6	1-4
efforts (t)	+78,75	+78,75	-61,25	+30	-63,75	78,75	-78,75	0	0	-31,25	+16,25

Montants							
B-1	D-2	E-8	F-9	6-7	3-4	A-H	5-6
-21,25	+42,5	+17,5	0	-25	-16,25	-63,75	-15

## 2. Dimensionnement .

### 2.1 Les Diagonales .

Les diagonales sont dimensionnées à la traction et vérifiées à la compression .  $N^{\max} = \pm 78,75 \text{ t}$

traction  $N^{\max} = +78,75 \text{ t}$ .

on verifie :  $\frac{N}{0,8 \cdot A_n} < \sigma_{en}$ .

0,8 : coefficient tenant compte de l'excentricité de la ligne d'inertie, vu qu'on a utilisés des cornières jumelées.

$$A_n \geq \frac{N}{0,8 \cdot \sigma_{en}} = \frac{78,75 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 2400} = 41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{I} 150 \times 150 \times 15$$

cette cornière verifie la compression simple.

$N^{\max}_{\text{compression}} = -78,75 \text{ t}$ .

$$l_d = \sqrt{(1,4)^2 + 5^2} = 5,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_d}{i_{\min}} = \frac{520}{4,57} = 114 \longrightarrow k = 2,303$$

on verifie :

$$k \cdot \frac{N}{A_b} < \sigma_{en} \Rightarrow 2,303 \cdot \frac{78,75}{86} = 2109 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

## II. Sens longitudinal - (Palee ③)

### II.1. Determination des efforts.

on dimensionne la palee où les efforts sont maximums

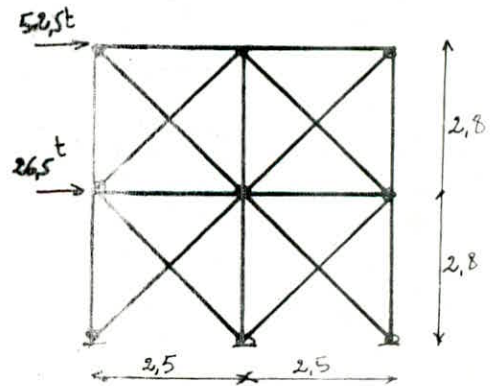
on les majore de 25%.

D'où le système

ci-contre :

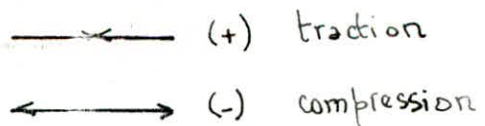
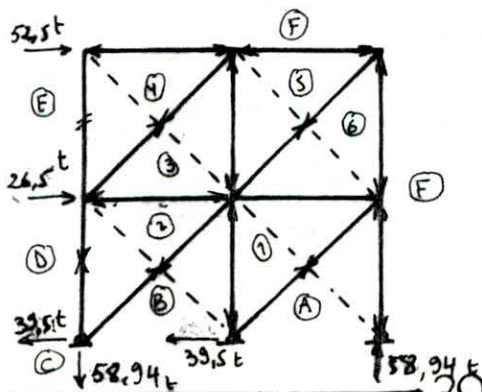
le système est choisi en

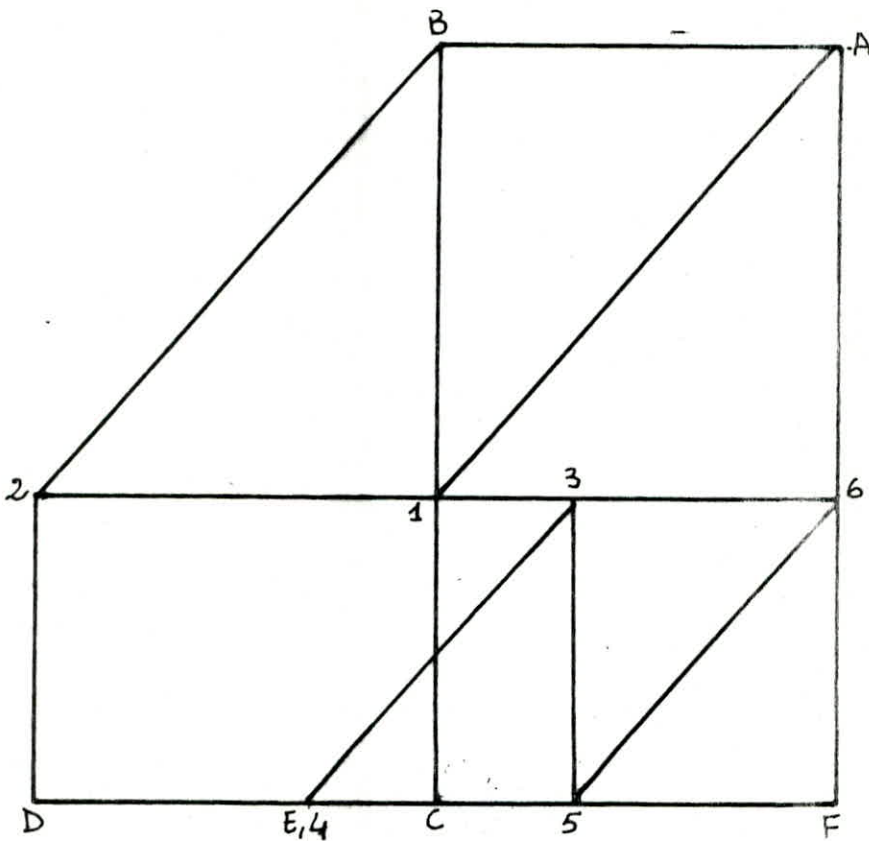
croix de St André.



• on utilise aussi la methode

Graphique de Cremona pour la détermination des efforts.





Echelle :

1 mm  $\rightarrow$  0,66

	Diagonales				Traverses				Montants					
barres	A-1	B-2	5-6	3-4	2-3	1-6	4-F	F-5	A-F	B-1	D-2	E-4	3-5	F-S
efforts (t)	+52,8	+52,8	+39	+39	-47,5	-35,6	-44,8	-23	-66	-39,6	+26,4	0	-26,4	-26,4

## II - 2 Dimensionnement

- Diagonales :  $N^{\max} = 52,8 \text{ t}$  (traction)

$$A_n \geq \frac{N}{0,8 \text{ Ten}} = \frac{52800}{0,8 \cdot 2400} = 27,5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{IPE } 100 \times 100 \times 10$$

- Traverses

Les traverses travaillent à la compression simple

$$N^{\max} = -47,5 \text{ t} \rightarrow \text{on vérifie } k \cdot \frac{N}{A} < \text{Ten}$$

$$\text{on vérifie le profilé IPE 240} \rightarrow \begin{cases} i_{\min} = 2,69 \text{ cm} \\ A = 39,1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{250}{2,69} = 93 \rightarrow k = 1,719$$

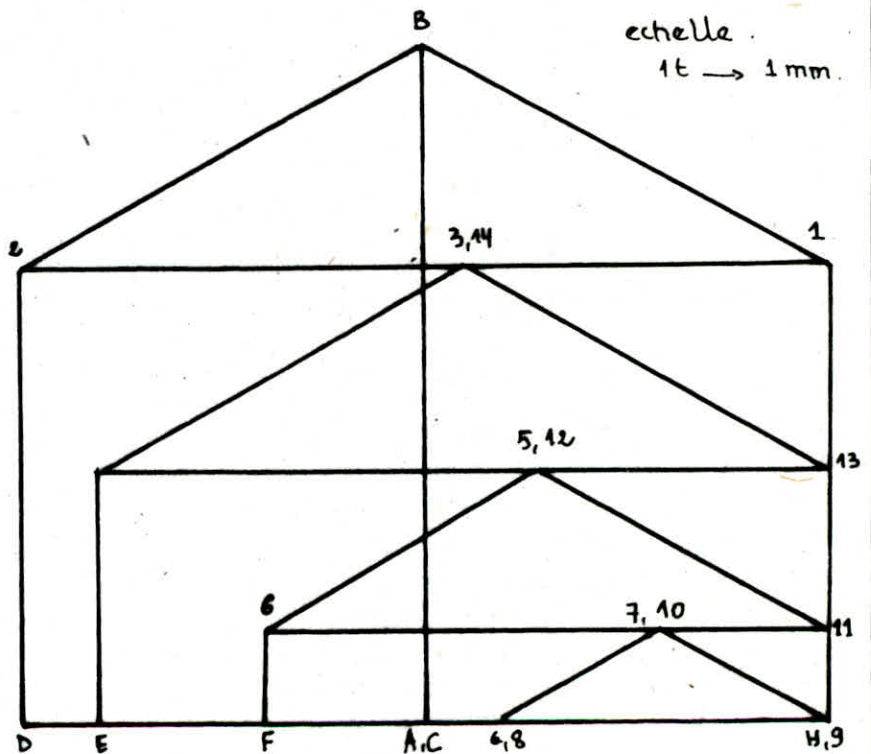
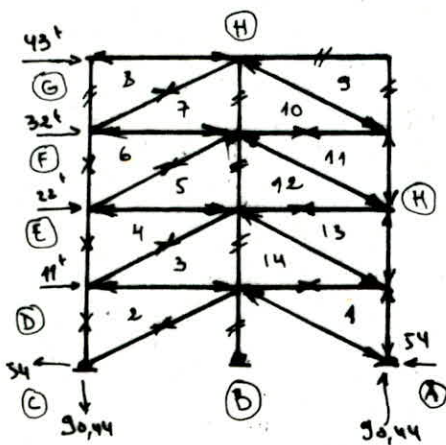
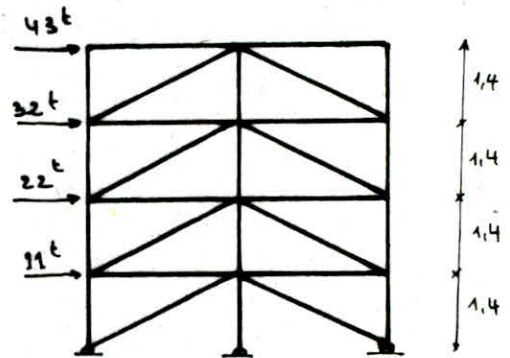
$$1,719 \cdot \frac{47,5 \cdot 10^3}{39,1} = 2088 \text{ daN/cm}^2 < \text{Ten}$$

- Palée n° ④ -

1. Détermination des efforts.

Le système est choisi en K.

on utilise toujours la méthode graphique de Cremona pour la détermination des efforts dans les barres.



		Diagonales							
barres		B-1	B-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14
efforts (t)		-62	+62	+57	+42	+24	-24	-42	-57

		traverses							
barres		2-3	4-5	6-7	8-11	9-11	10-11	12-13	14-1
efforts (t)		-61	-59	-53	-43	0	+22	+39	+48

moments												
barres	D-2	E-4	F-6	8-6	9-11	11-11	13-11	1-11	7-10	5-12	3-14	8-8
effort (k)	+61	+33	+12	0	0	-12	-33	-61	0	0	0	0

## 2. Dimensionnement.

2.1. Diagonales.  $N^{\max} = \pm 62 \text{ t}$ .

on dimensionne à la traction et on vérifie la compression.

- traction :  $\frac{N}{0,8 \cdot A_n} \leq \sigma_{\text{ten}} \rightarrow A_n \geq \frac{N}{0,8 \cdot \sigma_{\text{ten}}} = \frac{62 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 2400} = 32,3 \text{ cm}^2$

$\rightarrow \Gamma 100 \times 100 \times 10$ .

- compression :

on vérifie  $k \cdot \frac{N}{A_b} \leq \sigma_{\text{ten}}$ .

$l_f = \sqrt{4,4^2 + 2,5^2} = 2,86 \text{ m}$ .

$A_b = 38,3 \text{ cm}^2$ .

$i_{\min} = 3,04 \text{ cm}$ .

$\lambda = \frac{286}{3,04} = 94 \rightarrow k = 1,743$ .

$1,743 \cdot \frac{62 \cdot 10^3}{38,3} = 2800 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} > \sigma_{\text{ten}} \rightarrow$  on prend donc  $\Gamma 120 \times 120 \times 12$ .

$\lambda = \frac{286}{3,65} = 78,5 \rightarrow k = 1,425$ .

$1,425 \cdot \frac{62 \cdot 10^3}{55,1} = 1603 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{ten}}$ .

## 2.2. traverses.

- compression  $N^{\max} = 61 \text{ t}$

on vérifie le profilé IPE 270.

$\left\{ \begin{array}{l} A = 45,9 \text{ cm}^2 \\ i_{\min} = 3,02 \end{array} \right.$

$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{250}{3,02} = 83 \rightarrow k = 1,719$ .

$k \cdot \frac{N}{A} = 1,508 \cdot \frac{61 \cdot 10^3}{45,9} = 2004 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{ten}}$ .

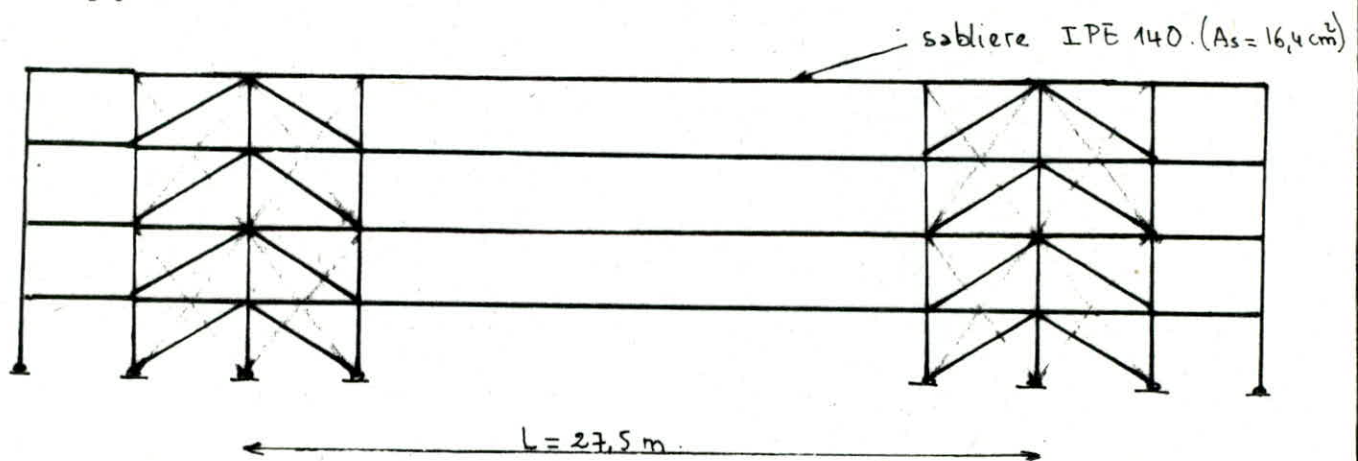
- traction.

on vérifie  $\frac{N}{A} \leq \sigma_{\text{ten}}$ .

avec  $N^{\max} = 48 \text{ t}$ .

$\frac{48 \cdot 10^3}{45,9} = 1045 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{ten}}$

# effet thermique.



Entre les 2 palées de stabilités (sens longitudinal), la dilatation thermique est empêchée (voir fig), ce qui provoque un effort supplémentaire dû à la variation de température.

une charge unitaire  $H = 1\text{ t}$ , provoque un déplacement unitaire  $\delta_{\text{unit}}$ .  
 Pour  $H^*$  (effort dans la traverse)  $\rightarrow \delta_{\text{unit}} \cdot H^* = \delta_H^*$ .

- d'allongement de la traverse.  $\Delta l = 11 \cdot 10^{-6} \cdot L \cdot \Delta T$ .

$\Delta T = \text{variation de la température} = 25^\circ$

$$\Delta l = 11 \cdot 10^{-6} \cdot 2750 \cdot 25 = 0,601 \text{ cm.}$$

- de raccourcissement de la traverse dû à  $H^*$ :  $\Delta L_H^* = \frac{H^* L}{E \cdot A} = \frac{2750}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 16,4} H^*$

Donc pour une compatibilité des déformations (sablère et palés)

$$\rightarrow \Delta l - \Delta L_H^* = 2 \cdot \delta_{\text{unit}} \cdot H^*$$

• Calcul du déplacement unitaire.

$$\delta_{\text{unit}} = \frac{1}{E} \sum \frac{\bar{N}_i \cdot l_i}{A_i}$$

$$\delta_{\text{unit}} = 0,09 \text{ cm.}$$

$\bar{N}_i = \text{force ou effort dû à la force unitaire (H=1t). Voir calcul du joint sismique.}$

Donc :

$$\Delta l - \Delta L_H^* = 2 \cdot 0,09 \cdot H^*$$

$$0,601 - \frac{2750 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 16,4} \cdot H^* = 0,18 H^* \quad \text{D'où } H^* = 3,001 \text{ t.}$$

• Conclusion.

on remarque que la force due à la dilatation thermique est faible  
 Donc on la néglige dans nos calculs.

# Combinaison des efforts

- Les poteaux hors les poteés de stabilité sont déjà dimensionner sous l'effet de la charge permanente et la surcharge (poteaux de la file centrale) et de la charge due au vent (pour les poteaux de la file de rive).
- on dimensionne les poteaux des poteés sous la combinaison la plus défavorable  $G + P + S_i$  (RPA 81 art 3.3.2).  
où  $S_i$  est l'effort normal dans le poteau dû au séisme.

## I. sens transversal.

### I.1. Poteaux.

- charge permanente  $32324 \text{ dN} = G$
- surcharge  $24000 \text{ dN} = P$  (voir descente de charge)
- $S_i = 64000 \text{ dN}$  (voir contreventement).

$$G + P + S_i = 120000 \text{ dN.}$$

on vérifie le HEA 180.  $\begin{cases} A = 45,3 \text{ cm} \\ i_{\min} = 4,52 \text{ cm} \end{cases}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{280}{4,52} = 62 \Rightarrow k = 1,211$$

$$k \cdot \frac{N}{A} = 1,211 \cdot \frac{120000}{45,3} = 3208 \frac{\text{dN}}{\text{cm}^2} > \sigma_{\text{en}}$$

$\Rightarrow$  on prend donc HEA 220.  $\begin{cases} A = 64,3 \text{ cm}^2 \\ i_{\min} = 5,51 \text{ cm} \end{cases}$

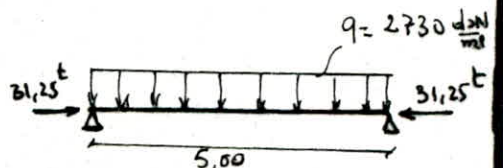
$$\lambda = \frac{280}{5,51} = 51 \rightarrow k = 1,123$$

$$k \cdot \frac{N}{A} = 1,123 \cdot \frac{120000}{64,3} = 2096 \frac{\text{dN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{en}}$$

### I.2. traverse.

on vérifie le profilé HEA 600. à la flexion composée.

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{500}{25} = 20 \Rightarrow \begin{cases} k_{ix} = 1,0010 \\ k_{fx} = 1,0035 \end{cases}$$





$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{500}{7,05} = 70,92 \rightarrow K_{iy} = 1,0105$$

$K_{iy} > K_{ix} \Rightarrow$  le flambement est à craindre dans le plan x-x  
on vérifie donc.  $K_{iy} \sigma + K_{f_x} \sigma_{f_x} \leq \sigma_{en}$  (CM 66).

$$1,0105 \cdot \frac{31250}{226,5} + 1,0010 \cdot \frac{27,3 \cdot 500^2}{8 \cdot 4790} = 317,6 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

## II. Sens longitudinal.

### II.1 file centrale.

#### II.1.1 poteaux.

$$G = 32324 \text{ daN}$$

$$P = 24000 \text{ daN} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow Q = G + P + S_i = 146720 \text{ daN}$$

$$S_i = 90400 \text{ daN}$$

on vérifie le HEA 180

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{280}{4,52} = 62 \rightarrow k = 1,211$$

$$k \cdot \frac{N}{A} = 1,211 \cdot \frac{146720}{45,3} = 3922 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{en}$$

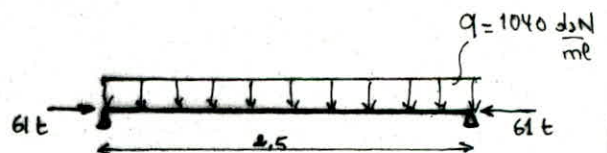
on vérifie donc le HEA 240.  $\left. \begin{array}{l} A = 76,8 \text{ cm}^2 \\ i_{min} = 6 \text{ cm} \end{array} \right\}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{280}{6} = 42 \rightarrow k = 1,076$$

$$1,076 \cdot \frac{146720}{76,8} = 2056 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

#### II.1.2 traverses

on vérifie les traverses à la  
compression et la traction.



$$q = \left( \frac{1}{3} \cdot 400 + \frac{3}{2} \cdot 300 \right) \times 1^m + \frac{1}{3} \cdot 36,1 = 1040 \text{ daN/m}$$

on vérifie le IPE 270 à la flexion composée.

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{250}{11,2} = 22 \rightarrow k_{ix} = 1,01$$

$$k_{f_x} = 1,044$$

$$\lambda_y = \frac{P_{fv}}{i_y} = \frac{250}{3,02} = 83 \quad \rightarrow \quad k_{iy} = 1,307$$

$$k_{iy} > k_{ix} \quad \rightarrow$$

$$k_{iy} \cdot \sigma + k_{fy} \cdot \sigma_{fy} \leq \sigma_e$$

$$1,307 \cdot \frac{61000}{45,9} + 1,044 \cdot \frac{10,4 \cdot 250^2}{8 \cdot 429} = 1935 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

II.2. file de rive :

pour les Pales de la file de rive sont  
choisis comme celles de la file centrale.

# Joint sismique

Vue la symetrie des deux parties de notre parking, on a étudié une seule partie, et on a séparé ces deux parties par un joint sismique dont le dimensionnement se fait selon le déplacement horizontal dans le sens longitudinal.

## Calcul du déplacement horizontale.

Dans le cas d'un système composé de barres rectilignes de sections constantes, soumises uniquement à des efforts normaux, le déplacement est donné par la formule de Mohr

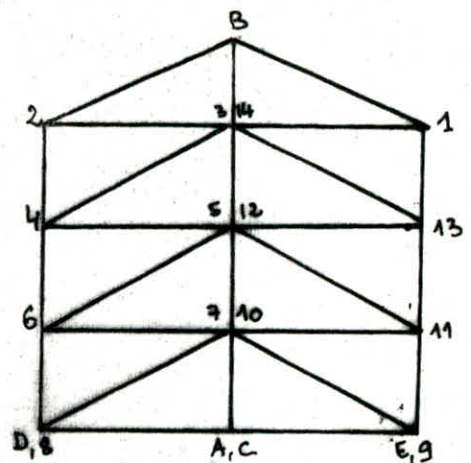
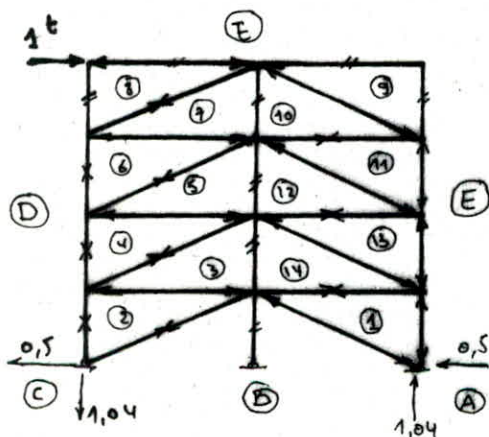
$$\delta = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i \bar{N}_i}{S_i} \cdot l_i$$

$N_i$  : effort dans la barre  $i$ , dû à la force sismique réelle.

$\bar{N}_i$  : " " " " unitaire.

Les efforts unitaires sont déterminés par la méthode graphique de Cremona, pour les 4 niveaux.

- 4<sup>eme</sup> niveau -  $\delta_4$ .



echelle. 1t → 50 mm.

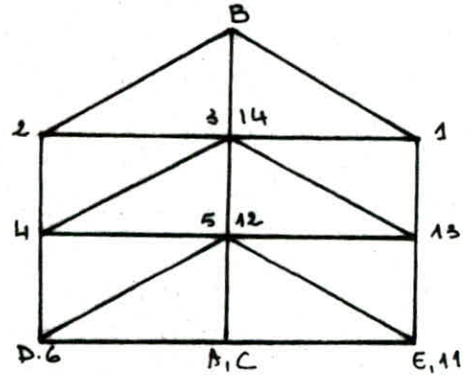
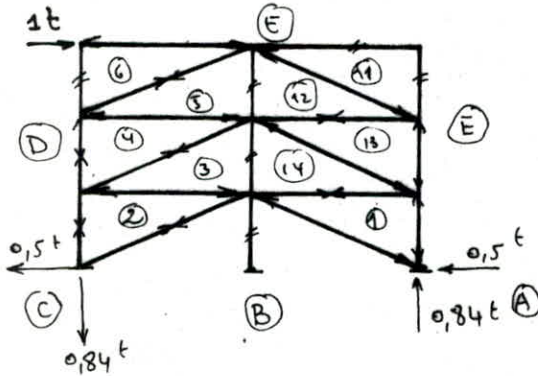
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant.

	barres	Ni (t)	$\bar{N}i$ (t)	$S_{Li}$ (cm <sup>2</sup> )	li (cm)	$\frac{Ni \bar{N}i li}{S_{Li}}$
Diagonales	B-1	-62	-0,56	55,1	286	180,21
	B-2	+62	+0,56	"	"	180,21
	3-4	+57	+0,56	"	"	165,68
	5-6	+42	+0,56	"	"	122,08
	7-8	+24	+0,56	"	"	69,76
	9-10	-24	-0,56	"	"	69,76
	11-12	-42	-0,56	"	"	122,08
	13-14	-57	-0,56	"	"	165,68
traverses	2-3	-61	-0,5	45,9	250	166,12
	4-5	-59	-0,5	"	"	160,67
	6-7	-53	-1,05	"	"	144,33
	8-H	-43	-1	"	"	234,2
	9-H	0	0	"	"	0
	10-11	+22	+0,5	"	"	59,91
	12-13	+39	+0,5	"	"	106,21
	14-1	+48	+0,5	"	"	130,72
Montants -	D-2	+61	+0,8	76,8	140	88,96
	E-4	+33	+0,54	"	"	32,48
	F-6	+12	+0,26	"	"	5,68
	8-G	0	0	"	"	0
	9-H	0	0	"	"	0
	11-H	-12	-0,26	"	"	5,68
	13-H	-33	-0,54	"	"	32,48
	1-H	-61	-0,8	"	"	88,9

$\Sigma = 2323,8$

$$\delta_4 = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i \bar{N}_i l_i}{S_i} = \frac{2323,8 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^6} = 1,10 \text{ cm}$$

• 3<sup>eme</sup> niveau .  $\delta_3$



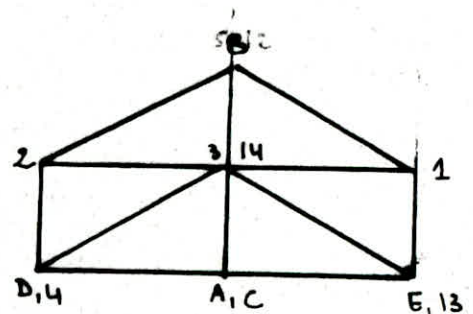
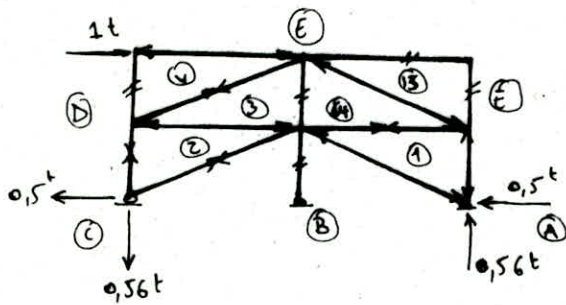
echelle 1t → 50 mm.

	barres	$N_i$ (t)	$\bar{N}_i$ (t)	$S_i$ (cm <sup>2</sup> )	$l_i$ (cm)	$\frac{N_i \bar{N}_i S_i}{l_i}$
Diagonales	B-1	-62	-0,56	55,1	286	180,21
	B-2	+62	-0,56	"	"	180,21
	3-4	+57	-0,56	"	"	165,68
	5-6	+42	-0,56	"	"	122,08
	11-12	+42	-0,56	"	"	122,08
	13-14	-37	-0,56	"	"	165,68
Traverses	2-3	-61	-0,5	45,9	250	186,06
	4-5	-59	-0,5	"	"	160,67
	6-E	-53	-1	"	"	298,67
	11-E	+22	+0,5	"	"	59,91
	12-13	+39	+0,5	"	"	106,21
	14-1	+48	+0,5	"	"	130,72
Montants	D-2	+61	+0,8	76,8	140	88,96
	E-4	+33	+0,54	"	"	32,48
	F-6	+12	0	"	"	0
	H-11	-12	0	"	"	0
	13-11	-33	-0,54	"	"	-32,48
	1-11	-61	-0,8	"	"	+88,96

$$\delta_3 = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i \bar{N}_i S_{Li}}{L_i} = 1,005 \text{ cm.}$$

• 2<sup>ème</sup> niveau.  $\delta_2$

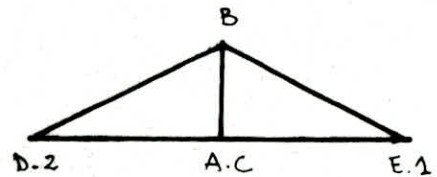
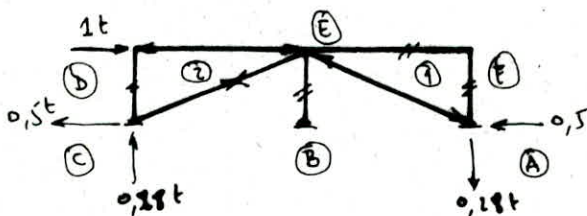
échelle : 1t  $\rightarrow$  50mm.



après calcul  $\rightarrow \sum \frac{N_i \bar{N}_i S_{Li}}{L_i} = 1496,2$

$$\rightarrow \delta_2 = \frac{1}{E} \cdot \sum \frac{N_i \bar{N}_i S_{Li}}{L_i} = \frac{1496,2 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^6} = 0,71 \text{ cm.}$$

• 1<sup>er</sup> niveau -



$$\sum \frac{N_i \bar{N}_i S_{Li}}{L_i} = 813,37$$

$$\rightarrow \delta_1 = \frac{1}{E} \sum \frac{N_i \bar{N}_i S_{Li}}{L_i} = \frac{813,37 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 10^6} = 0,38 \text{ cm.}$$

Donc  $\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 3,2 \text{ cm}$  déplacement dans  
un sens.

Donc le déplacement final  $\Delta = 2\delta = 2 \cdot 3,2 = 6,4 \text{ cm.}$

Conclusion -

D'après le RPA 81  $e \geq \frac{H}{300}$

$$e = \Delta = 6,4 > \frac{700}{300} = 2,3 \text{ cm.}$$

Par raison d'incrègement des poteaux de part et d'autre  
du joint sismique on prend  $e = 8 \text{ cm}$  comme épaisseur  
du joint.

## Verification du déplacement horizontal.

Le déplacement horizontal des poteés sous l'effet du seisme est plus important que celui dû au vent - on verifie donc :

$$\frac{1}{2.B} \delta_j \leq \bar{\delta}_j = 0,0075 h_j \quad (\text{RPA81. art. 3.371}).$$

avec :  $\delta_j$  = déplacement relatif d'étage .

$h_j$  = hauteur d'étage

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

• niveau 1 .  $\delta_j = 0,38$  cm .

$$h_j = 140 \text{ cm} .$$

$$\frac{1}{2.B} \delta_j = \frac{1}{2 \cdot 0,25} \cdot 0,38 = 0,76 \text{ cm} < 0,0075 h_j = 1,05 \text{ cm} .$$

• niveau 2 .

$$\delta_j = 0,71 - 0,38 = 0,33 \text{ cm} .$$

$$h_j = 140 \text{ cm} .$$

$$\frac{1}{2.B} \delta_j = \frac{1}{2 \cdot 0,25} \cdot 0,33 = 0,66 < 1,05 \text{ cm} .$$

• niveau 3 .

$$\delta_j = 1,01 - 0,71 = 0,28 .$$

$$h_j = 140 \text{ cm} .$$

$$\frac{1}{2.B} \delta_j = \frac{1}{2 \cdot 0,25} \cdot 0,28 = 0,56 < 1,05 \text{ cm} .$$

• niveau 4 .

$$\delta_j = 1,10 - 1,005 = 0,095 .$$

$$h_j = 140$$

$$\frac{1}{2.B} \delta_j = \frac{1}{2 \cdot 0,25} \cdot 0,095 = 0,19 \text{ cm} < 1,05 \text{ cm} .$$

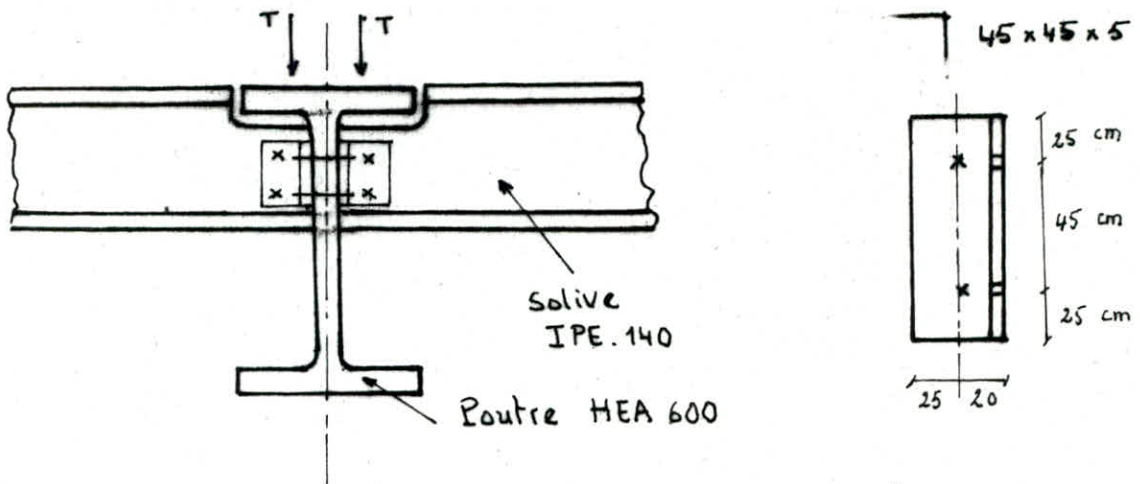
## CHAPITRE V

# ASSEMBLAGES



# Les assemblages

## I. Assemblage poutre - solive



effort  $T = 2492,5 \text{ dN}$  (Voir chp. Plancher).

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow d_{tr} = 13 \text{ mm}.$$

- $3d \leq \delta \leq 10d \iff 39 \leq \delta \leq 130 \text{ cm}.$  soit  $\delta = 45 \text{ mm}.$
- $\delta_e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5d \\ \frac{0,8T}{\sigma \cdot F_e} \end{array} \right\} \iff \delta_e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 19,5 \text{ mm} \\ 16,61 \text{ mm} \end{array} \right\}$  soit  $\delta_e = 25 \text{ mm}.$
- $1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d \iff 19,5 \leq \delta_t \leq 32,5 \text{ mm}$  soit  $\delta_t = 25 \text{ mm}.$

- Verification -

$$T^* = \frac{T}{4} = \frac{2492,5}{4} = 623,125 \text{ dN}.$$

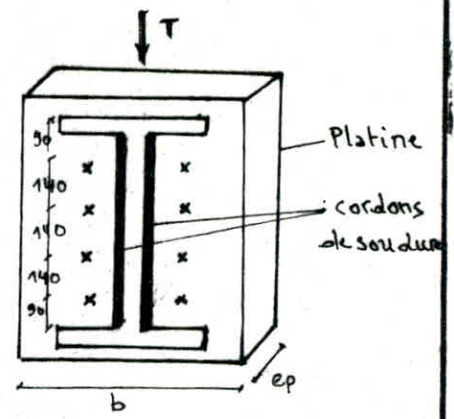
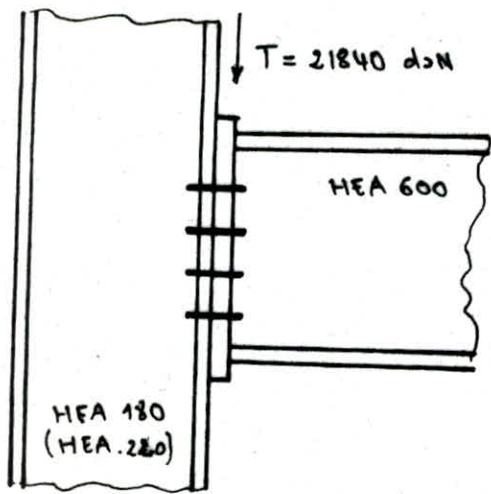
$$1,54 \cdot \frac{T^*}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{623,125}{84,3} = 1138 \text{ dN/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

- Verification du cisaillement de la Poutre, tenant compte du grugeage.

$$\tau = \frac{T}{(h_0 - 2d_{tr}) \cdot c_0} = \frac{2492,5}{(9 - 2 \cdot 1,3) \cdot 0,47} = 855,12 \text{ dN/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}.$$

## II. Assemblage Poteau - Poutre.

Pour cela on utilise des platines soudées à la Poutre, et assemblées par des boulons ordinaires aux Poteaux -



II.1 choix de la platine

(CM II. EN.P).  $b \geq 180 \text{ à } 200 \text{ mm}$   
 $e \geq 16 \text{ mm.}$   
 $e \geq \frac{b}{30}$

on prend donc :  
 $b = 180 \text{ mm}$   
 $e = 20 \text{ mm}$

II.2. Assemblage Poutre - Platine

il est réalisé par 2 cordons de

Soudure .

longueur d'un cordon de soudure -

soit  $a \leq 0,707 e = 0,707 \cdot 20 = 1,4 \text{ cm.}$  on prend  $a = 8 \text{ mm}$

$L = 540 - 2a = 53,9 \text{ cm.}$

$\rightarrow 2a = 7,2 \text{ mm}$

on vérifie donc pour des cordons latéraux (CM 66. art 4.312)

$$\frac{\Sigma F}{0,75 \cdot \Sigma l \cdot a} \leq \sigma_{\text{ten.}}$$

$$\frac{21840}{0,75 \cdot 2 \cdot 53,9 \cdot 0,72} = 375 < \sigma_{\text{ten}}$$

II.3. Assemblage platine - poteau.

$66 \leq \delta \leq 220 \rightarrow \delta = 140 \text{ mm}$

on vérifie des boulons ordinaires  $\delta_e \geq \max \left\{ \begin{matrix} 33 \\ 7,28 \end{matrix} \right.$

$\rightarrow \delta_e = 90 \text{ mm}$

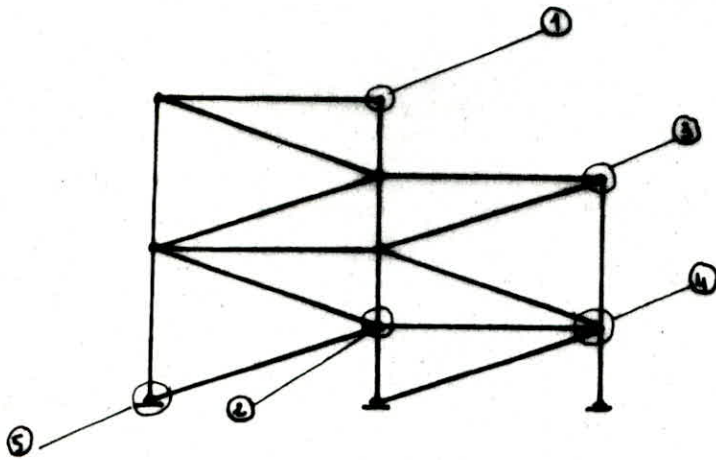
$\phi 20$  (classe 4-5)  $\rightarrow d_{tr} = 22 \text{ mm.}$

$$T^* = \frac{T}{8} = \frac{21840}{8} = 2730 \text{ daN.}$$

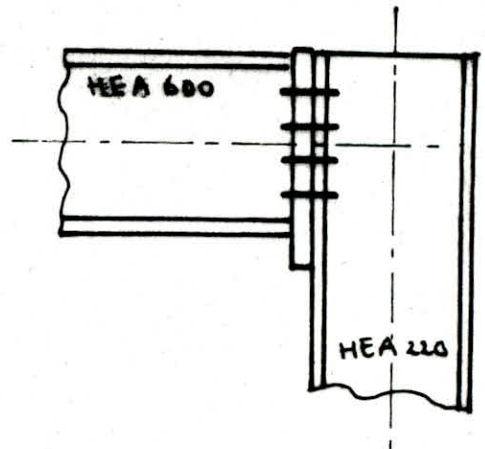
$$1,54 \cdot \frac{T^*}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{2730}{2,45} = 1716 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{ten.}}$$

### III. Assemblages dans les Poutres de stabilité.

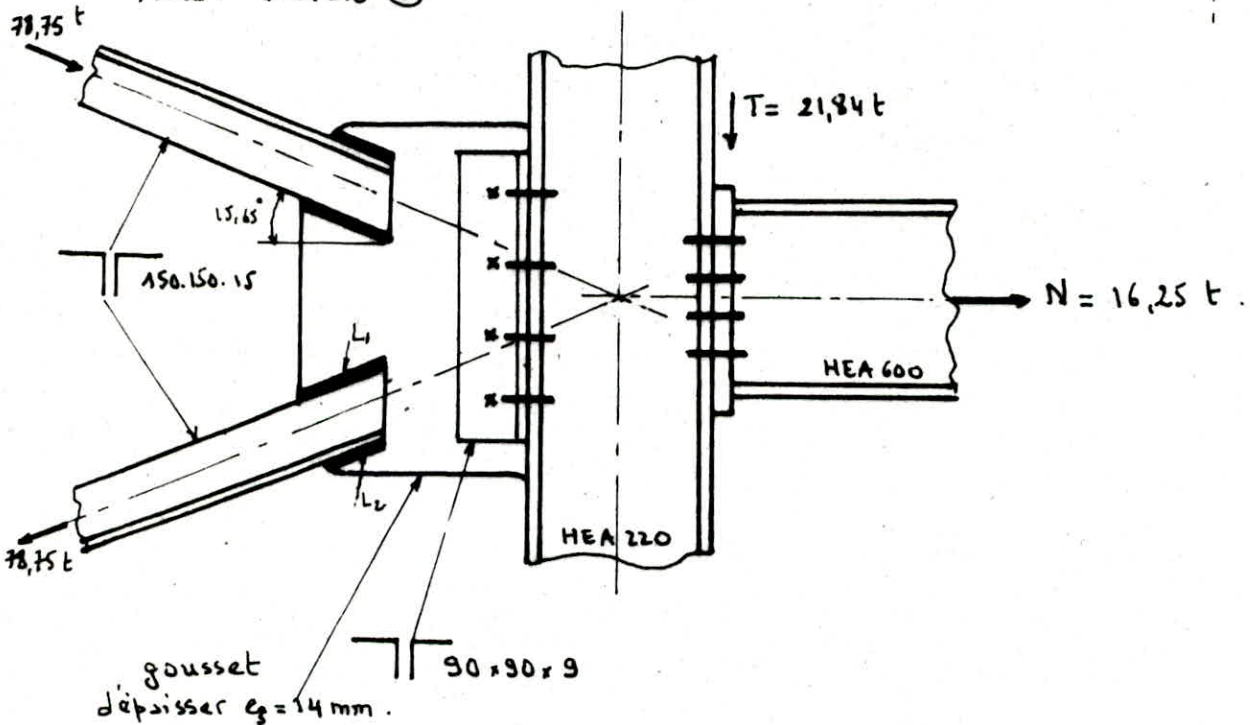
#### III. A. Sens transversal.



A-1 Detail ①



A.2. Detail ②



#### A.2.1 Assemblage traverse-poteau (à droite).

on vérifie les boulons ordinaires  $\phi 20$ . (classe 4.5).  $d_{br} = 22 \text{ mm}$ .

$$T^* = \frac{T}{8} = 2730 \text{ daN} \rightarrow 1,54 \cdot \frac{T^*}{A_r} = 1716 \text{ daN/cm}^2 < F_{br}$$

$$N^* = \frac{N}{8} = \frac{16,25}{8} = 2031,25 \text{ daN}$$

on vérifie alors l'arrachement (traction). (C1766 art 4.122.1)

$$1,25 \cdot \frac{N^*}{A_r} < F_{tr} \quad 1,25 \cdot \frac{2031,25}{2,45} = 1036,35 < F_{tr}$$

### A.2.1 Soudure platine-Poutre.

on vérifie :

$$\sqrt{1,4 \left( \frac{N}{\Sigma l \cdot a} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{T}{\Sigma l \cdot a} \right)^2} \leq \overline{\sigma_{en}} \quad (\text{cm66 et 4.312})$$

$$\sqrt{1,4 \cdot \left( \frac{16250}{2 \cdot 53,9 \cdot 0,72} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{21840}{2 \cdot 53,9 \cdot 0,72} \right)^2} = 451,7 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_{en}}$$

### A.2.2. Assemblage Diagonales - Poteau. (à gauche).

A.2.2.1 Diagonales gousset : il est réalisé par des soudures.

$$N_D = 78,75 \text{ t}$$

$$a \leq 0,707 \cdot e = 0,707 \cdot 15 = 10,605 \text{ mm} \quad \text{soit } a = 10 \text{ mm} \Rightarrow a \cdot \alpha = 88 \text{ mm}$$

formule enveloppe :

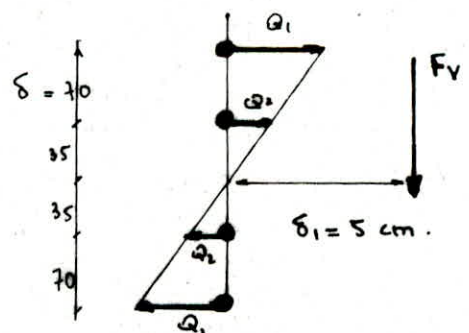
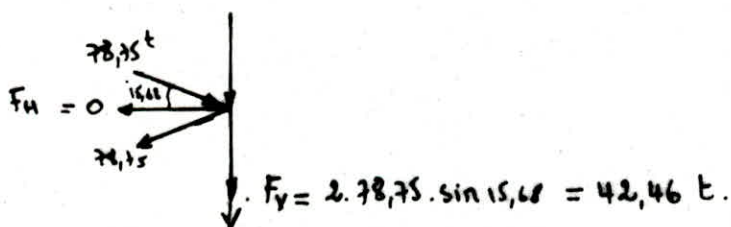
$$L = \Sigma l_i \geq \frac{N_D / 2}{0,75 \cdot a \cdot \overline{\sigma_{en}}} = \frac{78750 / 2}{0,75 \cdot 0,88 \cdot 2400} = 24,85 \text{ cm}$$

$$L_1 = 0,7L - 2a = 19,4 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } L_1 = 20 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0,3L + 2a = 9,45 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } L_2 = 10 \text{ cm}$$

### A.2.2.2. gousset - poteau.

cet assemblage est réalisé par des cornières  $\Gamma 90 \times 90 \times 9$  boulonnées par des B. Ordinaires. (classe 6-8)



$$\Gamma 90 \times 90 \times 9 \rightarrow \phi 20 \rightarrow A_c = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{excentrement}} = F_V \cdot \delta_1 = 42,46 \cdot 5 = 212300 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$Q_1 \cdot 70 + Q_2 \cdot 35 = M_{\text{ex}} / 2 = 70760 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

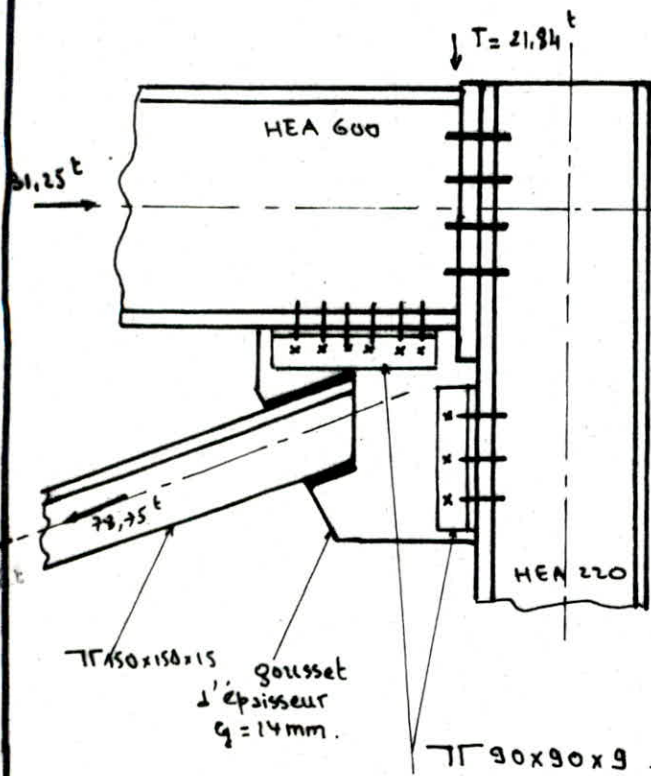
$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{105}{35} = 3 \rightarrow Q_2 = Q_1 / 3 \Rightarrow 105 \cdot Q_1 + \frac{35}{3} Q_1 = 70760 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\Rightarrow Q_1 = 6065 \text{ cm}$$

$$R = \sqrt{Q_1^2 + \left( \frac{F_V}{4} \right)^2} = 12225,5 \text{ daN}$$

$$1,54 \frac{R}{2 \cdot A_c} = 1,54 \cdot \frac{12225,5}{2 \cdot 2,45} = 3842,5 < \overline{\sigma_{en}} = 4700 \text{ daN/cm}^2$$

### A.3 Detail ③



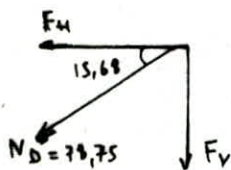
#### A.3.1. Assemblage Poteau - traverse.

Verifié déjà avec des boulons ordinaires  $\phi 20$  (classe 4.5).

#### A.3.2. Assemblage Diagonale-gousset. réalisé par des soudures identiques à celles du détail ②.

#### A.3.3. Assemblage gousset-Poteau et gousset traverse.

réalisé par des cornières TF 90x90x9.



$$F_V = 21,2 \text{ t}$$

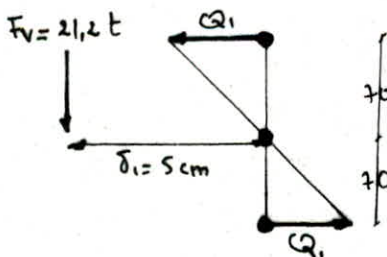
$$F_H = 75,84 \text{ t}$$

#### A.3.3.1 gousset Poteau.

on vérifie les boulons ordinaires  $\phi 20$  (classe 6-8)  $A_r = 2,45 \text{ cm}^2$ .

$$M_{ex} = 21,2 \cdot 5 = 106000 \text{ daN.cm}$$

$$Q_1 \cdot 70 = M_{ex} / 2 \rightarrow Q_1 = \frac{M_{ex}}{2 \cdot 7} = 7571,5 \text{ daN}$$

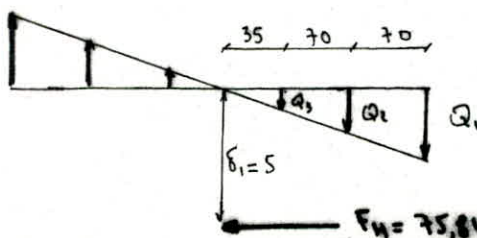


$$R = \sqrt{Q_1^2 + \left(\frac{F_V}{3}\right)^2} = \sqrt{(7571,5)^2 + \left(\frac{21200}{3}\right)^2} = 10356,9 \text{ daN}$$

$$1,54 \cdot \frac{R}{2 \cdot A_r} = 1,54 \cdot \frac{10356,9}{2 \cdot 2,45} = 3255 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

#### A.3.3.2. gousset traverse.

B.O.  $\phi 20$  (classe 6-8).



$$M_{ex} = 75,84 \cdot 5 = 379200 \text{ daN.cm}$$

$$Q_1 (17,5) + Q_2 (10,5) + Q_3 (3,5) = M_{ex}/2$$

$$Q_2 = 0,6 Q_1$$

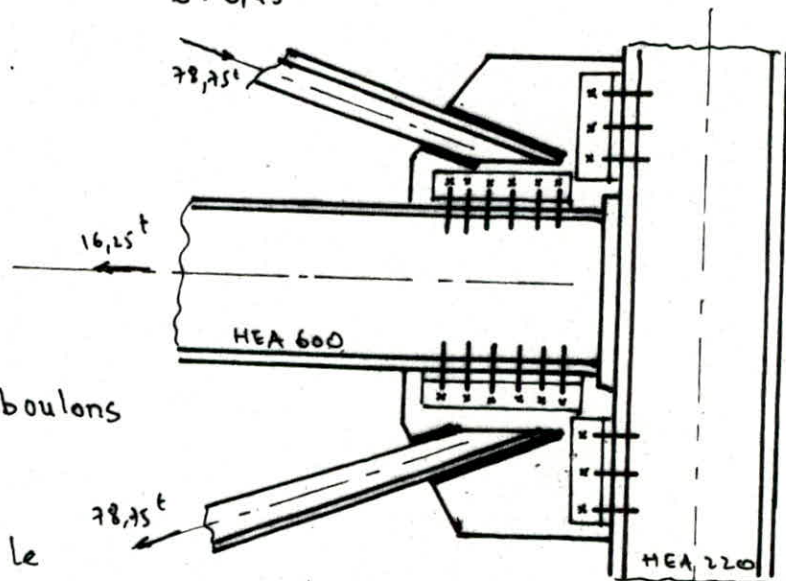
$$Q_3 = 0,2 Q_1$$

$$24,5 Q_1 = \frac{379200}{2} \Rightarrow Q_1 = 7738,7 \text{ daN.}$$

$$R = \sqrt{(7738,7)^2 + \left(\frac{75840}{6}\right)^2} = 14820,83 \text{ daN.}$$

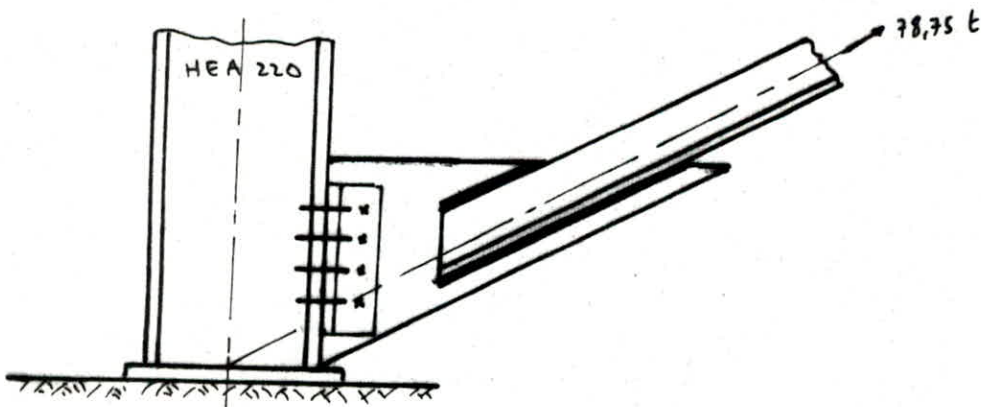
$$1,54 \cdot \frac{R}{2 \cdot A_r} = 1,54 \cdot \frac{14820,83}{2 \cdot 2,45} = 4657 \text{ daN/cm}^2.$$

A.4. Détail ④.



Les soudures et boulons  
sont calculés de la  
même façon que le  
détail ③.

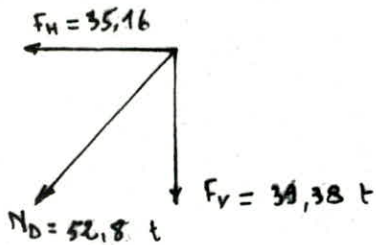
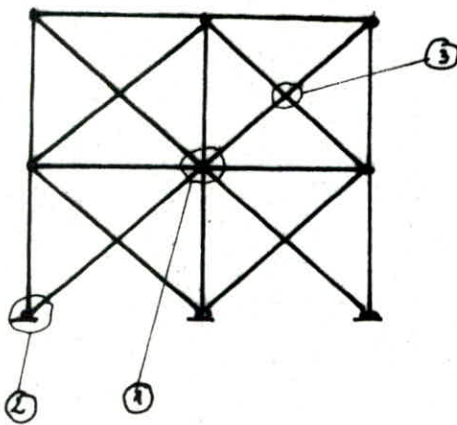
A.5. Détail ⑤.



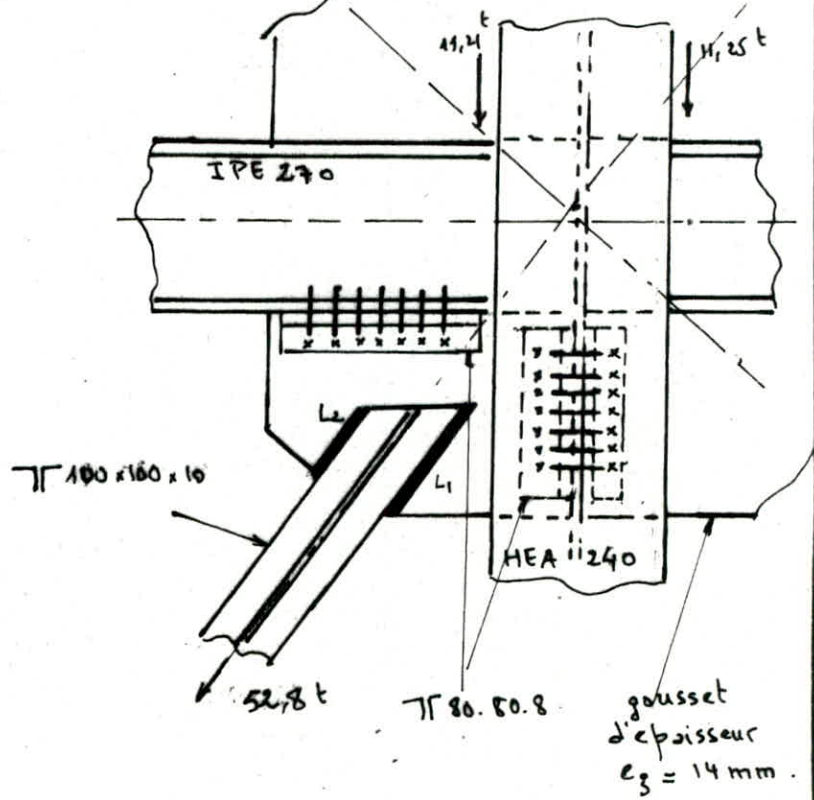
NOTA. Afin de faciliter l'exécution sur chantier, on a  
considéré l'assemblage de toutes les diagonales - gousset  
par des soudures. et l'assemblage Poutre - Poteau par  
boulonnage.

### III. B Sens longitudinal -

\* Poutre de rive -



### B.1 Detail ① -



#### B.1.1 Calcul des soudures.

$$a \leq 0,707 e$$

$$a \leq 0,707 \cdot 1,4 = 9,9 \text{ mm} \quad a = 8 \text{ mm} \rightarrow a_2 = 7,2 \text{ mm}$$

formule enveloppe :  $L = \sum l_i \geq \frac{N}{0,75 \cdot 2a \cdot f_c} = \frac{52,8}{0,75 \cdot 0,72 \cdot 2400} = 41 \text{ cm}$

$$L_1 = 0,7L - 2a = 27,1 \text{ cm} \rightarrow L_1 = 28 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0,3L - 2a = 10,7 \text{ cm} \rightarrow L_2 = 11 \text{ cm}$$

#### B.1.2. Calcul des boulons

on vérifie des boulons ordinaires

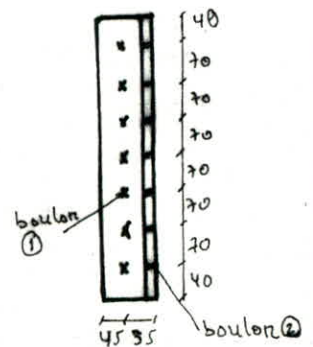
$\phi 20$  (Classe 4.5,  $f_c = 2400 \text{ daN/cm}^2$ )

#### B.1.2.1. Assemblage Poutre - gousset.

$$3d \leq \delta \leq 10d \rightarrow \delta = 70 \text{ mm}$$

$$1,5d \leq \delta_e \leq 2,5d \rightarrow \delta_e = 35 \text{ mm}$$

$$\delta_e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5d \\ 0,8T/e \cdot f_c \end{array} \right. \rightarrow \delta_e = 40 \text{ mm}$$



- boulons ①

$$M_{ex} = F_v \cdot \delta = 39,38 \cdot 4,5 = 177,2 \text{ t.cm.}$$

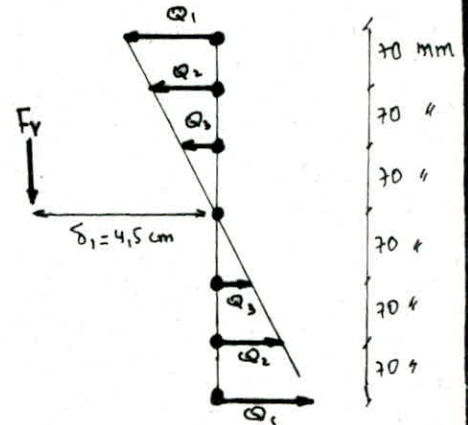
$$21Q_1 + 24Q_2 + 7Q_3 = M_{ex}/2$$

$$Q_2 = \frac{2}{3} Q_1 \quad Q_3 = \frac{1}{3} Q_1$$

$$\rightarrow Q_1 = 2,25 \text{ t} \Rightarrow R = \sqrt{Q_1^2 + \left(\frac{F_v}{7}\right)^2} = 6,05 \text{ t}$$

on vérifie :

$$1,54 \frac{R}{2 \cdot A_r} = 1901 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$



- boulons ②

$$M_{ex} = \frac{F_v}{2} \cdot \delta_1 = 98,6 \text{ t.cm.}$$

$$Q_1 = 1,2 \text{ t} \Rightarrow R = \sqrt{Q_1^2 + \left(\frac{F_v}{7 \times 2}\right)^2} = 3 \text{ t}$$

$$1,54 \cdot \frac{R}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{3000}{2,45} = 1885 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

### B.1.2.2. Assemblage traverse gousset.

$$F_H = 35,16 \text{ t} < F_v = 39,38 \text{ t} \text{ donc on garde}$$

les mêmes résultats obtenus pour l'assemblage poteau-gousset  $\Gamma 80 \times 80 \times 8$ . ( $7 \phi 20$  classe 4-5).

### B.1.2. Assemblage traverse - poteau.

- Boulons ①

$$N = 47,5 \text{ t}$$

$$T = 1,3 \text{ t}$$

on utilise des boulons a.R

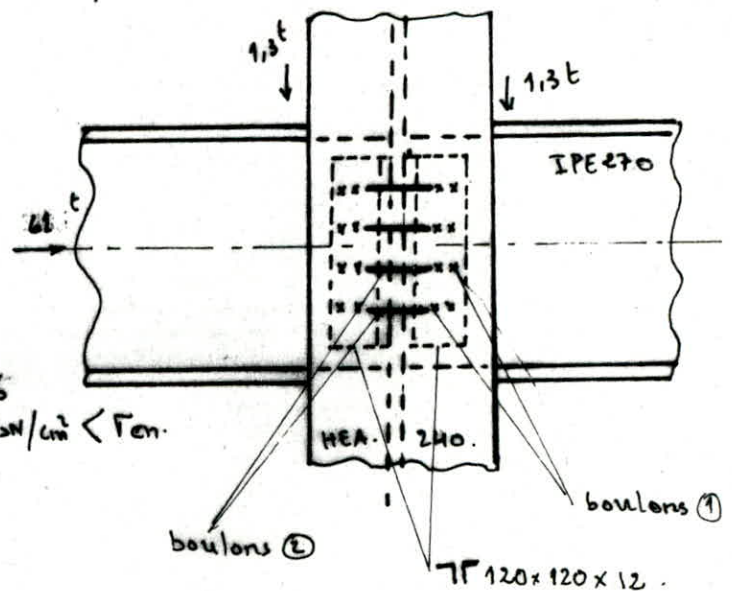
classe 4-5.  $\phi 20$ .

$$1,54 \cdot \frac{N^*}{2 \cdot A_r} = 1,54 \cdot \frac{47500/8}{2 \cdot 2,45} = 1866 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Pour  $T = 1,3 \text{ t} \rightarrow$  vérifie -

- Boulons ②

$$M_{ex} = 1,3 \cdot 5 = 6,5 \text{ t.cm.}$$



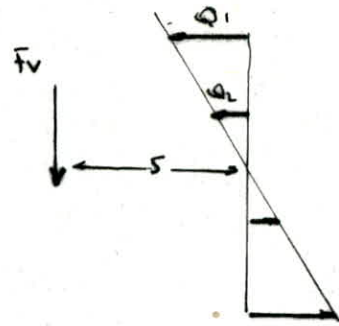


$$M_{ex} = 6,5 \text{ t.cm.}$$

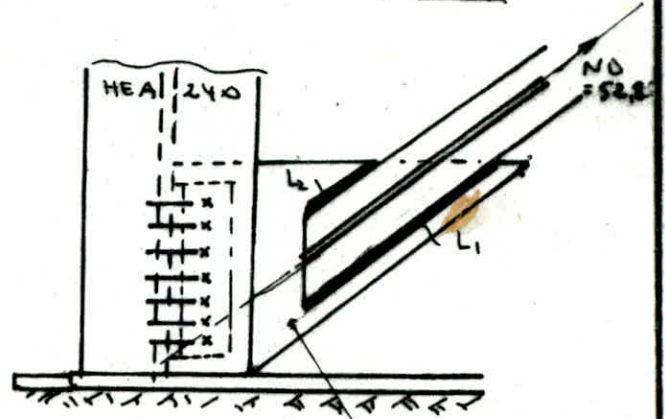
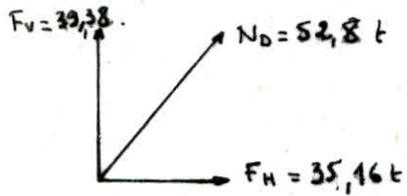
$$Q_1 = 27,85 \text{ dN.}$$

$$R = \sqrt{Q_1^2 + \left(\frac{F_v}{4}\right)^2} = 326,2 \text{ dN.}$$

$$1,54 \cdot \frac{R}{2 \cdot A_r} = 102,25 \text{ dN} < \overline{F_{en}}.$$



### B.2. Detail ②.



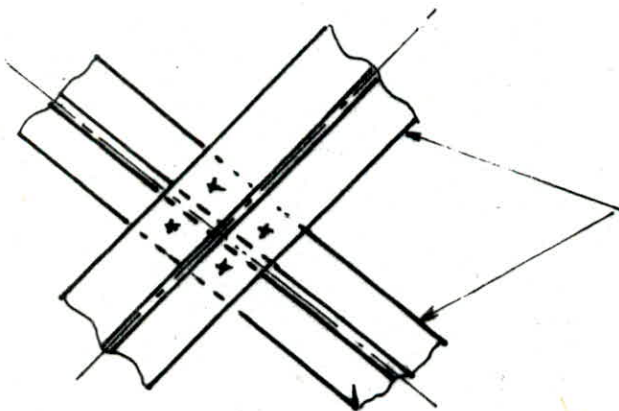
on garde le même boulonnage et  
les mêmes soudures que le détail ①.

$$L_1 = 28 \text{ cm} \quad L_2 = 11 \text{ cm.}$$

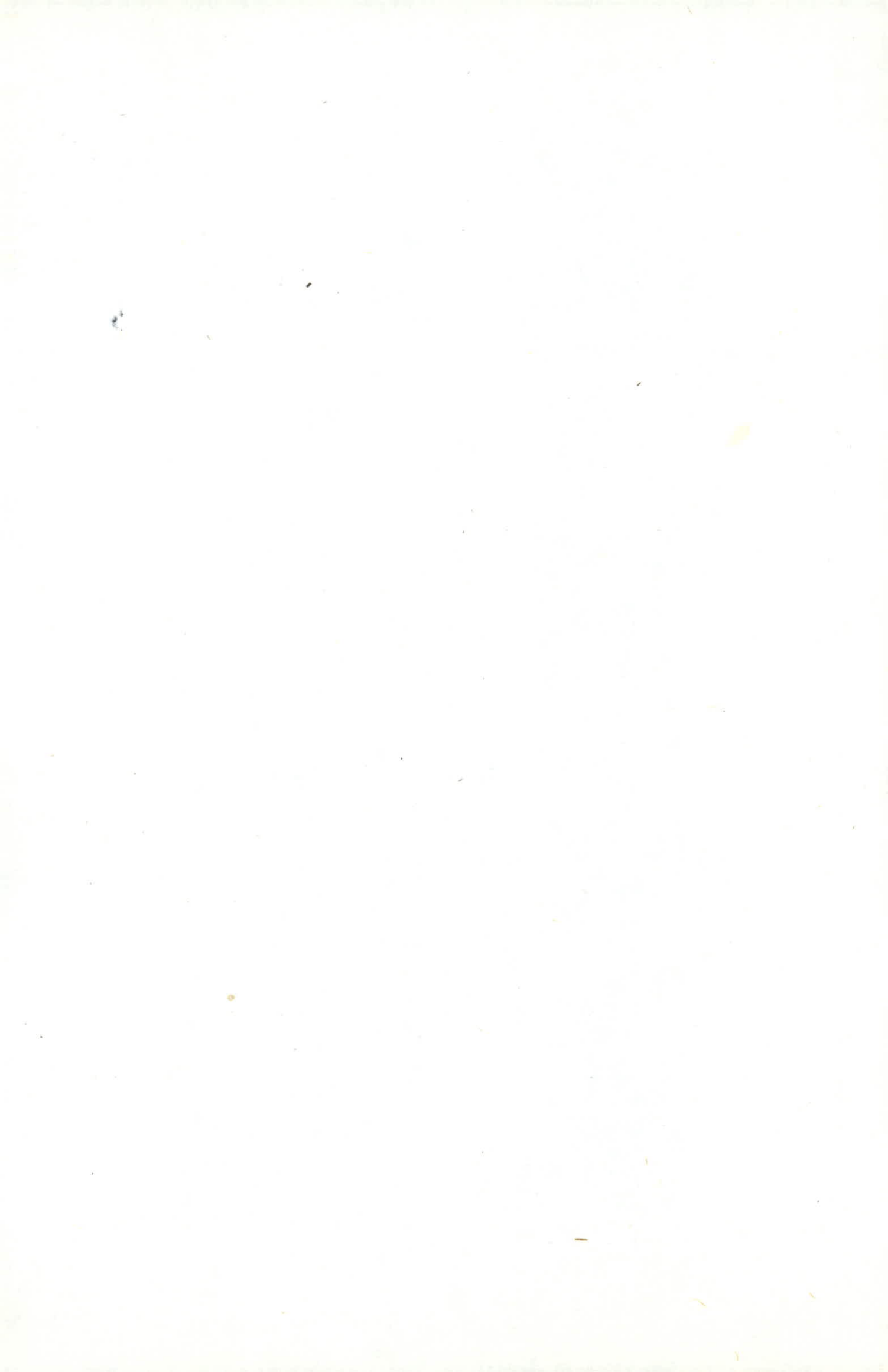
boulons ordinaires  $\phi 20$  (classe 4-5) -

gousset d'épaisseur  
 $e_g = 14 \text{ mm}$  -

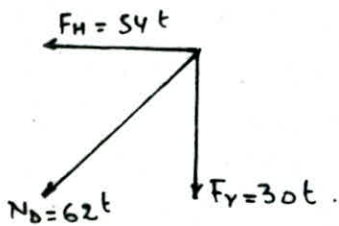
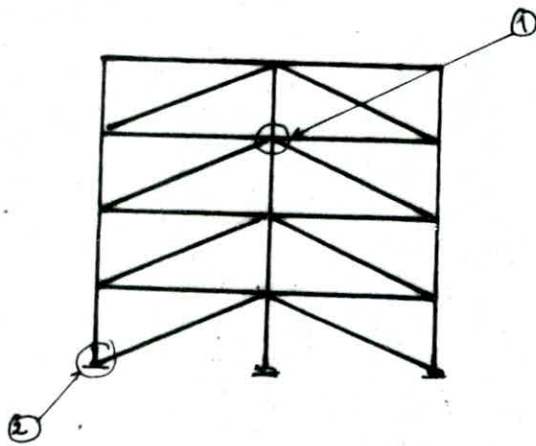
### B.3. Detail ③:



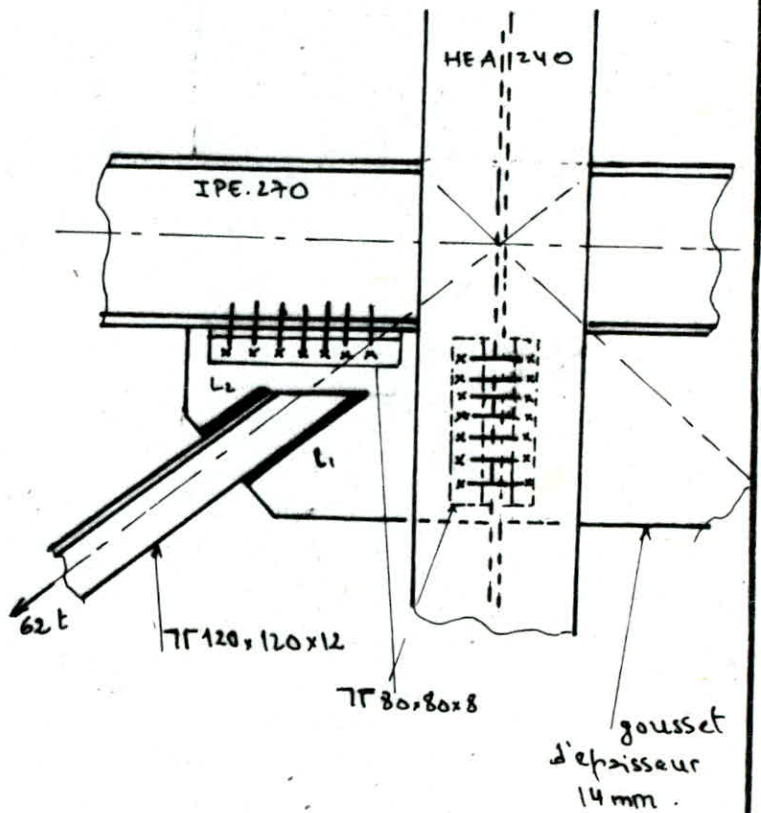
$$2 \left( \text{L } 100 \times 100 \times 10 \right).$$



\* Poutre centrale.



Detail ①



• Calcul des Soudures -

$$a = 8 \text{ mm} \rightarrow 2a = 7,2 \text{ mm}$$

$$L = \sum L_i = \frac{N}{0,75 \cdot 2a \cdot \overline{\sigma}_{\text{ten}}} = \frac{62000}{0,75 \cdot 0,72 \cdot 2400} = 48 \text{ cm}$$

$$L_1 = 0,7L - 2a = 32 \text{ cm} \rightarrow L_1 = 32 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0,3L - 2a = 12,13 \text{ cm} \rightarrow L_2 = 13 \text{ cm}$$

• Calcul des boulons.

on vérifie les boulons ordinaires  $\phi 20$  classe 4-5.

- Assemblage Poutre - gousset.

\* boulons ①

$$M_{\text{ex}} = F_V \cdot \delta = 30 \cdot 4,5$$

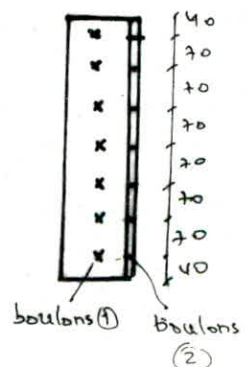
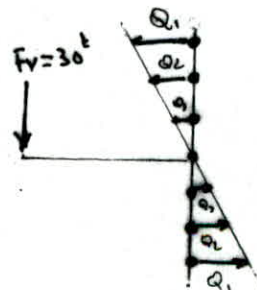
$$M_{\text{ex}} = 135 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$21Q_1 + 24Q_2 + 7Q_3 = M_{\text{ex}}/2$$

$$Q_2 = \frac{2}{3}Q_1, \quad Q_3 = \frac{1}{3}Q_1$$

$$\rightarrow Q_1 = 1,72 \text{ t} \rightarrow R = \sqrt{Q_1^2 + \left(\frac{F_V}{7}\right)^2} = 4,62 \text{ t}$$

$$\rightarrow 1,54 \frac{R}{2A_T} = 1,54 \cdot \frac{4620}{2 \cdot 2,45} = 1452 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_{\text{ten}}$$



\* boulons ②.

$$M_{ex} = \frac{F_v}{2} \cdot \delta = \frac{30}{2} \cdot 4,5 = 67,5 \text{ t.cm}$$

$$Q_1 = 0,86 \text{ t} \rightarrow R = \sqrt{Q_1^2 + \left(\frac{F_v}{14}\right)^2} = 2,31 \text{ t}$$

$$1,54 \cdot \frac{R}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{2310}{2,45} = 1458 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ten}$$

— Assemblage traverse - gousset.

\* boulons ①

$$M_{ex} = 54 \cdot 4,5 = 243 \text{ t.cm}$$

$$Q_1 = 3,1 \text{ t} \rightarrow R = \sqrt{Q_1^2 + \left(\frac{F_H}{7}\right)^2} = 8,31 \text{ t}$$

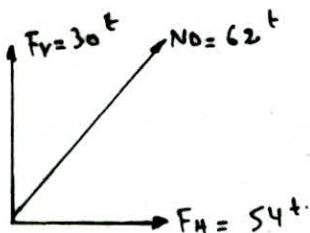
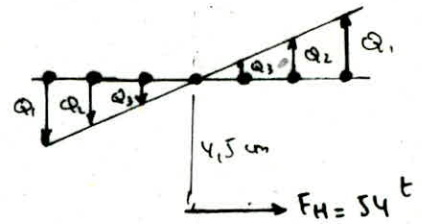
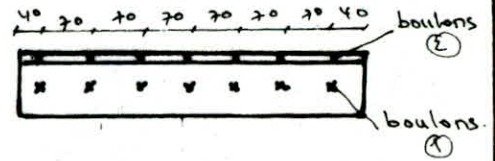
$$1,54 \cdot \frac{R}{2A_r} = 2380 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ten}$$

\* boulons ②

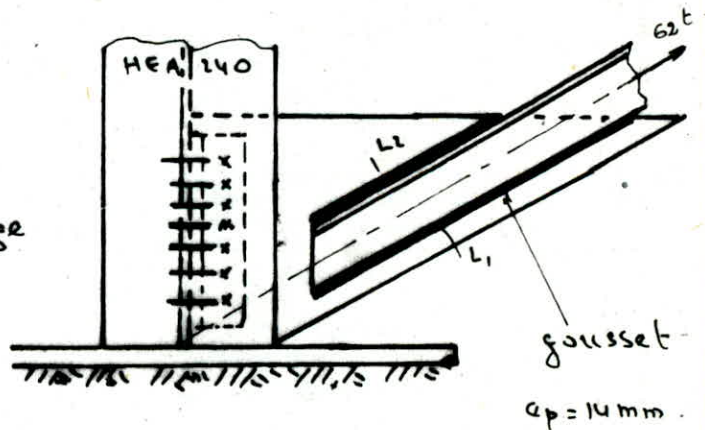
$$M_{ex} = \frac{54}{2} \cdot 4,5 = 121 \text{ t.cm}$$

$$Q_1 = 1,54 \text{ t} \rightarrow R = \sqrt{Q_1^2 + \left(\frac{F_H}{14}\right)^2} = 4,15 \text{ t}$$

$$1,54 \cdot \frac{R}{A_r} = 2240 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{ten}$$



Detail ②



on garde le même boulonnage  
et les mêmes soudures  
que le detail ①.

$$L_1 = 32 \text{ cm} \quad L_2 = 13 \text{ cm}$$

boulons  $\varnothing 20$  classe 4-5.

CHAPITRE VI

ANCRAGE. DES. POTEAUX

# Ancrage des poteaux

## I. Définitions .

### I.1 bases des poteaux .

La base des poteaux a le rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau par l'ensemble des charges et surcharges agissant sur la construction .

Étant donné la faible résistance du matériau constitutif du massif (béton) par rapport à l'acier, la base est généralement élargie afin que la pression admissible sur le matériau de fondation ne soit pas dépassée . cela se fait par l'intermédiaire d'une plaque d'assise appelée "Platine" .

- Pour des efforts très importants, on place des raidisseurs qui ont le rôle de :
  - répartir la charge
  - Raidir la plaque si elle a des grandes dimensions .
- faisant l'inventaire des parties composant une base de poteau et des éléments à établir par le calcul .

#### I.1.1. Platine

- Dimensions en plan  $A, B$  .
- épaisseur  $e_p$  .

#### I.1.2. Raidisseurs

- Hauteur :  $h_r$
- épaisseur  $e_r$

#### I.1.3. Boulons d'ancrage .

- Diamètre et nombre de boulons  $\phi, n$  .
- longueur d'ancrage  $l$  .

## II. Calcul des bases de poteaux.

toutes les bases de poteaux de notre structure sont articulées -

### II-A. Poteaux de Paleés de stabilité -

on prend le même dimensionnement Pour les bases de poteaux des paleés de stabilité, pour cela on prend la palée où les efforts sont maximums, dans ce cas on prend les Paleés de stabilité du sens longitudinal.

$$C.C.B.A 68 \rightarrow N_{c1} = G + 1,2P \rightarrow N_{c1}^{max} = 61124 \text{ daN. (C: compr.)}$$

$$C.M \rightarrow \begin{cases} N_{c2} = G + P + S_i \rightarrow N_{c2}^{max} = 146720 \text{ daN. (T: trad.)} \\ N_T = 0,8G \pm S_i \rightarrow N_T^{max} = -64540 \text{ daN.} \end{cases}$$

#### A-1. Dimensionnement en plan de la platine - (A x B).

$$\sigma'_b = \frac{N_{c1}^{max}}{A \cdot B} < \bar{\sigma}'_b$$

$\sigma'_b$  = contrainte de compression dans le massif (béton).

$$\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ daN/cm}^2.$$

on choisit  $A = B = 50 \text{ cm}$ .

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{61124}{50 \times 50} = 24,45 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{pas d'écrasement de béton.}$$

#### A-2 Calcul d'épaisseur de la platine -

Pour raidir la platine et distribuer la charge uniformément (afin d'éviter l'écrasement du béton), on place des raidisseurs (voir schéma) dont l'épaisseur  $e_r = 10 \text{ mm}$ .

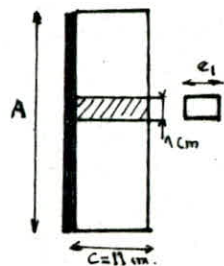
on étudie les 3 cas de platines :

##### A.2.1 Platine ① -

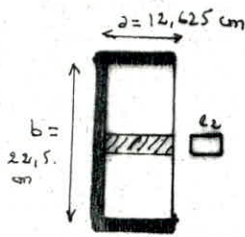
$$M_1 = q_m \cdot \frac{c^2}{2}$$

$$q_m = \frac{N_{c2}^{max}}{B \cdot A} \cdot 1 \text{ cm} = 73 \text{ daN/cm}$$

$$\rightarrow M_1 = 73 \cdot \frac{11^2}{2} = 4416,5 \text{ daN.cm.}$$



### A.2.2. Platine ②



$$M_2 = \alpha' \cdot q_m \cdot a^2$$

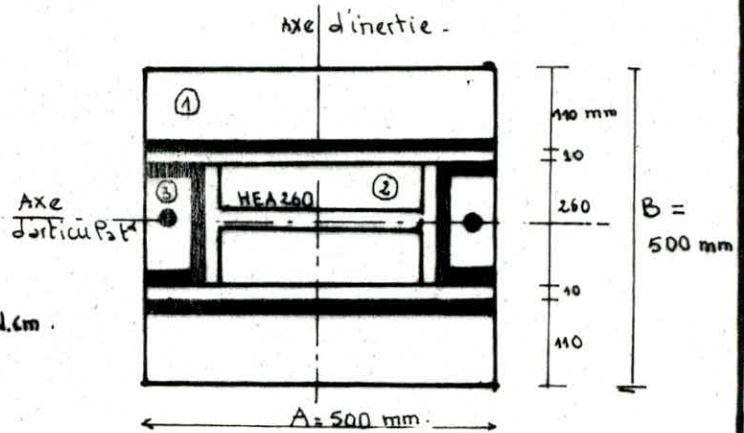
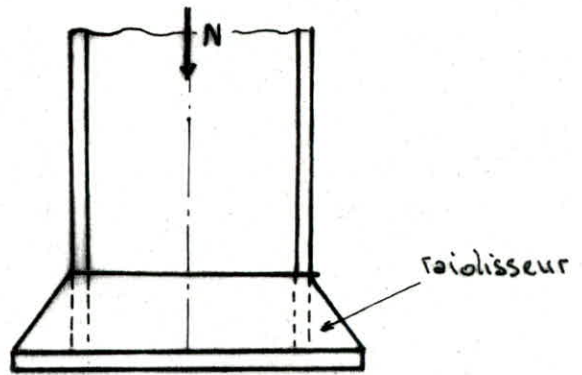
$$a = 12,625 \text{ cm}$$

$$b = 22,5 \text{ cm}$$

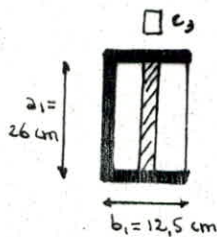
$$\left. \begin{array}{l} a = 12,625 \text{ cm} \\ b = 22,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{b}{a} = 1,8$$

$$\frac{b}{a} = 1,8 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha' = 0,094$$

$$M_2 = 0,094 \cdot 73 \cdot 12,625^2 = 1094 \text{ daN.cm}$$



### A.2.3 Platine ③



$$M_3 = \beta \cdot q_m \cdot a_1^2$$

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{12,5}{26} = 0,5 \rightarrow \beta = 0,06$$

$$M_3 = 0,06 \cdot 73 \cdot 26^2 = 2961 \text{ daN.cm}$$

$$\Rightarrow M = \max(M_1, M_2, M_3) = 4416,5 \text{ daN.cm}$$

l'épaisseur de la plaque est donnée par :

$$\sigma = \frac{M}{W_p} = \frac{M}{\frac{1}{6} e_p^3} \leq \sigma_e$$

$$e_p \geq \sqrt[3]{\frac{6 \cdot M_{\max}}{\sigma_e}} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 4416,5}{2400}} = 3,32 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } e_p = 3,5 \text{ cm}$$

### A.3. Raiolisseurs

- l'épaisseur est établie par des raisons constructives. (C.M. ENP)

$e_r = (10 \div 14) \text{ mm}$ . on a utilisé  $e_r = 10 \text{ mm}$ .

- la largeur  $l_r$  :  $l_r = B = 50 \text{ cm}$ .

- la hauteur du raidisseur  $h_r$  :



$$h_r = \frac{N}{0,75 \cdot n \cdot a \cdot \sigma_{Fe}} \geq \begin{cases} 500 \text{ mm} \\ h_{\text{poteau}} = 280 \text{ cm} \end{cases}$$

$n$ : nombre de cordons de soudure ( $n=8$ ) fixant le raidisseur au poteau.

$$a = 8 \text{ mm} \rightarrow a_2 = 7,2 \text{ mm} \quad \frac{N_{c2}}{0,75 \cdot n \cdot a \cdot \sigma_{Fe}} = 22 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_r = 50 \text{ cm}$$

• Vérification du raidisseur à la flexion

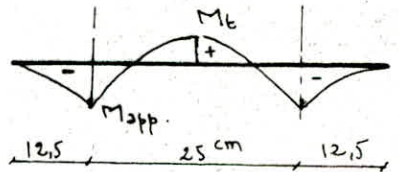
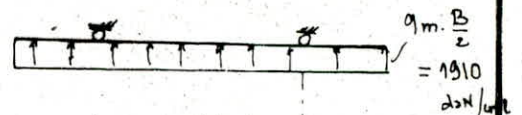
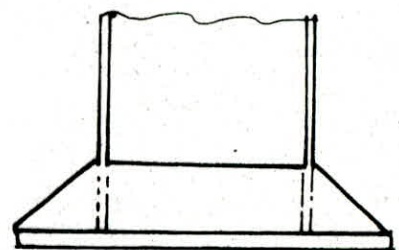
hypothèse: l'effort est repris par les raidisseurs seuls.

$$M_{\text{appui}} = -99479 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{\text{travée}} = 49739 \text{ "}$$

$$\Rightarrow M_{\text{max}} = 99479 \text{ "}$$

$$\tau = \frac{M_{\text{max}}}{W_p} = \frac{M_{\text{max}}}{\frac{e \cdot h_r^2}{6}} = 239 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{Fe}$$



• Vérification des cordons de soudure (verticaux).

$$\frac{N_{c1}}{0,75 \cdot \sum l \cdot a} \leq \sigma_{Fe}$$

$$\sum l = 150 \text{ cm}$$

$$a = 8 \text{ mm} \rightarrow a_2 = 7,2 \text{ mm}$$

$$\frac{146720}{0,75 \cdot 150 \cdot 0,72} = 1814 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{Fe}$$

A.4. Boulons d'ancrage

on utilise des boulons ordinaires classe 6.8.  $\sigma_{Fe} = 4700 \text{ daN/cm}^2$

$$N_{\text{traction}} = N_T = 64540 \text{ daN}$$

$$1,25 \frac{N_T}{A_r} \leq \sigma_{Fe} \Rightarrow A_r \geq 1,25 \cdot \frac{N_T}{\sigma_{Fe}} = 1,25 \cdot \frac{64540}{47}$$

$$A_r \geq 858 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{on choisit } 2 \phi 30 \text{ (} A_r = 1122 \text{ mm}^2 \text{)}$$

A.5. Adhérence de la tige au béton.

(CM 66 art 5.123.2) Tige lisse droite de diamètre  $\phi$ ,

et de longueur  $l$ , terminée par une plaque d'ancrage circulaire de rayon  $r$ , et d'épaisseur suffisante.

$$\bar{N} = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \rho_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi \cdot l}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} + \frac{20 \rho_c r^2}{100} \left( 1 - \frac{r}{d_1} \right) \quad d_1 < l$$

avec :

$$l = 400 \text{ mm} \quad \rho_c = 350 \text{ kg/m}^3 \text{ (dosage en ciment)}$$

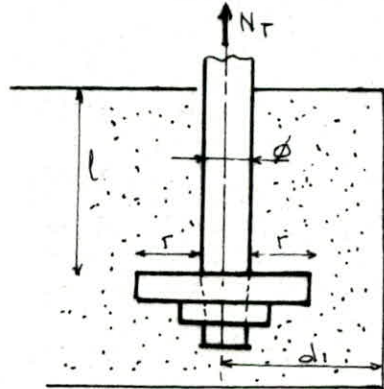
$$d_1 = 250 \text{ ''}$$

$$r = 150 \text{ ''}$$

$$\phi = 30 \text{ ''}$$

$$\bar{N} = 66300 \text{ daN} > N_T$$

$$\text{avec } N_T = \frac{64540}{2} = 32270 \text{ daN}$$



A.6 Conclusion :

on a pour toutes les bases de poteaux de Plâtes de stabilité :

Platine → dimensions (50 x 50 x 3,5) cm

nombre de boulons . 2 boulons  $\phi 30$  classe 6-8

scellement .  $l = 400 \text{ mm}$

II. B. Poteaux hors Plâtes de stabilité -

$$N_{c1} = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 45 \text{ t}$$

$$N_{c2} = G + 1,2 P = 35 \text{ t}$$

B.1 Dimensionnement en plan de la platine (A x B)

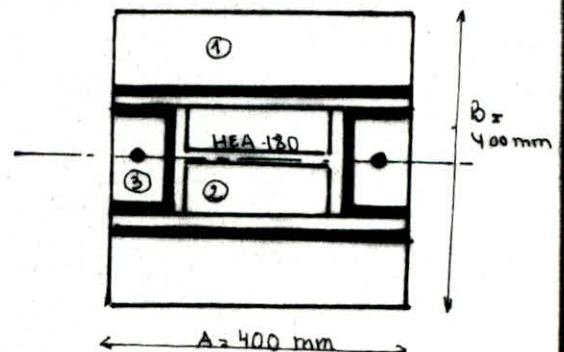
$$\sigma'_b = \frac{N_{c2}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}'_b$$

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

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

$$\rightarrow \sigma'_b = 22 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}'_b$$

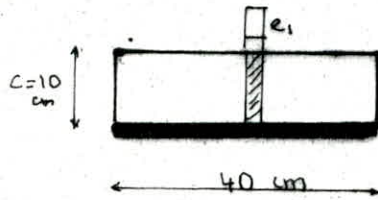
→ pas d'écrasement de béton -



## B.2. Calcul d'épaisseur de la platine.

$$\sigma'_b = \frac{N_{c2}}{A \cdot B} = \frac{45 \cdot 10^3}{40 \cdot 40} = 28 \text{ daN/cm}^2$$

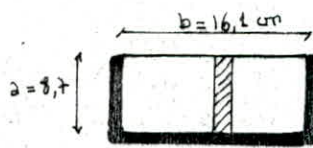
### B.2.1. Platine ①.



$$M_1 = q_m \frac{c^2}{2} \quad q_m = \sigma'_b \cdot 1 \text{ cm} = 28 \frac{\text{daN}}{\text{cm}}$$

$$M_1 = 28 \cdot \frac{10^2}{2} = 1406 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

### B.2.2. Platine ②



$$M_2 = \alpha' \cdot q_m \cdot a^2 \quad a = \frac{b_s - 2 \cdot e_{\text{rot}}}{2} = 8,7 \text{ cm}$$

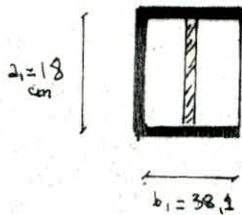
$$a = 8,7 \text{ cm}$$

$$b = 16,2$$

$$\rightarrow \frac{b}{a} = 1,75 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha' = 0,091$$

$$M_2 = 194 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

### B.2.3. Platine ③



$$M_3 = \beta \cdot q_m \cdot a_1^2$$

$$\frac{b_1}{a_1} = 2 \rightarrow \beta = 0,132$$

$$M_3 = 1203 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M = \max(M_1, M_2, M_3) = 1406 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\rightarrow e_p \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_c}} = \sqrt{\frac{1406 \cdot 6}{2400}} = 1,87 \text{ cm}$$

on prend donc  $e_p = 2 \text{ cm}$

## B.3. Raidisseurs -

$$e_r = 2 \text{ cm} \quad h_r = 50 \text{ cm} \quad l_r = 40 \text{ cm}$$

## B.4. Conclusion.

- Pour tous les platines des bases de poteaux hors Palées on prend les dimensions (40 x 40 x 2).

- nbre de boulons = 2

- scellement  $\phi = 400 \text{ mm}$

CHAPITRE VII

ETUDE DES  
FONDATIONS

# Etude des fondations

## I. Description du sol.

Tous les forages qui ont été exécutés jusqu'à une profondeur de 30 m montrent un profil de couche comme suit :

- Limon rouge graveleux et friable
- Molasse très sableuse
- Alternance molasse très dure et très sableuse.
- Marne grise.

La base du terrain est formée de marne, sédiment marin. Les essais faits en laboratoire et in situ ont donnés les coefficients caractéristiques du sol (voir coupe de sol).

tenant compte de la nature et les caractéristiques du sol, on pourrait réaliser des fondations sur semelles continues, et isolées sur le limon rouge qui possède une force portante de 1,5 bars.

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

## II. Calcul des Semelles.

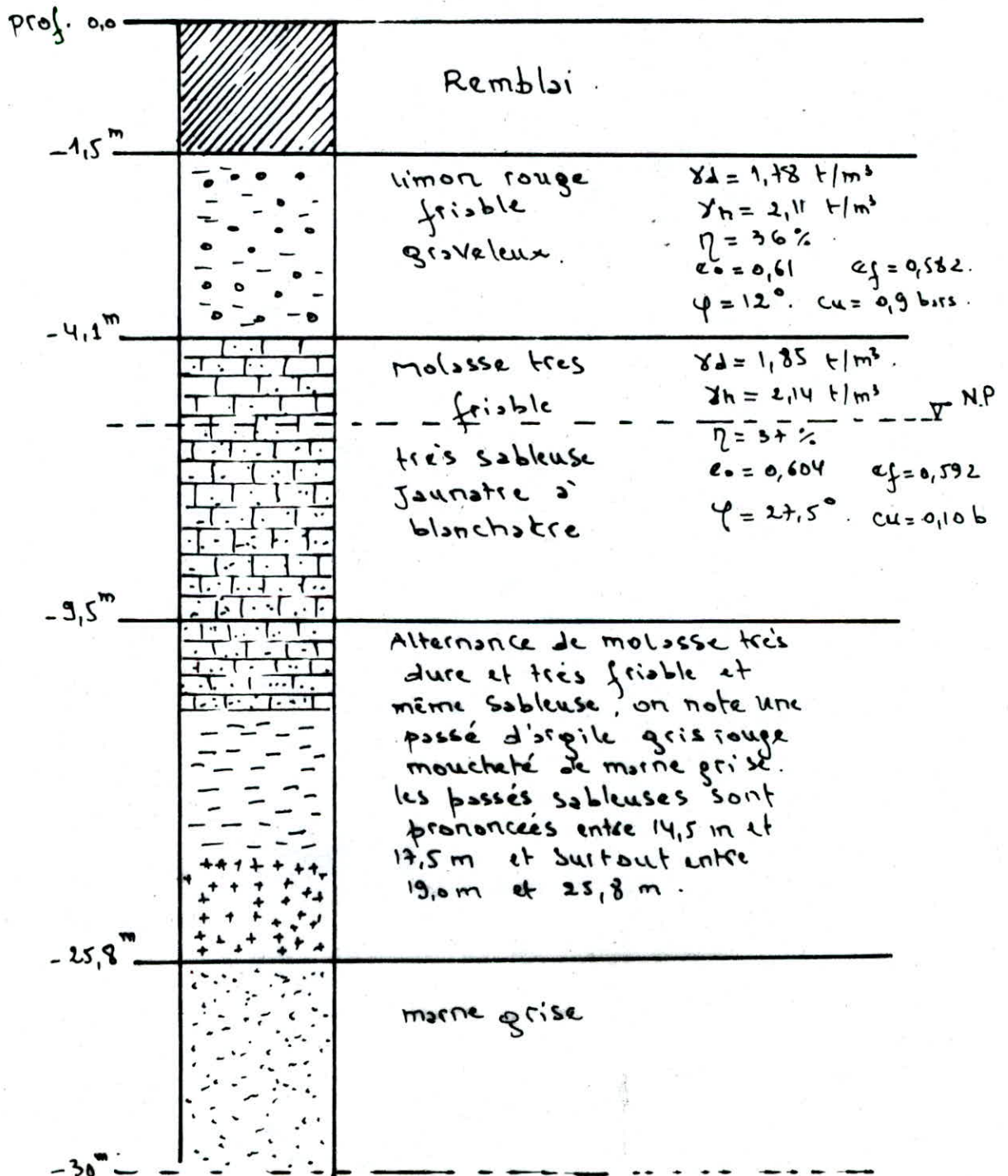
- on dispose de semelles filantes et isolées.
- les semelles sont posées sur un béton de propreté de faible dosage en ciment ( $150 \text{ kg/cm}^3$ ), d'épaisseur 10 cm.
- on prévoit des longrines entre les semelles.
- on calcule les semelles avec la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre et on les vérifie avec les sollicitation du 2<sup>nd</sup> genre. cette vérification devient inutile si les efforts

sous  $SP_2 < 1,33$  fois  $SP_1$ , car la contrainte du sol est amplifiée par 1,33 fois les efforts sous  $SP_2$ . (RPA).

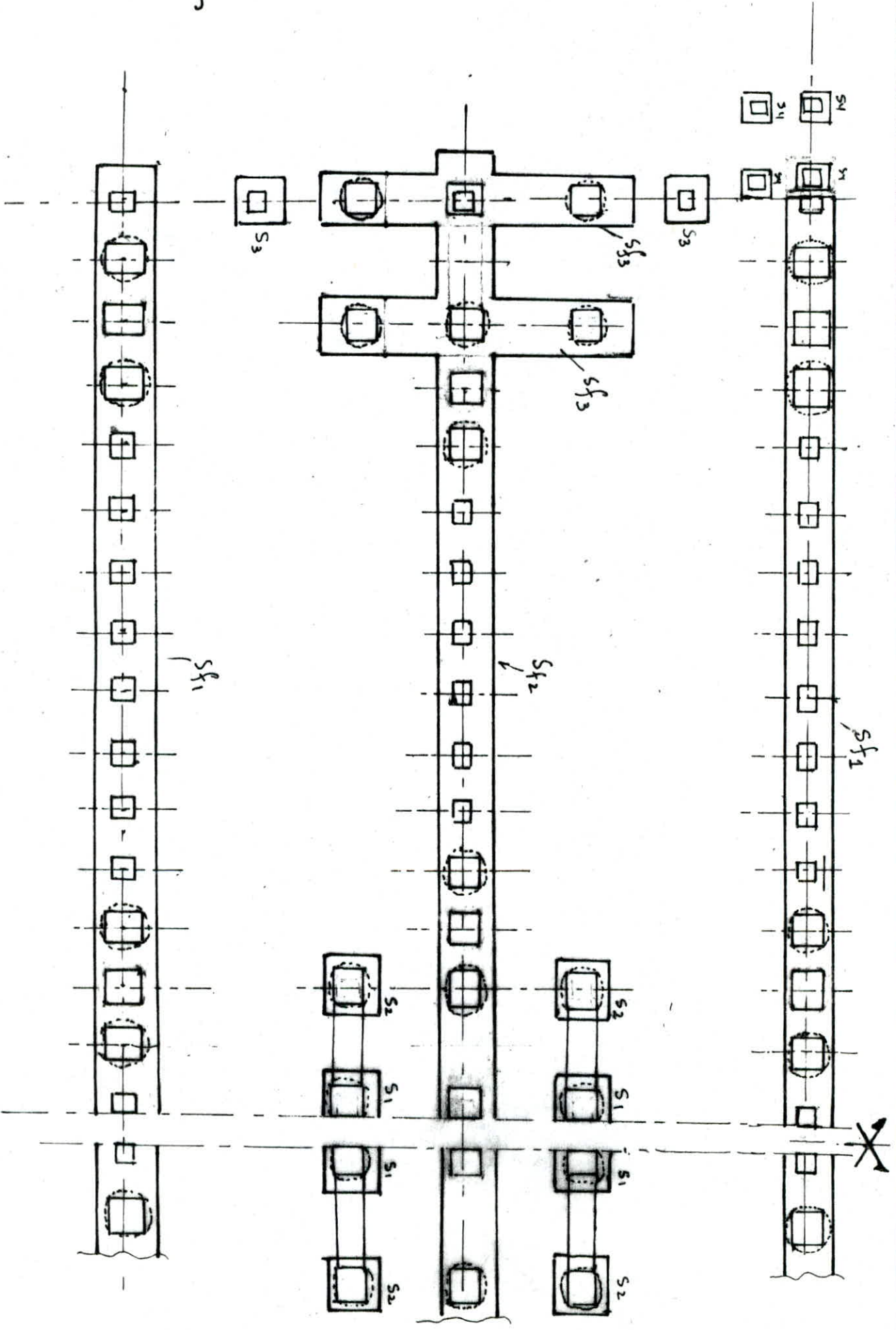
- La méthode des bielles est la base de nos calculs de ferrailage (semelles rigides).

- on tiendra compte du poids des terres au dessus des semelles ainsi que le poids propre du massif de béton de la semelle pour avoir des résultats plus rigoureux -

### Coupe de sol -



Plan de fondation -



## II.1 Etude de la semelle $S_{g_1}$

on dimensionne la semelle  
sous  $SP_1$ .

$$G + 1,2 P = 34,684 \text{ t.}$$

Dimensionnement.

$$\sigma_s = \frac{R}{L \cdot B} \leq \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\rightarrow B \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = 98,6 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$L = 37,5 \text{ m.}$$

$$R = 16 \times 34,68 = 555 \text{ t}$$

on prend  $B = 1,3 \text{ m.}$

\* on dimensionne la hauteur  $h$  au poinçonnement.

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{pb}}} = 1,44 \sqrt{\frac{34684}{67,5}} = 32,6 \text{ cm}$$

$\rightarrow$  on prend  $h = 40 \text{ cm}$  pour faciliter la mise en place  
du ferrillage.  $h_t = 45 \text{ cm.}$

P.P. de la semelle  $Q_s = 38 \text{ t}$

P.P. des terres  $Q_t = 58 \text{ t.}$

$$Q_T = R + Q_s + Q_t = 651 \text{ t.}$$

Vérification de la contrainte du sol.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q_T}{B \cdot L} = \frac{651}{1,3 \cdot 37,5} = 1,34 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2.$$

Détermination des efforts.

$$q = \bar{\sigma}_s \cdot B.$$

$$= 1,34 \cdot 130 = 17,42 \text{ t/ml.}$$

ferrillage.

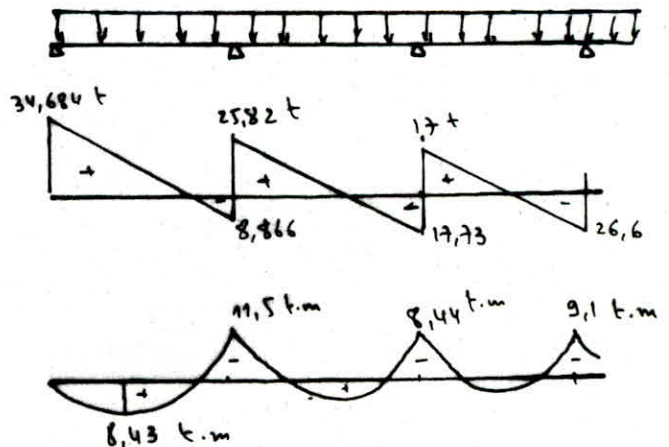
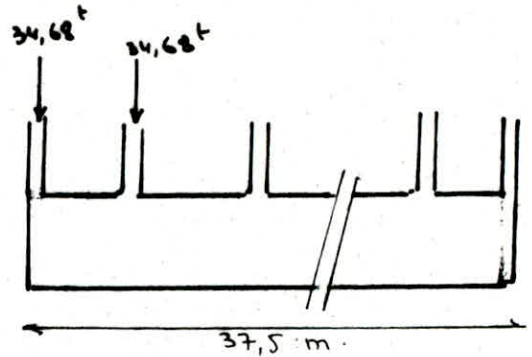
\* A' l'appui -

- Armatures longitudinales.

$$M_{\text{app}}^{\text{max}} = 11,5 \text{ t.m.} \quad T_{\text{app}}^{\text{max}} = 34,684 \text{ t.}$$

$$M_{rb} = \bar{\kappa} \cdot b \cdot h^2 = 24,38 \cdot 50 \cdot 40^2 = 19,50 \text{ t.m.} > M_{\text{ex}} \Rightarrow A' = 0$$

on a pas besoin d'armatures comprimées.





Armatures perpendiculaire à la poutre de rigidité -

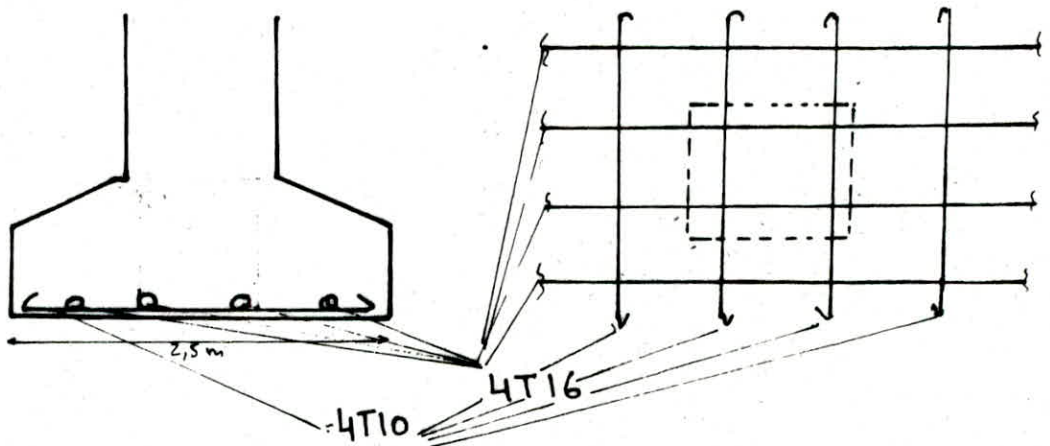
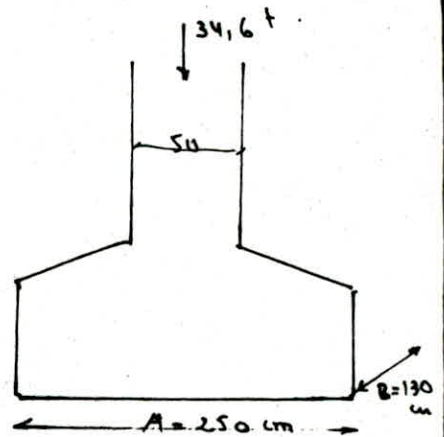
on utilise la méthode des bielles.

$$F_y = \frac{Q \cdot (A - a)}{8h} = \frac{34,6 (250 - 50)}{8 \cdot 40} = 21,677 \text{ t}$$

$$F_x = \frac{Q \cdot (B - b)}{8h} = \frac{34,6 (130 - 50)}{8 \cdot 40} = 8,671 \text{ t}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_s} = 7,74 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16$$

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_s} = 3,1 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10$$



## II.2 Étude de la semelle $s_f$ -

$$G + 1,2 P = 61,124 \text{ t}$$

- Dimensionnement

$$\tau_s = \frac{R}{L \cdot B} \leq \bar{\tau}_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R = 16 \times 61,124 = 978 \text{ t} \\ L = 37,5 \text{ m} \\ \tau_s = 1,5 \text{ MN/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow B \geq \frac{R}{\tau_s \cdot L} = 174 \text{ cm}$$

$\rightarrow$  on prend  $B = 2 \text{ m}$ .

$$h \geq 1,44 \cdot \sqrt{\frac{N}{\tau_b}} = 1,44 \sqrt{\frac{61,124}{67,5}} = 43,33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h = 45 \text{ cm} \rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$$

Pour que la semelle soit rigide il faut que  $\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$

cad  $28 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm}$ . notre  $h_t > 50 \text{ cm}$

Donc on calcule la longueur élastique.

Calcul de la longueur élastique.

Le calcul de cette longueur élastique nous permet de connaître la loi de répartition des contraintes sur le sol.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot B}}$$

$$E = 14 \cdot 10^4 \text{ dyn/cm}^2$$

$$I = \text{mt d'inertie de la Semelle} = 8 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

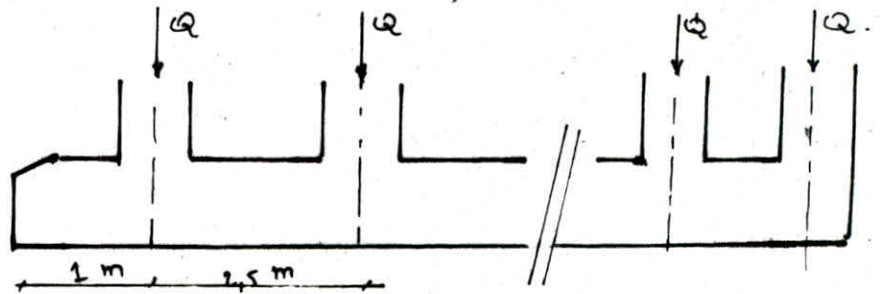
$$B = 200 \text{ cm}, \quad k = 4 \text{ dyn/cm}^2 \text{ sol moyen}$$

$$l_e = 268 \text{ cm} \Rightarrow \frac{\pi}{2} l_e = 421 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a: } l = 250 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} l_e$$

→ avec cette condition, le calcul peut-être fait en supposant une répartition des contraintes sur le sol élastique.

Donc la Semelle se calcule comme une poutre continue rigide et soumise à la réaction du sol avec une répartition linéaire.



$$Q_{5m} = 74 \text{ t}$$

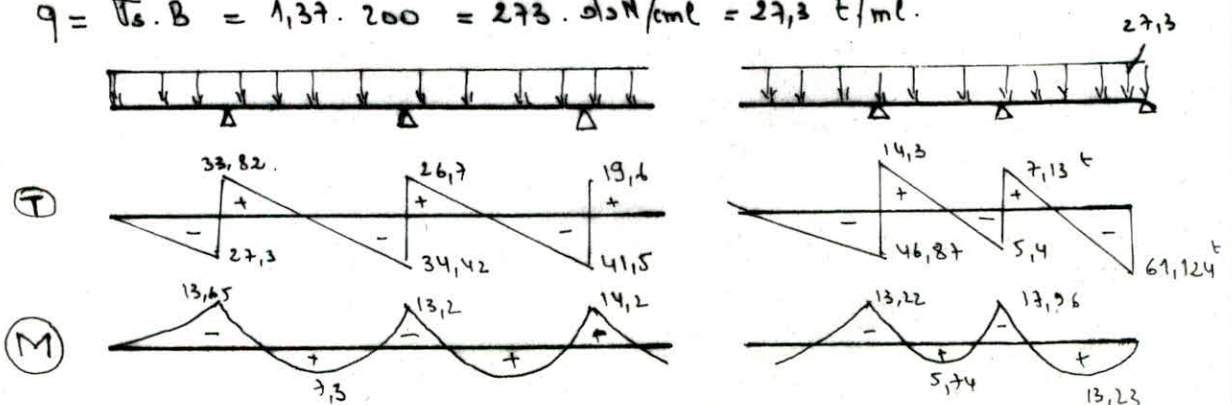
$$Q_{2.5m} = 58 \text{ t} \Rightarrow Q_{Tot} = 1052 \text{ t}$$

$$R = 978 \text{ t}$$

Vérification de la contrainte du Sol -

$$\sigma_s = \frac{Q_{Tot}}{B \cdot L} = \frac{1052 \cdot 10^3}{200 \cdot 375} = 1,37 \text{ dyn/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$q = \bar{\sigma}_s \cdot B = 1,37 \cdot 200 = 273 \text{ dyn/cm} = 27,3 \text{ t/ml}$$



- ferrailage.

\* Armatures longitudinal.

+ Appui.

$$M_{app}^{max} = 17,96 \text{ t.m.} \quad T^{max} = 61,124 \text{ t.}$$

$$M_{rb} = \bar{k} \cdot b \cdot h^2 = 24,38. \text{ so. } \bar{45}^2 = 24,685 \text{ t.m} > M_{ext} \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \bar{f}_s} = \frac{17,96 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 45 \cdot 2800} = 16,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T16 \quad (A = 16,13 \text{ cm}^2)$$

+ travée.

$$M_t^{max} = 13,23 \text{ t.m.} \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \bar{f}_s} = 12 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T16.$$

- Verifications.

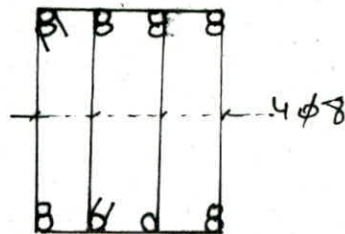
- Appui.  $A \geq (T + \frac{M}{Z}) / \bar{f}_s < 0 \Rightarrow$  aucune verification de la section des armatures inferieures.

\* Armatures transversales.

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_s \cdot \bar{f}_s}{T^{max}} = 3,62 \text{ cm.}$$

$$\bar{f}_s \leq \max \left( h \left( 1 - \frac{0,326j}{\bar{f}_s} \right), 0,2h \right) = 9 \text{ cm}$$

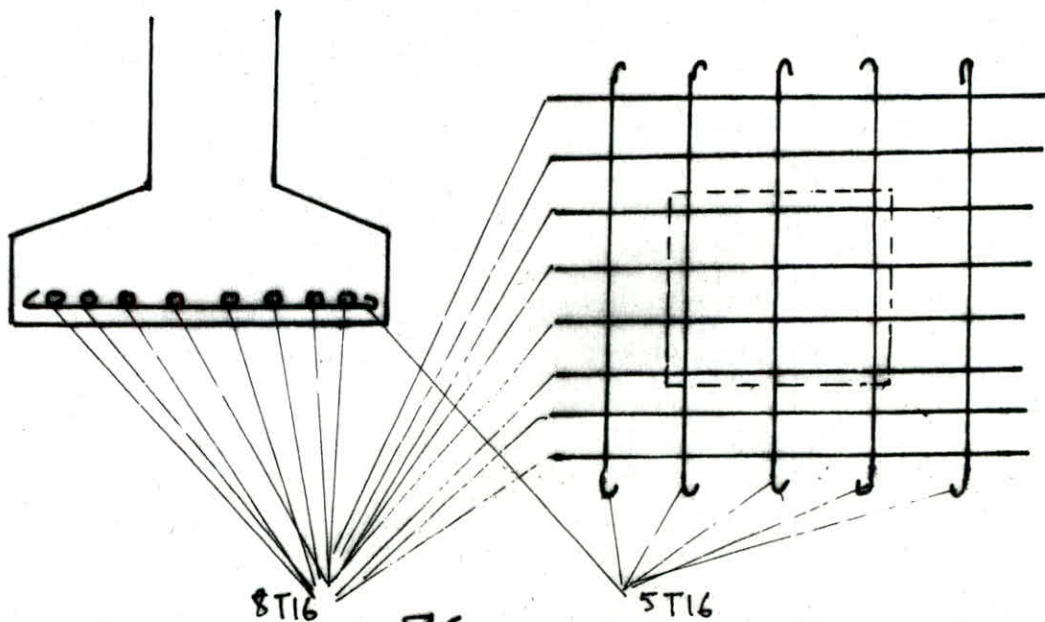
on prend  $t = 7 \text{ cm.}$



\* Armatures  $\perp$  a' la poutre de rigidite'.

$$F_y = \frac{Q(A-a)}{8h} = 38,2 \text{ t} \rightarrow A_y = \frac{F_y}{\bar{f}_s} = 13,64 \rightarrow 8T16$$

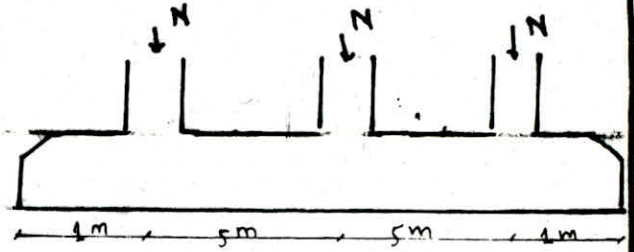
$$F_x = \frac{Q(B-b)}{8h} = 25,46 \text{ t} \rightarrow A_x = \frac{F_x}{\bar{f}_s} = 9,1 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T16.$$



## II.3 Etude de la Semelle $S_{f3}$ .

$$N = G + 1,2 P = 29,5 \text{ t.}$$

$$R = 3N = 88,5 \text{ t.}$$



- Dimensionnement.

$$\sigma_s = \frac{R}{L \cdot B} \leq \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow B \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = \frac{88 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 1200} = 49,2$$

→ on prend  $B = 70 \text{ cm}$ .

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{29,5 \cdot 10^3}{68,5}} = 29,8 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h_t = 45 \text{ cm.}$$

P.P. de la semelle  $Q_s = 9,45 \text{ t}$

P.P. des terres  $Q_{te} = 20,16 \text{ t.}$

$$\rightarrow Q_T = R + Q_s + Q_{te} = 118,11 \text{ t.}$$

- Verification de la contrainte du sol.

$$\sigma_s = \frac{Q_{Tot}}{B \cdot L} = 1,41 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2.$$

- Determination des efforts.

$$q = \bar{\sigma}_s \cdot B = 1,41 \cdot 70 = 9,87 \text{ t/ml.}$$

$$M_{app}^{max} = -30,16 \text{ t.m.} \quad T_{max} = 29,72 \text{ t.}$$

$$M_{tra}^{max} = 19,52 \text{ t.m.}$$

- ferrailage.

$$* \text{ Appui: } M_{rb} = k b h^2 = 19,5 \text{ t.m} < M_{ex} \Rightarrow A' \neq 0$$

$$\Delta M = M_{ex} - M_{rb} = 30,16 - 19,5 = 10,66 \text{ t.m.}$$

$$\rightarrow A' = \frac{\Delta M}{(h-d) \bar{\sigma}_s'} = 10,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 \quad (A' = 12,56 \text{ cm}^2).$$

$$A = \frac{M_{rb}}{3 \cdot \bar{\sigma}_s} + A' = 30,44 \text{ cm}^2 \rightarrow 10T20 \quad (A = 31,41 \text{ cm}^2).$$

\* travers.

$$M_{tr}^{max} = 19,52. \quad M_{rb} = k b h^2 = 19,5 \text{ t.m.} = M_{ex}^{max}. \quad (A' = 8).$$

$$A = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{19,52 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 40 \cdot 2800} = 20,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T20 \quad (A = 21,89 \text{ cm}^2)$$

## Verifications .

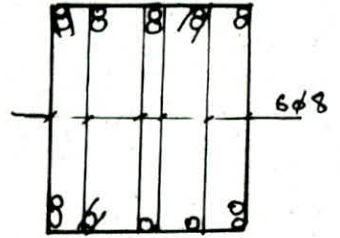
- Condition aux appuis .

$$A \geq (T + \frac{M}{2}) / \bar{\sigma}_s < \infty \Rightarrow \text{aucune verification}$$

- condition de non entrainement :

$$\bar{\sigma}_d = 2 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot P_u \cdot 3} = 13,75 \text{ daN/cm}^2$$



Armatures transversales -  $\bar{t} = 8 \text{ cm}$  .

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{st}}{T_{\max}} = 7,3 \text{ cm} < \bar{t} \rightarrow \text{on prend } t = 8 \text{ cm}$$

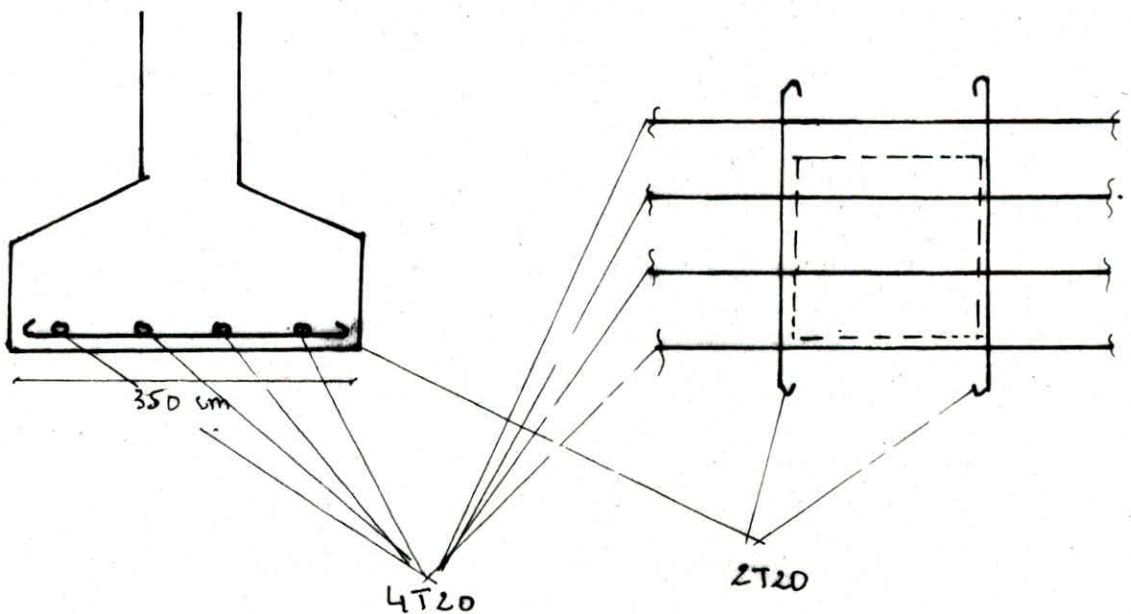
Armatures  $\perp$  à la poutre de rigidité .

$$F_y = \frac{Q(A-d)}{8h} = 27,656 \text{ t}$$

$$\rightarrow A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = 9,88 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 \quad (A = 12,56 \text{ cm}^2)$$

$$F_x = \frac{Q(B-b)}{8h} = 1,844 \text{ t}$$

$$\rightarrow A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 2T20 \quad (A = 6,28 \text{ cm}^2)$$



## II.4. Etude de la semelle S<sub>1</sub>-S<sub>2</sub>

$$G + 1,2P = Q = 34,684 \text{ t}$$

on relie la semelle excentrée à la semelle centrée avec une poutre de redressement.

$$y = B_2 \quad x = B_1$$

$$\sum M^t / G = 0 \rightarrow$$

$$34,684 \cdot 5 = F \left( 5,25 - \frac{x}{2} \right)$$

$$173,42 = 15x^2 \left( 5,25 - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 78,75x^2 - 7,5x^3$$

$$\rightarrow 7,5x^3 - 78,75x^2 + 173,42 = 0 \rightarrow x = B_1 = 1,615 \text{ m}$$

on prend  $x = B_1 = 1,7 \text{ m}$ .

$$F = 15 (1,7)^2 = 43,35 \text{ t}$$

$$G = 34,684 + 34,684 - 43,35 = 26 \text{ t} = 15y^2 \rightarrow y = 1,32 \text{ m} \text{ soit } y = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{soit } G = 15 \cdot (1,4)^2 = 29,4 \text{ t} \rightarrow F = 40 \text{ t} = 15x^2 \rightarrow x = 1,63 \text{ m}$$

donc :

$$x = B_1 = 1,70 \text{ m}$$

$$y = B_2 = 1,40 \text{ m}$$

$$h \geq \begin{cases} \frac{170-50}{4} = 30 \text{ cm} \\ \frac{140-50}{2} = 22,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{soit } h = 40 \text{ cm}$$

$$h_t = 45 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h' = 40 \text{ cm} \\ h_t' = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Diagramme de l'effort tranchant et du moment.

$$T_1 = -11,46 \text{ t}$$

$$T_2 = -22,92 \text{ t}$$

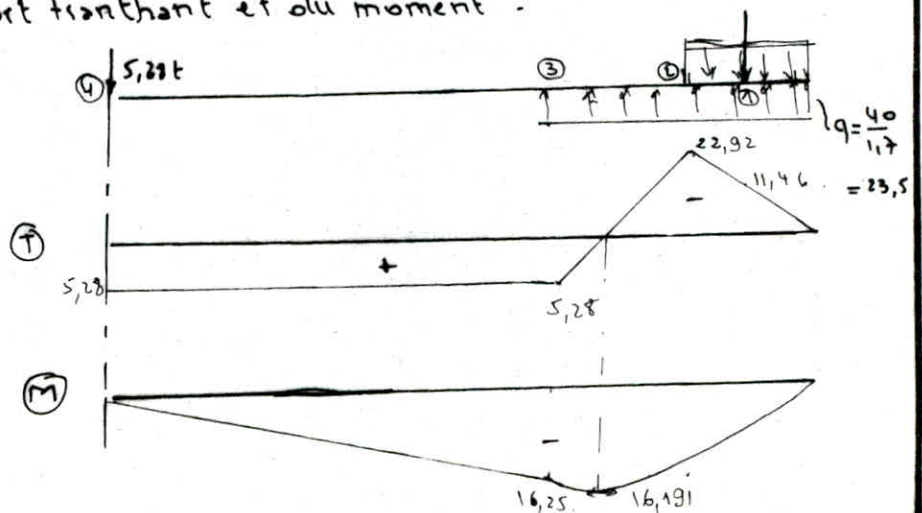
$$T_3 = +5,28 \text{ t}$$

$$M_1 = -1,432 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -5,730 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -16,291 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = -16,291 \text{ t.m}$$



ferraillage .

1. semelle centrée  $S_2$  -

$$A_x = A_{B_1} = \frac{F(170-50)}{8h \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{40 \cdot 10^3 (170-50)}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 5,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 6T12$$

2. semelle excentrée  $S_1$  .

$$A_y = A_{B_2} = \frac{G(140-50)}{8h \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{29,4 \cdot 10^3 (140-50)}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 5T12 .$$

3. Poutre de redressement .

$$b_0 = 50 \text{ cm} .$$

$$M_{ib} = k b_0 h^2 = 24,38 \cdot 50 \cdot 40^2 = 19,505 \cdot \text{t.m} > M_{ext} = 16,91 \text{ t.m} .$$

$$\rightarrow A'_{inf} = 0 .$$

$$A_{sup} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s} = \frac{16,91 \cdot 10^5}{\frac{1}{8} \cdot 40 \cdot 2800} = 17,255 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 6T20 .$$

on prend comme armature de montage ( $A_{inf}$ )  $\rightarrow 6T10$

effort tranchant .

$$T_{max} = -22,92 \text{ t} . \rightarrow \tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{22920}{50 \cdot \frac{7}{8} \cdot 40} = 13,1 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 170}{\bar{\sigma}_s \cdot b_0 \cdot h^2} = 0,0383 \rightarrow k = 44,8 \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k} = 62,5 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$\Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b . \quad (13,1 < 20,65 \text{ daN/cm}^2)$$

- Aciers transverseaux .

$$\sigma_{st} = \rho_{st} \cdot \sigma_{ten}$$

$$\rho_{st} = \max \left[ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_s} ; \frac{2}{3} \right] = 0,97$$

$$\sigma_{ten} = 4200 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = 4102,2 \text{ daN/cm}^2 \quad 4T\phi 8 \quad (A = 2,01 \text{ cm}^2) .$$

- espacement .

$$t \leq \frac{3 \cdot \sigma_{st} \cdot A_t}{T_{max}} = 12,59 \text{ cm} .$$

$$\bar{t} = \max \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_s} ; 0,2h \right) = 0,2h = 8 \text{ cm} .$$

$$\rightarrow \text{on prend } t = \bar{t} = 8 \text{ cm} .$$

## II.5 Etude de la semelle S<sub>3</sub> -

La semelle S<sub>3</sub> est une semelle sous-Potelet -

$$\left. \begin{array}{l} G = 13,945 \text{ t} \\ P = 8,25 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow G + 1,2P = 23,845 \text{ t} \quad b = a = 50 \text{ cm (Potelet)}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{23845}{1,5}} = 126 \text{ cm} \quad \text{soit } A = 140 \text{ cm}.$$

$$h = \frac{A-a}{4} = 20 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm} \quad h_t = 40 \text{ cm} \quad e = 20 \text{ cm}.$$

- Poingonnement :  $h \geq 1,44 \sqrt{\frac{23845}{6 \cdot 1,5}} = 27 \text{ cm}$  vérifié -

-  $Q_{\text{terre}} = 1,5 \text{ t}$  .

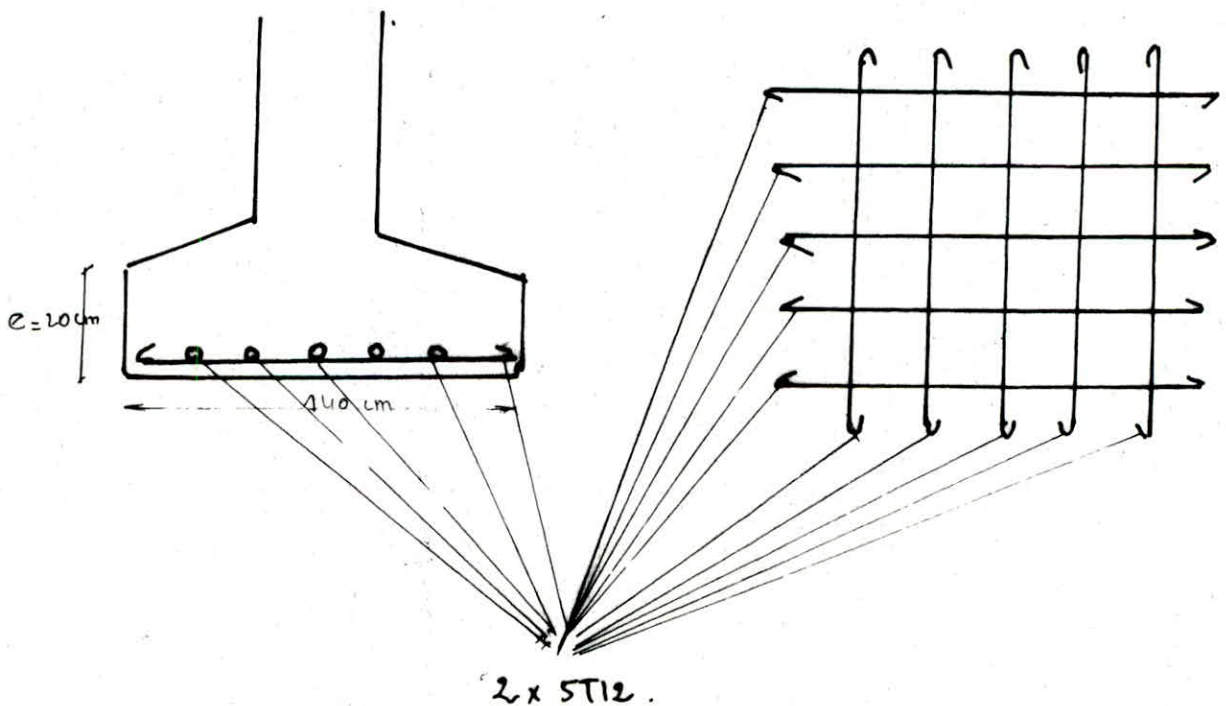
$Q_{\text{semelle}} = 1,884 \text{ t}$  .

$Q_{\text{Tot}} = Q + 1,5 + 1,884 = 27,23 \text{ t}$  .  $\Rightarrow$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q_{\text{Tot}}}{A^2} = \frac{27230}{140^2} = 1,39 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ daN/cm}^2.$$

- ferrillage - (methode des bielles).

$$A'_x = A'_y = \frac{Q_{\text{Tot}} (A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_s} = 3,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 5T12.$$





### III. Calcul du Fut.

#### III.1 poteaux sous Palées de stabilités.

Les fondations doivent être ancrées à 2m, les semelles ont pour hauteur totale maximale  $h_t = 50$  cm.

L'assemblage de platine au massif doit être au dessus du sol, on prévoit donc un poteau en Béton-Armé, pour les platine au dessous de Poteaux (HEA).

Ce poteau en B.A est soumis à un effort normal  $Q$ , et il a une hauteur  $h = (2^m - h_t)$  soit  $h = 1,5$  m.

Remarque : on tient pas compte de l'effort tranchant  $T$  à la base des poteaux, car on prévoit un voile périphérique qui empêche la flexion du fût, autrement dit on a une boîte rigide.

Donc le seul effort qui existe est l'effort normal (sous  $SP_2$ )  
 $N = G + Q + S_i = 32,324 + 24 + 90,44 = 146$  t. (voir contrevent<sup>+</sup>)

$$N = N_b + N_s = \sigma'_b \cdot B + A' \cdot \sigma'_s \quad \sigma'_b = \sigma'_{b0} = 68,5 \text{ MPa/cm}^2$$

$$A'_L = \frac{N - B \cdot \sigma'_b}{n \cdot \sigma'_s} = \frac{146 \cdot 10^3 - 50 \cdot 50 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} = -24,57 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ le béton est surabondant  $A' = 0$ .

$$A_{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\sigma'_s} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,14 \cdot 1,547 \cdot 1,54 \cdot \frac{146 \cdot 10^3}{68,5} = 888 \text{ cm}^2$$

→ soit 4T20. ( $A' = 12,56 \text{ cm}^2$ )

Armatures transversales, cadres  $\phi 8$  espacés de  $t = 30$  cm.

Vérification des Contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B_0} = \frac{N'}{B + nA} = \frac{146 \cdot 10^3}{50 \cdot 50 + 15 \cdot 12,56} = 54,31 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\sigma'_s = n \sigma'_b = 814,6 \text{ MPa/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s$$

### III-2. Poteaux hors alignés de stabilités.

$$N' = 34,684 \text{ t.}$$

le calcul se fait en compression simple.

$$N' = N'_b + N'_s = \bar{\sigma}'_b \cdot B + A' \cdot \bar{\sigma}'_s.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_s = n \bar{\sigma}'_b$$

$$A' = \frac{N' - B \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b} = \frac{34,684 \cdot 10^3 - 40 \times 40 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} = -73 < 0$$

⇒ béton surabondant. ( $A' = 0$ ).

$$A'_{\min} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b_0}} = 2,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit 4T12 (A=4,52)}$$

Verification des contraintes.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{N'}{B_0} = \frac{N'}{B + nA'} = 21 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}.$$

$$\bar{\sigma}'_s = n \bar{\sigma}'_b = 312 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_s.$$

Remarque -

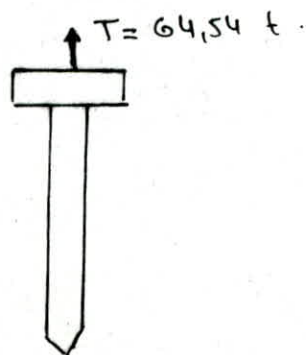
Pour les combinaisons des sollicitations du 2<sup>e</sup> genre (SP<sub>2</sub>), on remarque que les semelles sous poteaux de stabilités ne vérifient pas cette sollicitation, c'est à dire on a un très grand effort de traction.

$$G + Q + s_i = -34,1 \text{ t} \quad \text{et} \quad 0,86 - s_i = -64,54 \text{ t}.$$

Pour équilibrer cet effort de traction on prévoit des pieux sous les semelles sous poteaux de stabilité (voir plan de fondation).

### IV. calcul des pieux.

on calcule un pieu soumis à un effort de traction  $T = 64,54 \text{ t}$ .



$h = -4,1 \text{ m} \rightarrow \sigma_{V_{h=4,1}} = \gamma_1 h_1 = 4,623 \text{ t/m}^2$  -1,5m  
 $h = -5,5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{V_{h=-5,5}} = \gamma_2 h_2 + \sigma_{V_{h=4,1}}$  -4,5m  
 $= (5,5 - 4,1) \cdot 1,85 + 4,623$   $\gamma_1 = 1,78 \text{ t/m}^2$   
 $\rightarrow \sigma_{V_{h=5,5}} = 7,213 \text{ t/m}^2$   $\varphi_1 = 12^\circ$   
 $h = 9,5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{V_{h=9,5}} = (9,5 - 5,5) \cdot \frac{1,14}{\gamma_2} + 7,213$  -5,5m  
 $\rightarrow \sigma_{V_{h=9,5}} = 11,773 \text{ t/m}^2$   $\gamma_2 = 1,35$   
 $h = 25,8 \text{ m} \rightarrow \sigma_{V_{h=25,8}} = (25,8 - 9,5) \cdot \frac{0,93}{\gamma_3} + 11,773$  -9,5m  
 $\rightarrow \sigma_{V_{h=25,8}} = 27 \text{ t/m}^2$   $\gamma_3 = 1,14$   
 $\delta'_1 = \delta_h - \delta_s = 1,14$   
 $\varphi_2 = 27,5^\circ$   
 $\delta'_2 = \delta_h - \delta_w = 0,93$   
 $\varphi_3 = 12^\circ$   
-25,8m

$\tau_{4,1-E} = 4,623 \sin \varphi_1 = 0,96 \text{ t/m}^2$   
 $\tau_{4,1+E} = 4,623 \tan \varphi_2 = 2,41 \text{ ''}$   
 $\tau_{5,5-E} = 7,213 \tan \varphi_2 = 3,75 \text{ ''}$   
 $\tau_{5,5+E} = 11,773 \cdot \tan \varphi_2 = 6,13 \text{ ''}$   
 $\tau_{9,5-E} = 11,773 \tan \varphi_2 = 6,13 \text{ ''}$   
 $\tau_{9,5+E} = 27 \cdot \tan \varphi_3 = 5,74 \text{ ''}$   
 $\tau_{25,8} = 27 \tan \varphi_3 = 5,74 \text{ ''}$

$= \sigma_{V_{h=4,1}} \cdot \sin \varphi_1$

L'effort de traction est donné par :

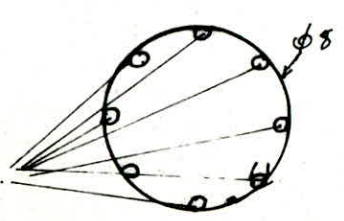
$T = \left[ \frac{\tau_{4,1-E} (4,1 - 1,5)}{2} + \frac{\tau_{4,1+E} + \tau_{5,5-E} (5,5 - 4,1)}{2} + \frac{\tau_{5,5+E} + \tau_{9,5-E} (9,5 - 5,5)}{2} + \dots \right] \times \text{Perimètre du pieu}$

$64,54 = 0,35 \cdot 2\pi R$  (Pour une longueur de 9m du pieu).

$\rightarrow R = 28,77 \text{ cm}$   $\rightarrow$  on prend donc un pieu de 60cm de diamètre.

faisillage.

$\frac{N}{A} \leq \sqrt{s} \Rightarrow A \geq \frac{N}{\sqrt{s}} = \frac{64540}{2300} = 28,05 \text{ cm}$   
 soit 8T20.



## V. Calcul des Longrines.

Les longrines sont indispensables au droit de chaque file de poteaux, dans le cas où la distance verticale entre le dessus des fondations et la sous-face du plancher de référence est supérieure à 1m, les longrines auront comme dimensions minimales 25x30 pour les sols de consistance moyenne, les longrines doivent équilibrer une force axiale de compression ou de traction égale à 10% de la plus grande charge verticale, il faut ajouter les effets des charges et moments appliqués directement aux longrines.

Le ferrillage minimum doit être 4  $\phi$ 14 ou 4T12 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

- Nous prenons donc des longrines 25x30 cm<sup>2</sup> avec un ferrillage 4T12 et des cadres de 20 cm d'espacement.

## VI DALLAGE.

on réalise sous forme de dallage les surfaces utilisables des immeubles. Un dallage est constitué par une dalle pleine en B.A. pour notre cas l'épaisseur de la dalle est 10 cm, elle est séparée de terrain sous-jacent par un hachisage en pierres servant de répartition aux charges localisées, l'interposition est complétée par un écran pare-vapeur s'opposant aux remontées capillaires.

## VII. Calcul du Voile périphérique.

Sous le R.D.C on dispose de murs périphériques en B.A de hauteur 1,5m qui ceinturent tout le bâtiment et relient les fondations dans les 2 sens.

selon RPA 81. art 3.3.8.5. l'épaisseur minimale  $e \geq \max\left(\frac{h}{10}, 10, 15\right)$  m

soit  $e = 30$  cm.

ferrillage .. Armatures longitudinales filantes sup et inf. de section A

$$A \geq 0,20\% \cdot h \cdot e = 0,20 \cdot 150 \cdot 30 = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 3T20.$$

Armst. long. de peau.  $A_p \geq 2 \text{ cm}^2$  soit 4T10 espacés de 25 cm.

# CONCLUSIONS

# Conclusions

- Dans notre ouvrage le seisme est preponderant, vu le poids de cet ouvrage qui est très important.
- Le critère de déformabilité des poutres étant très strict, donc le dimensionnement de ces dernières est basé sur la fleche.
- Le taux de travail de poteaux est inférieur à celui des poutres, car les poteaux doivent assurer une certaine rigidité des portiques, et un changement minimum des rigidités des poteaux, conduit à des déplacements horizontaux inadmissibles.
- Le nombre de palées de stabilités suivant une même file de poteaux, est fonction de la capacité portante du sol, car en général une seule palée/file est suffisante, du fait que les éléments de la palée sont dimensionnés d'après les élancements qui sont preponderants par rapport au critère de la stabilité.
- L'effort dû à la variation de température est moins important dans les palées de stabilités, lorsque celles-ci empêchent la dilatation thermique (plus d'une palée sur une même file de poteaux et éloignées l'une de l'autre) à cause de leurs rigidités importantes.

— 0 —

# Bibliographie

- Regles de calcul des constructions en aciers . CM 66 .
- Neige et vent 65 .
- R.P.A. 81 .
- CCBA 68
- Revues CTICM .
- Construction metallique (ERNEST . GUSTIN)
- construction " CTC tome 1
- Guide pratique de C.M. (DAUSSY) .
- Aide Memoire de RDM et Beton .
- Cours de Beton Armé t.II (Belzougui) .
- traité de Beton . A . (FUENTES) .
- calcul en Beton Armé (P. CHARON) .
- Fondations Speciales (Marcel - forni) .
- MECANIQUE des Sol t. I et II . (COSTET et SANGLERAT) .





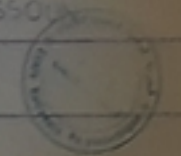
VUE EN PLAN

75.00

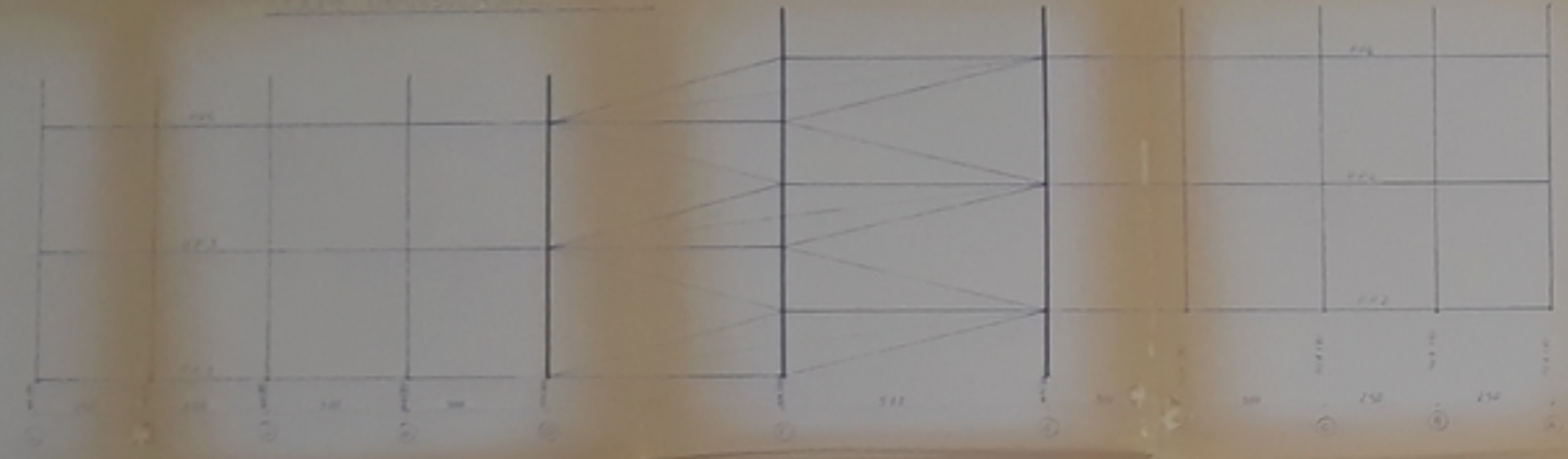


PE01037  
-2-

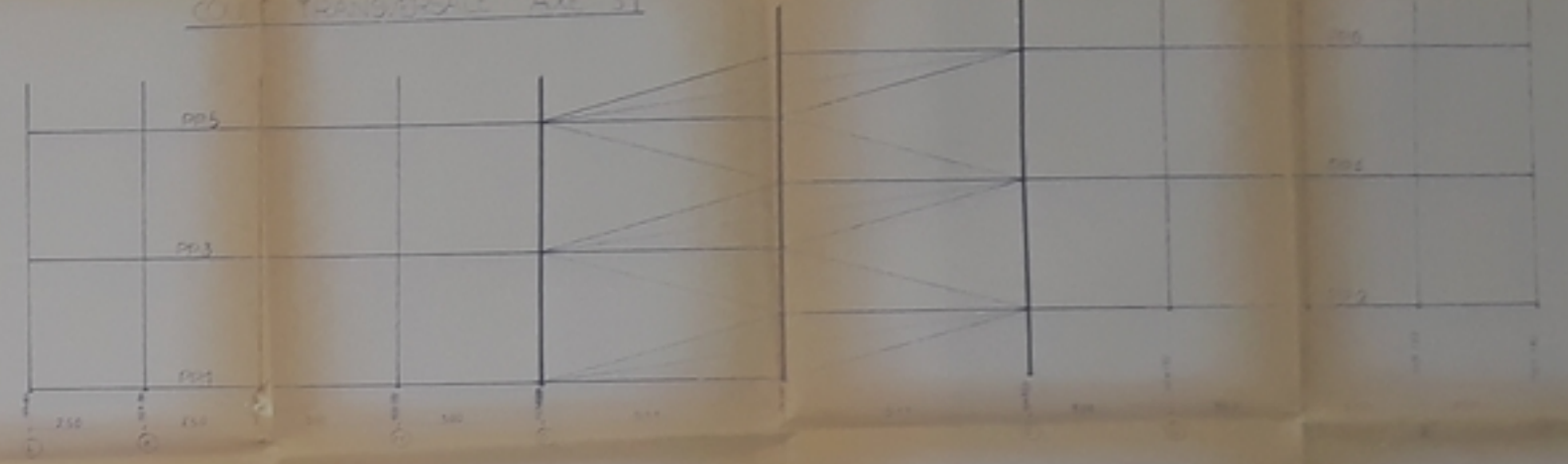
BATIMETAL UNITE CHARPENTE AIN DEFLA	
PARKING	DESIGNE PAR A. ABCE. BAK
VUE EN PLAN DU PALER	VERIFE PAR M. HASSOUBA
	DATE 14 04 1981
	ECH 1/100



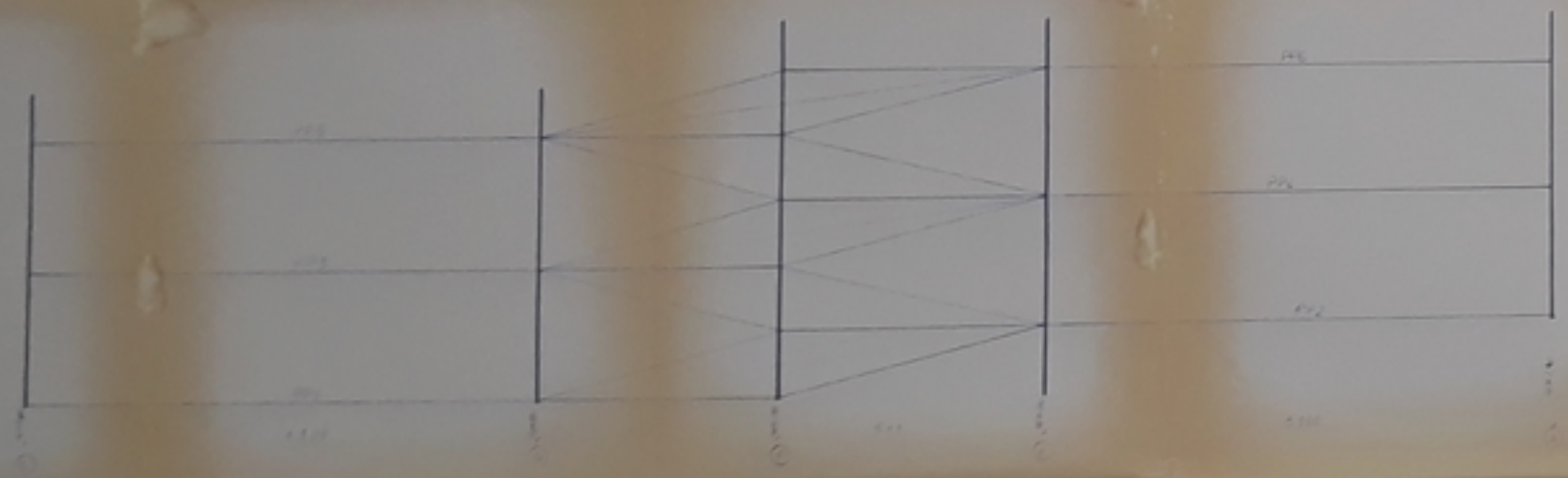
COLE TRANSVERSE AXE '14



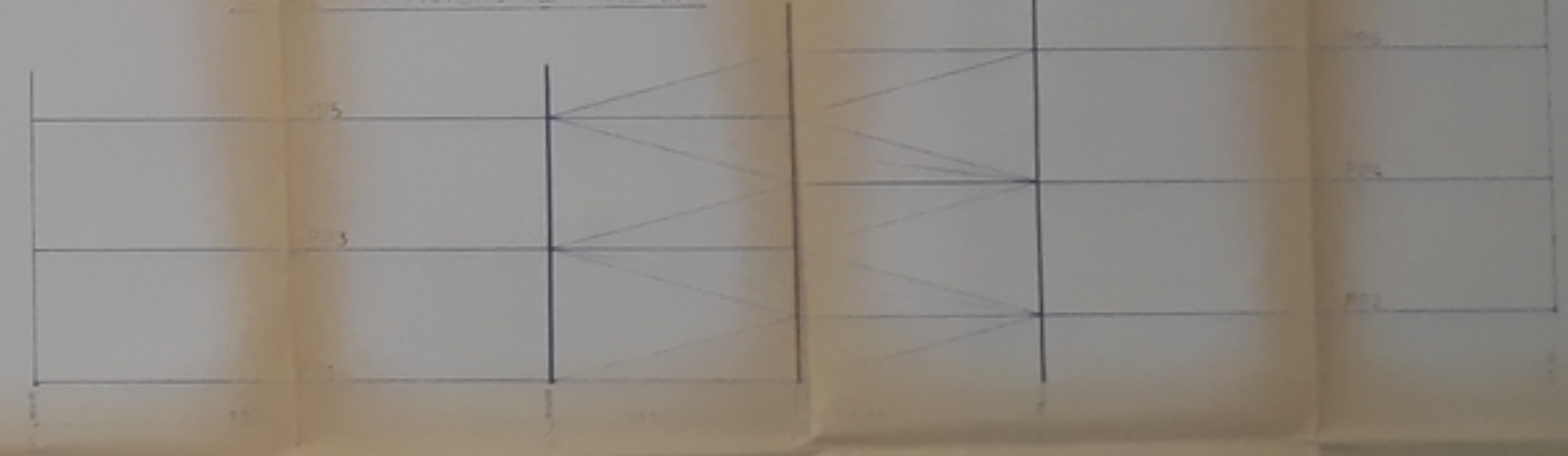
COLE TRANSVERSE AXE '31



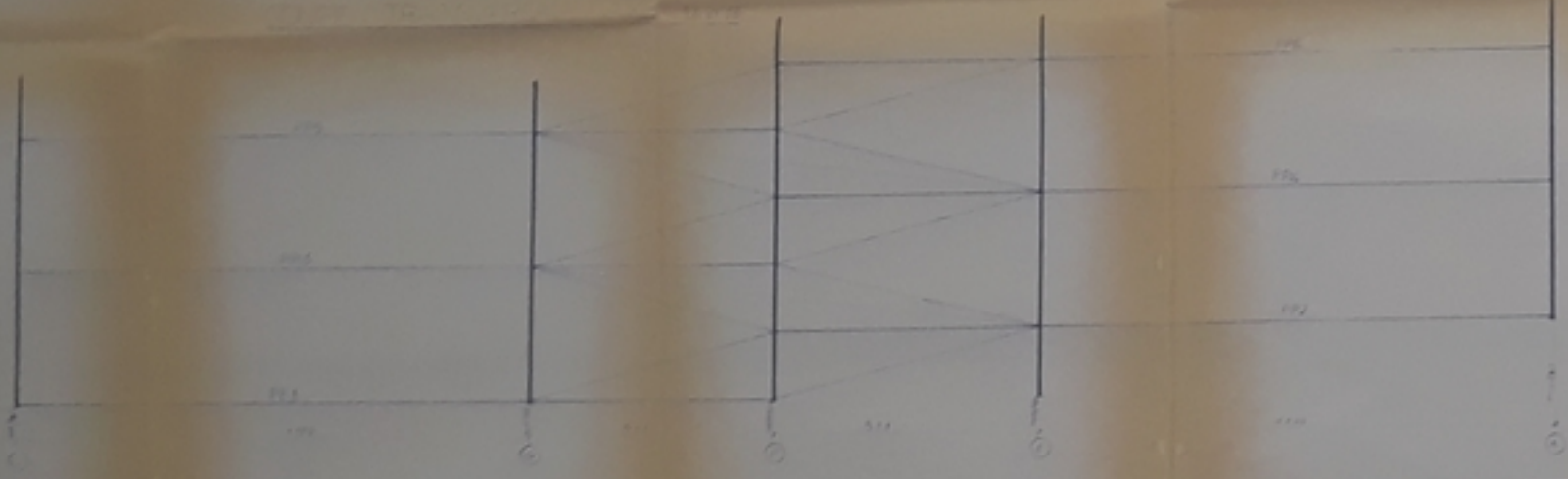
COLE TRANSVERSE AXE '29



COLE TRANSVERSE AXE '15



COLE TRANSVERSE AXE '12



FILED 1917

NOV 15 1917

U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE

OFFICE OF PATENT AND TRADEMARKS

WASHINGTON, D.C.

RECORDED

INDEXED

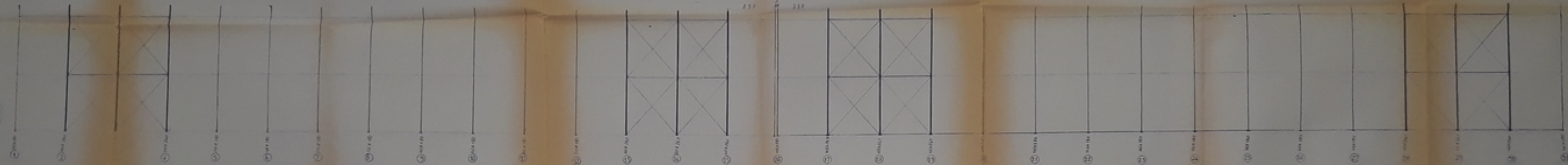
NOV 15 1917

POTEAUX AXE A VUE DE L'INTERIEUR

16.250

15.250

16.250



POTEAUX AXE F

11.250

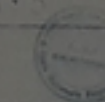
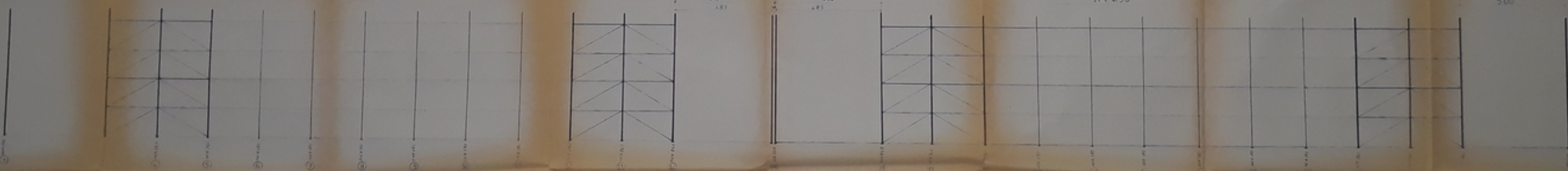
11.250

500

500



500



BOITE NATIONALE POLYTECHNIQUE

FAVING 2.5

END. AXE POTEAUX  
SENS L'INTERIEUR

Projet par  
BATHMEL

Etude par

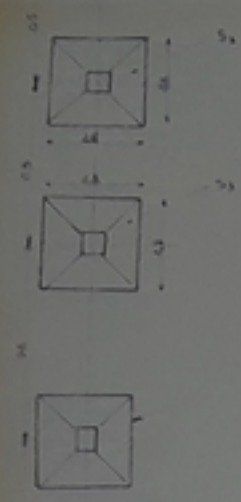
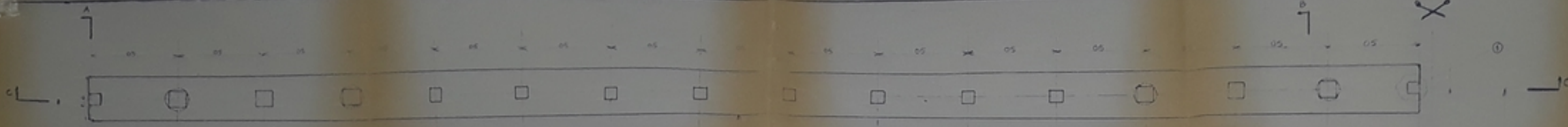
ADNETRI

DUBASSI

Service par

D. BATHMEL

Projeton JANV 67

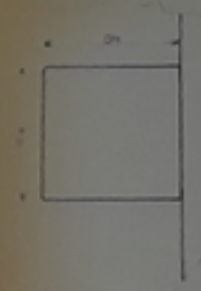


Semelle isolée S<sub>1</sub>

Semelle filante S<sub>1</sub>

Semelle centrée S<sub>2</sub>

Semelle excentrée S<sub>2</sub>



Détail ①  
Echelle 1/10



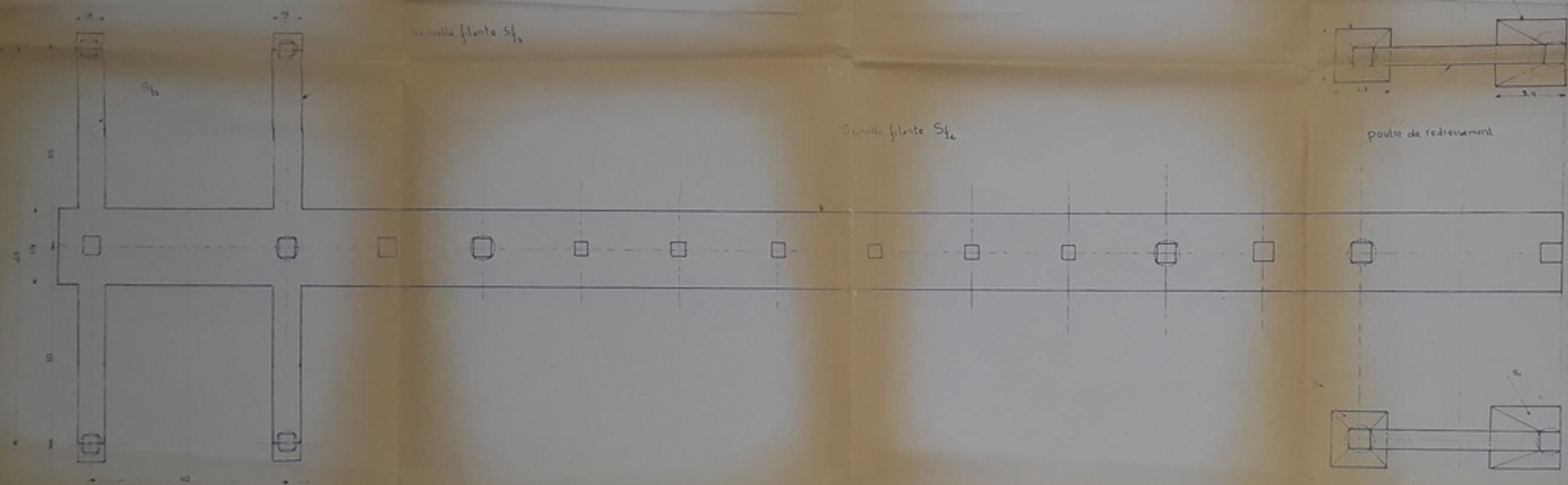
Plan de 60 cm de diamètre



Détail ②  
Echelle 1/10



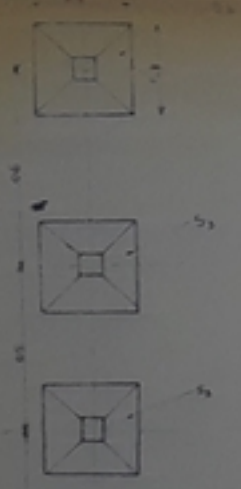
P601082  
- 5 -



Semelle filante S<sub>1</sub>

Semelle filante S<sub>2</sub>

poutre de redressement



Semelle filante S<sub>3</sub>

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PARKING R+5

PLAN DE FONDATIONS

dessiné par :

Bahmetel

échelle :

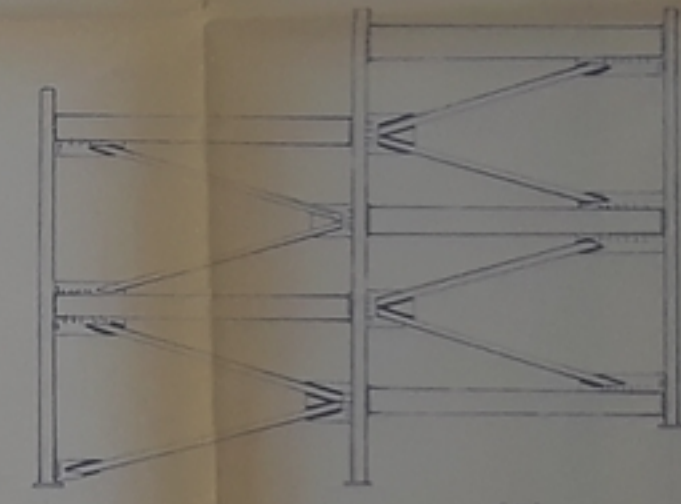
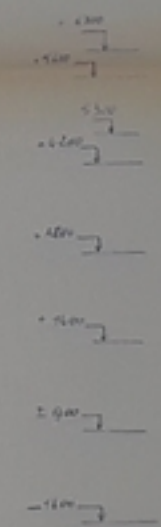
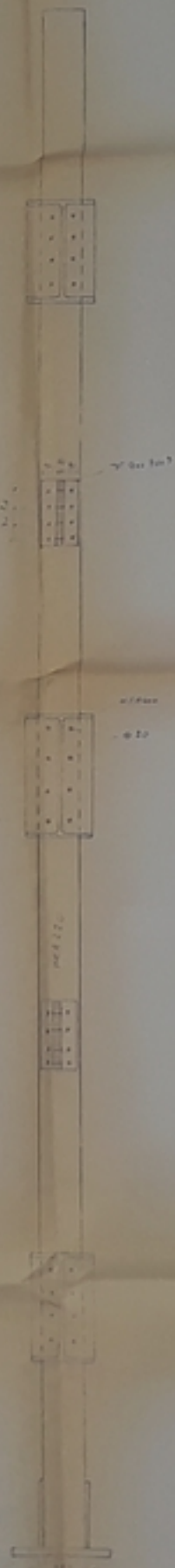
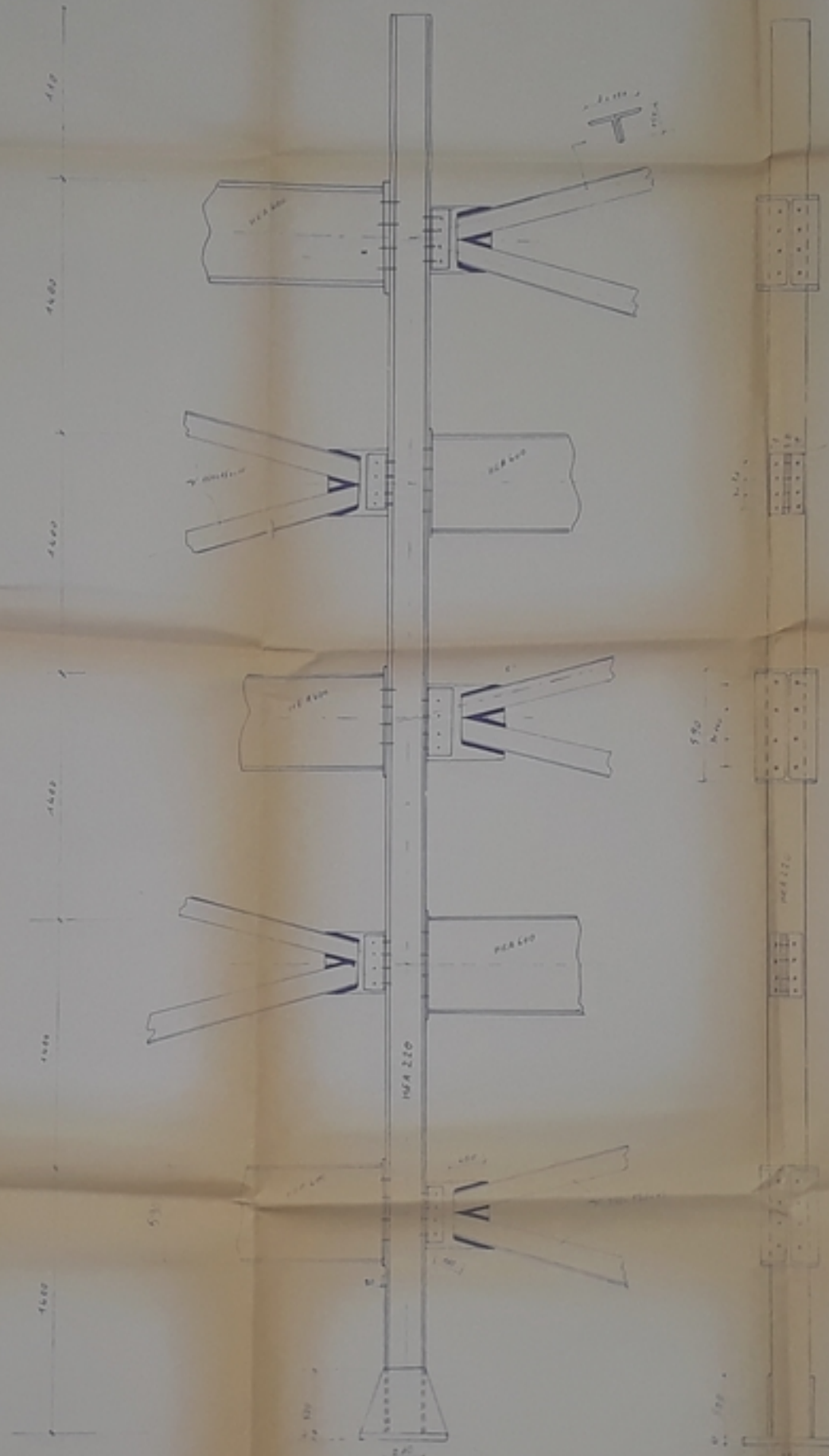
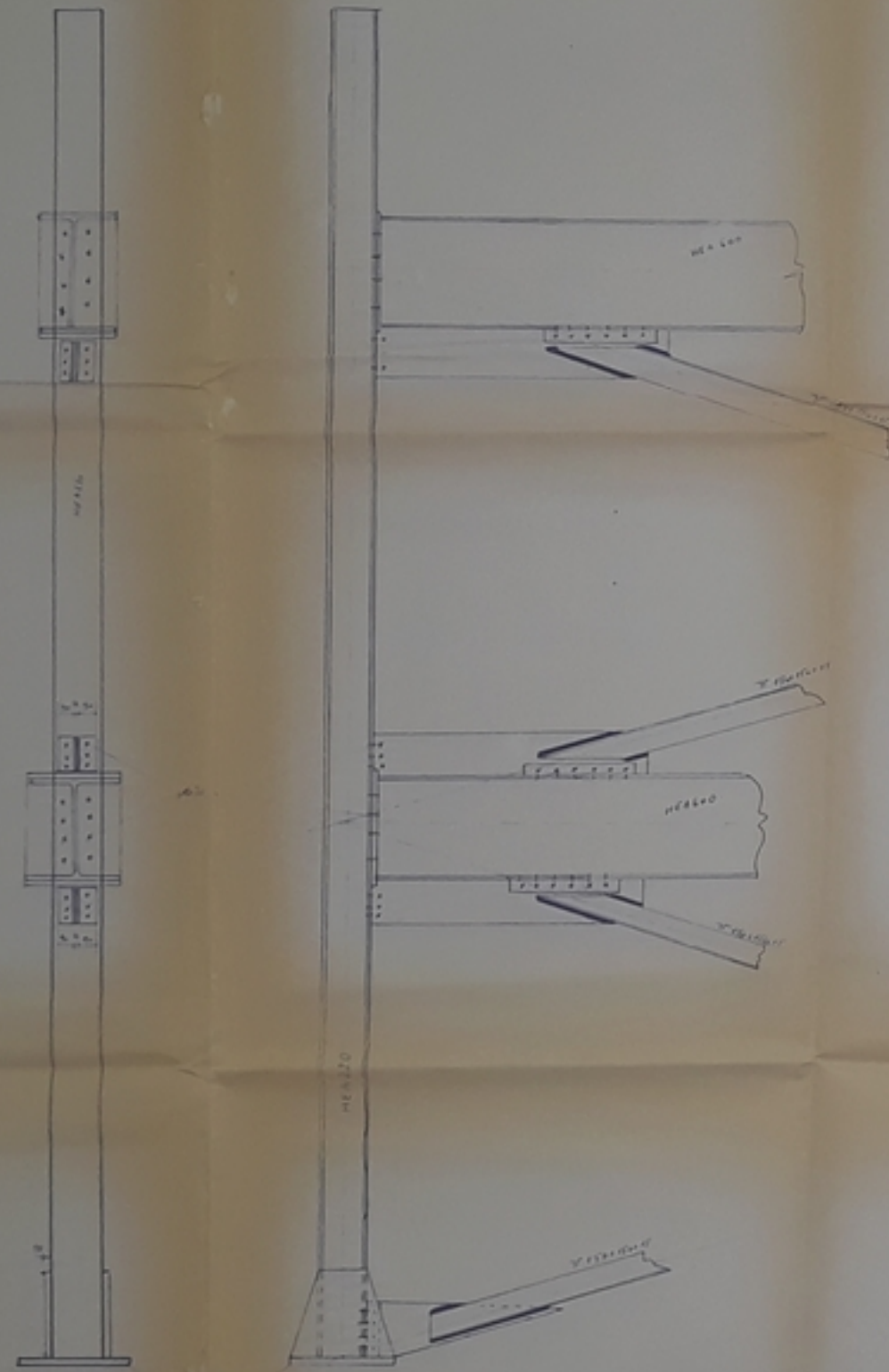
1/50

étudié par :

D. BENAÏSSA  
A. BENLEFKI

POTEAU CENTRAL DE LA PALEE

VUE DE GAUCHE



PLAN D'ENSEMBLE "ECH 1/45"

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PARKING R+5

CONTREVENTEMENT  
SENS TRANSVERSAL

dessiné par  
BATIMETAL

dessiné par  
M. DULALI BERKANI

ÉCHELLE  
1/45

étude par  
A. BENLEFKI  
D. BENAÏSSA

UNITÉ : mm

DATE : JANU 07

FE01052  
-6-

Fig. 1

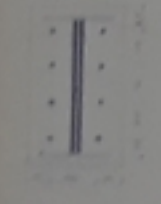
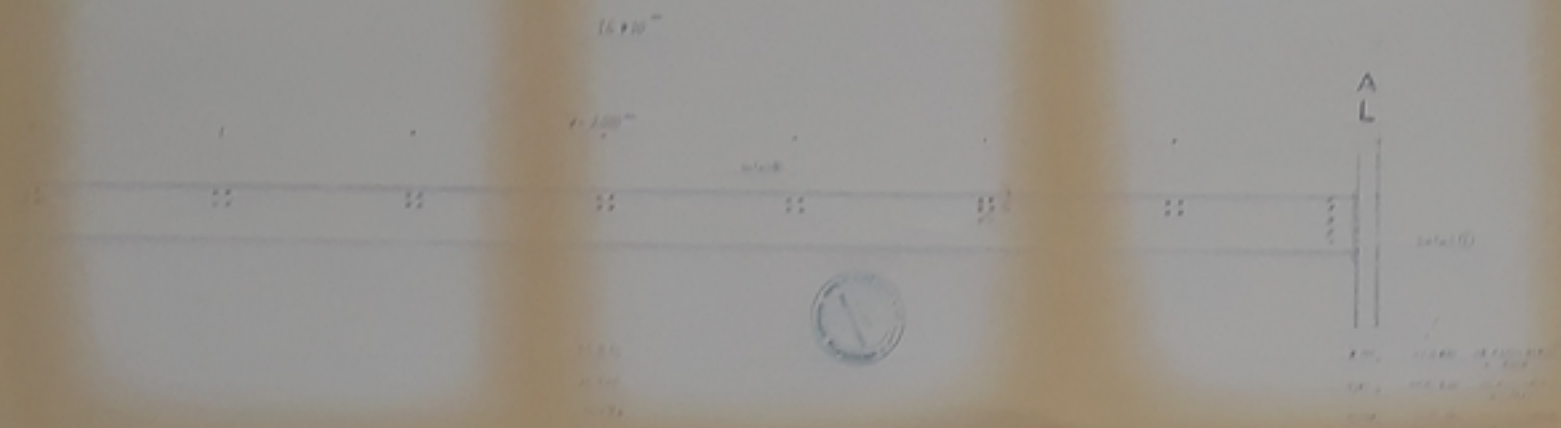


Fig. 2



X

NOTE: WATERPROOFING IS REQUIRED

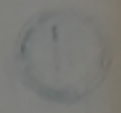


Fig. 3

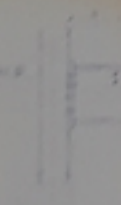


Fig. 4

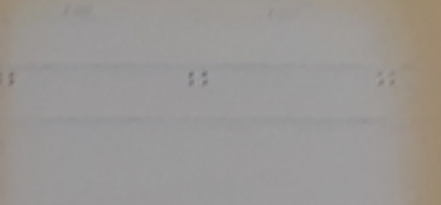
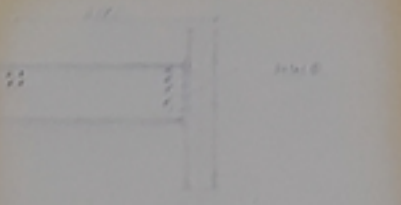


Fig. 5



NOTE: WATERPROOFING IS REQUIRED

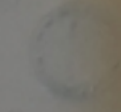


Fig. 6

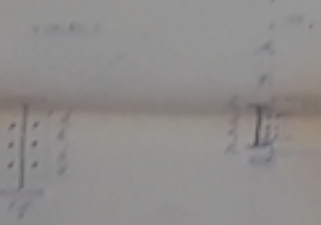


Fig. 7

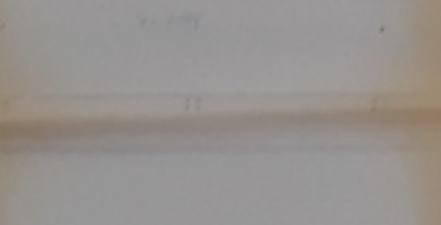
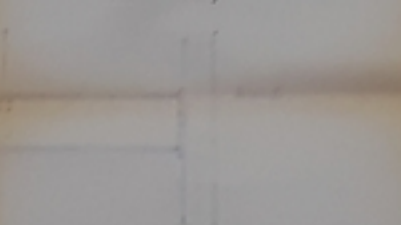
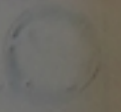


Fig. 8



NOTE: WATERPROOFING IS REQUIRED



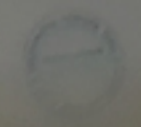
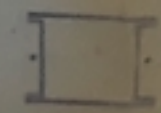
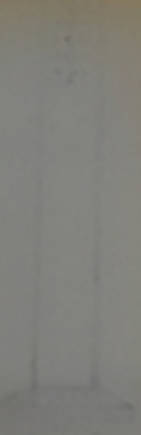
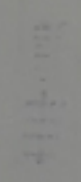
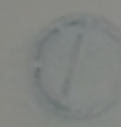
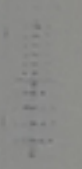
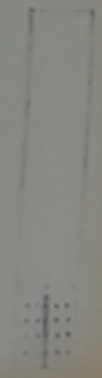
PALET CENTRAL

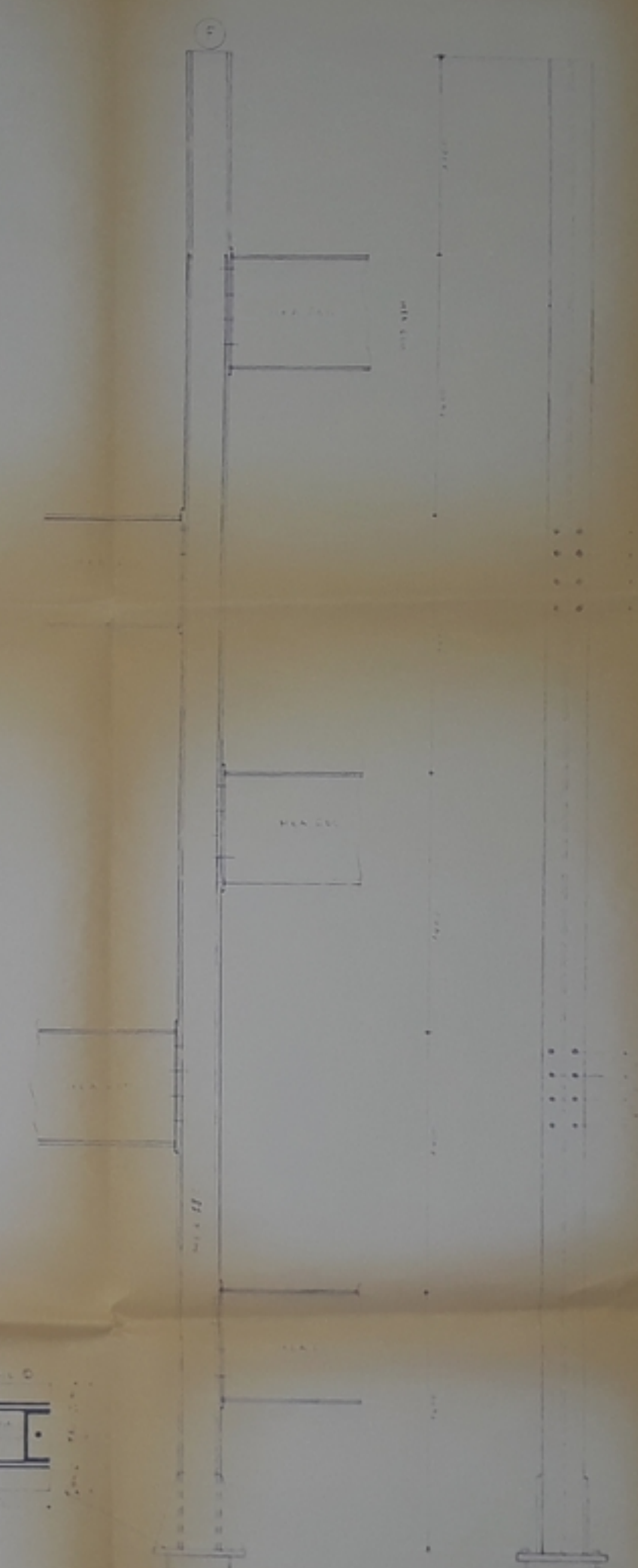
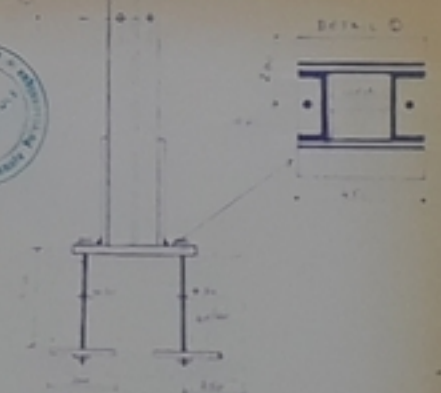
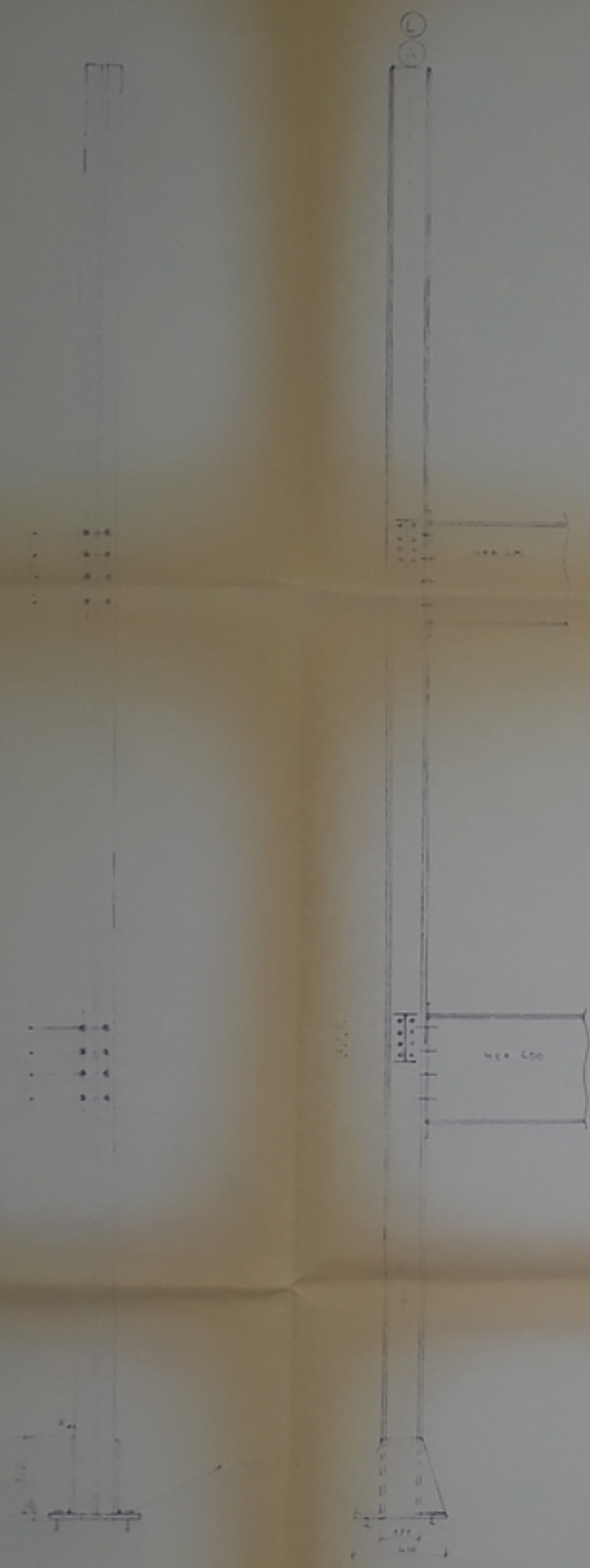
CHART 11

NO. 1000  
 DRAUGHT R+J  
 REVENUES  
 AND LOMMENAIE  
 Date au  
 1851  
 08/10/51

1851054  
- 5 -

DE RVE





P621087  
-3-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
**PARKING R+5**  
 POTEAU - VOS - PALLÉ  
 dessin par RATMETAL  
 étude par A. BENLEFHI  
 D. BENAÏSSI  
 dessin par M. OUMELAL  
 étude par M. OUMELAL





COUPE aa



PP 5

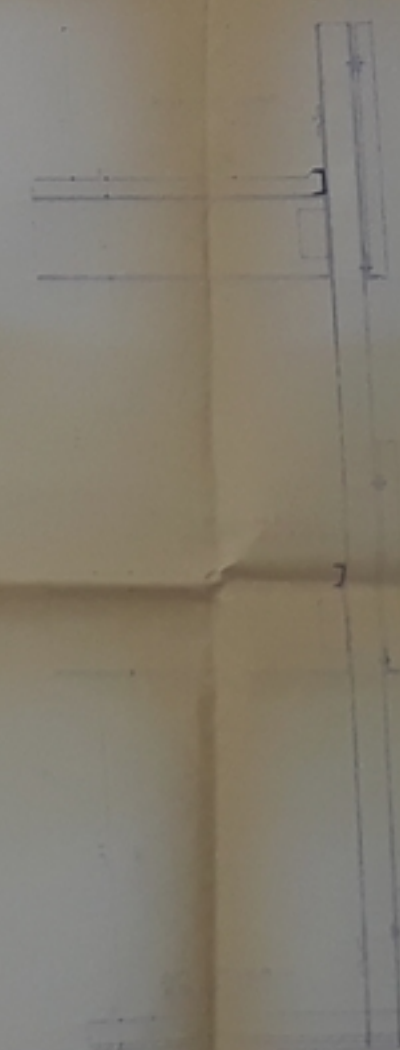
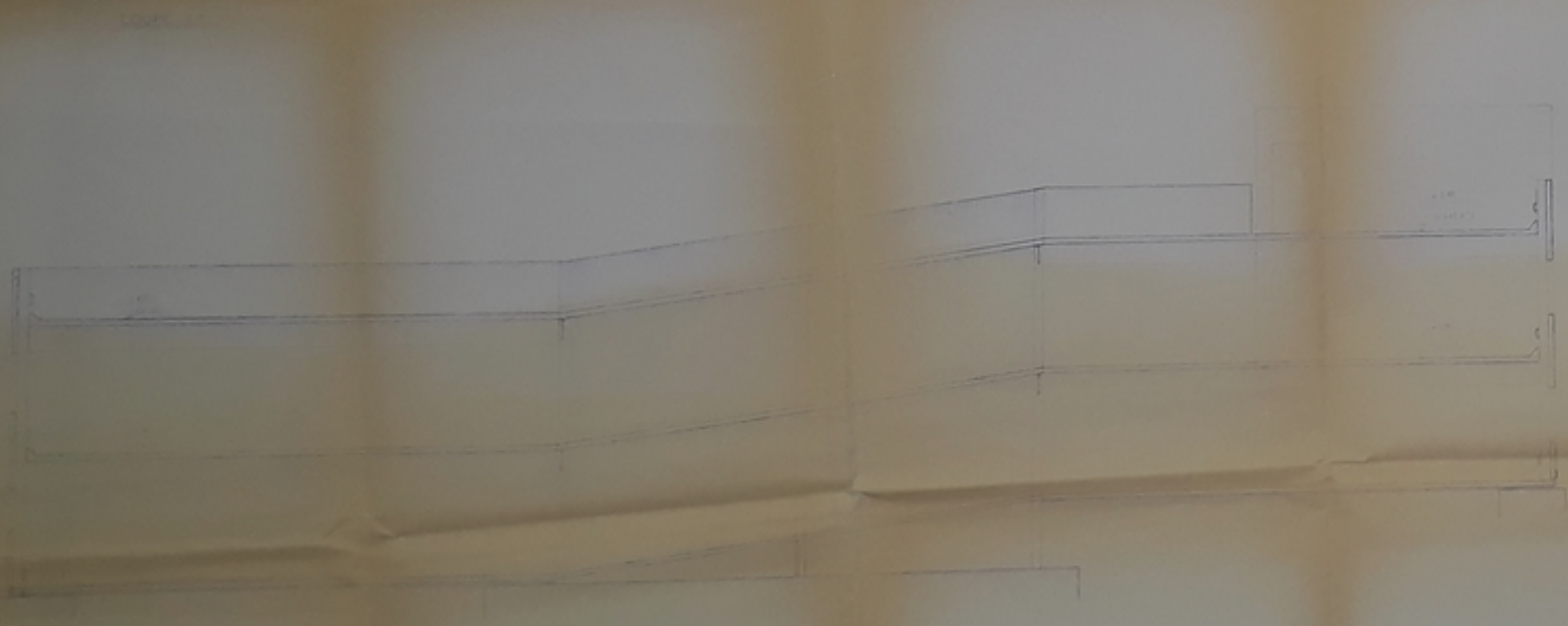
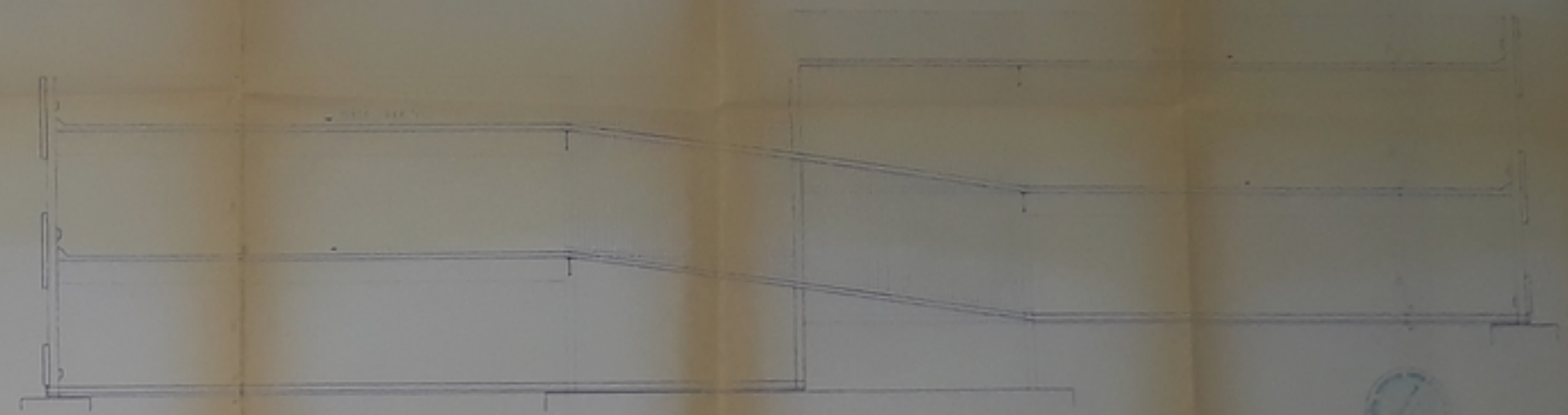
PP 4

PP 2

PP 1



COUPE bb



DETAIL A



PROJ. 100

UNIVERSITY OF TORONTO LIBRARY	
130 St. George Street, Toronto, Ontario M5S 1A5	
ACQUISITION SERVICES	
DATE	BY

