

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT de genie civil

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

SUJET

ATELIERS PRINCIPAUX

&

MAGASINS

CHARPENTE METALLIQUE

Proposé par :

SONELGAZ

Étudié par :

N. Bourahla

D. Messaoud - Nacer

Dirigé par :

M.H. Chenaf

PROMOTION : juin 85

DEPARTEMENT : Genie Civil
PROMOTEUR : M^r M.H. CHENAF
ELEVES INGENIEURS: BOURAHLA NOUREDINE
MESSAOUD-NACER DJAMEL

مهنة : الهندسة المدنية
موجه : السيد م. ح. شناف
تلميذ مهندس : بورحلة نورالدين
سعود ناصر جمال

معارف رئيسية

الموضوع :

المغربي : موضوع هذا المشروع يتمثل في دراسة التآكيب المقاومة لبناء معدني
لمعارف تابعة لمطلة توليد حرارية بجيجل (منطقة زلزالية II)
هذا البناء يتكون من أربعة أقسام تفصلهم ومائل تمدد ، وتحتوي على أرضية صناعية
مبنيثة وثلاثة مسور ناقلة واهم ذوقوة 10 طن ورائنا ذوى 2 طن .
السقف على شكل أسنانه منشار مدعم بعوارض حاملة متصلة بالأعمدة .

SUJET : ATELIERS PRINCIPAUX

RESUME : Le sujet de ce projet de fin d'étude consiste en l'étude
de la structure portante en charpente métallique d'ateliers
principaux d'une centrale thermique implantée à Jijel (zone sismique II)
Cet ouvrage est composé de 4 blocs séparés par des
joints sismiques, et comporte un plancher industriel partiel et trois
ponts roulants dont un de 10t et deux de 2t.
La toiture est en sheds, rigidifiée par des poutres
porteuses s'appuyant sur les poteaux.

SUBJECT : MAINS WORKSHOPS

ABSTRACT : The subject of this final studies project consists on the
study of main workshop bearing, structure (metallic carpentry)
of central thermic located in Jijel (seismic area II).
This work is made up of 4 blocks, separated by
seismic joints; involving a partial industrial floor, and three
gantries one of 10t and two of 2t.
The roofing is made of sheds stiffed by bearing
beams held up by means stakes.

REMERCIEMENTS

Nos remerciements sincères à notre promoteur M^r M.H. CHENAF 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 aux professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également M^r B. BRAHIMI (bureau engineering SONELGAS) pour son aimable collaboration.

Enfin, sans oublier tous ceux qui nous ont aidés dans ce travail et particulièrement Messieurs M. BELMADI et B. BOUMEDIENE pour la mise en forme et le tirage de cette thèse.

DEDICACES

A nos parents

A nos frères et sœurs

A nos Amis

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE	TITRE	PAGE
	INTRODUCTION	1
	- presentation	1
	- caracteristiques des materiaux	3
Premier	ETUDE AU VENT	4
II	CALCUL DES ELEMENTS	11
	- pannes	11
	- sheds	15
	- escaliers	21
	- plancher	24
	- bardage	32
III	ETUDE DES PONTS ROULANTS	34
	- pont roulant 10t	34
	- pont roulant 2t	40
IV	ETUDE AU SEISME	41
V	ETUDE DES PORTIQUES	47
	- bloc B	47
	- bloc D	52
	- bloc A	53
	- bloc C	60
VI	CONTREVENTEMENT	66
VII	ASSEMBLAGES	74
VIII	ANCRAGE DES POTEAUX	87
IX	FONDATIONS	91
	CONCLUSION	99

INTRODUCTION

PRESENTATION

Le sujet de notre projet consiste en l'étude de la structure portante en charpente métallique, d'ateliers principaux d'une centrale thermique implantée à Jijel.

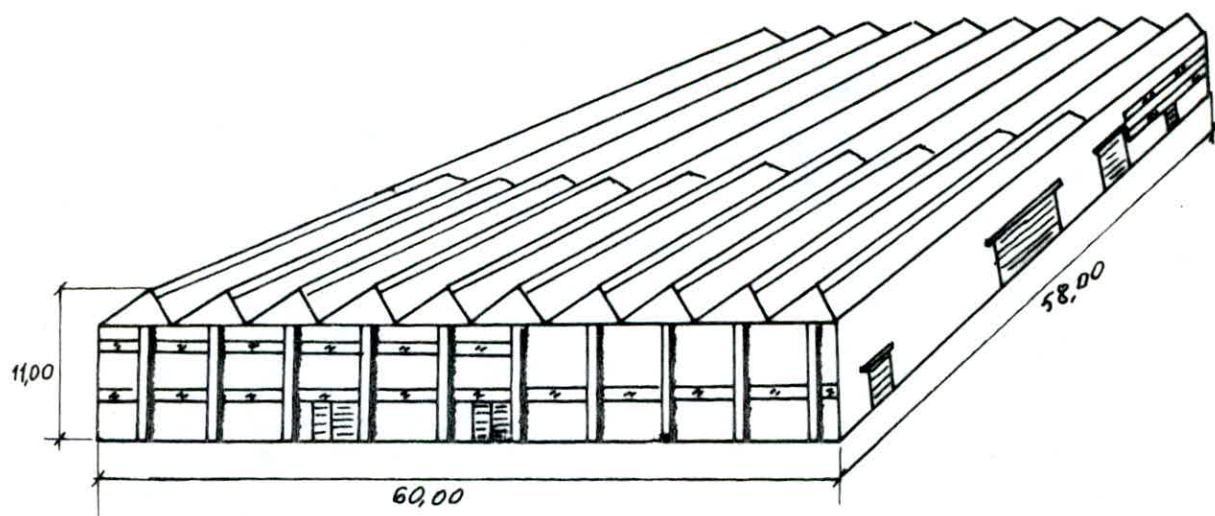
Cet ouvrage est composé de quatre blocs, séparés par des joints de dilatation, et comporte un plancher industriel partiel, et 3 ponts roulants dont un de 10t et deux de 2t.

L'ossature métallique, composée de portiques autostables dans un sens, et dans l'autre sens la stabilité est assurée par des contreventements verticaux entre les files de poteaux.

La toiture du bâtiment est en sheds rigidifiée par des poutres porteuses s'appuyant sur les poteaux.

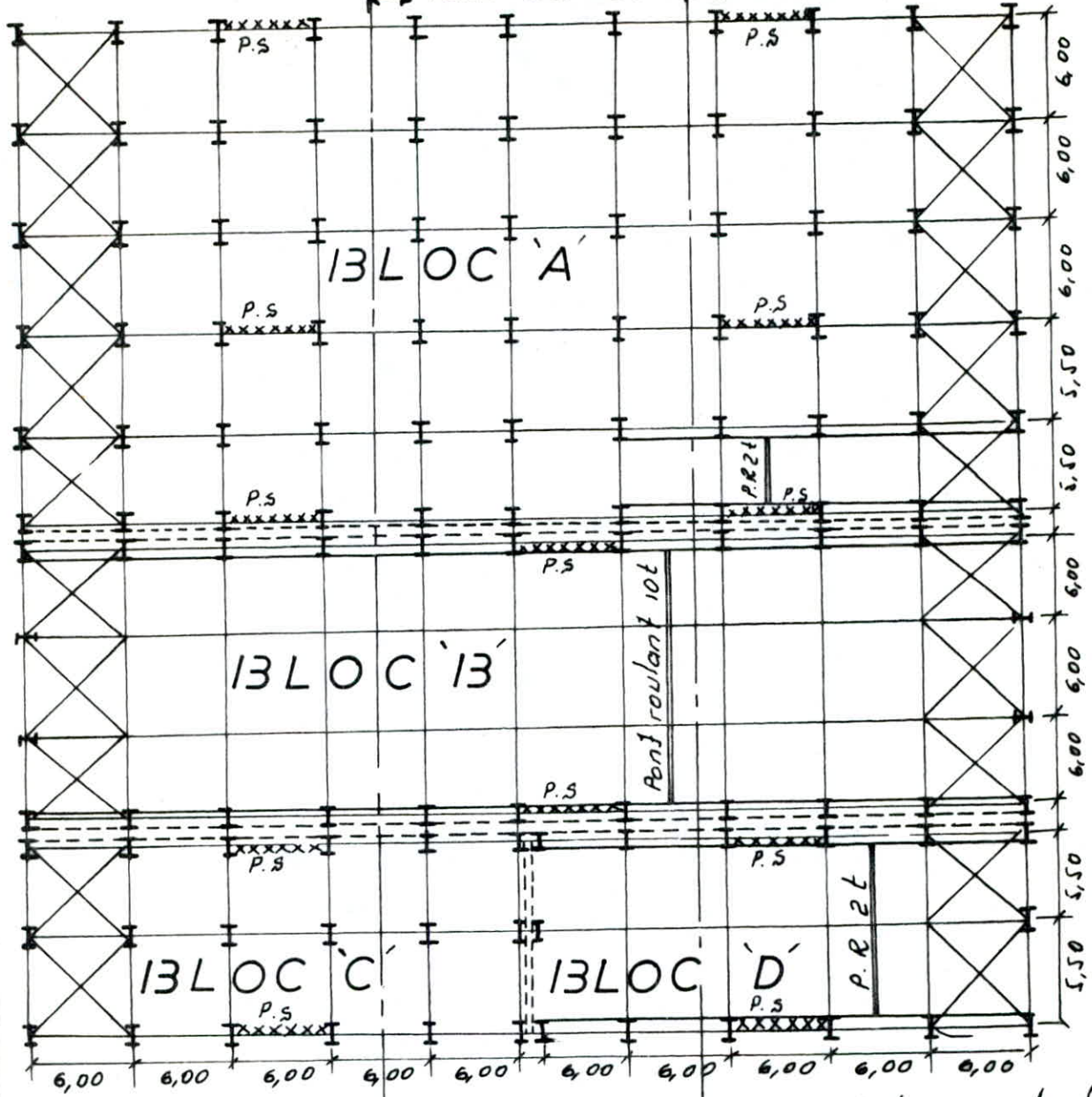
Les planchers sont en dalle de béton armé sur coffrage perdu en tôle nervurée (TN40).

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



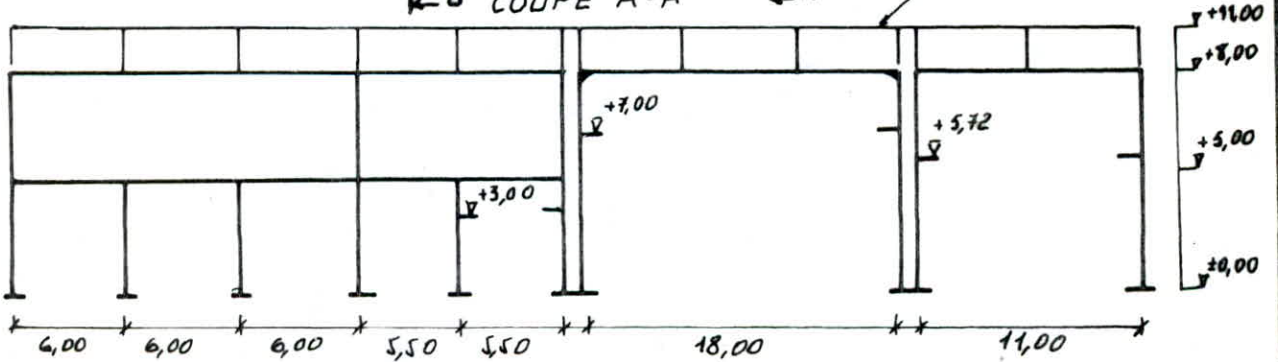
- vue en perspective -

PLAN D'IMPLANTATION

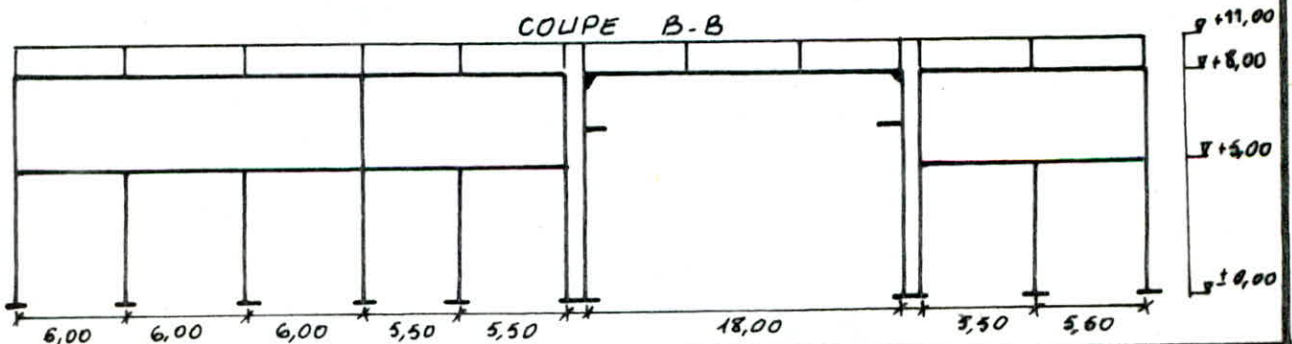


COUPE A-A

toiture en sheds.



COUPE B-B



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Aciers :

- Profils laminés en aciers : FeE24 $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ dan/cm}^2$.
- Tôles nervurées (TN40) $ep > 5 \text{ mm}$.
- boulons de fondations FeE24 $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ dan/cm}^2$.
- boulons ordinaires types : 4-6 , 5-6 (2400 , 3000 dan/cm^2)
- boulons à haute résistance types : 8-8 ($\bar{\sigma}_e = 6400 \text{ dan/cm}^2$)
10-9 ($\bar{\sigma}_{rd} = 9000 \text{ "}$).

- Acier de ferrailage :

i. barres rondes lisses : FeE24 $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ dan/cm}^2$

ii. barres TOR (H.A) : FeE40 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ "}$ ($\phi \leq 20$).

contraintes admissibles limitées par les conditions de fissuration $\{ \bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \}$ CCBA art 4.9.

2. Béton :

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA325 et peu contrôlé.

- contrainte admissible de compression simple :

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

- contrainte admissible en flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ dan/cm}^2$$

- contrainte admissible de traction :

$$\bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ dan/cm}^2$$

CCBA68 art 9.5.

3. Résistance du sol :

La nature du sol permet d'adopter des semelles isolées à lesquelles les poteaux seront encastrés (voir ch : fondations).

CHAPITRE PREMIER

ETUDE AU VENT

ETUDE AU VENT

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

Action élémentaire unitaire

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

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

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

K_h : Effet de la hauteur au dessus du sol.

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

$$H = 11 \text{ m} \rightarrow K_h = 1,021$$

S : Coefficient de réduction des pressions dynamiques

Il est fonction de la plus grande dimension exposée

au vent $\rightarrow L = 60 \text{ m}$

D'après NV65 fig R.III.2 pour $H \leq 30 \text{ m}$, $S = 0,725$

K_m : Coefficient de site \rightarrow site normale $K_s = 1$ (NV65.1.242)

C : Coefficient de pression, fonction des dispositions de la construction. $C = C_e \cdot C_i$

Les coefficients C_e et C_i caractérisent respectivement les actions extérieures et les actions intérieures

Calcul des rapports des dimensions

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{11}{60} = 0,183$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{11}{58} = 0,189$$

($b < a$).

Calcul du coefficient γ_0

Ø'Après le diagramme de la figure R.III.5 NV65

- Vent normale à S_a (grande face)

$$\lambda_a = 0,18 < 0,5 \rightarrow \gamma_0 = 0,85$$

- Vent normal à S_b (petite face)

$$\lambda_b = 0,19 < 1 \rightarrow \gamma_0 = 0,85$$

Détermination des actions extérieures C_e

- La toiture

- Vent normal aux génératrices

Ø'après la fig R.III.7 NV65, on tire suivant la direction du vent, pour la 1^{ère} toiture et le dernier versant, les valeurs suivantes :

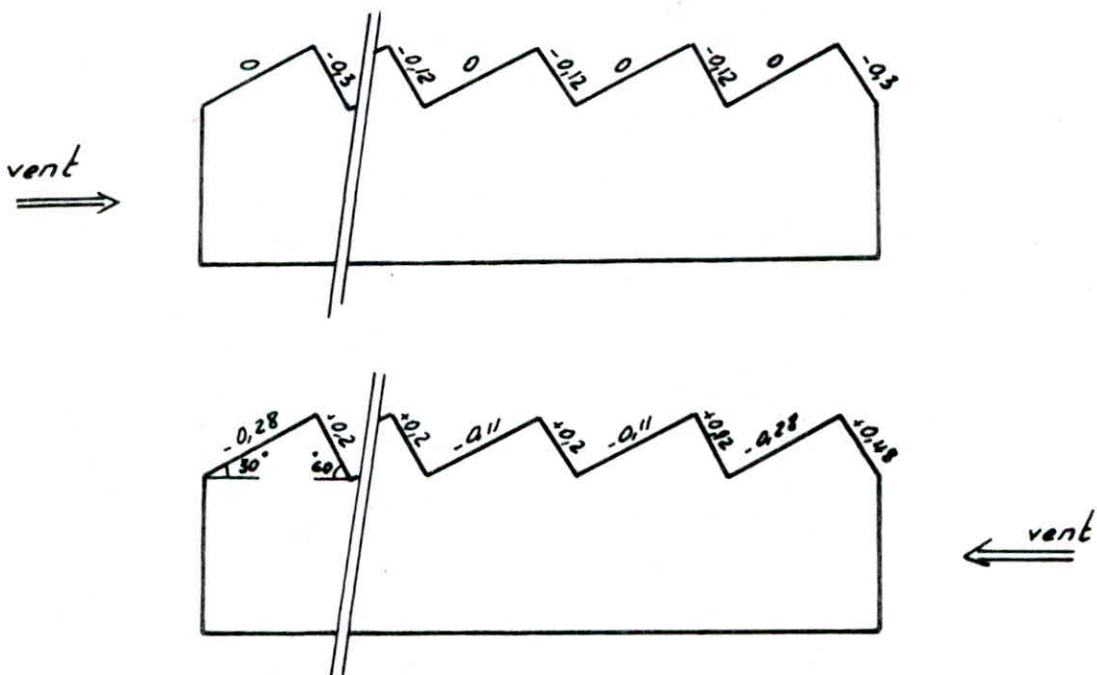
$$\alpha = 30^\circ, \gamma_0 = 0,85 \rightarrow C_e = -0,28 \quad (\text{sous le vent})$$

$$\alpha = 30^\circ, \gamma_0 = 0,85 \rightarrow C_e = 0 \quad (\text{au vent})$$

$$\alpha = 60^\circ, \gamma_0 = 0,85 \rightarrow C_e = +0,48 \quad (\text{au vent})$$

$$\alpha = 60^\circ, \gamma_0 = 0,85 \rightarrow C_e = -0,30 \quad (\text{sous le vent})$$

pour les toitures intermédiaires et l'avant dernier versant C_e est réduit de 25% (art 3.31 NV65).



- Vent parallèle aux génératrices

$C_e = -0,28$ (tous les versants), fig R.III.6 NV65

- Parois verticales :

- face au vent : $C_e = +0,8 \quad \checkmark \quad \%$

- face sous vent : $C_e = -(1,3 \cdot \% - 0,8) = -0,3$

Détermination des actions intérieures C_i

. Permeabilité des parois : voir fig

face : $\mu = \frac{1,60 \cdot 2,1 \cdot 2 + (33 \cdot 1 - 6 \cdot 0,6) + (36 \cdot 1 - 7 \cdot 0,6)}{60 \cdot 8,25 + 2,75 \cdot 6 \cdot 10/2} \cdot 100 = 11,8 \%$

face : $\mu = \frac{4,5 \cdot 5,10 \cdot 2 + 3 \cdot 3 \cdot 3 + 1,6 \cdot 2,1 + (12 - 2 \cdot 0,6) + (24 - 4 \cdot 0,6)}{577,5} \cdot 100 = 18,8 \%$

face : $\mu = \frac{3 \cdot 3 \cdot 2 + 4,5 \cdot 5,10 + 1,8 \cdot 2,1 + (47 - 8 \cdot 0,6)}{11,58} \cdot 100 = 13,6 \%$

face : $\mu = \frac{4,5 \cdot 5,10 + 3 \cdot 3 + (22 - 4 \cdot 0,6)}{11,58} \cdot 100 = 8,1 \%$

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

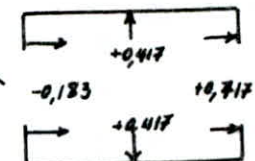
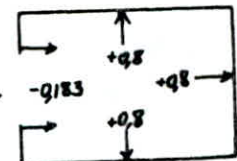
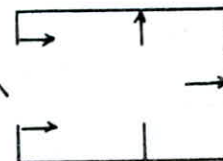
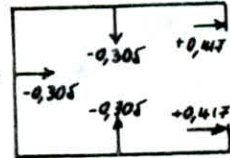
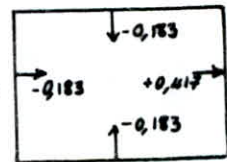
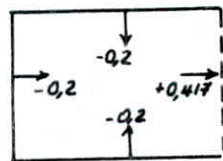
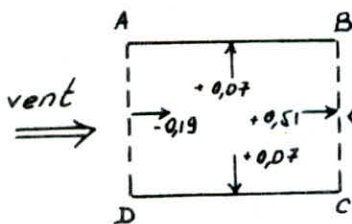
* Les interpolations :

1^{er} Cas :

face AD $\mu_1 = 13,6\%$ (au vent)

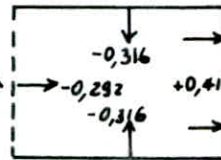
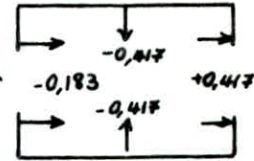
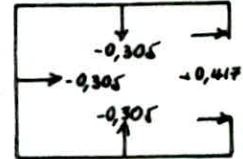
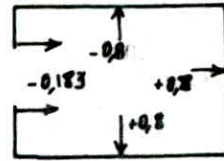
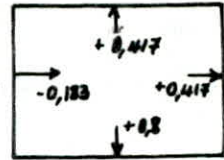
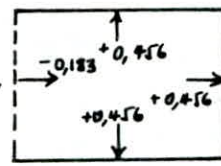
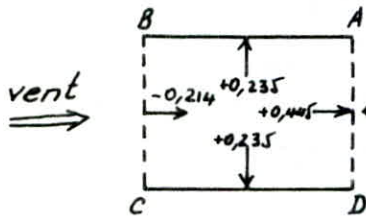
" BC $\mu_2 = 8,1$

" AB, DC fermées



2^e Cas :face BC $\mu_2 = 8,1$ (au vent)" AD $\mu_1 = 13,6\%$

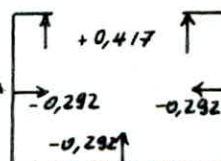
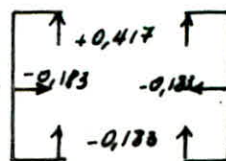
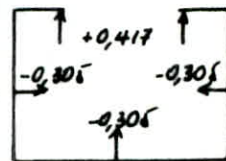
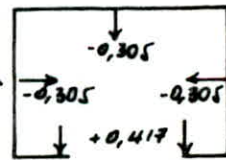
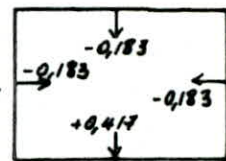
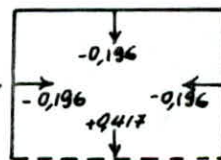
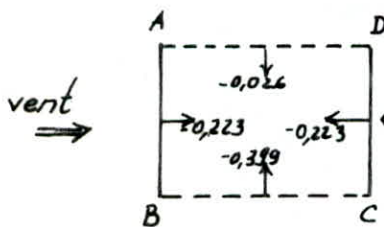
" BA, CD, fermées

3^e Cas :

face AB fermée (au vent)

" AD $\mu_1 = 13,6\%$ " BC $\mu_2 = 8,1\%$

" CD fermée

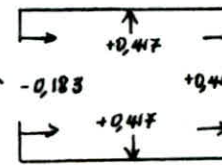
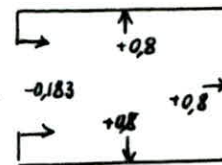
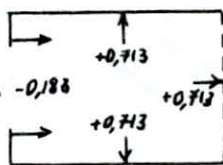
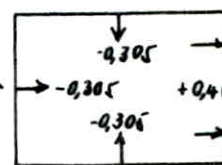
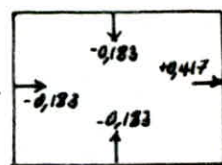
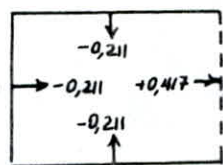
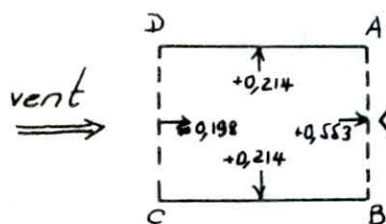


4^e Cas :

face DC : $\mu_3 = 18,8\%$ (ou vent)

" AB : $\mu_4 = 11,8\%$

" AD, BC fermées

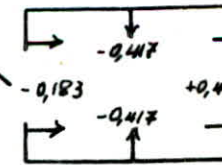
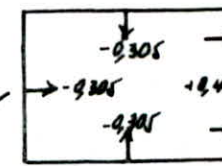
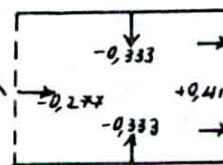
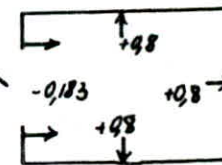
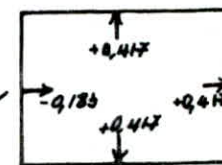
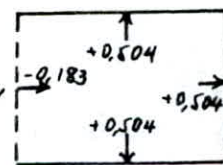
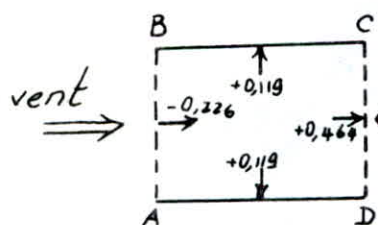


5^e Cas :

face AB : $\mu_4 = 11,8\%$ (ou vent)

" CD : $\mu_3 = 18,8\%$

" AD, BC fermées



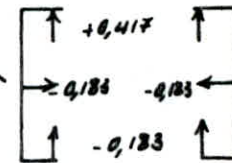
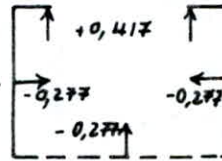
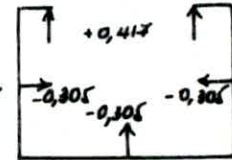
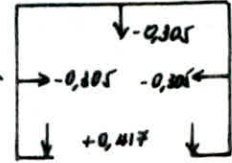
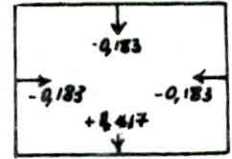
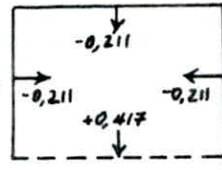
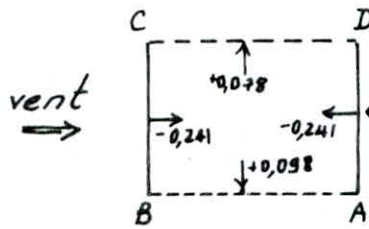
6^e Cas:

face CB fermée (au vent)

" AD "

" CD $\mu_3 = 18,8\%$

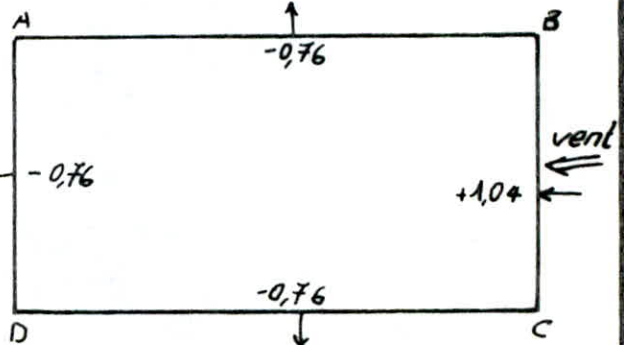
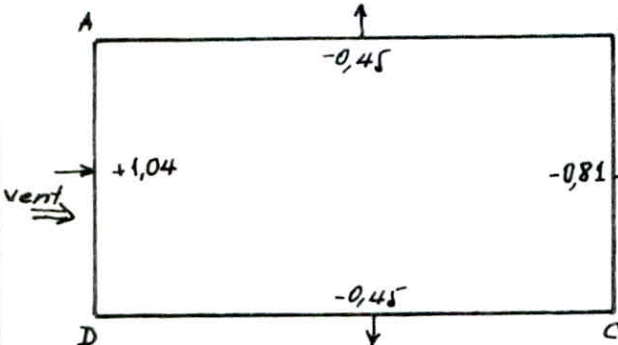
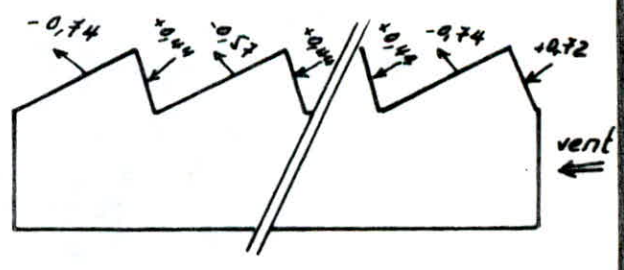
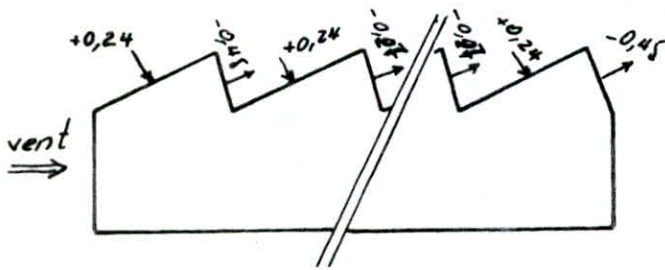
" AD $\mu_* = 11,8\%$

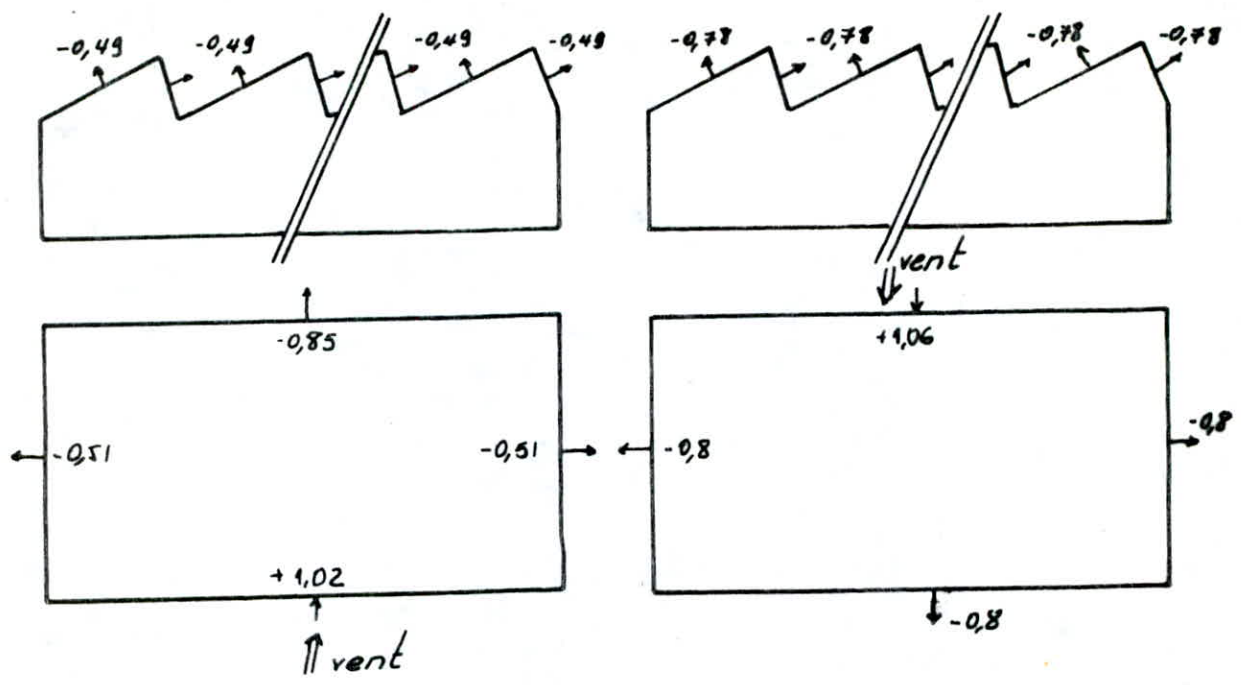


si $C_i < 0,15$ on prend $+0,15$ pour une pression et $-0,20$ pour une succion. (art 2,14 NV65).

Détermination des actions résultantes C :

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





Resultantes unitaires à retenir pour les calculs

tableau récapitulatif :

	façades		Pignons		Toiture	
	AB	CD	AD	BC	Grands versants	Petits versants
Pression	+1,06	+1,02	+1,04	+1,04	+0,72	+0,30
suction	-0,85	-0,8	-0,8	-0,8	-0,78	-0,78

remarque :

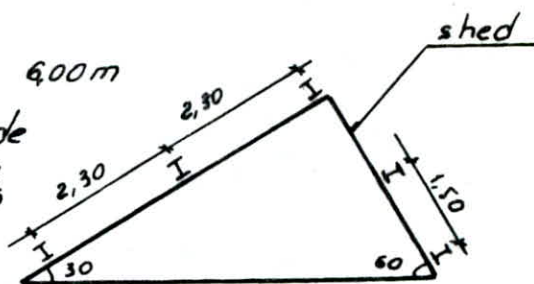
si $|C| < 0,3$ on prend $|C| = 0,3$
(Art 2.153 NV65).

CHAPITRE II

CALCUL DES ELEMENTS

LES PANNES

la portée d'une panne est de 6,00m
l'entre-axes des pannes est de
2,30m pour les grands versants
et 1,50m pour les petits
versants.



1. Evaluation des charges et surcharges

1.1. Charges permanentes :

P.P. de la couverture (TN40 + isolation + accessoires)

$$20 \cdot 2,30 = 46 \text{ dan/ml}$$

P.P. du profilé : 25 dan/ml

$$\Rightarrow G = 46 + 25 = 71 \text{ dan/ml}$$

1.2. Surcharges climatiques

- Neige : $N_n = 55 \cdot 2,30 = 126,5 \text{ dan/ml}$

- Vent : $Q_f = q_n \cdot \delta \cdot K_m \cdot K_s = 51,8 \text{ dan/ml}$

$$V_n = C \cdot Q_f \cdot e \quad \left. \begin{array}{l} \text{succion : } V_n = -0,78 \cdot 51,8 \cdot 2,3 = -93 \text{ dan/ml} \\ \text{pression : } V_n = +0,3 \cdot 51,8 \cdot 2,3 = +35,8 \text{ " } \\ \text{pression : } V_n = +0,72 \cdot 51,8 \cdot 1,5 = +55,9 \text{ " } \\ \text{succion : } V_n = -0,78 \cdot 51,8 \cdot 1,5 = -60,6 \text{ " } \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Grands} \\ \text{versants} \\ \text{Petits} \\ \text{versants.} \end{array}$$

1.3. Surcharges d'exploitation :

$$P = 100 \cdot 2,30 = 230 \text{ dan/ml.}$$

- Combinaison des charges :

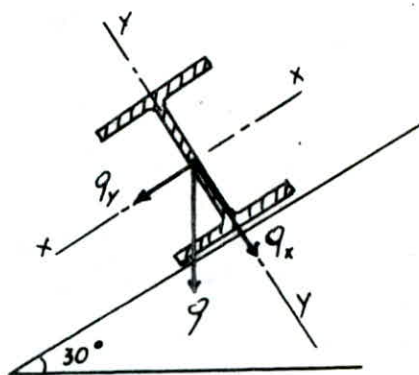
suivant x-x :

$$q_y = (4/3 G + 3/2 N_n) \sin 30 = 142 \text{ dan/ml}$$

suivant y-y :

$$q_y = (G + N_e) \cos 30 = +244 \text{ dan/ml}$$

$$q_x = G \cos 30 - V_e = -98,5 \text{ " (soulèvement).}$$



II. Dimensionnement de la panne :

- Critère de résistance : $\frac{M_x^{max}}{W_x} + \frac{M_y^{max}}{W_y} \leq \sigma_{en}$.

$$M_x^{max} = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = \frac{244 \cdot 6^2}{8} = 1098 \text{ don.m}$$

$$M_y^{max} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = \frac{142 \cdot 6^2}{8} = 639 \text{ "}$$

$\eta = \frac{W_x}{W_y} \approx 2 \div 6$ pour les profilés en HEA.

on prend $\eta = 3$

$$\Rightarrow W_{x,nec} \geq \frac{M_x + \eta M_y}{\sigma_{en}} = \frac{109800 + 3 \cdot 63900}{2400} = 125,6 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \text{HEA 140} \begin{cases} W_x = 155 \text{ cm}^3 \\ W_y = 56 \text{ "} \end{cases}$$

III. Verification à la résistance :

3.1. Grands versants :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{109800}{155} + \frac{70870}{56} = 1974 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

3.2. Petits versants :

$$q_y = (4/3 G + 3/2 N_n) \sin 60 = 187 \text{ don/ml}$$

$$q_x = (G + N_e) \cos 60 = 104 \text{ "}$$

$$M_x^{max} = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = 468 \text{ don.m}$$

$$M_y^{max} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 841,5 \text{ "}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 1805 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Pour la combinaison : $G + 1,2 P \Rightarrow \begin{cases} q_x = 166 \text{ don/ml} \\ q_y = 95,5 \text{ "} \end{cases}$

$$M_x^{max} = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = 747 \text{ don.m}$$

$$M_y^{max} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 430 \text{ "}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 1250 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

IV. Verification de la flèche :

sollicitations non ponderées :

$$\left. \begin{aligned} q_y &= (G + N_h) \sin 30 = 99 \text{ dan/ml} \\ q_x &= (G + N_h) \cos 30 = 171 \text{ " } \end{aligned} \right\} \text{ Grands versants}$$

$$\left. \begin{aligned} q_y &= (G + N_h) \sin 60 = 131 \text{ " } \\ q_x &= (G + N_h) \cos 60 = 76 \text{ " } \end{aligned} \right\} \text{ petits versants}$$

. Grands versants :

$$f_x^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x l_x^4}{E I_x} = 1,33 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{600}{300} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y l_y^4}{E I_y} = 2,04 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 2,44 \text{ cm} < \bar{f}$$

. Petits versants :

$$f_x^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_x l_x^4}{E I_x} = 0,6 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

$$f_y^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y l_y^4}{E I_y} = 2,70 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 2,76 \text{ cm} < 3 \text{ cm.}$$

V. Verification au cisaillement :

$$\tau_x = \frac{T_x^{\max}}{A_a} \quad (A_{sem} > 15\% A_{tot}).$$

$$\tau_x = \frac{q_x l/2}{A_a} = \frac{244 \cdot 6/2}{5,5(1,33 - 0,18)} = 114,7 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{T_y^{\max} \cdot S_y}{2 e_s \cdot I_y} \quad \text{avec} \quad T_y^{\max} = 426 \text{ dan}$$

$$S_y = 41,59 \text{ cm}^3$$

$$\tau_y = \frac{426 \cdot 41,59}{2 \cdot 0,85 \cdot 389} = 27 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sup(\tau_x, \tau_y) = \tau_x = 114,7 < \frac{\sigma_{an}}{1,54} = 1558,4 \text{ dan/cm}^2.$$

Verification au deversement:

on verifie le deversement de la semelle inferieure sous l'effet de soulèvement, car la semelle superieure est solidaire avec la couverture.

$$q_x = G - V_e = -98,5 \text{ dan/ml}$$

Verification preliminaire

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} \cdot \frac{i_x}{\nu} = 150 \Rightarrow K_y = 3,679 \quad (\text{Art 3,611 CM66})$$

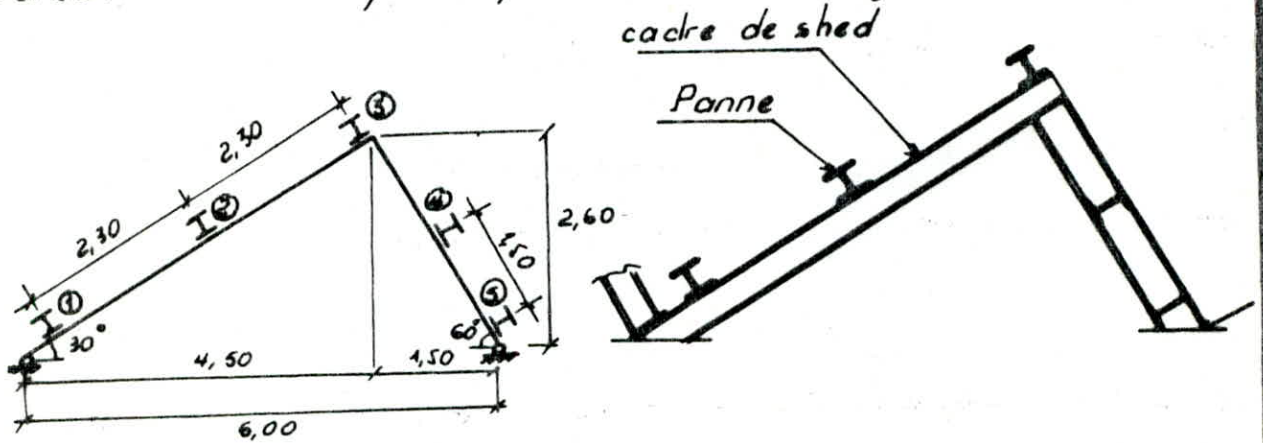
$$\sigma_f = \frac{q_x l^2 / 8}{w_x} = \frac{98,5 \cdot 36 \cdot 10^2}{8 \cdot 155} = 286 \text{ dan/cm}^2$$

$$\Rightarrow K \cdot \sigma = 3,679 \cdot 286 = 1052 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

\Rightarrow pas de deversement.

LES SHEDS

La toiture de notre construction est formée de sheds à deux versants inclinés par rapport à l'horizontal de 30° et 60° , ils ont un profil en "dents de scie". Le petit versant est vitré pour permettre l'éclairage du bâtiment.



I. Evaluation des charges et surcharges :

1.1 Charges permanentes :

P.P. du cadre de shed : $G = 35 \text{ dan/ml}$

P.P. de la couverture + Pannes :

Ces charges seront transmises au cadre sous forme de forces concentrées aux points d'application des pannes.

$$P_1 = [20 \cdot (0,60 + \frac{2,30}{2}) + 25] \cdot 6 = 360 \text{ dan} \quad (\text{reactions des pannes})$$

$$P_2 = 426 \text{ dan}; \quad P_3 = 378 \text{ dan}; \quad P_4 = 330 \text{ dan}; \quad P_5 = 240 \text{ dan}$$

1.2 Surcharge d'exploitation :

$$P_1 = 1050 \text{ dan}; \quad P_2 = 1380 \text{ dan}; \quad P_3 = 1140 \text{ dan}; \quad P_4 = 900 \text{ dan}; \quad P_5 = 450 \text{ dan}$$

1.3 Neige :

$$P_1 = 578 \text{ dan}; \quad P_2 = 758 \text{ dan}; \quad P_3 = 628 \text{ dan}; \quad P_4 = 496 \text{ dan}; \quad P_5 = 248 \text{ dan}$$

1.4 Vent :

1^{er} Cas : petit versant : $C = +0,72 \Rightarrow V_n = C \cdot Q_f = +37,3 \text{ dan/m}^2$

Grand versant : $C = -0,74 \Rightarrow V_n = -38,3$

$$P_1 = -402 \text{ dan}; P_2 = -528 \text{ dan}; P_3 = -264 \text{ dan}; P_4 = +536 \text{ dan}; P_5 = +168 \text{ dan}$$

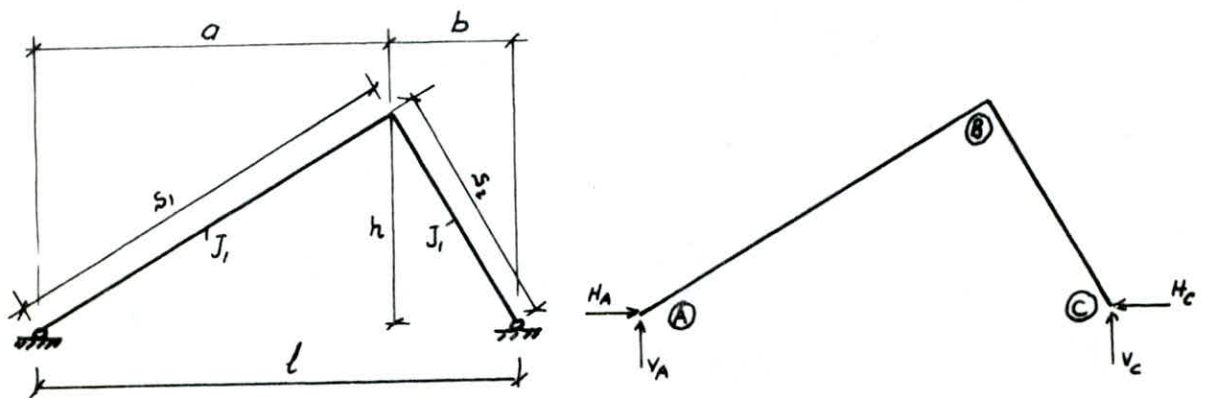
2^e Cas :

Les deux versants : $c = -0,78 \Rightarrow V_n = -40,4 \text{ dan/m}^2$

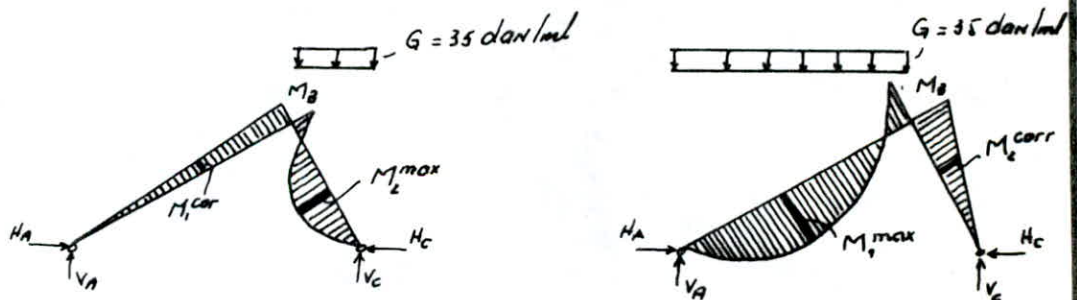
$$P_1 = -424 \text{ dan}; P_2 = -558 \text{ dan}; P_3 = -460 \text{ dan}; P_4 = -364 \text{ dan}; P_5 = -182 \text{ dan}$$

II. Détermination des efforts :

Le cadre est une fois hyperstatique, nous utiliserons, pour la détermination des éléments de réduction, le "formulaire des cadres simples" (KLEINLOGEL).



P.P du cadre : charge uniformément répartie :



$$M_B = -89,5 \text{ dan.m}$$

$$M_{1,max} = +43,85 \text{ ''}$$

$$M_{2,max} = -39,9 \text{ ''}$$

$$V_A = 129,25 \text{ dan}$$

$$V_C = 157,75 \text{ ''}$$

$$H_A = H_C = 125,3 \text{ ''}$$

- Pour une charge concentrée P_1 :

$$M_B = -0,19 P_1$$

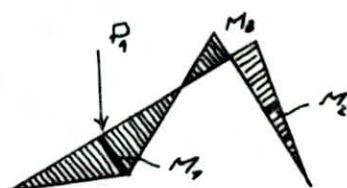
$$V_A = +0,9 P_1$$

$$M_{1,max} = +0,16 P_1$$

$$H_A = H_C = 0,13 P_1$$

$$M_{2,max} = -0,09 P_1$$

$$V_C = 0,1 P_1$$



- Pour une charge concentrée P_2 :

$$M_B = -0,63 P_2$$

$$V_C = 0,48 P_2$$

$$M_{1,max} = +0,67 P_2$$

$$V_A = 0,52 P_2$$

$$M_{2,max} = -0,31 P_2$$

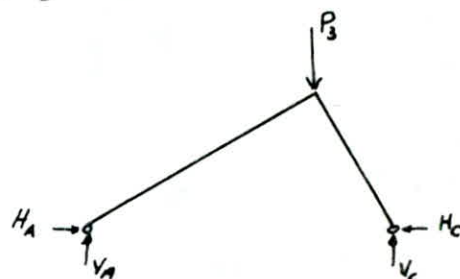
$$H_A = H_C = 0,52 P_2$$

- Pour une charge concentrée P_3 :

$$V_A = 0,25 P_3$$

$$V_C = 0,75 P_3$$

$$H_A = H_C = 0,43 P_3$$



- Pour une charge concentrée P_4 :

$$M_B = -0,21 P_4$$

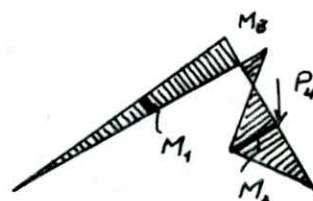
$$V_A = 0,12 P_4$$

$$M_{1,max} = -0,10 P_4$$

$$V_C = 0,88 P_4$$

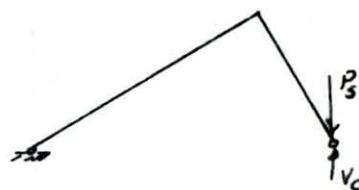
$$M_{2,max} = +0,27 P_4$$

$$H_A = H_C = 0,30 P_4$$



- Pour une charge concentrée P_5 :

$$V_C = P_5$$



Pour chaque nature de sollicitations, nous déterminons les différentes valeurs des moments et des réactions d'appuis en remplaçant par les valeurs des charges concentrées trouvées précédemment.

On obtient le tableau suivant :

III. Dimensionnement :-

$$M_{\max} = M_g = -2133 \text{ dan.m} \quad (G + 1,2 P).$$

$$N = +4439 \text{ dan. (cp).} \quad (G + 1,2 P).$$

$$\frac{N}{A} \leq 0,3 \sigma_{\text{en}} \Rightarrow A \geq \frac{N}{0,3 \cdot 2400} = 6,2 \text{ cm}^2$$

$$\frac{M}{W_x} \leq 0,7 \sigma_{\text{en}} \Rightarrow W_x \geq \frac{213300}{0,7 \cdot 2400} = 127 \text{ cm}^3$$

$$\text{soit HEA140} \quad \begin{cases} W_x = 185 \text{ cm}^3 \\ A = 31,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Verifications :

- Verification à la résistance :

$$\sigma = k_1 \cdot \frac{N}{A} + k_f \cdot \frac{M_x}{W_x}$$

$$\lambda = \frac{l}{i_x} = \frac{520}{5,73} = 90,75 \Rightarrow K_1 = 1,02$$

$$K_f = 1,09.$$

$$\Rightarrow \sigma = 1,02 \cdot \frac{4439}{31,4} + 1,09 \cdot \frac{213300}{185} = 1644,2 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}.$$

- Verification au deversement :

$$M_{\max} = 337 \text{ dan.m} \quad (G + V_e) \text{ effet de soulèvement.}$$

$$N = 1021 \text{ dan} \quad (G + V_e) \text{ effort de traction.}$$

- Verification préliminaire :

$$\lambda = \frac{3,5L}{b} \quad (\text{art 3,602 CM66})$$

$$\lambda = \frac{3,5 \cdot 520}{14} = 130 \Rightarrow K = 2,86$$

$$K \cdot \sigma_f = 2,86 \cdot \frac{33700}{185} = 622 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}.$$

- Verification de la flèche :

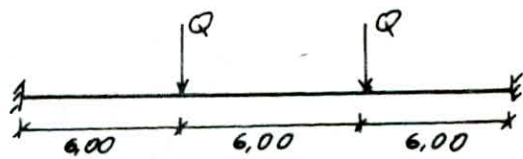
$$f_{\max} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^n \int M_i \frac{\partial \pi_i}{\partial P_i} dx = \frac{3062 \cdot 10^6}{EI_x} = 1,41 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 1,73 \text{ cm}$$

f_{\max} : au niveau de la charge P_2 .

- Prédimensionnement de la traverse (18,00 m):

- schema statique:

la poutre est encastrée
aux extrémités.



Q : reaction des sheds.

$$Q = V_A + V_C = 2439 + 2708 = 5147 \text{ dan} \quad (G + N).$$

pour une poutre partiellement encastrée:

$$I_x \geq \frac{2 Q \cdot l^2 \cdot a}{48 E \bar{f}} \left(3 - 4 \frac{a^2}{l^2} \right) - \frac{2 Q \cdot a \cdot b \cdot l}{16 \cdot E \bar{f}} \quad (\text{CM66 annexe 13.93})$$

avec: $a = 6,00 \text{ m}$, $b = 12,00 \text{ m}$, $\bar{f} = l/300 = 1800/300 = 6 \text{ cm}$.

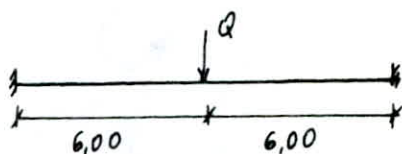
$$\Rightarrow I_x \geq 18382 \text{ cm}^4 \quad \text{soit HEA 340} \quad (I_x = 27700).$$

- Prédimensionnement de la traverse (12,00 m):

- schema statique:

Q : reaction des sheds

$$Q = 5147 \text{ dan} \quad (G + N).$$

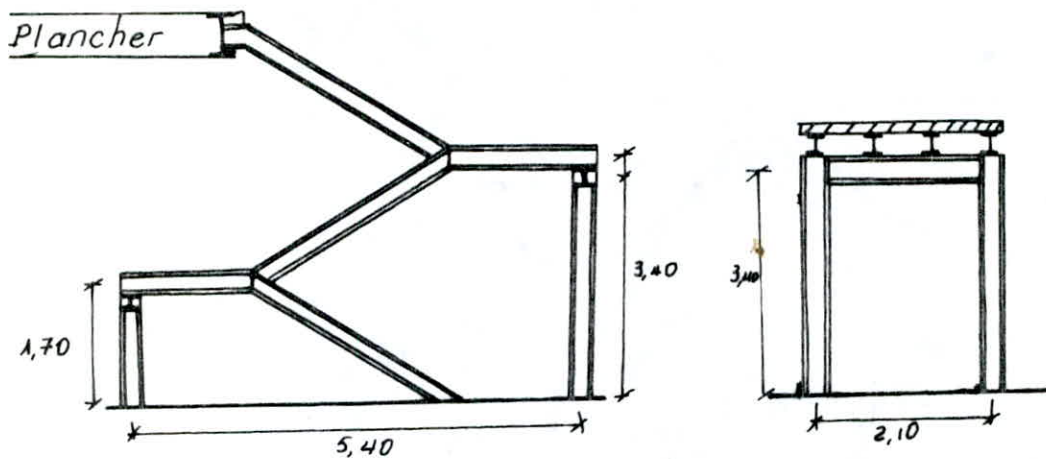


$$I_x \geq \frac{Q l^3}{192 E \bar{f}} \quad \text{avec } \bar{f} = 1200/300 = 4 \text{ cm}.$$

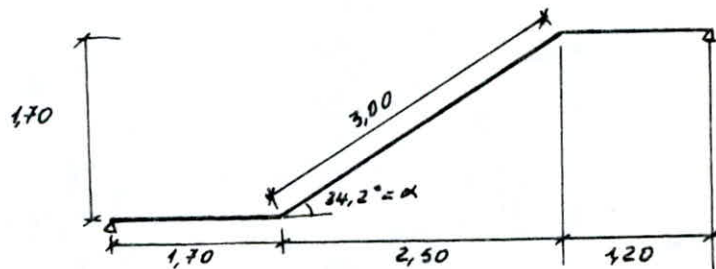
$$\text{Donc } I_x \geq \frac{5147 \cdot (1200)^3}{192 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 4} = 5515 \text{ cm}^4$$

$$\text{soit HEA 240} \quad (I_x = 7763 \text{ cm}^4).$$

LES ESCALIERS



schema statique:



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

- hauteur d'une marche $h = 17 \text{ ''}$

formule de Blondel : $0,59 \leq g + 2h = 0,64 < 0,66$ vérifiée

I. Evaluation des charges:

P.P. du profilé : 15 dan/ml

P.P. (volée ou pailasse) : 145 dan/m^2 .

$$G_1 = 145 \cdot 0,7 + 15 = 117 \text{ dan/ml} ; P_1 = 400 \text{ dan/m}^2$$

- volée : pour 1m de projection

$$G = \frac{G_1}{\cos \alpha} = 141 \text{ dan/ml} ; P = \frac{400 \cdot 0,7}{\cos \alpha} = 339 \text{ dan/ml}$$

$$q = G + 1,2 P = 548 \text{ dan/ml}$$

- on suppose que toute la poutre est chargée par q (de la volée).

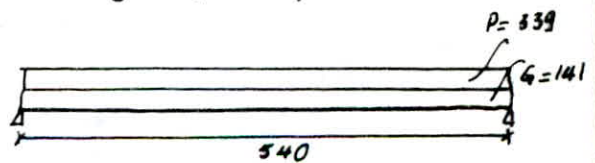
II. Dimensionnement:

Critere de deformabilité:

$$q = G + P = 480 \text{ dan/ml}$$

$$I_x \geq \frac{5 \cdot q \cdot L^3 \cdot 300}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 480 \cdot (540)^3 \cdot 300}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} \cdot 10^{-2} = 1405 \text{ cm}^4$$

$$\text{soit IPE 200} \quad \left\{ \begin{array}{l} I_x = 1933 \text{ cm}^4 \\ W_x = 194 \end{array} \right.$$



III - Verifications:

- Verification à la resistance:

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{548(5,4)^2}{8} = 1997,5 \text{ dan.m}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{1997,5 \cdot 10^2}{194} = 1030 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- Verification au cisaillement:

$$T = \frac{qL}{2} = 1480 \text{ dan.}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_s} = \frac{1480}{10,25} = 144 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

IV - Cadre d'appui:

$R = 1480 \text{ dan}$ (reaction d'appui des escaliers).

Pour la determination des elements de reduction et la flèche, on utilise le formulaire des cadres simples (Kleinlogel) et l'aide mémoire (RDM).

$$M_B = -385 \text{ dan.m}$$

$$M_A = 192,5 \text{ "}$$

$$M_t = 659 \text{ " (à mi-traverse).}$$

$$V_A = 3027 \text{ dan.}$$

$$H_A = 169 \text{ "}$$

- Dimensionnement:

$$M_{max} = 659 \text{ dan.m}, \quad N = 169 \text{ dan (compression).}$$

$$A \geq N / 10,3 \sigma_{en} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$W_x \geq \frac{M_t}{0,7 \sigma_{en}} = 39,2 \text{ cm}^3$$

soit IPE 140

Verification à la resistance:

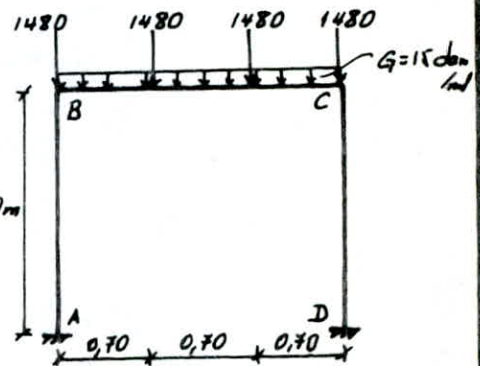
à mi-traverse:

$$\sigma = k_1 \frac{N}{A} + k_f \frac{M}{W_x}; \quad \lambda = \frac{l}{i_y} = \frac{210/2}{1,65} = 63,63 \rightarrow k_1 = 1,017, k_f = 1,088$$

$$\sigma = 1,017 \frac{169}{16,4} + 1,088 \frac{659}{77,3} \cdot 10^2 = 938 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- Poteau:

$$M = 193 \text{ dan.m}; \quad N = 3027 \text{ dan.}$$



$$\lambda_y = \frac{34012}{1,65} = 103 \quad \rightarrow \quad K_1 = 1,032 \quad K_f = 1,167$$

$$\sigma = 1,032 \cdot \frac{3027}{16,4} + 1,167 \cdot \frac{193 \cdot 10^2}{77,3} = 482 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Vérif au deversement:

- vérification préliminaire:

$$\lambda = \frac{3,5l}{b} = \frac{3,5 \cdot 340}{7,3} = 163 \quad \rightarrow \quad K = 4,28$$

$$\sigma = K (\sigma + \sigma_f) = 4,28 \left(\frac{3027}{16,4} + \frac{19300}{77,3} \right) = 1859 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

pas de risque de deversement.

- Vérification de la flèche:

on calcule la flèche à mi-traverse:

$$f = \frac{1}{EI} \int_{-l}^l M \bar{M} dx = \frac{170 \cdot 2 \cdot 10^6}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 318} = 0,51 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,7 \text{ cm}$$

Donc: - Poutres sous poillasse et sous palier: IPE200

- Cordes d'appuis: IPE140

PLANCHER

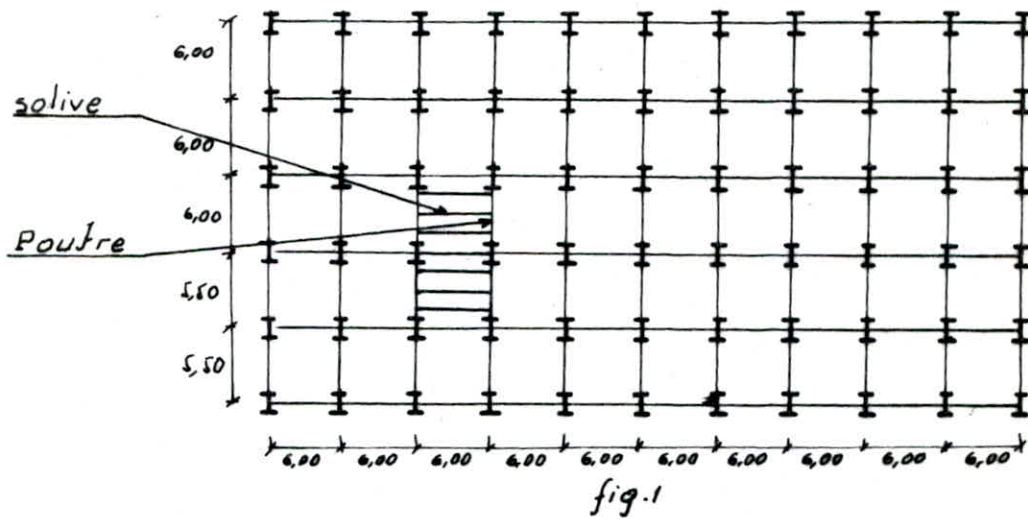


fig. 1

Un plancher partiel s'étale à l'intérieur du hall (fig 1) aménagé en bureaux et magasins de stockage.

C'est un plancher mixte composé d'une dalle en B.A reposant sur une ossature métallique composée de poutres et solives disposées perpendiculairement.

L'entre-axes des solives : 1,50 m

" " des poutres : 6,00 m et 5,50 m.

I. Évaluation des charges :

1.1 Charges permanentes :

- Dalle en B.A	$2500 \cdot 0,12 = 300$	dan/m ²
- mortier de pose	= 40	"
- sable (3 cm)	$1800 \cdot 0,03 = 54$	"
- Carrelage (2 cm)	$2000 \cdot 0,02 = 40$	"
- ossature métallique (TN 40)	= 15	"
- Faux-plafond	= 28	"
- cloison	= 75	"

$$G = 552 \text{ "}$$

1.2 Surcharge d'exploitation:

$$P = 500 \text{ dan/m}^2 \text{ (bureaux, magasins).}$$

II Predimensionnement des poutrelles:

Les solives sont articulées aux poutres.

$$G = 552 \cdot 1,5 + 20 = 848 \text{ dan/ml}$$

$$P = 500 \cdot 1,5 = 750 \text{ "}$$

La poutrelle est soumise à une charge linéairement répartie: $q = 4/3 G + 3/2 P = 2256 \text{ dan/ml}$

Critère de déformabilité:

$$q = G + P = 1598 \text{ dan/ml}$$

$$f = \frac{5 \cdot q l^4}{384 \cdot E I_x} \leq \frac{l}{300} \Rightarrow I_x \geq \frac{5 \cdot q \cdot l^3 \cdot 300}{384 \cdot E} = 6420 \text{ cm}^4$$

soit IPE 300.

III. Vérifications:

3.1 Vérification à la résistance:

$$q = 4/3 G + 3/2 P = 2285 \text{ dan/ml}$$

$$M_x^{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,285 \cdot 36}{8} = 10,28 \text{ tf.m}$$

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{10,28 \cdot 10^5}{557} = 1846 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

3.2 Vérification au cisaillement:

$$\tau_y = \frac{q l}{2} = 6855 \text{ dan}$$

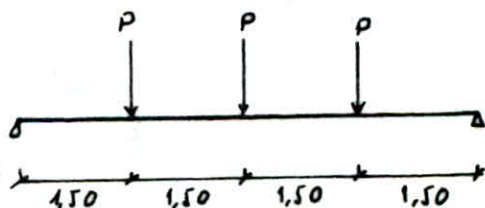
$$\sigma_y = \frac{\tau_y}{A_0} = \frac{6855}{19,78} = 346 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

IV. Predimensionnement des poutres:

Le predimensionnement est basé sur le critère de déformabilité, schéma statique:

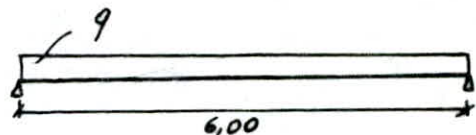
(Annexe 15, 315 cm66):

on peut considérer ici comme uniformément réparties les séries d'au moins 3 charges concentrées



égales appliquées à la poutre à des intervalles réguliers

$$q = G + P = 6438,6 \text{ dan/ml}$$



$$I_x \geq \frac{5 q l^3 \cdot 300}{384 \cdot E} = 25869 \text{ cm}^4$$

soit HEA340.

Panneau de dalle

$$l_x = 1,50 \text{ m}, \quad l_y = 6 \text{ m}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,50}{6} = 0,25 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans le sens de la plus petite portée l_x . Et dans le sens y on adopte un ferrailage forfaitaire.

$$M_{x_0} = \frac{q_x l_x^2}{8} \quad \text{avec } q_x = G + 1,2 P = 1728 \text{ dan/ml}$$

$$\Rightarrow M_{x_0} = 486 \text{ dan.m}$$

Les moments sont repartis suivant l'inégalité: $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$

- Calcul des moments:

- Panneau de rive:

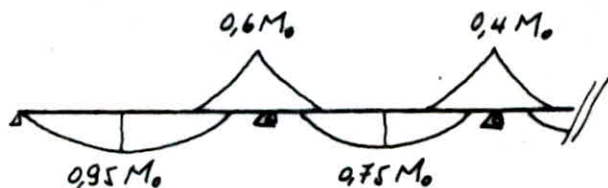
$$M_{t_x} = 0,95 \cdot 486 = 462 \text{ dan.m}$$

$$M_{o_x} = 0,6 \cdot 486 = 292 \text{ "}$$

- Panneau central:

$$M_{t_x} = 0,75 \cdot M_0 = 364 \text{ dan.m}$$

$$M_{o_x} = 0,6 \cdot M_0 = 292 \text{ "}$$



ferrailage:

$$\text{Acier utilisé: } \phi \leq \frac{h_t}{10} = 12 \text{ mm}$$

- Panneau central:

$$h = 12 - 1 - 0,5 = 10,5 \text{ cm.}$$

$$\text{- en travée: } A_x = \frac{M_{t_x}}{2 \sigma_s} = \frac{364 \cdot 10^2}{(7/8) \cdot 10,5 \cdot 2800} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5 T6 / \text{ml}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{- sur Appui: } A_{o_x} = \frac{292 \cdot 10^2}{(7/8) \cdot 10,5 \cdot 2800} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4 T6 / \text{ml}$$

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

- Panneau de rive :

- en travée : $A_s = \frac{462 \cdot 10^3}{(f/t) \cdot 10,5 \cdot 2800} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 7T6$

- sur appui : $A_{s1} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4T6$

Dans le sens y : en travée $A_y = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 5T6$

- à l'appui $A_{y1} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on adoptera un ferrailage commun pour tous les panneaux soit un treillis soudé $\phi 6$ de maille 15×15

Verification au cisaillement :

pour une bande de $1,00 \text{ m} \Rightarrow b = 100 \text{ cm}$.

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1728 \cdot 1,5}{2} = 1296 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1296}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = 1,38 \text{ daN/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ daN/cm}^2$$

\Rightarrow pas d'armatures transversales

La verification à la fissuration est inutile car $\phi_{choisit} < 12 \text{ mm}$.

Calcul de la flèche :

La justification de la flèche est inutile si

$$\frac{h_e}{l_x} > \frac{M_t}{20 M_s} \quad , \quad \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{en}} \quad (\text{CCBA 68 Art 58,4}).$$

avec : $h_e = 12 \text{ cm}$ $A = 1,98 \text{ cm}^2$ $\frac{M_t}{M_s} = 0,95$
 $l_x = 150 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$

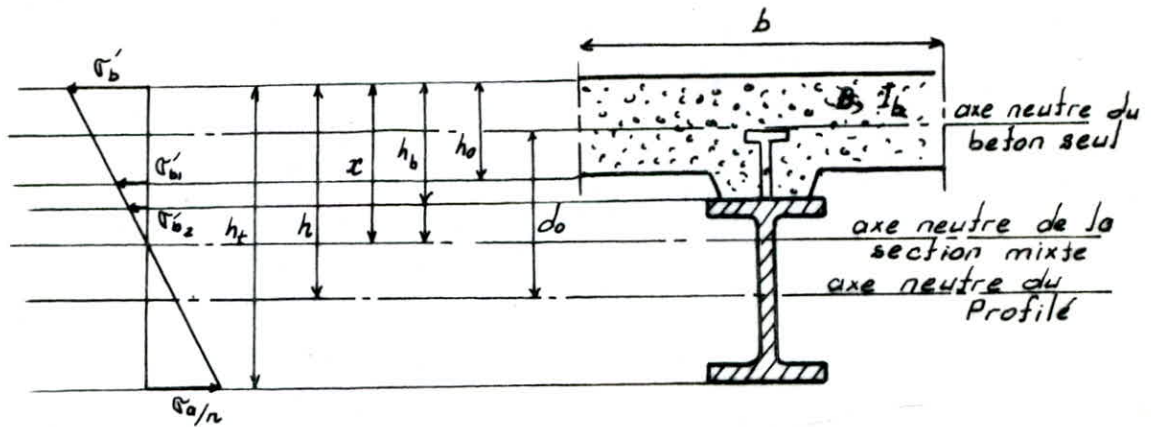
$$\Rightarrow \frac{h_e}{l_x} = 0,08 > \frac{M_t}{20 M_s} = 0,047$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = 0,0018 < \frac{20}{\sigma_{en}} = 0,0048$$

\Rightarrow La verification à la flèche est inutile.

Plancher collaborant.

Étude de la poutre mixte :



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

2 cas peuvent se présenter :

a. si on a $\frac{B}{nA} \leq \frac{2(h-h_0)}{h_0}$: L'axe neutre passe au dessous de la dalle ; c'est le cas le plus fréquent $\Rightarrow x = \frac{h_0}{2} + d_0 \cdot \frac{nA}{B_0}$

b. si $\frac{B}{nA} > \frac{2(h-h_0)}{h_0}$; l'axe neutre passe dans la dalle

$$\Rightarrow x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nA}}}$$

Application :

$$h_0 = 12 \text{ cm} ;$$

$$\text{poutrelle IPE 300} \rightarrow h_p = 30 \text{ cm.}$$

hauteur des nervures : 4 cm (TN 40).

$$\Rightarrow d_0 = \frac{h_0}{2} + 4 + \frac{h_p}{2} = 6 + 4 + 15 = 25 \text{ cm.}$$

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 31 \text{ cm.}$$

b: Largeur de la dalle collaborante

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

$$b = \min \begin{cases} 150/2 = 75 \text{ cm} \\ 550/10 = 55 \text{ cm} \\ \frac{3}{4}(150) = 112,5 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow b = 55 \text{ cm.}$$

La largeur moyenne de la nervure du béton ou du renformis = 15,6 cm.

Les nervures du platelage sont orientées parallèlement aux solives.

$$\text{pour } b = 55 \text{ cm} : \frac{B}{nA} = \frac{55 \cdot 12 + 15,6 \cdot 4}{15 \cdot 53,8} = 0,895$$

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

$$\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(31-12)}{12} = 3,167$$

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

$$B_0 = B + nA = 55 \cdot 12 + 15,6 \cdot 4 + 15 \cdot 53,8 = 1529,4$$

$$x = \frac{h_0}{2} + d_0 \cdot \frac{nA}{B_0} = 18,97 \text{ cm}$$

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 CTICM).

$$t_c \leq 10h_0 = 120 \text{ cm}$$

On utilisera des connecteurs : Goujons à tête cylindrique de capacité : $\bar{Q} = 42 d \sqrt{d \cdot \sigma'_j}$

d : diamètre du goujon.

σ'_j : résistance du béton à la compression (σ'_{28}) = 270 daN/cm²

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

$$0,6 d \leq t \leq d$$

$$h \geq 4d$$

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

Les résistances de plusieurs connecteurs situés sur une même section s'additionnent quelque soient leurs écartement

on prend :

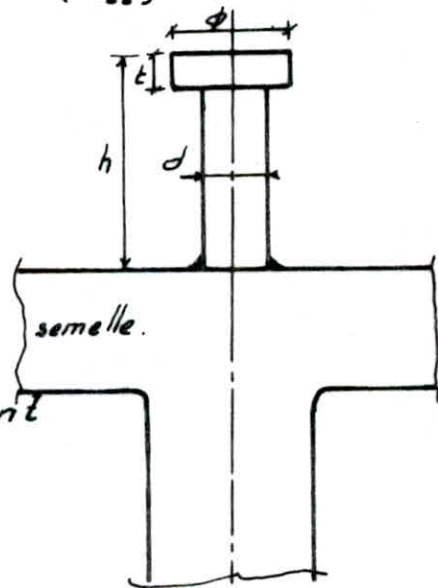
$$d = 2,0 \text{ cm}$$

$$t = 1,5 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow \bar{Q} = 42 \cdot 2,0 \sqrt{2,0 \cdot 270} = 1952 \text{ daN}$$

$$\phi = 2,5 \text{ cm}$$



Action de l'effort tranchant:

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

$$T_1 = \frac{T \cdot S^*}{I_o} \quad \text{si } x \geq h_o \quad (\text{C.T.I.C.M. Art 2.41}).$$

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. $S^* = d_o \cdot n \cdot \frac{A \cdot B}{B_o}$.

I_o : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre de la section mixte.

$$I_o = I_b + n \cdot I_a + S^* \cdot d_o \quad I_a: \text{moment d'inertie du profilé}$$

$$I_b = \frac{b \cdot h_o^3}{12} = \frac{55 \cdot (12)^3}{12} = 7920 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 25 \cdot 15 \cdot \frac{53,8 \cdot 748}{1555} = 9704,8 \text{ cm}^3$$

$$I_o = 7920 + 15 \cdot (8356) + 9704,8 \cdot 25 = 375880 \text{ cm}^4$$

selon C.T.I.C.M art 2,413 on admet que: $T = \frac{qL}{2,4}$

$$\text{-avec } q = (G + 1,2P) \cdot b$$

$$q = 633,6 \text{ dan/ml}$$

$$T = \frac{633,6 \cdot 6}{2,4} = 1584 \text{ dan}$$

$$T_1 = \frac{T \cdot S^*}{I_o} = \frac{1584 \cdot 9704,8}{375880} = 40,9 \text{ dan / cm} \quad (\text{effort tangent}).$$

effort revenant à 1 goujon: $Q = T_1 \cdot t_c < \bar{Q} = 1952 \text{ dan}$.

$$\Rightarrow t_c < \frac{\bar{Q}}{T_1} = \frac{1952}{40,9} = 47,7 \Rightarrow \text{on prend } t_c = 45 \text{ cm} < \bar{t}_c = 120 \text{ cm}$$

t_o : espacement entre les goujons.

Verification au cisaillement:

$$q = (G + 1,2P) \cdot l_x = (552 + 1,2 \cdot 500) \cdot 1,5 = 1728 \text{ dan/ml}$$

$$\text{D'où } T = q \cdot \frac{l}{2} = 5184 \text{ dan}$$

$$\sigma = \frac{T_{\max}}{A_o} = \frac{5184}{19,78} = 262 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

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.

- P.P : $G = 552 \cdot 1,5 = 828 \text{ dan/m}$

$$M_g = \frac{G l^2}{8} = 828 \cdot \frac{6^2}{8} = 3726 \text{ dan.m}$$

- Surcharge : $Q = 500 \cdot 1,5 = 750 \text{ dan/m}$

$$M_Q = \frac{Q l^2}{8} = 3375 \text{ dan.m}$$

1. Contrainte de l'acier dans la semelle inferieure :

$$\sigma_o = \sigma_{og} + 1,2 \sigma_{oQ}$$

$$\sigma_{og} = \frac{M_g}{W_x} = \frac{3726 \cdot 10^2}{557} = 669 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{oQ} = \frac{n \cdot M_Q \cdot (h_t - x)}{I_o} = \frac{15 \cdot 3375 \cdot 10^2 (46 - 18,97)}{375880} = 364 \text{ dan/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_o = 669 + 1,2 \cdot 364 = 1106 \text{ dan/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma_{en} = 1800 \text{ dan/cm}^2 \quad (\text{CTICM 1.31})$$

2. Contraintes de l'acier dans la semelle superieure :

$$\sigma'_o = \sigma'_{og} + 1,2 \sigma'_{oQ}$$

$$\sigma'_{og} = \sigma_{og}$$

$$\sigma'_{oQ} = \frac{n M_Q (x - h_b)}{I_o} = \frac{15 \cdot 3375 \cdot 10^2 (18,97 - 16)}{375880} = 40 \text{ dan/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma'_o = 669 + 1,2 \cdot 40 = 717 \text{ dan/cm}^2 < \frac{7}{8} \sigma_{en} = 2100 \quad (\text{CTICM 1.31})$$

3. Contrainte dans le beton :

$$\sigma'_b = \frac{1,2 M_Q \cdot x}{I_o} = \frac{1,2 \cdot 3375 \cdot 10^2 \cdot 18,97}{375880} = 20,44 \text{ dan/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}'_b = 102,75$$

4. Contraintes dues au retrait :

$$\bar{\sigma}'_b = \rho E_b \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h + \frac{I_b + n I_o}{n A d_o} \right) - 1 \right] = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 14 \cdot 10^4 \left[\frac{9705}{375880} \left(31 + \frac{7920 + 15 \cdot 8356}{15 \cdot 53,8 \cdot 28} \right) - 1 \right] = -1,63 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \rho E_o \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h - h_o + \frac{I_b + n I_o}{n A d_o} \right) \right] = 468,6 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_o = -\rho E_o \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h_t - h - \frac{I_b + n I_o}{n A d_o} \right) \right] = -182,1 \text{ dan/cm}^2$$

Contraintes totales dans la section mixte :

$$\sigma'_b = 20,44 + 1,63 = 22,1 \text{ dan/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_o = 468,6 + 717 = 1185,6 \quad " \quad < 2100$$

$$\sigma_o = 1106 + 182,1 = 1288 \quad " \quad < \frac{3}{4} \sigma_o = 1800$$

La flèche due au retrait : $f = \frac{\rho S^* l^2}{8 I_o} = 0,46 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 1,2 \text{ cm}$

BARDAGE

Les parois en tôles nervurées (TN40) ont besoin d'une squelette de résistance pour diminuer les dimensions des rectangles formés par des montants 'Poteaux ou potelets' et des lisses (éléments horizontaux)

1. Les lisses :

$e = 1,46 \text{ m}$ entre-axes des lisses

P.P de la lisse = 15 dan/ml

P.P du bardage : $12 \cdot 1,46 = 17,52 \text{ ''}$

$$G = 32,52 \text{ ''}$$

$$V_n = C \cdot Q_f \cdot e = 106 \cdot 51,8 \cdot 1,46 = 80,2 \text{ dan/ml}$$

1.1 Dimensionnement :

$$q_y = G = 32,52 \text{ dan/ml}$$

Critère de déformabilité :

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q_y \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot f} = \frac{5 \cdot 32,5 \cdot (600)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 3} \cdot 10^{-2} = 87 \text{ cm}^4$$

\Rightarrow UAP 150.

1.2 Vérification à la résistance :

$$q_y = 4/3 G = 43,4 \text{ dan/ml} \Rightarrow M_y = \frac{43,4 \cdot 6^2}{8} = 195,3 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$q_x = V_e = 140,4 \text{ ''} \Rightarrow M_x = \frac{140,4 \cdot 6^2}{8} = 631,8 \text{ ''}$$

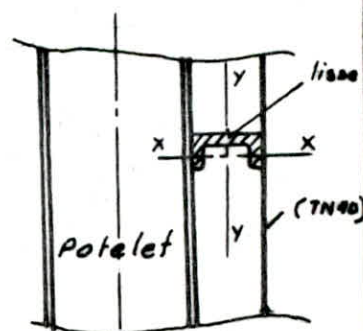
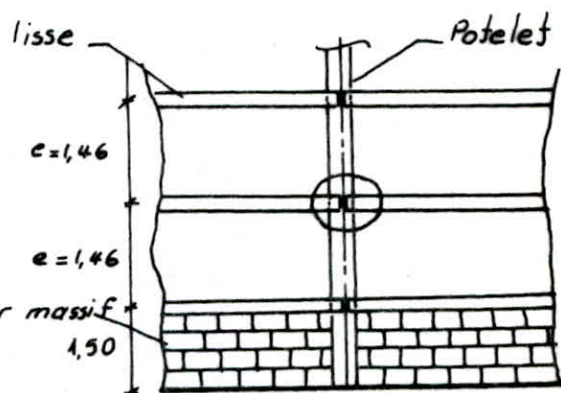
$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{63180}{106} + \frac{19530}{21} = 1526 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

1.3 La flèche :

$$f_x = \frac{5 q_x L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 80,2 \cdot (600)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 797} \cdot 10^{-2} = 0,81 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_y = \frac{5 q_y L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 32,52 \cdot (600)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 93,3} \cdot 10^{-2} = 2,8 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$\sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 2,91 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm}$$



II. Potelets :

$e = 6,00 \text{ m}$ entre-axes des potelets.

2.1. Détermination des charges :

.P.P bardage : $12 \cdot 6 \cdot 8 = 576 \text{ dan}$.

.P.P des lisses : $17,9 \cdot 6 \cdot 7 = 752 \text{ ''}$

.P.P du potelet : $50 \cdot 8 = 400 \text{ ''}$

$$\Rightarrow G = 1728 \text{ dan.}$$

$$V_n = +1,04 \cdot 51,8 \cdot 6 = 323,23 \text{ dan/ml} \quad (\text{Pression})$$

$$V_n = -0,81 \cdot 51,8 \cdot 6 = -252 \text{ ''} \quad (\text{succion})$$

2.2. Dimensionnement :

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = 4528 \text{ dan.m}$$

$$N_{\text{cor}} = G/2 = 864 \text{ dan.}$$

$$A \geq \frac{864}{0,3 \cdot 2400} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$W_x \geq \frac{452800}{0,7 \cdot 2400} = 269,5 \text{ cm}^3 \quad \Rightarrow \text{HEB 160}$$

2.3. Vérification à la stabilité :

$$K_1 \sigma + K_f \cdot \sigma_f \leq \sigma_{en.}$$

$$l_0 = 8,00 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{800}{6,78} = 118 \rightarrow K_1 = 1,003 ; \quad K_f = \frac{4+0,03}{4-1,3} = 1,014$$

$$\Rightarrow 1,003 \cdot \frac{864}{54,3} + 1,014 \cdot \frac{452800}{311} = 1492 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

2.4. Vérification au déversement :

sous l'effet de la succion $q = -441 \text{ dan/ml}$.

$$c = 1,132 \quad , \quad \beta = 1 \quad (\text{Poteau articulé au extrémités et}$$

$$\Rightarrow D = 3,89 \quad \text{uniformement chargé}).$$

$$B = 1,125 \quad (\text{semelles intérieures comprimées}).$$

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 E}{5,2} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} (D-1) B \cdot C = 2093,3 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} (1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e})} = 53,04 \rightarrow K_0 = 1,137.$$

$$\Rightarrow K_d = \frac{K_0}{1 + \sigma_d (K_0 - 1) / \sigma_e} = 1,016.$$

$$\Rightarrow K_1 \sigma + K_d \cdot K_f \cdot \sigma_f = 1,003 \cdot 16 + 1,016 \cdot 1,014 \cdot 1134,4 = 1185 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

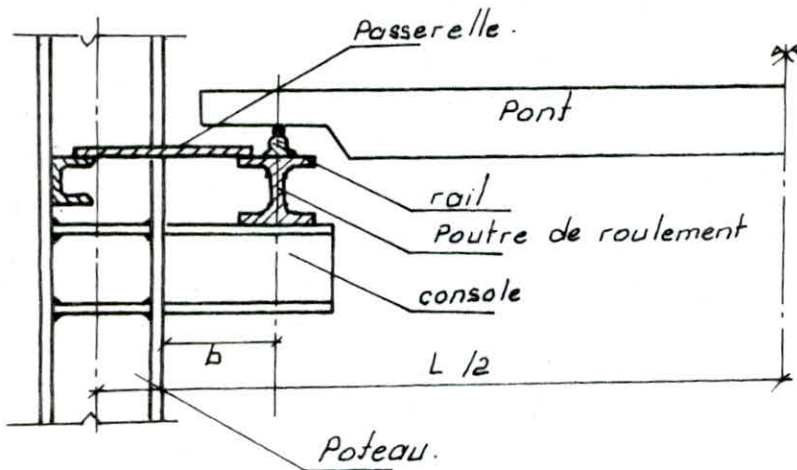
2.5. flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 E I_x} = \frac{5 \cdot 323,23 \cdot (8)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 2492} = 3,29 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm.}$$

CHAPITRE III

PONTS ROULANTS

PONT ROULANT 10T



I. Caractéristiques :

$N = 10 t$: charge utile.

$\max R = 9,5 t$: réaction maximale sur un galet.

$\min R = 3,9 t$: " minimale " "

$F_T = 0,95 t$: force de freinage transversale

$F_L = 1,36 t$: " " longitudinale

$e = 3,64 m$: entre-axes des galets.

$b = 0,35 m$

$L = 18,00 m$: entre-axes des poteaux

$\psi = 1,4$: coefficient de majoration dynamique.

rail : profile N°2.

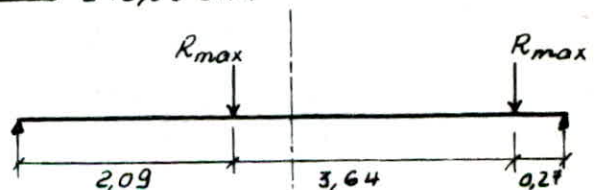
II. Détermination des efforts :

1. Sous les charges verticales :

1.1. Moment flechissant :

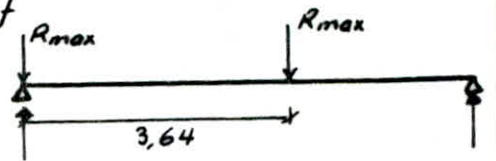
- on applique le theoreme de Barré

$$\Rightarrow M_{\max}^V = \frac{R_{\max} (2l - e)^2}{8 \cdot l} = \frac{9,5 (2 \cdot 6 - 3,64)^2}{8 \cdot 6} = 13,83 t \cdot m$$



1.2. Effort tranchant :

$$T_{max}^v = \frac{R_{max}(2l-e)}{l} = \frac{9,5(2,6-3,64)}{6} = 13,24 \text{ t}$$



2. Sous les charges horizontales :

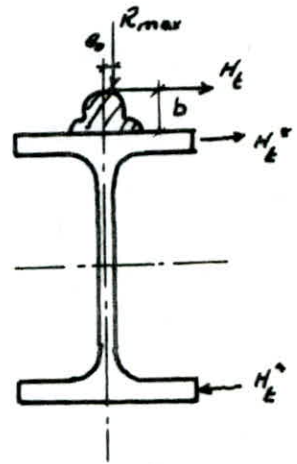
$$M_t = R_{max} \cdot e + H_t \cdot b$$

$$= 9,5 \cdot 0,015 + 0,95 \cdot 0,065 = 0,20425 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$H_t^* = H_t + \frac{M_t}{h} = 1,569 \text{ tf}$$

$$M_{max}^H = H_t^* \cdot h = 51775 \text{ dan} \cdot \text{cm}$$

$$T_{max}^H = \frac{H_t(2l-e)}{l} = 1,324 \text{ tf}$$



III - Dimensionnement :

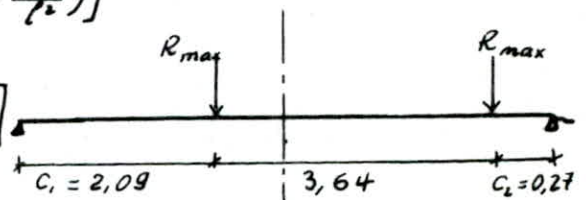
1. Poutre de roulement :

Critère de déformabilité : (Annexe 13 CM66).

$$f = f_1 + f_2 = \frac{P \cdot l^2 \cdot C_1}{48 E I_x} \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{l^2}\right) + \frac{P \cdot l^2 \cdot C_2}{48 E I_x} \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{l^2}\right) \leq \bar{f} = \frac{l}{750} = \frac{600}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_x \geq \frac{P \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot \bar{f}} \left[C_1 \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{l^2}\right) + C_2 \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{l^2}\right) \right]$$

$$I_x \geq \frac{9,5 \cdot 10^3 \cdot (600)^2}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,8} \left[209 \left(3 - 4 \frac{209^2}{600^2}\right) + 27 \left(3 - 4 \frac{27^2}{600^2}\right) \right]$$



$$I_x \geq 25715 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{HEA340}$$

2. Poutre de freinage :

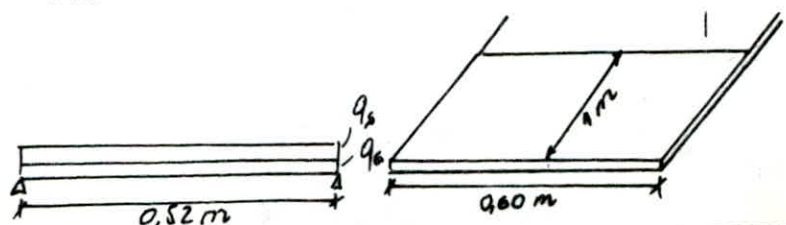
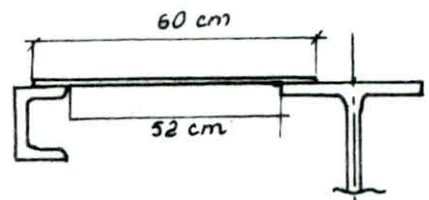
2-1. La passerelle de passage :

Compte tenu des caractéristiques du pont roulant, on choisit une passerelle de largeur $l = 60 \text{ cm}$ et d'épaisseur $e = 8 \text{ mm}$ en tôle d'acier.

pour 1 m de longueur :

$$P.P : q_1 = 8 \cdot 10^{-3} \cdot 7850 = 62,8 \text{ dan/ml}$$

$$S.E : q_2 = 250 \cdot 1 = 250 \text{ ''}$$



on verifie : $\frac{M_{max}}{W} \leq \sigma_{en}$.

$$Q = \frac{4}{3} q_4 + \frac{3}{2} q_3 = 458,7 \text{ dan/ml}$$

$$\Rightarrow M_{max} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{458,7 \cdot (0,52)^2}{8} \cdot 10^2 = 1550,4 \text{ dan.cm.}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot (0,8)^2}{6} = 10,66 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{1550,4}{10,66} = 145,44 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

2.2. Dimensionnement de l'UAP:

P.P : 15 dan/ml

P.P de la passerelle revenant à l'UAP: $\frac{q_3 \cdot q_4}{2} = 18,84 \text{ dan/ml}$

S.E " " " " : $\frac{q_5 \cdot q_6}{2} = 75$ "

$$Q = \frac{4}{3} (15 + 18,84) + \frac{3}{2} (75) = 157,6 \text{ dan/ml}$$

$$\Rightarrow M_{max} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{157,6 \cdot 6^2}{8} = 709,2 \text{ dan.m.}$$

$$\text{critere de deformabilite' : } f = \frac{Q \cdot L^4}{384 \cdot EI} < \bar{f} = \frac{L}{300} = 2 \text{ cm}$$

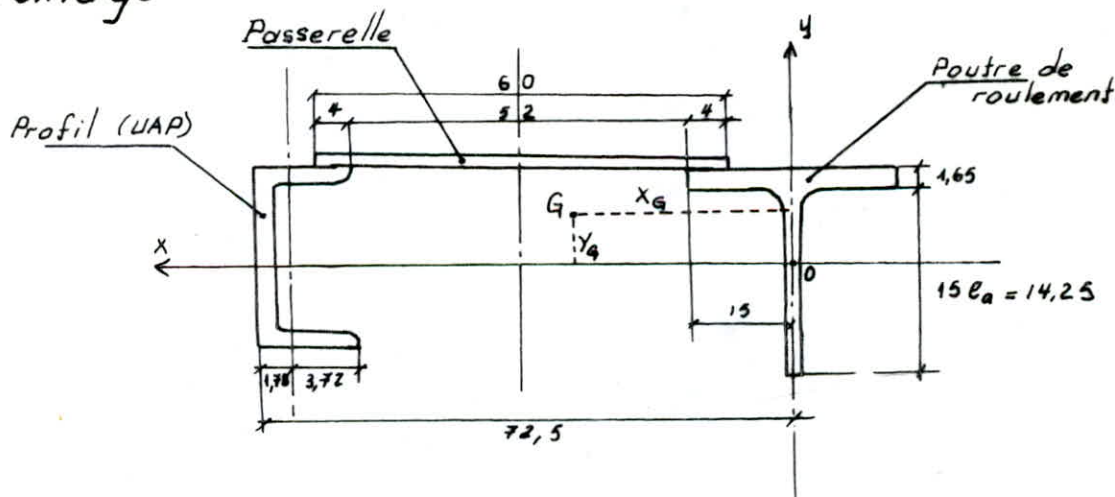
avec $Q = 75 + 18,84 + 15 = 109 \text{ dan/ml}$

$$\Rightarrow I \geq \frac{109 \cdot (600)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2} = 437 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{UAP 130 } (I_x = 459 \text{ cm}^4).$$

verification à la resistance :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{709,2 \cdot 10^2}{70,7} = 1003 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

2.3. Caracteristiques geometriques de la poutre de freinage :



$$x_G = 24,94 \text{ cm}$$

$$y_G = 6,80 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 106432,9 \text{ cm}^4$$

$$v' = 24,94 + 15 = 39,94 \text{ cm}$$

$$v = 72,5 - 24,94 = 47,56 \text{ cm.}$$

IV. Calcul des contraintes et vérifications :

1. Contraintes principales

1.1. Contraintes dues au poids propre :

$$P = P.P_{\text{rail}} + P.P_{\text{profilé}} + \frac{1}{2} \cdot P.P_{\text{passerelle}} \\ = 32 + 105 + 18,84 = 155,8 \text{ dan/ml.}$$

$$M_p = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{155,8 \cdot 6^2}{8} \cdot 10^{-3} = 0,7 \text{ tf. m}$$

$$T_p = \frac{P \cdot L}{2} = \frac{155,8 \cdot 6}{2} \cdot 10^{-3} = 0,47 \text{ tf.}$$

- contraintes :

$$\sigma_p = \frac{M_p}{W_x} = \frac{0,7 \cdot 10^5}{1680} = 41,7 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_p = \frac{T_p}{A_a} = \frac{0,47 \cdot 10^3}{28,22} = 16,7 \text{ "}$$

1.2. Contraintes dues aux charges verticales du pont :

$$\sigma_{s1}^v = \frac{g_1 \cdot M_{\text{max}}^v}{W_x} = \frac{1,4 \cdot 13,83 \cdot 10^5}{1680} = 1152,7 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s1}^v = \frac{g_1 \cdot T_{\text{max}}^v}{A_a} = \frac{1,4 \cdot 13,24 \cdot 10^3}{28,22} = 656,8 \text{ "}$$

$$\tau_{s1}^{\text{corr}} = g_1 \cdot \frac{T_{\text{corr}}^v}{A_a} = 1,4 \cdot \frac{12,38 \cdot 10^3}{28,22} = 614,25 \text{ "}$$

1.3. Contraintes dues aux charges horizontales transversales :

$$\sigma_{s2}^H = \frac{g_1 \cdot M_{\text{max}}^H}{W_y} \quad \text{avec } W_y = \frac{I_y'}{v'} = \frac{106432}{39,94} = 2664,8 \text{ cm}^3 \\ = \frac{1,4 \cdot 51775}{2664,8} = 27,2 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{sp}^H = \frac{g_1 \cdot T \cdot S_y}{I_y \cdot b}$$

ou niveau de la passerelle :

$$S_y = 17,5 \cdot 45,78 + 23,03 \cdot 86,85 = 1650 \text{ cm}^3$$

$$b = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \sigma_{sp}^H = \frac{1,4 \cdot 1,324 \cdot 10^3 \cdot 1650}{0,8 \cdot 106432,92} = 35,92 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{\text{con}}}{1,54}$$

ou niveau de la semelle de la poutre de roulement :

$$\sigma_{s2}^H = \frac{g_1 \cdot T \cdot S_y}{b \cdot I_y} \quad \text{avec } b = 1,65 \text{ cm}$$

$$S_y = (1,65 \cdot 15) \cdot (24,94 + \frac{15}{2}) = 777,5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{s2}^H = \frac{1,4 \cdot 1324 \cdot 777,5}{1,65 \cdot 106432,92} = 8,2 \text{ dan/cm}^2$$

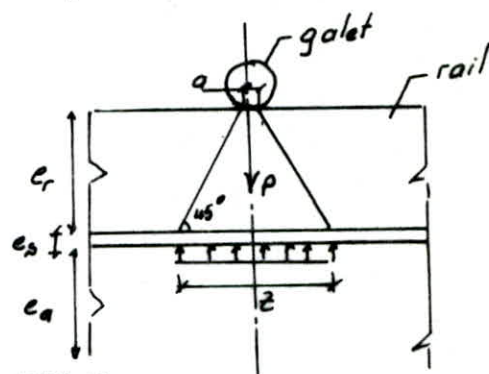
1.4. Contraintes dues aux surcharges horizontales longitudinales :

$$\sigma_{s3} = \frac{g_1 \cdot H_L}{A_s + 15e_a} = \frac{1,4 \cdot 1360}{63,75} = 30 \text{ dan/cm}^2$$

2. Contraintes secondaires :

c'est l'effet de l'action locale des galets, qui se traduit par une compression verticale de l'âme, maximale au contact de la semelle supérieure.

La diffusion se fait suivant un angle de 45° .



$$z = a + 2(e_r + e_s) \quad \text{c. P} = 3/2 \cdot R_{max}$$

$$= 3 + 2(6,5 + 1,65) = 19,3 \text{ cm.}$$

$$\sigma_y = \psi_f \cdot \frac{P}{z \cdot e_a} = 1,15 \cdot \frac{14,25 \cdot 10^3}{19,3 \cdot 0,95} = 893,8 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_y = 0,20 \sigma_y = 178,8 \text{ dan/cm}^2$$

c. T.I.C.M.

3. Vérifications

3.1 Vérification de flexion

$$\textcircled{1}: \frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} (\sigma_{s1}^v + \sigma_{s2}^H + \sigma_{s3}) = \sigma$$

$$\sigma = \frac{4}{3} \cdot 41,7 + \frac{3}{2} (1152,5 + 27,2 + 30) = 1870 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\textcircled{2}: \sigma = \sigma_p + \psi_f \cdot \sigma_{s1}^v + \sigma_{s2}^H + \sigma_{s3} = 41,7 + 1,15 \cdot 1152,5 + 27,2 + 30 = 1424 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$



3.2 Contraintes de pression localisées :

$$\sigma_y = 893,8 \text{ dan/cm}^2 < 1,5 \sigma_{en}$$

3.3 Contraintes de cisaillement :

$$\frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} (\tau_{s1}^v + \tau_{s2}^H) = \frac{4}{3} \cdot 16,7 + \frac{3}{2} (656,8 + 8,2) = 1019,8 < \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558$$

3.4 Contraintes multiples :

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2}$$

$$\text{avec : } \sigma_x = \sigma_p + \psi_f \cdot \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} = 1424,3 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma = \tau_p + \psi_f \cdot \tau_{s1}^{corr} = 723,1 \quad "$$

$$\sigma_y = 893,8 \text{ dan/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma = 1767 \text{ dan/cm}^2 < 1,2 \sigma_{en}$$

4. Verification de la flèche :

- flèche verticale :

$$f_1 : \text{due au P.P (unif rep)} : f_1 = \frac{5qL^4}{384 EI_x} = \frac{5.155,8.(600)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 27700} = 0,04 \text{ cm}$$

 f_2 : flèche due au pont roulant :

$$f_2 = \frac{PL^2}{48 EI_x} \left[C_1 \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{L^2} \right) + C_2 \left(3 - \frac{C_2^2}{L^2} \right) \right] = 0,74 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow f_v = f_1 + f_2 = 0,78 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{750} = 0,8 \text{ cm.}$$

- flèche horizontale :

$$f_H = \frac{H_x \cdot L^2}{48 EI_y} \left[C_1 \left(3 - 4 \frac{C_1^2}{L^2} \right) + C_2 \left(3 - 4 \frac{C_2^2}{L^2} \right) \right] = 0,02 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{2000} = 0,3 \text{ cm.}$$

5. Verification au voilement :

$$\left(\frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right)^2 + (\tau)^2 \leq 0,015 \left(\frac{1000 \cdot e_a}{h_a} \right)^4$$

$$\left(\frac{18,7}{\bar{\sigma}} \right)^2 + (10,2)^2 = 111,2 < 0,015 \left(\frac{1000 \cdot 9,5}{297} \right)^4 = 15702 \quad \text{verifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de voilement.

On adoptera des raidisseurs de construction à l'appui et en travée.

POUTRE ROULANTE 2T

I. Caractéristiques :

$N = 2 t$: charge utile.

$\max R = 1,8 f$

$\min R = 0,5 f$

$F_t = 0,22 t$ force de freinage transversale.

$F_L = 0,36 t$ " " longitudinale.

$e = 2,00 m$ entre-axes des galets

$b = 0,30 m$

$\psi = 1,2$ coefficient de majoration dynamique.

rail : profil N°1.

- voir calcul détaillé à l'annexe:

Resultats de calcul:

- Poutre de roulement : HEA260

- $\sigma_{max} = 1181 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$.

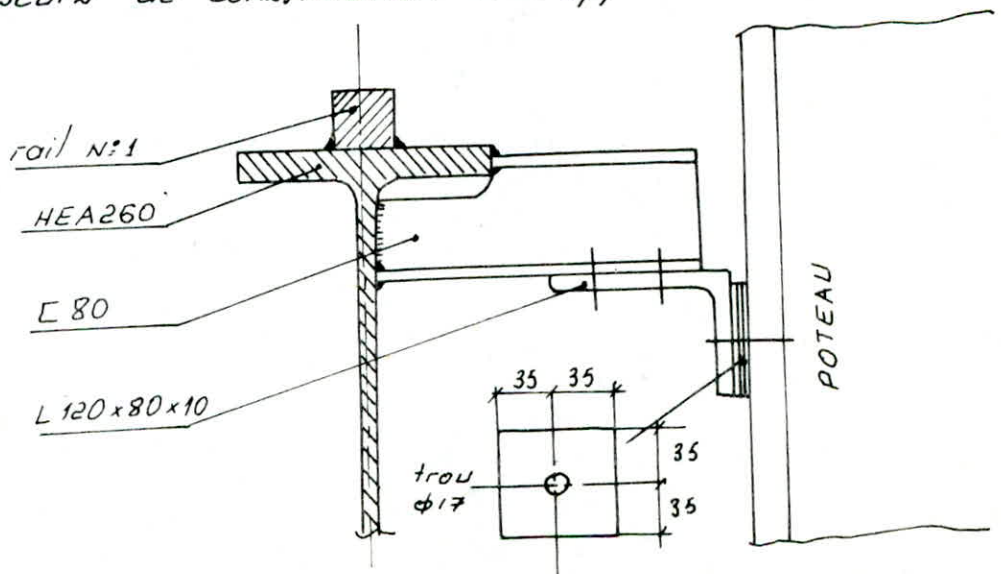
- $\sigma_{max} = 703 \text{ " } < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$

- $f_{max}^v = 0,68 \text{ cm} < \bar{f}_v = 0,8 \text{ cm}$.

- $f_{max}^H = 0,21 \text{ " } < \bar{f}_H = 0,3 \text{ cm}$

- Poutre de freinage constructive, fig ci-dessous.

- Raidisseurs de construction à l'appui et en travée.



CHAPITRE IV

ETUDE AU SEISME

B : facteur de comportement de la structure.

notre ossature est contreventée par palées dans un sens et dans l'autre par des portiques autostables

$\Rightarrow B = 0,25$ (tableau 3.2 R.P.A.81).

Q : facteur de qualité:

$$Q = 1 + \sum_i P_i \quad 1 \leq Q \leq 1,6. \quad \text{voir tableau des criteres (Annexe)}$$

pour tous les blocs: sens longitudinal $Q_c = 1,2$

sens transversal $Q_t = 1,3$

w : Poids de la structure. (detail à l'annexe).

Bloc A:

- Poids de la toiture: $w_{A1} = 151673 \text{ dan.}$

- Poids de l'étage: $w'_{A2} = 1103844 \text{ dan.}$

- Surcharge d'exploitation: $S'_{A2} = 500 \cdot 5 = 500 \cdot 1740 = 870000 \text{ dan.}$

$$\Rightarrow w_{A2} = w'_{A2} + 0,25 S'_{A2} = 1321344 \text{ dan.}$$

(pour les entrepôts ou hangars, un minimum de 25% de la charge d'exploitation doit être inclus dans la valeur de w - Art 3.3.15 R.P.A.81).

Bloc C:

- Poids de la toiture: $w_{C1} = 31294 \text{ dan.}$

- Poids de l'étage: $w'_{C2} = 217125 \text{ dan.}$

- surcharge d'exploitation: $S'_{C2} = 500 \cdot 330 = 165000 \text{ dan.}$

$$\Rightarrow w_{C2} = w'_{C2} + 0,25 S'_{C2} = 258375 \text{ dan.}$$

Bloc B: (Pont roulant 10t).

- Poids de la toiture: $w'_{B1} = 74496 \text{ dan}$ (10 portiques).

$w_{B1} = 7450 \text{ dan / portique.}$

- voie de roulement: $w'_{B2} = 18081 \text{ dan}$

- surcharge: $S'_{B2} = 10000 \text{ dan.}$

$$\Rightarrow w_{B2} = w'_{B2} + 0,25 S'_{B2} = 20581 \text{ dan / portique}$$

Bloc D: (Pont roulant et).

- poids de la toiture : $W'_{D1} = 31294 \text{ dan}$ (6 portiques).

$W_{D1} = 5216 \text{ dan / portique}$

- voie de roulement : $W'_{D2} = 3142 \text{ dan}$

- surcharge : $S'_{D2} = 2000 \text{ dan}$.

$\Rightarrow W_{D2} = W'_{D2} + 0,25 S'_{D2} = 3642 \text{ dan / portique}$

Distribution en hauteur des forces laterales:

La force laterale V est distribuée sur la hauteur selon les formules suivantes: (art 3.3.3 R.P.A.81)

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

La force concentrée F_i au sommet de la structure est

donnée par : $F_t = 0,07 T \cdot V$ si $T > 0,7s$

$F_t = 0$ si $T \leq 0,7s$

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

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

Dans notre cas $T < 0,7s$ donc $F_t = 0$

Donc la distribution se fait suivant la formule

$$F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$$

Tableau des valeurs de F_k pour les bloc A et C.

BLOC	SENS	A.B.D.Q	NIVEAU	W_k (dan)	V (dan)	h_k (m)	$W_k \cdot h_k$	F_k (dan)
A	L	0,1377	I +8,00	151673	20885	8,00	1213384	31472
			II +5,00	1321344	181949	5,00	6606720	171362
	T	0,1243	I +8,00	151673	18853	8,00	1213384	28409
			II +5,00	1321344	164243	5,00	6606720	154686
C	L	0,1156	I +8,00	31284	3618	8,00	250352	5436
			II +5,00	258373	29868	5,00	1291875	28050
	T	0,0980	I +8,00	31294	3067	8,00	250352	4608
			II +5,00	258375	25321	5,00	1291875	2378

BLOC : B et D (F_x : effort appliqué sur un seul portique).

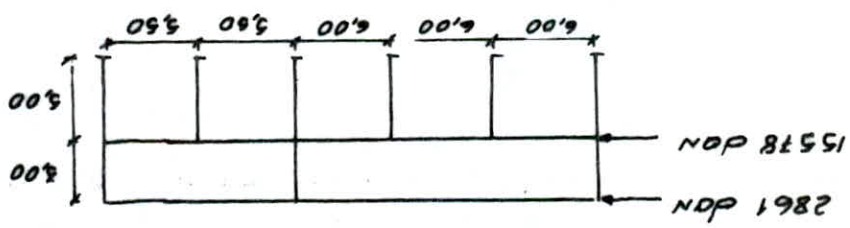
BLOC	SENS	A.B.D.O	NIVEAU	W _k (don)	V (don)	h _k (m)	W _k · h _k	F _k (don)
B	L	0,1377	I	7450	1026	8,00	59600	1130
		0,1377	II	20581	2834	7,00	144067	2730
	T	0,1107	I	7450	825	8,00	59600	908
		0,1107	II	20581	2278	7,00	144067	2195
D	L	0,1156	I	5216	603	8,00	41728	683
		0,1156	II	3642	421	5,72	20833	341
	T	0,0980	I	5216	511	8,00	41728	579
		0,0980	II	3642	357	5,72	20833	289

Distribution des forces laterales suivant les portiques.

BLOC : A

on dispose de 11 portiques identiques (même rigidité) dans le sens longitudinal :

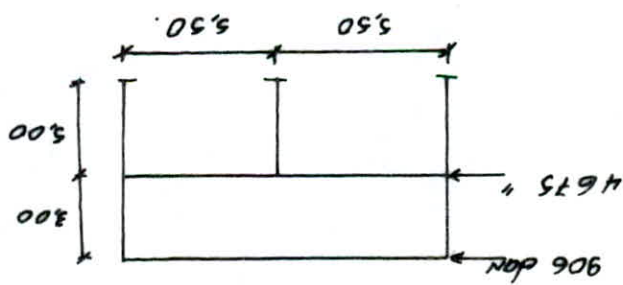
$F_p = \frac{F_x}{11} \Rightarrow F_{pI} = \frac{11}{31442} = 2861 \text{ don}$ NIVEAU I
 $F_{pII} = \frac{11}{17162} = 15578$ " " NIVEAU II



BLOC : C

on dispose de 6 portiques identiques (même rigidité) dans le sens longitudinal :

$F_p = \frac{F_x}{6} \Rightarrow F_{pI} = \frac{6}{5436} = 906 \text{ don}$ NIVEAU I
 $F_{pII} = \frac{6}{28050} = 4675$ " " NIVEAU II

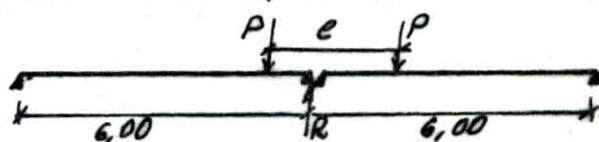


Blocs B et D :

on dispose d'une voie de roulement dans chaque bloc. Lors d'un seisme la probabilité de présence du pont roulant dans une position qui provoque un effort sismique maximal dans un portique est égale à $\frac{3,64}{6} \cdot 100 = 61\%$ ($e = 3,64$ m).
c.a.d les galets se trouvent de part et d'autre d'un poteau ainsi on prend le cas le plus défavorable (position ci-dessous).

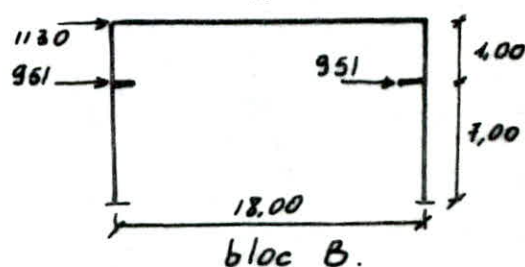
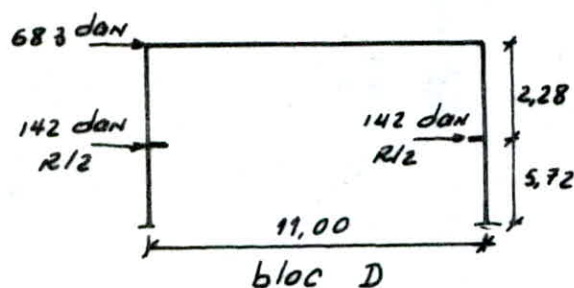
$$R = 2P - P \cdot \frac{e}{l} \quad \text{avec} \quad P = \frac{F_{II}}{2}$$

$$= F_{II} - F_{II} \cdot \frac{e}{2l}$$



Donc : bloc B : $R = 2730 - 2730 \cdot \frac{3,64}{2 \cdot 6} = 1902$ dan.

bloc D : $R = 341 - 341 \cdot \frac{2}{2 \cdot 6} = 284$ dan.



Calcul des centres de masse et de torsion :

Bloc : A

- Centre de masse niveau I et II :

$$x_g = 30,00 \text{ m}$$

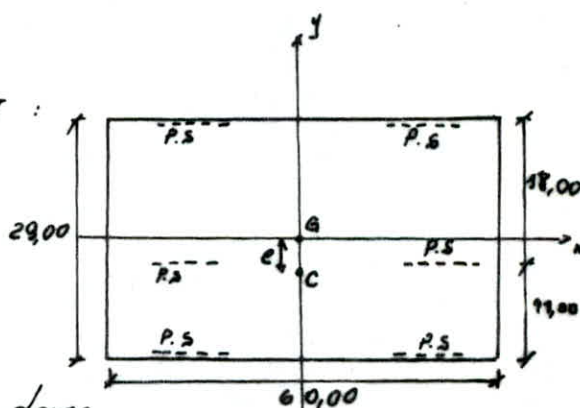
$$y_g = 14,50 \text{ m}$$

- Centre de torsion :

par raison de symétrie des portiques, le centre de torsion dans le sens transversal coïncide avec le centre de masse.

$$\Rightarrow x_c = 30,00 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{\sum R_i^l \cdot y_i^l}{\sum R_j^l}$$



La rigidité des palées est identiques

$$\Rightarrow y_c = \frac{R_j^l (0 + 11 + 29)}{3 R_j^l} = 13,30 \text{ m}$$

⇒ une excentricité ds le sens longitudinal :

$$e_y = |y_a - y_c| = 1,2 \text{ m} < 5\% \cdot l_x.$$

Donc il faut tenir compte d'une excentricité accidentelle dans les 2 sens (R.P.A.81 art 3.3.5).

$$e = 0,05 l_x = 0,05 \cdot 60 = 3,00 \text{ m}.$$

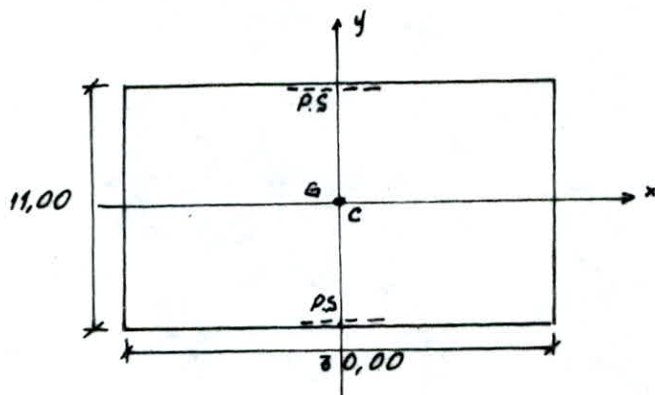
Bloc C :

$$x_a = 15,00 \text{ m} \quad x_c = 15,00 \text{ m}$$

$$y_a = 5,50 \text{ m} \quad y_c = 5,50 \text{ m}$$

$$e = |x_a - x_c| = |y_a - y_c| = 0$$

⇒ excentricité accidentelle $e = 0,05 l_x = 1,50 \text{ m}$.



CHAPITRE V

ETUDE DES PORTIQUES

PORTIQUE 13

Dans le sens transversal du bloc B, nous avons un portique à un seul contour; la traverse de portée $L = 18,00 \text{ m}$, les poteaux d'une hauteur de $8,00 \text{ m}$.

Le portique est 3 fois hyperstatique. On utilise le "formulaire des cadres simples" (A. KLEINLOGEL), pour la détermination des éléments de réduction.

On calcule les moments dans 4 sections dangereuses:

- la base du poteau (encastrement)
- au niveau du pont roulant
- au nœud rigide B.
- à mi-traverse.

et les réactions d'appui V_A et H_A , à partir desquelles on déterminera l'effort normal correspondant à chaque section et l'effort tranchant max.

valeurs fixes:

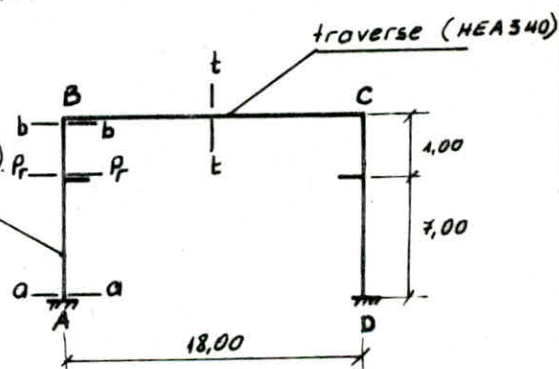
I_1 : Inertie du poteau. Poteau (HEB340).

I_2 : " de la traverse.

$$K = \frac{I_2}{I_1} = \frac{27700}{36660} = 0,756$$

$$N_1 = K + 2 = 2,756$$

$$N_2 = 6K + 1 = 5,586$$



1. Cas de charges:

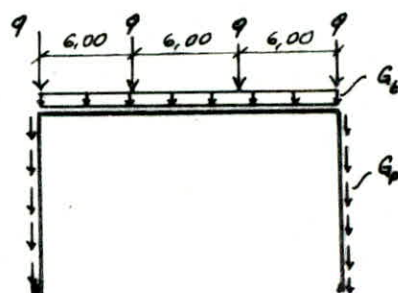
1.1. Charges permanentes.

P.P de la traverse: $G_t = 112 \text{ dan/lml}$

P.P du poteau: $G_p = 142 \text{ ''}$

P.P de la toiture: 4 forces concentrées

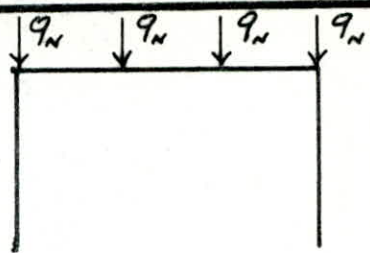
$q = 2439 \text{ dan}$ apportées par les sheds



1.2. surcharge de la neige:

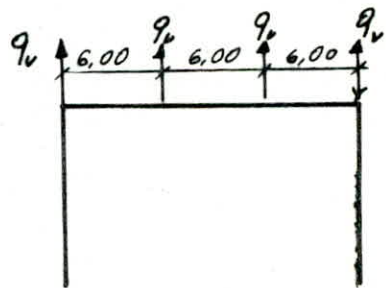
4 forces concentrées

$$q_N = 2708 \text{ dan}$$

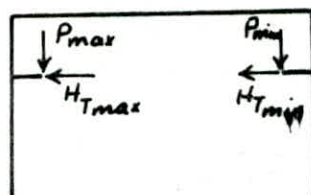
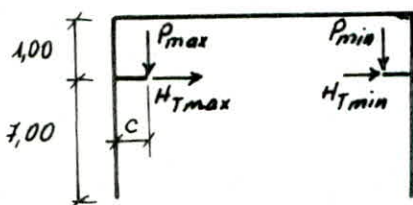


1.3 surcharge de vent:

$$q_v = -1988 \text{ dan.}$$



1.4. surcharges dues au pont roulant (iot):
on a deux cas:



avec : $c = b + \frac{h_{pot}}{2} = 0,52 \text{ m}$

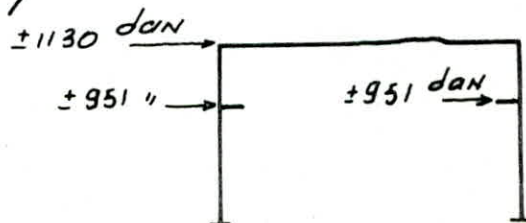
$$P_{max} = 13,24 \text{ tf.}$$

$$H_{Tmax} = \pm 1,324 \text{ tf.}$$

$$P_{min} = 5,43 \text{ tf}$$

$$H_{Tmin} = \pm 0,543 \text{ tf.}$$

1.5. surcharges sismiques :



Le tableau des éléments de reductions pour les différentes sollicitations sera donc le suivant:

- signe: effort normal:
 - + compression
 - traction.

cas de charge.	section a-a			section P		section b-b			section t-t	
	M_A (tf.m)	N_A (tf)	T_{Amax} (tf)	M_P (tf.m)	N_P (tf)	M_B (tf.m)	N_B (tf)	T_{Bmax} (tf)	M_t (tf.m)	N_t (tf)
charge Permanente	+4,616	+7,022	+1,730	-7,494	6,084	-9,232	+1,730	+5,950	+9,938	+1,730
Neige	+3,912	+5,416	+1,467	-6,357	+5,416	-7,824	+1,467	+5,416	+8,424	+1,467
Vent	-3,007	-3,976	-1,113	+4,860	-3,976	+5,998	-1,113	-3,976	-6,434	-1,113
seisme	$\pm 6,920$	$\pm 0,472$	$\pm 1,515$	$\pm 3,682$	$\pm 0,472$	$\pm 4,250$	$\pm 1,130$	$\pm 0,472$	0	$\pm 1,130$
Pont-roulant cas ①	-2,749	+12,789	-0,117	-1,930 +6,015	+12,789	+4,804	-0,117	-0,451	+0,760	-0,117
Pont-roulant cas ②	+5,919	+13,311	+1,865	+0,809 -7,135	+13,311	+0,270	+1,865	+0,071	+0,932	+1,865

Les combinaisons les plus defavorables.

1. Poteaux :

Efforts combinaisons	section a-a (base pot)		section p-p (niveau P.P)		T_{max} (tf).
	M (tf.m)	N (tf)	M (tf.m)	N (tf)	
$4/3 G + 17/12 (P + N_n)$	+23,436	+43,45	-33,15	+42,20	+8,084
$G + P \pm 1,2 S_i$	+21,207	+26,22	-21,15	+25,30	+6,015

2. Poutres :

Efforts combinaisons	section t-t (mi-traverse)		section b-b (nœud)		T_{max} (tf).
	M (tf.m)	N (tf)	M (tf.m)	N (tf)	
$4/3 G + 17/12 (P + N_n)$	+27,033	+8,08	-22,858	+8,08	+15,747
$G + P \pm S_i$	+11,243	+5,47	-14,368	+5,47	+6,521

2. Verification:

6' Allure generale des diagrammes des moments dans le portique est telle que le schema ci-dessous:

Efforts:

$M_a = +23,436 \text{ tf.m}$

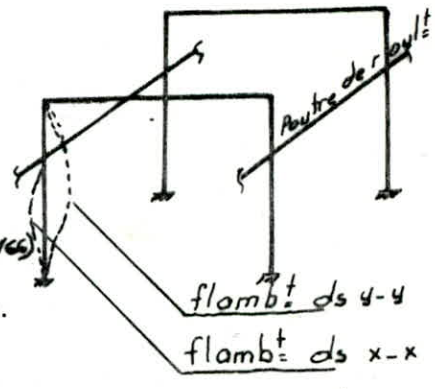
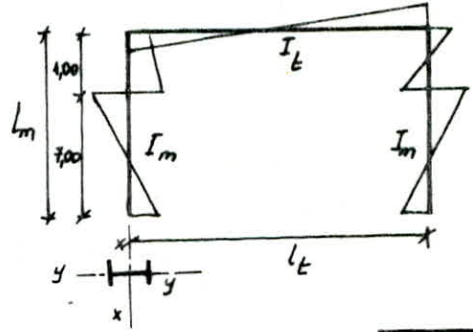
$M_{Pr} = M_{max} = -33,15 \text{ tf.m}$

$N_{cor} = +42,20 \text{ tf.}$

avec : $4/3 G + 17/12 (P + N_n)$.

$T_{max} = 8,084 \text{ tf.}$

Poteau HEB340.



2-1. Verification à la stabilité:

longueur de flambement: (Annexe 15,124 cm)

$$l_{fy} = \frac{(5 + 2 \frac{I_m}{l_m} \cdot \frac{l_t}{I_t})}{(5 + \frac{I_m}{l_m} \cdot \frac{l_t}{I_t})} \cdot l_m = 1,373 \cdot 8,00 = 10,98 \text{ m.}$$

$l_{fy} = \frac{700}{2} = 350 \text{ cm}$ (le poteau est entretoisé par la poutre de freinage et celle de roulement).

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{fx}}{l_x} = \frac{1098}{14,6} = 75,2 \\ \lambda_y &= \frac{l_{fy}}{l_y} = \frac{350}{7,53} = 46,5 \end{aligned} \right\} \max(\lambda_x, \lambda_y) = \lambda_x = 75,2$$

on doit verifier : $K_{ix} \sigma + K_{fy} \sigma_{fy} \leq \sigma_{en}$. (flexion composée).

$K_{ix} = \frac{\mu_x - 1}{\mu_x - 1,3} = 1,022$

$K_{fy} = \frac{\mu_x + 0,25}{\mu_x - 1,3} = 1,114$ (moment variant linéairement).

$\Rightarrow 1,022 \cdot \frac{42,20 \cdot 10^3}{170,9} + 1,114 \cdot \frac{33,15 \cdot 10^5}{2160} = 1962 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$.

2.2 Verification au deversement:

- Verification preliminaire:

$\lambda = \frac{3,5 l_{fy}}{b} = \frac{3,5 \cdot 350}{30} = 40,8 \rightarrow K = 1,069$.

$\Rightarrow 1,069 \left(\frac{42200}{176,9} + \frac{33,15 \cdot 10^5}{2160} \right) = 1905 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$.
pas de risque de deversement.

2.3 Verification au cisaillement:

$$\sigma = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{8084}{(34 - 2 \cdot 2,15) \cdot 2} = 227 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

3. Poutres:

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Efforts: } M_{max} = +27,033 \text{ tf.m} \\ N_{cor} = +8,08 \text{ tf.} \\ T_{max} = +15,75 \text{ tf.} \end{array} \right\} 4/3 G + 17/12 (P + N_n)$$

Poutre HEA340.

3.1. Verification à la stabilité

$$l_{fy} = \frac{1800}{2} = 900 \text{ cm}$$

$$l_{fy} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm (poutre entretoisée par les sheds)}$$

$$\lambda_x = \frac{900}{14,4} = 62,5$$

$$\lambda_y = \frac{300}{7,46} = 40,2$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 62,5 \\ \lambda_y = 40,2 \end{array} \right\} \lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = \lambda_x = 62,5 \rightarrow \text{flambement y-y}$$

$$\lambda = 62,5 \rightarrow \kappa = 1,216.$$

$$\text{formule enveloppe: } 9/8 (\kappa \sigma + \sigma_f) = 9/8 (1,216 \cdot \frac{8080}{183,5} + \frac{27,033 \cdot 10^5}{1680})$$

$$= 1893 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

3.2. Verification au deversement:

- verification preliminaire:

$$\lambda = \frac{3,5 l_{fy}}{b} = \frac{3,5 \cdot 300}{30} = 35 \rightarrow \kappa = 1,049$$

$$\Rightarrow \kappa (\sigma + \sigma_f) = 1,049 (60,52 + 1609,1) = 1751 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

3.3. Verification au cisaillement:

$$T_{max} = 15,75 \text{ tf.}$$

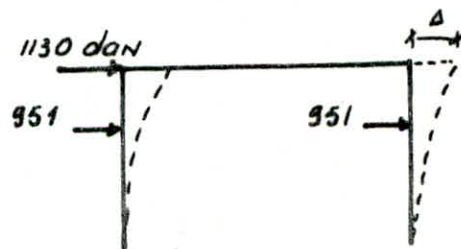
$$\sigma = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{15,75 \cdot 10^3}{(33 - 2 \cdot 1,65) \cdot 0,95} = 558 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

3.4. Verification de la flèche:

La poutre a été predimensionnée par le critere de deformabilité.

3.5. Calcul des déplacements:
sous les charges sismiques
(aide memoire R.D.M)

$$\Delta = 1,8 \text{ cm (admissible)}$$

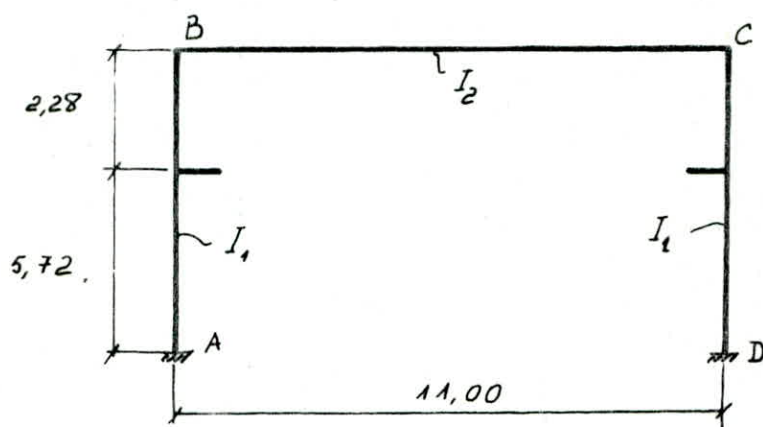


PORTIQUE D

L'étude de ce portique est semblable à celui du bloc B, avec un changement des paramètres suivants :

- portée de la traverse.
- Inerties des poteaux et des traverses.
- Intensités des charges.
- niveau du pont roulant.

schema statique du portique :



Caractéristiques :

- Poteaux : HEB 280 $\rightarrow I_1 = 19270 \text{ cm}^4$.
- traverse : HEA 260 $\rightarrow I_2 = 10460 \text{ cm}^4$.

- Calcul détaillé et vérifications voir annexe.

Déplacements max des nœuds B et C :

sous l'effet du vent : $\Delta_v = 1,113 \text{ cm}$.

sous l'effet du seisme : $\Delta_s = 0,812 \text{ cm}$.

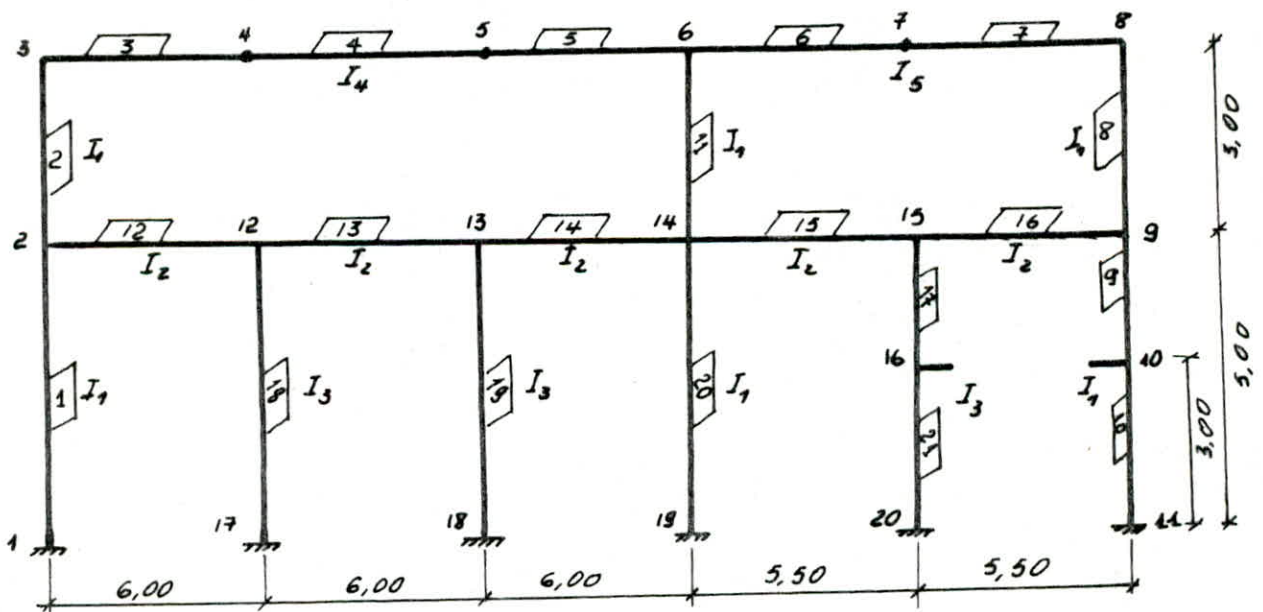
PORTIQUE 'A'

STRESS est un programme permettant de résoudre sur ordinateur des problèmes de structures, il fait une analyse linéaire de structures élastiques composées de barres droites (à section constante, présentant 2 axes de symétrie) se coupant suivant leur ligne moyenne, soumises à des charges statiques. Les structures peuvent être planes ou spatiales avec nœuds articulés ou encastrés.

Le programme donne comme résultats les efforts et moments en bout de barre, les déplacements et rotations des nœuds, les réactions aux appuis et vérifie l'équilibre général de la structure.

La méthode utilise largement l'écriture matricielle et la théorie des matrices de rigidité.

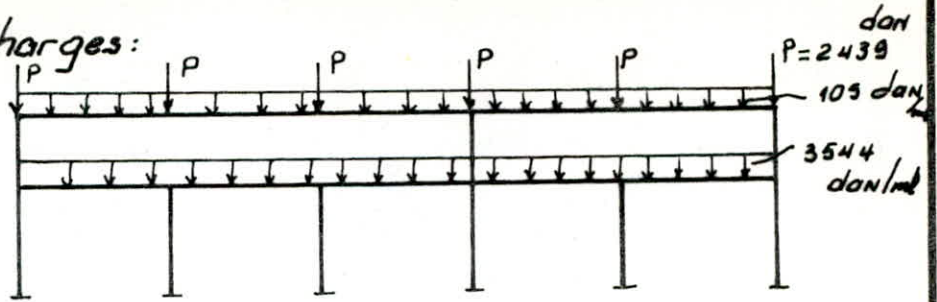
Les résultats obtenus et les combinaisons sont tabulés dans l'annexe.



- $I_1 = 36660 \text{ cm}^4$ (HEB 340)
- $I_2 = 18260 \text{ cm}^4$ (HEB 300)
- $I_3 = 7763 \text{ cm}^4$ (HEA 240)
- $I_4 = 27700 \text{ cm}^4$ (HEA 340)
- $I_5 = 10460 \text{ cm}^4$ (HEA 260)

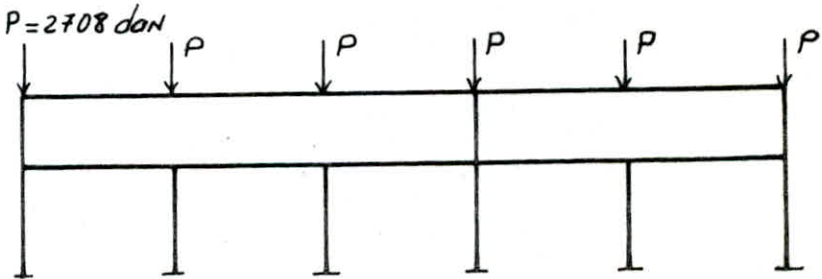
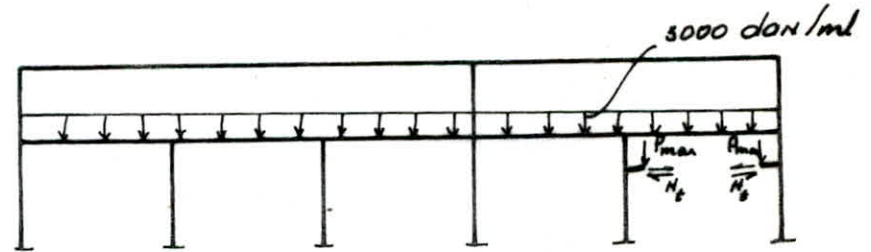
Charges et surcharges:

1) charges
Permanentes



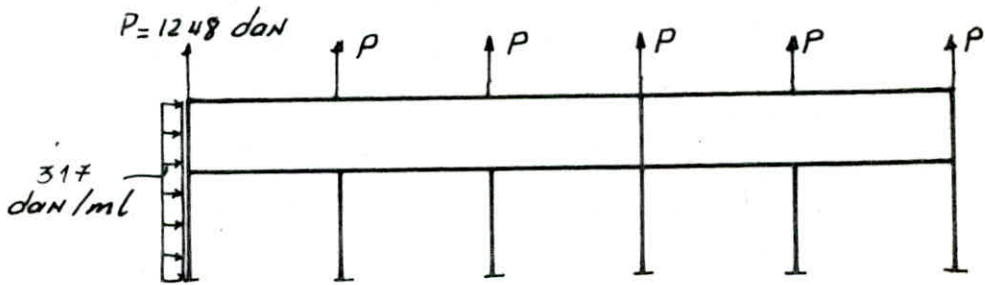
2) surcharges
d'exploitation

- $P_{max} = 3 \text{ tf.}$
- $P_{min} = 0,833 \text{ tf}$
- $H_{t,max} = 0,367 \text{ ''}$
- $H_{t,min} = 0,083 \text{ ''}$

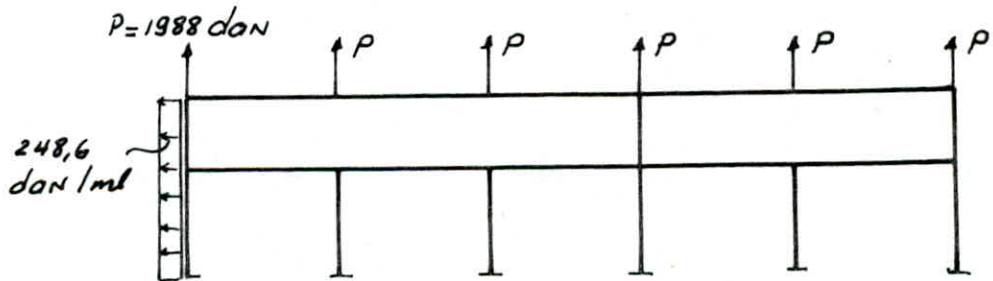


3) Neige =>

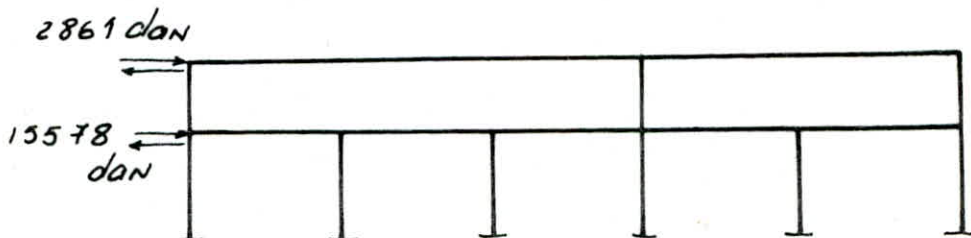
4) Vent ①



5) Vent ②



6) seisme



Verifications:

1. Poteaux:

- Poteau 1

$$\text{Efforts: } \left. \begin{array}{l} M = -21,134 \text{ tf.m} \\ N = 27,214 \text{ tf. (cp)} \\ T = 7,452 \text{ tf} \end{array} \right\} G + P \mp 1,25i$$

- verification de la stabilité:

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_2}{1 + 6,5 K_2}} \quad (K_1 = 1 \text{ encastrement parfait}).$$

$$K_2 = \frac{\sum K_{poutre}}{\sum K_i} = \frac{I_2/6}{1,15 + 1,13 + I_2/6} = 0,135 \Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = 1,543 \Rightarrow l_f = 1,543 \cdot 500 = 771,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{771,5}{7,53} = 102,5 \rightarrow K = 1,968$$

$$9/8 (K \cdot \sigma + \sigma_f) = \frac{9}{8} \left(1,968 \cdot \frac{27214}{170,9} + \frac{21,134 \cdot 10^5}{2160} \right) = 1453 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

- Verification au deversement:

- Verification préliminaire:

$$\lambda = \frac{3,5 l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 771,5}{30} = 90 \rightarrow K = 1,651$$

$$\Rightarrow K (\sigma + \sigma_f) = 1,651 \left(\frac{27214}{170,9} + \frac{21,134 \cdot 10^5}{2160} \right) = 1878 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

- Verification au cisaillement:

$$\sigma = \frac{T_{max}}{A_n} = \frac{7452}{(34 - 2 \cdot 2,15) \cdot 1,2} = 209 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en.}}{1,54}$$

- Poteau 2

$$\text{Efforts: } \left. \begin{array}{l} M = -13,943 \text{ tf.m} \\ N = 6,142 \text{ tf} \\ T = -14,11 \text{ tf} \end{array} \right\} G + P \pm 1,25i$$

$$4/3 (G + T) + 17/12 (P + N_n)$$

- verification de la stabilité:

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4 (K_2 + K_3) + 1,1 K_2 K_3}{K_2 + K_3 + 5,5 K_2 K_3}}$$

$$K_2 = 0,135$$

$$K_3 = \frac{I_4/18}{4/3 + I_4/18} = 0,112$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = 2,587 \Rightarrow l_f = 2,587 \cdot 300 = 776,1 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{776,1}{7,53} = 103,1 \rightarrow K = 1,977$$

$$9/8 (K \sigma + \sigma_f) = \frac{9}{8} \left(1,977 \cdot \frac{6142}{170,9} + \frac{13,943 \cdot 10^5}{2160} \right) = 806 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- verification au deversement :

- verification préliminaire :

$$\lambda = \frac{3,5 \cdot l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 776,1}{30} = 90,5 \rightarrow K = 1,669$$

$$\Rightarrow K (\sigma + \sigma_f) = 1137 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- verification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_n} = \frac{14110}{35,64} = 396 \text{ don/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

Poteau 11.

$$\text{Efforts: } \left. \begin{array}{l} M = 18,70 \text{ tf.m} \\ N = 20,20 \text{ tf.} \\ T = 7,203 \text{ tf} \end{array} \right\} 4/3 (G+T) + 17/12 (P+N_n)$$

- verification de la stabilité :

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4 (K_6 + K_{14}) + 1,1 \cdot K_6 \cdot K_{14}}{K_6 + K_{14} + 5,5 \cdot K_6 \cdot K_{14}}}$$

$$K_6 = \frac{I_2/16 + I_3/11}{I_2/16 + I_3/11 + I_4/13} = 0,169$$

$$K_{14} = \frac{I_2/16 + I_2/5,5}{I_2/16 + I_2/5,5 + I_4/13 + I_4/15} = 0,245$$

$$\text{soit } \frac{l_f}{l_0} = 2,03 \Rightarrow l_f = 2,03 \cdot 300 = 608,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{608,4}{7,53} = 80,8 \Rightarrow K = 1,469$$

$$9/8 (K \cdot \sigma + \sigma_f) = 9/8 (1,469 \cdot \frac{20,20 \cdot 10^3}{170,9} + \frac{18,70 \cdot 10^5}{2160}) = 1169 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- verification au deversement :

- verification préliminaire :

$$\lambda = \frac{3,5 \cdot l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 608,4}{30} = 71 \rightarrow K = 1,315$$

$$\Rightarrow K (\sigma + \sigma_f) = 1294 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- verification au cisaillement

$$\tau = \frac{7203}{35,64} = 202 \text{ don/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

Poteau 19

$$\text{Efforts: } \left. \begin{array}{l} M = 5,56 \text{ tf.m} \\ N = 40,35 \text{ tf} \\ T = 2,09 \text{ tf} \end{array} \right\} G + P \pm 1,2 S_i$$

verification de la stabilité :

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_{13}}{1 + 6,5 K_{13}}}$$

$$K_{12} = 1$$

$$K_{13} = \frac{2 \cdot I_2 / 6}{2 \cdot I_2 / 6 + I_3 / 5} = 0,797$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = 1,048 \Rightarrow l_f = 1,048 \cdot 500 = 524 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{524}{6,00} = 87,3 \Rightarrow \kappa = 1,59$$

$$9/8 (\kappa \cdot \sigma + \sigma_f) = 9/8 \left(1,59 \cdot \frac{40350}{76,8} + \frac{5,56 \cdot 10^5}{675} \right) = 1866 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

verification au deversement

- verification preliminaire :

$$\lambda = \frac{3,5 l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 524}{24} = 76,5 \Rightarrow \kappa = 1,39$$

$$\kappa (\sigma + \sigma_f) = 1,39 \left(\frac{40350}{76,8} + \frac{5,56 \cdot 10^5}{675} \right) = 1875 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

verification au cisaillement :

$$\sigma = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{2090}{(23 - 2 \cdot 1,2) 0,75} = 135 \text{ don/cm}^2 < \frac{\sigma_{en.}}{1,54}$$

II. Poutres :

Poutre 3, 4, 5

Efforts :

$$\left. \begin{array}{l} M = 31,734 \text{ tf.m} \\ N = 14,108 \text{ tf} \\ T = 8,5 \text{ tf} \end{array} \right\} 4/3 (G + T) + 17/12 (P + N_n).$$

verification de la stabilité :

$$l_{fx} = \frac{1800}{2} = 900 \text{ cm} \quad (\text{encastree}).$$

$$l_{fy} = \frac{1800}{3} = 600 \text{ cm} \quad (\text{entretoisee par les traverses}).$$

$$\lambda_x = \frac{900}{14,4} = 62,5 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{600}{7,46} = 80,4 \quad ; \quad \lambda_y > \lambda_x \rightarrow \text{plan de flamb. } X-X$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 80,4 \rightarrow \kappa = 1,439$$

$$\text{formule enveloppe : } 9/8 (\kappa \sigma + \sigma_f) = 2296 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

verification au deversement :

piece soumise a 2 moments differents aux extremités

$$L = l_0 = 600 \text{ m} \rightarrow \sigma_d = 1168 \text{ don/cm}^2 \quad (\text{art 3,62, CM66})$$

$$\rightarrow \lambda_0 = 50,3 \rightarrow \kappa_0 = 1,120 \rightarrow \kappa_{d_0} = 1,058$$

$$\left. \begin{array}{l} M_w = 31,734 \text{ tf.m} \\ M_e = 16,746 \text{ ''} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{M_e}{M_w} = 0,528 \rightarrow C = 1,301$$

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5 K_{d0}} = 0,87 < 1 \Rightarrow K_d = 1$$

⇒ pas de risque de deversement.

verification au cisaillement.

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{8,5 \cdot 10^3}{(33 - 2 \cdot 1,65) \cdot 0,95} = 301 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

verification a la fleche :

$$f_{max} = f_g + f_N = 2,3722 + 2,1322 = 4,51 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{1800}{300} = 6 \text{ cm.}$$

Poutre 6,7

Efforts :

$$\left. \begin{array}{l} M = 13,033 \text{ tf.m} \\ N = +5,86 \text{ tf} \\ T = 4,612 \text{ " } \end{array} \right\} \frac{4}{3} (G+T) + \frac{17}{12} (P + N_n).$$

verification a la stabilite :

$$\left. \begin{array}{l} l_{fx} = \frac{1100}{2} = 550 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = \frac{550}{11,0} = 50 \\ l_{fy} = \frac{1100}{2} = 550 \text{ " } \rightarrow \lambda_y = \frac{550}{6,50} = 84,61 \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = 84,61 \text{ flambement x-x}$$

$\lambda = 84,61 \rightarrow K = 1,539$

$$\Rightarrow \frac{9}{8} (K \sigma + \sigma_f) = \frac{9}{8} \left(1,539 \cdot \frac{5860}{86,8} + \frac{13,033 \cdot 10^5}{836} \right) = 1870 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification au deversement :

- verification preliminaire

$$\lambda = \frac{3,5 l_f}{b} = 74 \rightarrow K = 1,357$$

$$K (\sigma + \sigma_f) = 2207 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification au cisaillement

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{4612}{(25 - 2 \cdot 1,25) \cdot 0,75} = 273 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

verification a la fleche

$$f_{max} = f_g + f_N = 0,919 + 0,827 = 1,75 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{1100}{300} = 3,67 \text{ cm.}$$

Poutre : 12, 13, 14, 15

Efforts :

$$\left. \begin{array}{l} M = 28,635 \text{ tf.m} \\ N = -2,806 \text{ tf (traction)} \\ T = 27,918 \text{ tf} \end{array} \right\} \frac{4}{3} (G+T) + \frac{3}{2} P$$

verification de la resistance:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} = \frac{2806}{112,5} + \frac{28,635 \cdot 10^8}{1260} = 2298 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification au cisaillement:

$$\tau = \frac{27918}{(29 - 2,14) 0,85} = 1254 \text{ don/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54} =$$

III - Déplacement Horizontal

Les déplacements du portique sous l'effet sismique sont plus importants que ceux dus au vent.

on doit vérifier: $\frac{1}{2B} \delta_j \leq \bar{\delta}_j = 0,0075 h_j$ (R.P.A. - art 3.3.7.1).

- niveau 1 : (nœud 2).

$$\delta_j = 1,188 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{2B} \cdot \delta_j = \frac{1}{2 \cdot 0,25} \cdot 1,188 = 2,376 \text{ cm} < 0,0075 \cdot 500 = 3,75 \text{ cm}.$$

- niveau 2 : (nœud 3)

$$\delta_j = 1,722 - 1,188 = 0,534 \text{ cm}$$

$$2 \delta_j = 1,068 \text{ cm} < 0,0075 \cdot 300 = 2,25 \text{ cm}.$$

PORTIQUE 'C'

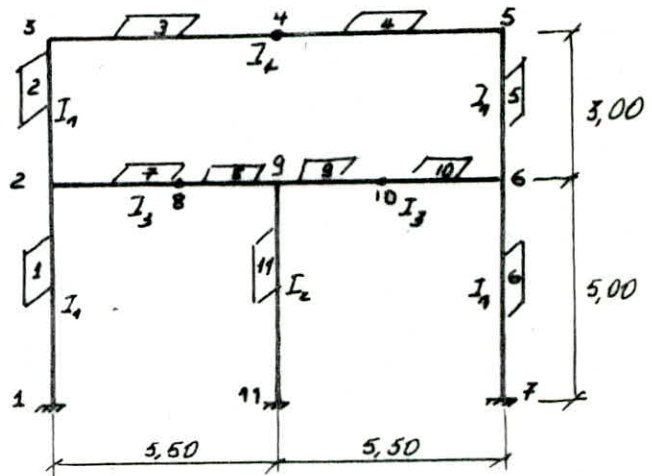
on utilise le programme STRESS pour déterminer les efforts.

$$I_1 = 14920 \text{ cm}^4 \quad \text{HEB 260}$$

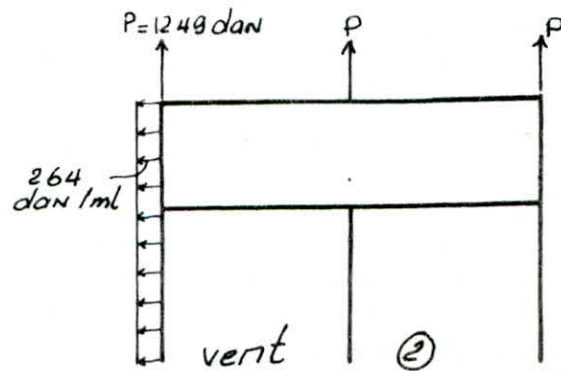
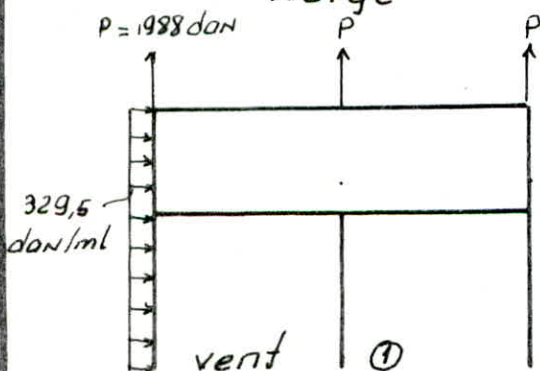
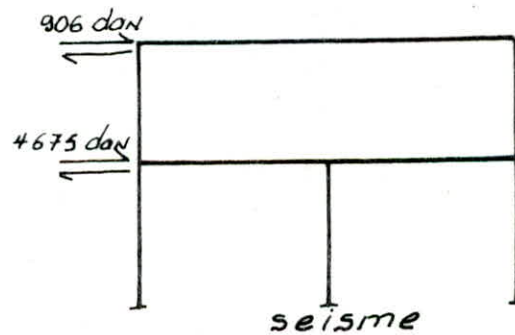
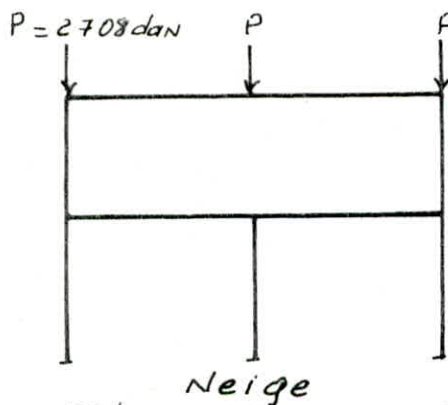
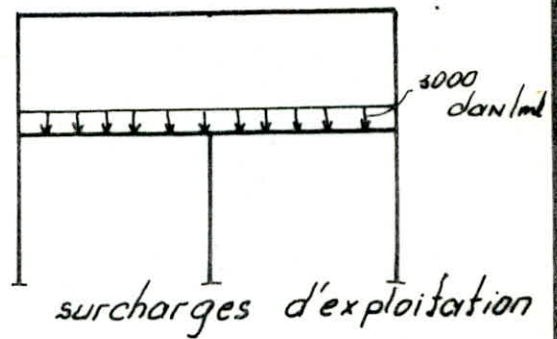
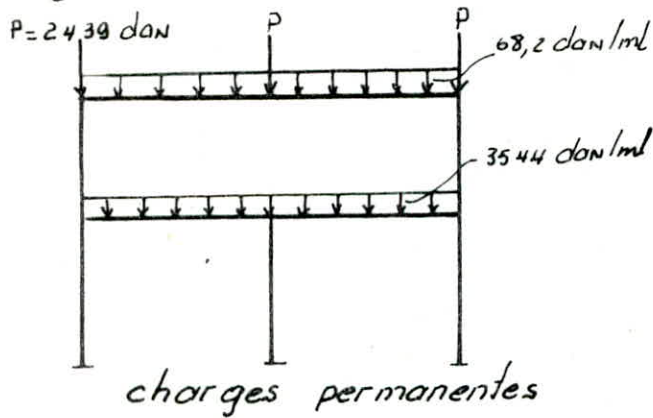
$$I_2 = 7763 \text{ " } \quad \text{HEA 240}$$

$$I_3 = 18260 \text{ " } \quad \text{HEA 300}$$

$$I_4 = 10460 \text{ " } \quad \text{HEA 260}$$



Charges et surcharges :



verification de la stabilite des éléments du portique :

I - les poteaux :

Poteaux 1, 6

Efforts : $M = 9,426 \text{ tf.m}$
 $N = 22,479 \text{ tf}$
 $T = 3,77 \text{ tf}$ } $G + P \pm 1,25i.$

- verification de la stabilite :

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_2}{1 + 6,5 K_2}} \quad K_1 = 1 \text{ (encastrement parfait).}$$

$$K_2 = \frac{I_2 / 5,5}{I_1 / 5,5 + I_3 / 5,5} = 0,294$$

$$\frac{l_f}{l_0} = 1,314 \Rightarrow l_f = 1,314 \cdot 500 = 657 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{657}{6,68} = 100 \quad \text{plan de flambement } x-x \rightarrow K = 1,894.$$

formule enveloppe : $K\sigma + \sigma_f \leq K_1\sigma + K_f\sigma_f \leq 9/8 (K\sigma + \sigma_f)$ (annexe 13,527 cm⁶⁶).

$$\Rightarrow 9/8 (K\sigma + \sigma_f) = \frac{9}{8} \left(1,894 \cdot \frac{22479}{118,4} + \frac{9,426 \cdot 10^5}{1150} \right) = 1327 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

- verification au deversement :

- verification preliminaire :

$$\lambda = \frac{3,5 l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 657}{26} = 88,44 \rightarrow K = 1,615$$

$$\Rightarrow K (\sigma + \sigma_f) = 1,615 \left(\frac{22479}{118,4} + \frac{9,426 \cdot 10^5}{1150} \right) = 1630 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

verification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{A_0} = \frac{3770}{(26 - 2 \cdot 1,75) \cdot 1} = 168 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

Poteaux 2, 5

Efforts :

$M = 10,701 \text{ tf.m}$
 $N = 11,132 \text{ tf}$
 $T = 7,214$ } $4/3 G + 17/12 (P + N_n).$

verification de la stabilite :

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4 (K_2 + K_3) + 1,1 K_2 K_3}{K_2 + K_3 + 5,5 K_2 K_3}} \quad K_3 = \frac{I_3 / 5,5}{I_1 / 5,5 + I_2 / 5,5} = 0,400$$

$$K_2 = 0,294$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = 1,591 \Rightarrow l_f = 1,591 \cdot 300 = 477,3 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{477,3}{6,58} = 72,54 \rightarrow K = 1,335$$

$$9/8 (K \sigma + \sigma_f) = 9/8 \left(1,335 \cdot \frac{11132}{118,4} + \frac{10,701 \cdot 10^5}{1150} \right) = 1188 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification au deversement:

- verification préliminaire :

$$\lambda = \frac{3,5 l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 477,3}{26} = 64,25 \rightarrow K = 1,235$$

$$K (\sigma + \sigma_f) = 1,235 \left(\frac{11132}{118,4} + \frac{10,701 \cdot 10^5}{1150} \right) = 1265 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification au cisaillement

$$\tau = \frac{7214}{(26 - 2 \cdot 1,75) \cdot 1} = 321 \text{ don/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

Poteau 11 :

Efforts :

$$\left. \begin{array}{l} M = 4,876 \text{ tf} \cdot \text{m} \\ N = 38,314 \text{ tf} \\ T = 1,949 \text{ tf} \end{array} \right\} G + P \pm 1,2 \text{ Si}$$

verification à la stabilité:

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_2}{1 + 6,5 K_2}}$$

$K_u = 1$ (encastrement parfait)

$$K_2 = \frac{2 \cdot I_3 / 5,5}{I_2 / 5 + 2 \cdot I_3 / 5,5} = 0,810$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = 1,044 \rightarrow l_f = 1,044 \cdot 500 = 522 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{522}{6} = 87 \rightarrow K = 1,587$$

$$9/8 (K \sigma + \sigma_f) = 9/8 \left(1,587 \cdot \frac{38314}{76,8} + \frac{4,876 \cdot 10^5}{675} \right) = 1703 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification au deversement:

verification préliminaire :

$$\lambda = \frac{3,5 l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 522}{24} = 76,12 \rightarrow K = 1,388$$

$$K (\sigma + \sigma_f) = 1,388 \left(\frac{38314}{76,8} + \frac{4,876 \cdot 10^5}{675} \right) = 1695 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification au cisaillement:

$$\tau = \frac{1949}{(23 - 2 \cdot 1,2) \cdot 0,75} = 126 \text{ don/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

II. Poutres:

Poutres 4, 3

Efforts:

$$\left. \begin{aligned} M &= 10,796 \text{ tf} \cdot \text{m} \\ N &= +7,215 \text{ tf} \\ T &= 4,043 \text{ tf} \end{aligned} \right\} 4/3 G + 17/12 (P + N_n).$$

- verification à la stabilité:

$$l_{fx} = l_{fy} = \frac{1100}{2} = 550 \text{ cm}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = \lambda_y = \frac{550}{6,5} = 84,61 \rightarrow K = 1,539$$

$$9/8 (K\sigma + \sigma_f) = 9/8 \left(1,539 \cdot \frac{7215}{86,8} + \frac{10,796 \cdot 10^5}{836} \right) = 1597 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- verification au deversement:

verification preliminaire:

$$\lambda = \frac{3,5 l_f}{b} = \frac{3,5 \cdot 550}{26} = 74 \rightarrow K = 1,357$$

$$K(\sigma + \sigma_f) = 1865 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$$

verification au cisaillement:

$$\tau = \frac{4043}{(25 - 2 \cdot 1,25) 0,75} = 240 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

verification de la flèche:

$$f_{\max} = f_g + f_N = 1,068 + 1,127 = 2,196 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{1100}{300} = 3,67 \text{ cm}.$$

Poutre 8 :

Efforts:

$$\left. \begin{aligned} M &= 26 \text{ tf} \cdot \text{m} \\ N &= -27,017 \text{ tf (traction)} \\ T &= 27,017 \text{ tf} \end{aligned} \right\} 4/3 G + 3/2 P$$

verification à la resistance:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} = \frac{27017}{112,5} + \frac{26 \cdot 10^5}{1260} = 2304 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification au cisaillement:

$$\tau = \frac{27017}{(29 - 2 \cdot 1,4) 0,85} = 1213 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558 \text{ dan/cm}^2.$$

verification de la flèche :

$$f = f_g + f_p = 0,3259 + 0,2853 = 0,611 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{550}{300} = 1,83 \text{ cm}.$$

III - Déplacement horizontal :

Les déplacements horizontaux du portique sous l'effet du seisme sont plus importants que ceux dus au vent.

Donc on doit vérifier :

$$\frac{1}{2B} \delta_j \leq \bar{\delta}_j = 0,0075 h_j \quad \text{avec :}$$

(art 3,3.7.1 RPA 81).

δ_j : déplacement relatif d'étage

h_j : hauteur d'étage

B : facteur de comportement

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

niveau 1 : nœud 2 ou 6

$$\delta_j = 1,04 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{2B} \delta_j = \frac{1}{2 \cdot 0,25} \cdot 1,04 = 2,08 < 0,0075 \cdot 500 = 3,75 \text{ cm}$$

niveau 2 : nœud 3 ou 5

$$\delta_j = 1,446 - 1,04 = 0,406 \text{ cm}$$

$$2 \cdot \delta_j = 0,812 < 0,0075 \cdot 300 = 2,25 \text{ cm}.$$

Les joints sismiques

Pour vérifier les conditions des R.P.A 81 on a séparé les blocs de roulement de ceux des bureaux et magasins (blocs contenant un plancher) en évitant les décrochements importants en plan, par des joints sismiques qui doivent permettre le libre déplacement à chaque bloc. (voir vue en plan chap 1).

$$e \geq \max \{ (\delta_j^A + \delta_j^B), (\delta_j^B + \delta_j^C), (\delta_j^B + \delta_j^D) \}$$

e : épaisseur des joints

δ_j : déplacement horizontal transversal au niveau +8,00m.

$$\Rightarrow e \geq \delta_j^A + \delta_j^B = 1,722 + 2,01 = 3,732 \text{ cm}$$

$$\text{D'après les RPA 81 } e \geq \frac{H}{300} = \frac{800}{300} = 2,66 \text{ cm}$$

Donc on prend $e = 8 \text{ cm}$ légèrement plus grande pour faciliter l'ancrage de deux poteaux sur une même platine.

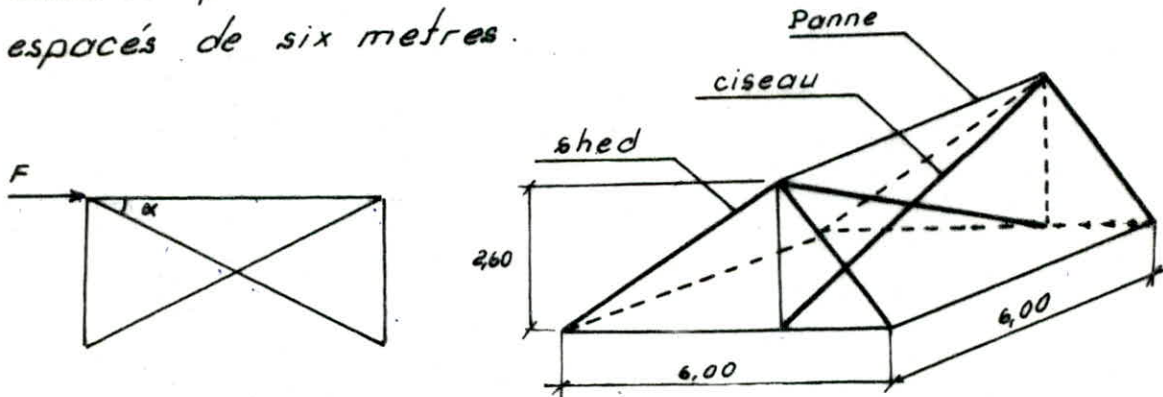
CHAPITRE VI

CONTREVENTEMENT

CONTREVENTEMENT

I. Stabilité verticale des sheds:

La stabilité des sheds dans le sens transversal est assurée par des ciseaux, reliant 2 cadres consécutifs espacés de six mètres.



- Longueur de flambement:

$$l_f = \frac{l}{2} \quad \text{avec } l = \sqrt{(6,00)^2 + (2,60)^2} = 654 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow l_f = \frac{654}{2} = 327 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq \lambda_{lim} \quad \text{avec } \lambda_{lim} = 200 \text{ pour la traction.}$$

$$\Rightarrow i_{min} \geq \frac{l_f}{\lambda_{lim}} = \frac{327}{200} = 1,63 \Rightarrow 760 \times 60 \times 4 \quad (i_x = i_y = 1,83).$$

on néglige la barre comprimée

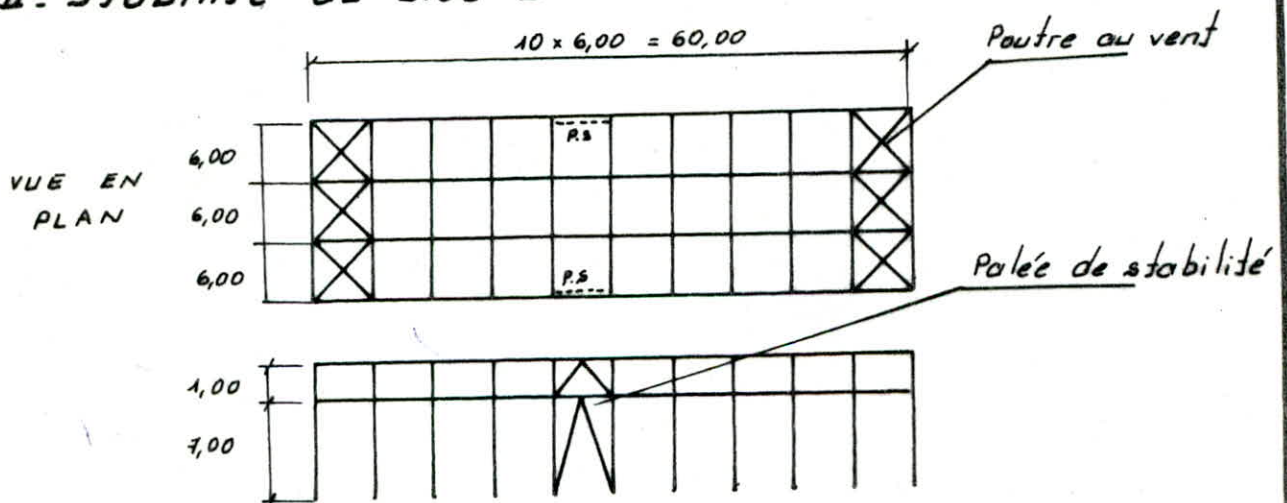
$$\Rightarrow N = \frac{F}{\cos \alpha} \quad \text{avec } \tan \alpha = \frac{2,6}{6} \Rightarrow \cos \alpha = 0,917$$

$$F = 1,75 \cdot C \cdot Q_f \cdot S = 1,75 \cdot \frac{6 \cdot 2,6}{2} \cdot 1,06 \cdot 51,8 = 749 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow N = \frac{749}{0,917} = 817 \text{ dan.}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{817}{4,71} = 173 \text{ dan/cm}^2.$$

II. Stabilité du bloc B:



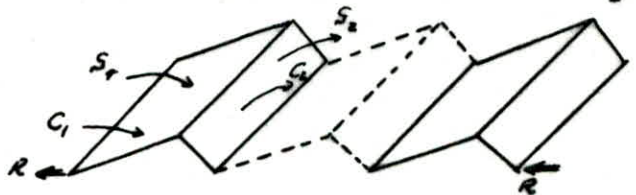
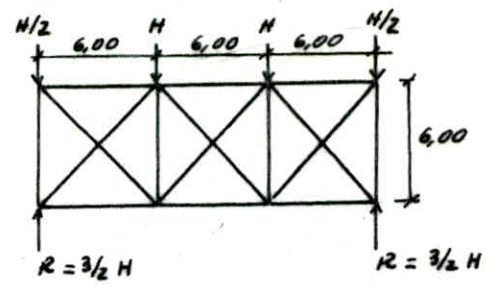
2.1. la poutre au vent:

$$H = H_1 + H_2$$

H_1 : reaction du potelet sous la surcharge extrême du vent (voir bardage)

$$H_1 = \frac{566 \cdot 8}{2} = 2264 \text{ dan.}$$

H_2 : effort dû à l'entraînement des sheds sous la surcharge extrême du vent.

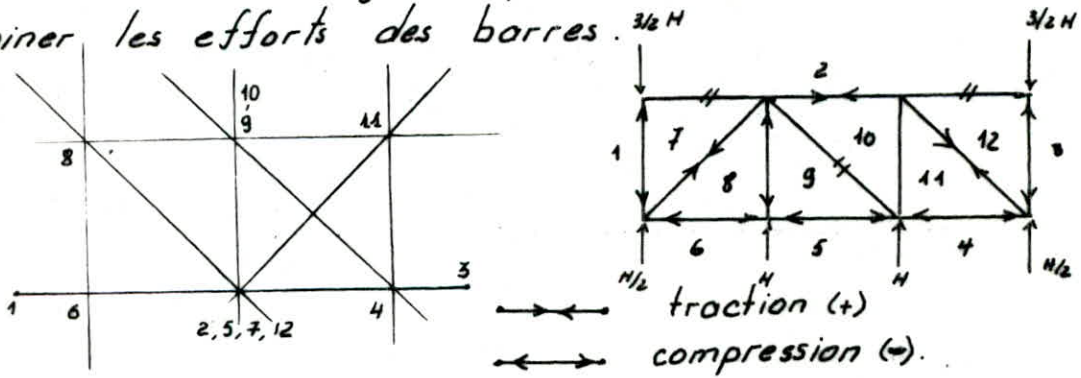


$$H_2 = 1,75 (C_1 \cdot Q_f \cdot S_1 \cdot \sin 30 + C_2 \cdot Q_f \cdot S_2 \cdot \sin 60)$$

$$= 1,75 (0,57 \cdot 5,2 \cdot 6 \cdot \sin 30 + 0,44 \cdot 3 \cdot 6 \cdot \sin 60) = 7165 \text{ dan.}$$

D'où $H = H_1 + H_2 = 2264 + 7165 = 9429 \text{ dan.}$

on utilise la methode graphique de Cremona pour determiner les efforts des barres.



barre	1-7	2-7	7-8	8-6	8-9	2-9	5-10	9-10	10-11	4-11	11-12	2-12	3-12
N	$-\frac{3}{2}H$	0	$+HV\sqrt{2}$	-H	-H	+H	-H	0	-H	-H	$+HV\sqrt{2}$	0	$-\frac{3}{2}H$

Les diagonales :

$$N = HV\sqrt{2} = 13335 \text{ dan.}$$

$$l_y = 0,8 l_0 = 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot 600 = 679 \text{ cm (art 5,222 CM66).}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{i_{\min}} \leq \lambda_{\lim} \text{ avec } \lambda_{\lim} = 200.$$

$$\Rightarrow i_{\min} \geq \frac{679}{200} = 3,39 \text{ cm} \Rightarrow 7 \cdot 120 \times 120 \times 8 \quad (i_x = i_y = 3,69 \text{ cm})$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{13335}{18,74} = 712 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

Montants (traverse HEA 160).

$$N = -14144 \text{ dan (compression).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0,8 \cdot 600}{3,98} = 120,6 < \lambda_{\lim} \rightarrow K = 2,527 \Rightarrow \sigma = K \cdot \frac{N}{A} = 2,527 \cdot \frac{14144}{38,8} = 921 \text{ dan/cm}^2$$

2.2. Stabilité verticale :

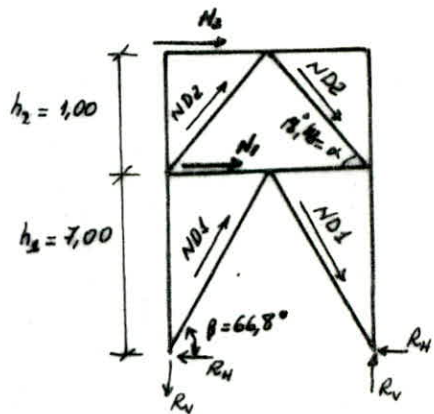
La stabilité verticale est destinée à assurer la stabilité des files d'ossature vis à vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter : vent, freinage des ponts roulants, effets sismiques. Dans notre cas le vent est plus défavorable que le séisme.

H_2 : réaction de la poutre au vent extrême (suction + pression)

$$H_2 = 27538 \text{ dan.}$$

H_1 : force de bûée du pont roulant (effort de tamponnage).

$$H_1 = P_t = 13,667 \text{ tf.}$$



2.2.1. Détermination des efforts :

$$R_v = \pm \frac{[H_2(h_1 + h_2)] + H_1 \cdot h_2}{2} = \pm 38995 \text{ dan.}$$

$$R_H = -\frac{(H_2 + H_1)}{2} = -20603 \text{ dan.}$$

$$ND2 = \pm \frac{H_2}{2 \cdot \cos \alpha} = \pm 14524 \text{ "}$$

$$ND1 = \pm \frac{(H_1 + H_2)}{2 \cdot \cos \beta} = \pm 52299 \text{ "}$$

2.2.2. Dimensionnement :

Les Diagonales D1

$$N = \pm 52299 \text{ dan.}$$

$$l_f = 0,8 \sqrt{(700)^2 + (300)^2} = 610 \text{ cm}$$

$$i_{\min} \geq \frac{l_f}{\lambda_{\lim}} = \frac{610}{130} = 4,692 \text{ cm} \quad \lambda_{\lim} = 130 \text{ pour la compression}$$

$$\text{soit : } \Gamma 150 \times 150 \times 15 \quad (i_x = 4,57 \quad , i_y = 6,773 \text{ cm.})$$

verif :

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{610}{4,57} = 133 \approx \lambda_{\lim} \rightarrow K = 2,974$$

$$\sigma = K \cdot \frac{N}{A} = 2,974 \cdot \frac{52299}{43,02 \cdot 2} = 1808 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{en.}}$$

Les Diagonales D2 :

$$N = \pm 14524 \text{ dan}$$

$$l_f = 0,8 \sqrt{(100)^2 + (300)^2} = 253 \text{ cm.}$$

$$i_{\min} \geq \frac{l_f}{\lambda_{\lim}} = \frac{253}{130} = 1,946 \text{ cm}$$

$$\text{soit } \Gamma 70 \times 70 \times 7 \quad \left\{ \begin{array}{l} i_x = 2,12 \text{ cm} \\ i_y = 3,144 \text{ cm} \end{array} \right.$$

verification :

$$\lambda_x = \frac{253}{2,12} = 119 < \lambda_L \rightarrow K = 2,467$$

$$\sigma = K \cdot \frac{N}{A} = 2,467 \cdot \frac{14524}{2,9,4} = 1906 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

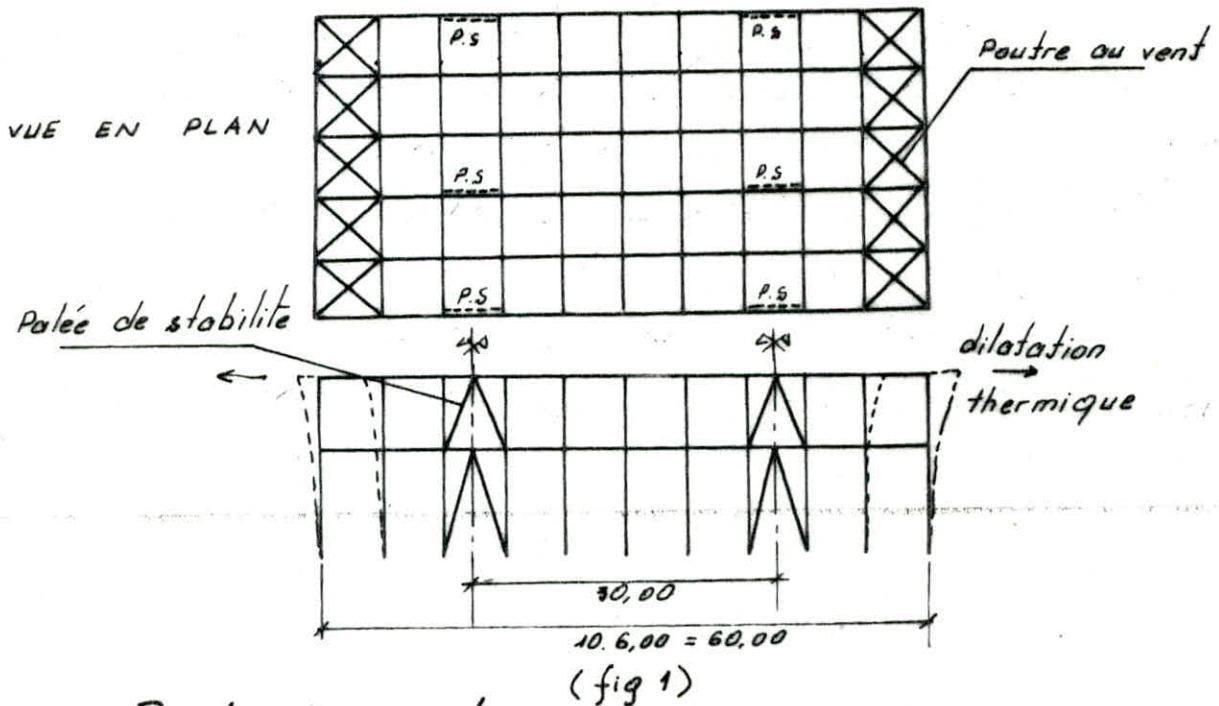
verification des montants (traverses):

$$N = H_x = 27538 \text{ don}$$

$$\lambda_y = \frac{0,8 \cdot 600}{3,98} = 120,6 < \lambda_{Lim} \rightarrow K = 2,527$$

$$\Rightarrow \sigma = 2,527 \cdot \frac{27538}{38,8} = 1794 \text{ don/cm}^2 < \sigma_{en}$$

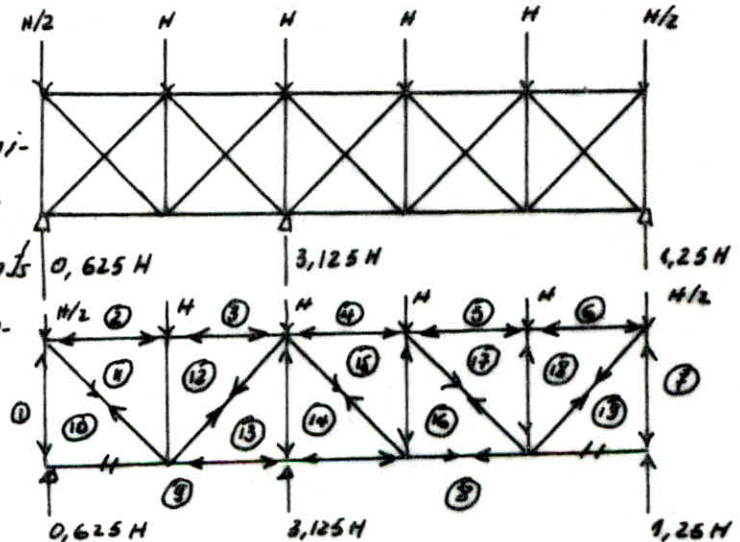
III. Stabilité du bloc A :



3.1. Poutre au vent :

$$H = 9429 \text{ don.}$$

La poutre est une fois hyperstatique, on détermine les réactions par la méthode des trois moments puis on utilise la méthode graphique de Cremona pour déterminer les efforts dans les barres.



(+) traction (-) compression.

barre	1-10	11-12	13-14	15-16	17-18	19-7	10-11	12-13	14-15	16-17	18-19	2-11	3-12	4-15	5-17	6-18	9-10	9-13	8-14	8-16	8-19
$N_x H$	-0,625	-1	-3,125	-1	-1,25	+0,178	+4,237	+1,768	+0,354	+1,061	-0,125	-0,126	-0,125	-0,5	-0,75	-0,75	0	-0,75	-0,75	+0,5	0

Verifications:

on adopte les même diagonales et les même traverses que le bloc B.

Les Diagonales: $7120 \times 120 \times 8$

$$N = 1,768 H = 16670 \text{ dan (traction)}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 889 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Les Traverses: HEA 160

$$N = -3,125 H = -29466 \text{ dan (compression)}$$

$$\sigma = K \cdot \frac{N}{A} \quad \text{avec } \lambda = 120,6 \rightarrow K = 2,527$$

$$\rightarrow \sigma = 2,527 \cdot \frac{29466}{38,8} = 1919 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

3.2 Stabilité verticale:

3.2.1. Prédimensionnement des diagonales:

D_1 :

$$l_f = 0,8 \sqrt{(300)^2 + (500)^2} = 467 \text{ cm}$$

$$i_{min} \geq \frac{l_f}{\lambda_{lim}} = \frac{467}{130} = 3,58 \text{ cm} \Rightarrow \text{I} 150 \times 150 \times 15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i_x = 4,57 \text{ cm} \\ i_y = 6,77 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D_2 :

$$l_f = 0,8 \sqrt{(300)^2 + (300)^2} = 340 \text{ cm}$$

$$i_{min} \geq \frac{l_f}{\lambda_{lim}} = \frac{340}{130} = 2,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{I} 90 \times 90 \times 9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i_x = 2,73 \text{ cm} \\ i_y = 4,05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3.2.2 Détermination des efforts:

$H_2 = R/2$: réaction de la poutre au vent

$$H_2 = \frac{3,125}{2} (9429 + 8929) = 28684 \text{ dan}$$

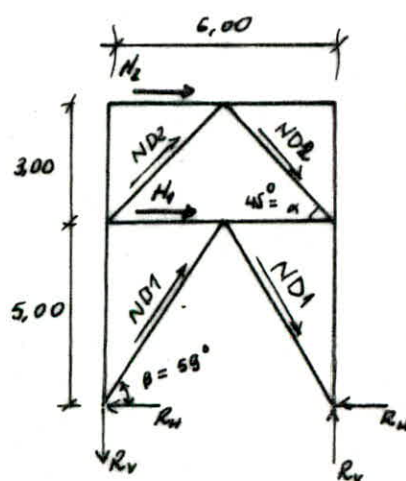
$$H_1 = 0$$

$$R_v = \pm 38245 \text{ dan}$$

$$R_H = -14342 \text{ ''}$$

$$ND_2 = \pm 20282 \text{ ''}$$

$$ND_1 = 127879 \text{ ''}$$



- seisme :

on tient compte d'une excentricité occidentale $l = 0,05L_s = 3,00m$

$$u = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i} = \frac{\sum x_i}{3} = -1,167m.$$

$$\Rightarrow d = 3 + 1,167 = 4,167m$$

d : distance entre le centre d'inertie et la résultante H

$$x'_1 = -13,33m$$

$$x'_2 = -2,33m$$

$$x'_3 = 15,67m$$

$$F_i = \frac{H^*}{3} \left(\frac{d \cdot x'_i}{\sum x_i'^2} \right)$$

$$\max F_i = F_1 = 15284 \text{ don (niveau I).}$$

$$\max F_i = F_3 = 83218 \text{ " (niveau II).}$$

Donc on a :

$$H_2 = \frac{15284}{2} = 7642 \text{ don}$$

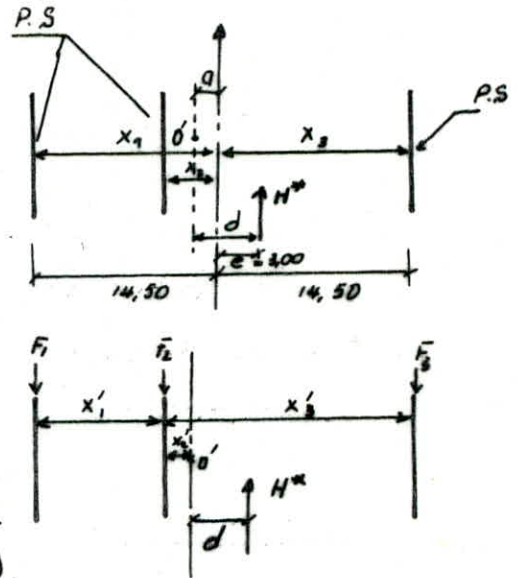
$$H_1 = \frac{83218}{2} = 41609 \text{ "}$$

$$\text{D'où : } R_v = \pm 30994 \text{ don.}$$

$$R_H = -24625 \text{ "}$$

$$ND_2 = \pm 5404 \text{ "}$$

$$ND_1 = \pm 47869 \text{ "}$$



- Effet thermique :

Entre les 2 palées de stabilité la dilatation thermique est empêchée (voir fig1). ce qui provoque un effort supplémentaire dû à la variation de la température.

une charge unitaire $H=1t$ provoque un déplacement unitaire δ_{unit}

$$\text{pour } H^* \rightarrow \delta_N^* = \delta_{unit} \cdot H^*$$

- L'allongement de la traverse :

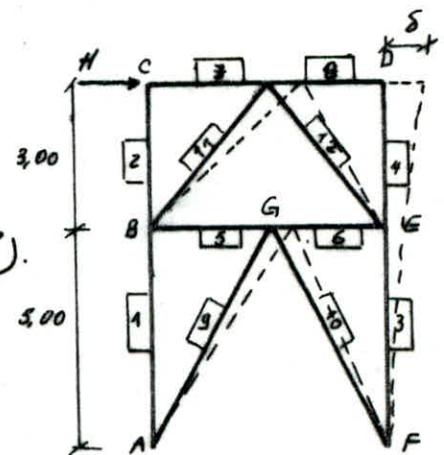
$$\Delta L = L \cdot 10^{-6} \cdot 11 \cdot \Delta T \quad (\Delta T : \text{variation de } t^\circ)$$

- Le raccourcissement de la traverse

$$\text{dû à } H^* : \Delta L_{H^*} = \frac{H^* \cdot L}{EA}$$

Donc pour une compatibilité des

$$\text{deformations "traverse - palée"} \Rightarrow \Delta L - \Delta L_{H^*} = 2\delta_N^*$$



$$\Rightarrow L \cdot 11 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta T - \frac{H^* \cdot L}{EA} = 2 \delta_{\text{unit}} \cdot H^*$$

$$\Rightarrow H^* = \frac{L \cdot 11 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta T}{\left(\frac{L}{EA} + 2 \delta_{\text{unit}}\right)} \quad (I)$$

on calcule le déplacement unitaire :

barre i	N _i	A _i cm ²	l _i cm	N _i ² l _i / A _i
1	+0,5	161,3	500	0,775
2	0	161,3	300	0
3	-0,5	161,3	500	0,775
4	0	161,3	300	0
5	-0,5	53,8	300	1,394
6	+0,5	53,8	300	1,394
7	0	31,4	300	0
8	0	31,4	300	0
9	+0,972	86,04	583	6,4
10	-0,972	86,04	583	6,4
11	+0,707	31,04	424	6,83
12	-0,707	31,04	424	6,83
			Σ	30,798

$$\delta = \frac{\sum N_i^2 l_i}{E A_i} = \frac{30,798}{2100}$$

$$\Rightarrow \delta_{\text{unit}} = 0,0147 \text{ cm}$$

pour une variation de température ΔT = 25°C

$$H^* = \frac{3000 \cdot 11 \cdot 10^{-6} \cdot 25}{\left(\frac{3000}{2100 \cdot 31,4} + 2 \cdot 0,0147\right)}$$

$$H^* = 9,694 \text{ tf.}$$

- Détermination des efforts sous H*

$$R_v = \pm 12925 \text{ daN}$$

$$R_H = -4847 \text{ "}$$

$$ND_2 = \pm 6855 \text{ "}$$

$$ND_1 = \pm 9423 \text{ "}$$

on remarque que les efforts dus à la température sont assez importants car les palées sont assez rigides.

Combinaisons des efforts :

EFFORTS combinaisons	ND1 (dan)	ND2 (dan)	R _v (dan)	R _H (dan)
T + Ve	± 37302	± 27137	± 51170	- 19189
T + 1,2 Si	± 66866	± 13340	± 50118	- 34397

3.2.4 Verifications :

- Les Diagonales D1 : 7Γ 150 x 150 x 15

$N = \pm 66866 \text{ dan. (T + 1,2 Si)}$

$l_f = 467 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{467}{4,57} = 102 < \lambda_{lim} = 130 \rightarrow K = 1,947$

$\sigma = K \cdot \frac{N}{A} = 1,947 \cdot \frac{66866}{2 \cdot 43,02} = 1513 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$

- Les Diagonales D2 : 7Γ 90 x 90 x 9

$N = \pm 27137 \text{ dan (T + Ve)}$

$l_f = 340 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = \frac{340}{2,73} = 124 < \lambda_{lim} = 130 \rightarrow K = 2,64$

$\sigma = K \cdot \frac{N}{A} = 2,64 \cdot \frac{27137}{2 \cdot 15,52} = 2308 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$

- Les traverses (HEA 160).

$N = \pm 37200 \text{ dan (Ve + T)}$

$\lambda = 120,6 \rightarrow K = 2,527$

$\sigma = K \cdot \frac{N}{A} = 2,527 \cdot \frac{37200}{38,8} = 2423 \text{ dan/cm}^2 \approx \sigma_{en} \text{ a } 1\% \text{ pr\u00e9s (acceptable)}$

- Les pal\u00e9es de stabilit\u00e9 du bloc C seront identiques

\u00e0 celles de A

- Les pal\u00e9es de stabilit\u00e9 du bloc D " " "

\u00e0 celles de B

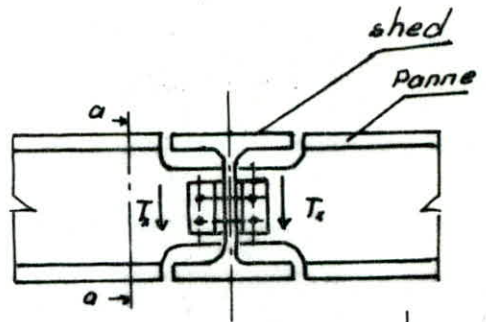
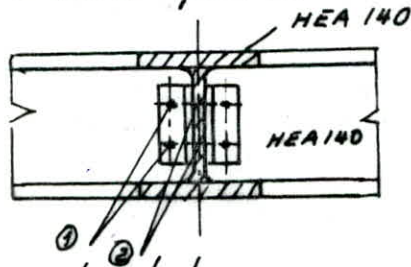
CHAPITRE VII

ASSEMBLAGES

LES ASSEMBLAGES

- Assemblage : shed - panne :

coupe a-a



on réalise une articulation :

$$T_x = \frac{q_n l}{2} = 732 \text{ dan. (voir panne).}$$

$$T_y = \frac{q_y l}{2} = 426 \text{ "}$$

ϕ des boulons ordinaires : 10 mm $\rightarrow d_{br} = 11$ mm.

$$33 \leq \delta \leq 77 \Rightarrow \delta = 40 \text{ mm}$$

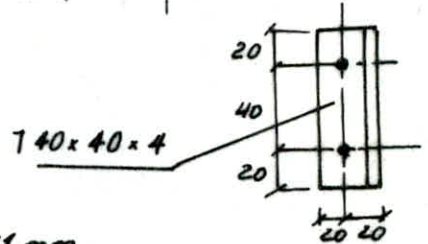
$$16,5 \leq \delta_2 \leq 27,5 \Rightarrow \delta_2 = 20 \text{ " } = \delta_2 \quad (\text{2 effort perpendiculaires})$$

- boulons 2 : sollicités en cisaillement : $T^* = \frac{T_x}{4} = 183 \text{ dan.}$

$$\Rightarrow 1,54 \cdot \frac{T_x^*}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{183}{0,58} = 486 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{an}$$

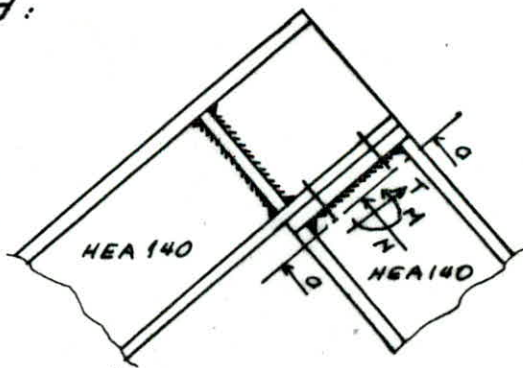
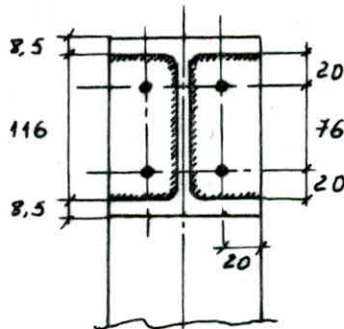
- boulons 1 : $T_x \rightarrow$ cisaillement suivant y-y } $\Rightarrow T = \sqrt{T_x^2 + T_y^2} = 847$
 $T_y \rightarrow$ " " " x-x }

$$T^* = \frac{T}{4} = \frac{847}{4} = 212 \text{ dan} \Rightarrow 1,54 \cdot \frac{212}{0,58} = 563 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{an}$$



- Assemblage cadre de shed :

coupe a-a



- Efforts : $M = 2133 \text{ dan.m}$
 $N = 873 \text{ dan}$
 $T = 1512 \text{ "}$ } $G + 1,2 P$ (voir CHAP II sheds).

- Disposition constructive :

4 boulons HR 8.8 , $\phi = 10$ mm , $d_{br} = 11$ mm

épaisseur de la platine 10 mm

$33 \leq \delta \leq 77 \Rightarrow \delta = 76 \text{ mm}$

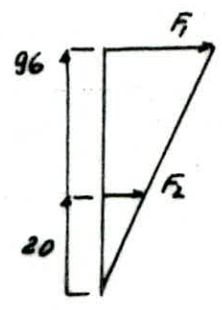
$16,5 \leq \delta_2 \leq 27,5 \Rightarrow \delta_2 = 20 \text{ ''}$

$16,5 \leq \delta_4 \leq 27,5 \Rightarrow \delta_4 = 20 \text{ ''}$

- Determination des efforts :

- Effet de M :

$F_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2} = \frac{213300 \cdot 96}{(96)^2 + (20)^2} = 2129 \text{ dan.}$
 $\Rightarrow F_1^* = \frac{F_1}{2} = 1064 \text{ dan.}$



- Effet de N :

$N^* = \frac{N}{4} = 218 \text{ dan.}$

- Effet de T :

$T^* = \frac{T}{4} = 378 \text{ dan.}$

- Verification :

* M et N : $N_{tot} = F_1^* + N^* = 1064 - 218 = 846 \text{ dan}$
 $N_{tot} \leq N_0 = 0,8 \cdot A_r \cdot \sigma_{red} = 0,8 \cdot 0,58 \cdot 6400 = 2969 \text{ dan}$
 $\Rightarrow N_{tot} = 846 < N_0 = 2969 \text{ dan.}$

* Net T : $T \leq 1,1 \varphi (N_0 + N)$ $N > 0$ compression.
 $T^* = 378 < 1,1 \cdot 0,3 \cdot (2969 + 218) = 1052 \text{ dan.}$

- Verification des soudures :

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

- cordons ① : reprennent M et N
- cordons ② : " T et N

$l_1 = \frac{b - e_0}{2} - 2\alpha = 55,25 \text{ mm}$

$l_2 = h - 2e_3 - 2\alpha = 104 \text{ ''}$

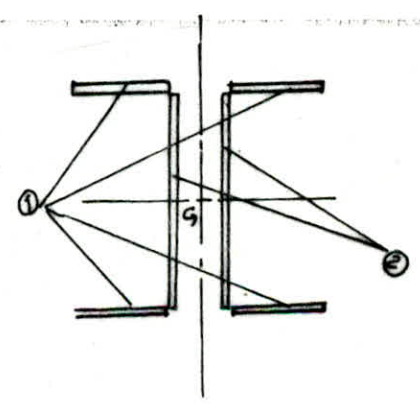
cordons ① :

$1,18 \left[\frac{N}{\sum l_i \cdot a\alpha} + \frac{M \cdot h}{2(h - 2e_3)^2 \cdot l_2 \cdot a\alpha} \right]$

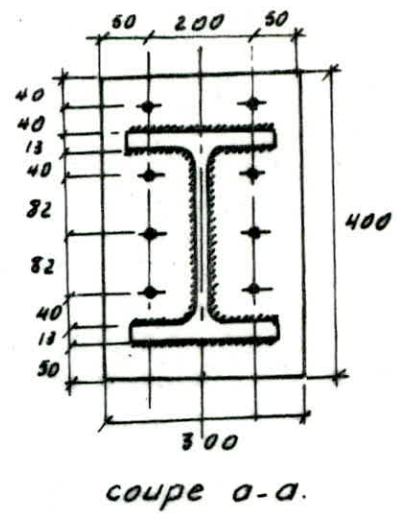
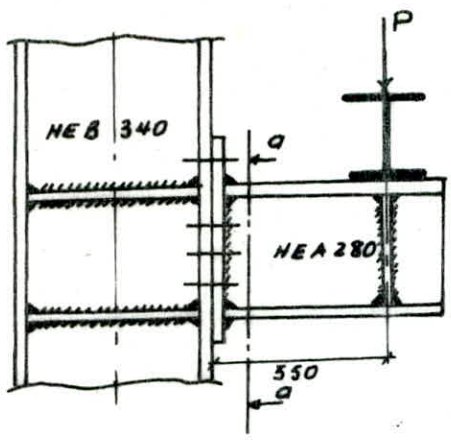
$= 1,18 \left[\frac{873}{(5,53 \cdot 4 + 2 \cdot 10,4) \cdot 0,56} + \frac{213300 \cdot 13,3}{2(13,3 - 2 \cdot 0,85)^2 \cdot 10,4 \cdot 0,56} \right] = 1858 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$

cordons ② :

$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\sum l_i \cdot a\alpha} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_2 \cdot a\alpha} \right)^2} = 179 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$



Assemblage : console du pont roulant - poteau :



- Les efforts :

$$M = P \cdot b = 19,78 \cdot 0,35 = 6,92 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$T = P = 19,78 \text{ tf}$$

$$N = 1,4 H_{T,max} = 1,85 \text{ tf}$$

- Disposition constructive :

- suivant reglement CM66 :

ϕ des boulons = 20 mm $\rightarrow d_b = 22$ mm , Boulons HR 8.8.

$e = 30$ mm epaisseur de la platine.

$\delta = 82$ mm ; $\delta_L = 40$ mm ; $\delta_b = 50$ mm.

- Effet de M :

$$F_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} = \frac{6,92 \cdot 10^3 \cdot 29,7}{(20,4)^2 + (12,2)^2 + (4)^2 + (29,7)^2} = 14047 \text{ dan}$$

$$F_i^* = \frac{F_i}{2} = 7024 \text{ dan}$$

- Effet de N :

$$N^* = \frac{N}{3} = 231 \text{ dan}$$

- Effet de T :

$$T^* = \frac{T}{3} = 2473 \text{ dan}$$

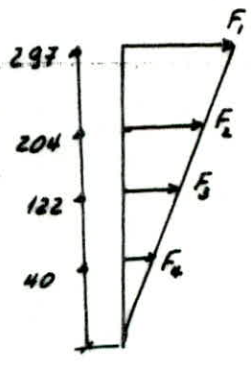
- Verification :

$$N_0 = 0,8 \cdot A_r \cdot \sigma_{red} = 0,8 \cdot 2,45 \cdot 6400 = 12544 \text{ dan}$$

$$N_{tot}^* = F_i^* + N^* = 7024 + 231 = 7255 \text{ dan} < N_0$$

$$T^* \leq 1,1 \varphi (N_0 - N^*) = 1,1 \cdot 0,93 \cdot (12544 - 231) = 4063 \text{ dan}$$

$$T^* = 2473 < 4063 \text{ dan}$$



verification des soudures :

$$\sqrt{e} - 0,5 \leq \alpha \leq 0,7 e_s \rightarrow \alpha = 10 \text{ mm} \rightarrow \alpha \alpha = 0,88 \text{ cm.}$$

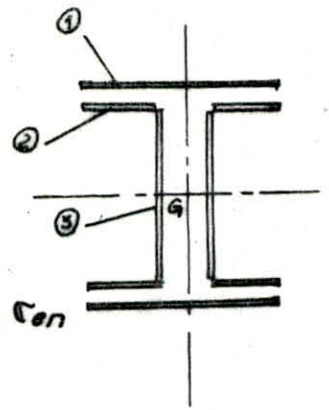
$$l_1 = 28 - 2 \cdot 1 = 26 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{28 - 0,8}{2} - 2 \cdot 1 = 11,6 \text{ cm}$$

$$l_3 = 27 - 2 \cdot 1 = 2 \cdot 1,3 = 22,4 \text{ cm}$$

$$1,18 \left[\frac{N}{\Sigma l_i \alpha} + \frac{M \cdot h}{h^2 l_i \alpha \alpha + 2 l_2 (h - 2e)^2 \alpha \alpha} \right] = 782 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\Sigma l_i \alpha} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_2 \alpha} \right)^2} = 674 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$



Couvre-joints des poutres :

Poutre du bloc B de portée 18,00 m.

- Efforts :

$$M_{max} = 27,03 \text{ tf.m}$$

$$N_{cor} = +8,08 \text{ tf.}$$

$$T_{max} = +15,75 \text{ tf}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{max} \\ N_{cor} \\ T_{max} \end{array} \right\} \frac{4}{13} G + \frac{17}{12} (P + N_n) \quad (\text{voir portique B}).$$

- Disposition constructive :

- eclisse de semelle :

$$e_p \geq e_s = 17,5 \text{ mm} \rightarrow e_p = 20 \text{ mm} \rightarrow d_{tr} = 22 \text{ mm} \rightarrow \phi = 20 \text{ mm}$$

$$\text{des boulons ordinaires type 5.6} \rightarrow \sigma_{red} = 3000 \text{ daN/cm}^2$$

on dispose de 40 boulons dans chaque semelle.

$$66 \leq \delta \leq 220 \rightarrow \delta = 80 \text{ mm}$$

$$33 \leq \delta_t \leq 55 \rightarrow \delta_t = 40 \text{ ''}$$

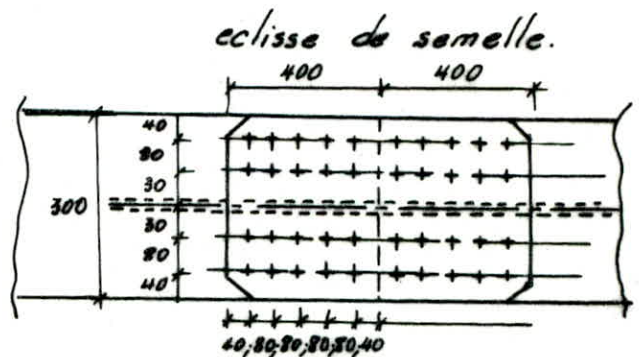
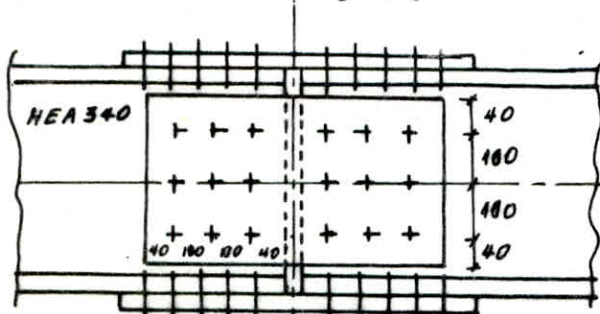
$$33 \leq \delta_c \leq 55 \rightarrow \delta_c = 40 \text{ ''}$$

- eclisse d'ame :

$$e_p \geq e_a = 10 \text{ mm} \rightarrow e_p = 20 \text{ mm.}$$

on dispose de 18 boulons $\phi = 20 \text{ mm}$.

$$\delta = 100 \text{ mm}, \delta_t = \delta_c = 40 \text{ mm.}$$



Verifications :

- Boulons des semelles :

- effet de M $\rightarrow F = M/h = \frac{27,03 \cdot 10^5}{35} = 77229 \text{ dan}$

$$F^* = \frac{F}{20} = 3862 \text{ dan.}$$

- effet de N $\rightarrow N^* = \frac{N}{2,9 + 40} = 139 \text{ "}$

$\Rightarrow N_{\text{tot}} = F^* + N^* = 4001 \text{ dan}$ (effort de cisaillement / boulon)

$\rightarrow 1,54 \frac{N_{\text{tot}}}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{4001}{2,45} = 2515 < \sigma_{\text{red}} = 3000 \text{ dan/cm}^2$

- Boulons d'ame :

- effet de T :

$$M_b = T \cdot e/2 = 15,75 \cdot 0,15 = 2,362 \text{ ff. m}$$

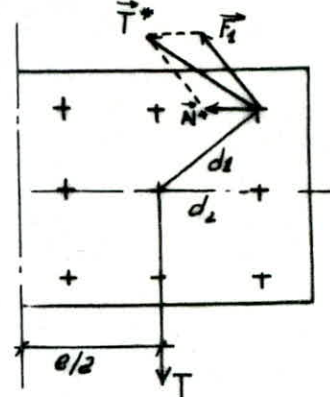
$$F_i = \frac{M_b \cdot d_i}{2 d_i^3} \quad d_i = \sqrt{e} \cdot 10 = 14,14 \text{ cm}$$

$$d_e = 10 \text{ cm.}$$

$$F_i = \frac{2,362 \cdot 10^5 \cdot 14,14}{4 d_i^3 + 4 d_e^3} = 2631 \text{ dan.}$$

$$\vec{T}^* = \vec{F}_i + \vec{N}^* \Rightarrow |\vec{T}^*| = \sqrt{F_i^2 + N^2 + 2 F_i \cdot N^* \cos 45} = 2631 \text{ dan.}$$

$\rightarrow 1,54 \cdot \frac{2631}{2,45} = 1654 < 3000 \text{ dan/cm}^2$



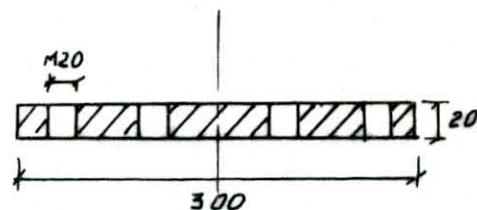
- Eclisse des semelles :

$$\frac{F}{A_{\text{net}}} \leq \sigma_{\text{en.}}$$

$$F = 20 N_{\text{tot}}^* = 4001 \cdot 20 = 80020 \text{ dan}$$

$$A_{\text{net}} = 2 \cdot 30 - 4 \cdot 2,2 \cdot 2 = 42,4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A} = 1887 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{en.}}$$



- Eclisse d'ame :

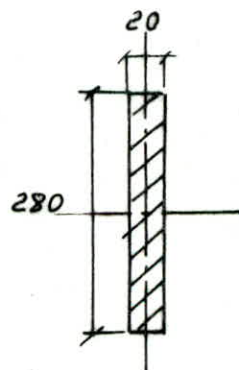
$$M_{ff} = \frac{M_b}{2} = 1,181 \text{ ff. m} \quad ; \quad T_i = T/2 = 7,875 \text{ ff.} \quad , \quad N = 9 \cdot 139 = 1251 \text{ dan}$$

$$W_x = \frac{2 \cdot (28)^2}{15} = 104,5 \text{ cm}^3$$

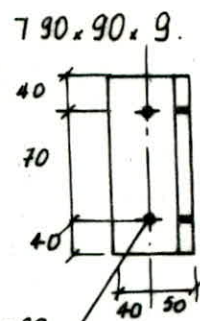
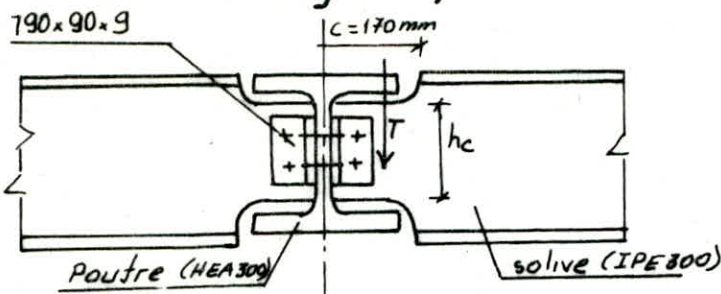
$$\sigma = \frac{M}{W_x} + \frac{N}{A} = \frac{1,181 \cdot 10^5}{104,5} + \frac{1251}{2,28} = 1152 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{en.}}$$

cisaillement :

$$1,54 \cdot \frac{T}{A} = 202 < \sigma_{\text{en.}}$$



Assemblage : poutre-solive (Plancher)



Efforts :

$$T = 6855 \text{ dan} \quad (\text{voir ch2 plancher}).$$

$$T^* = \frac{T}{4} = 1714 \text{ dan}.$$

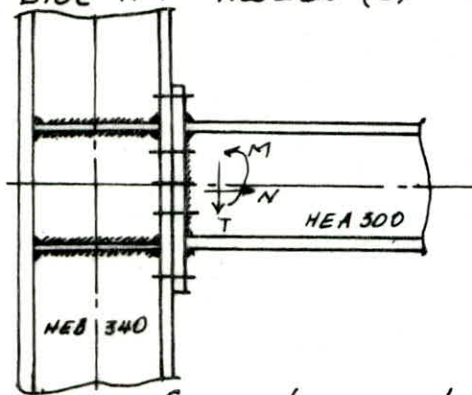
- verification : $1,54 \cdot \frac{T^*}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{1714}{1,92} = 1375 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$.

- cisaillement de la poutre, tenant compte du grugeage.

$$\tau = \frac{T}{(h_c - 2 \cdot d_r) \cdot e_a} = \frac{6855}{(20 - 2 \cdot 2) \cdot 0,71} = 603 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54}$$

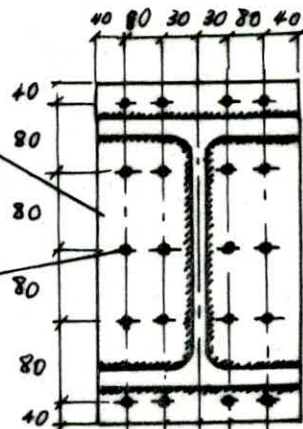
Assemblage : Poutre-poteau.

- bloc A : nœuds (2; 14; 9)



Platine :
400 x 300 x 20

$\phi 22, d_r = 24$



Disposition constructive suivant : (bulletin C.T.C page 164)

- Efforts :

$$M = 28,635 \text{ tf.m}$$

$$N = -2,806 \text{ tf.} \quad \left. \begin{array}{l} M \\ N \\ T \end{array} \right\} 4/3 (G+T) + 3/2 P.$$

$$T = 27,918 \text{ tf.}$$

- Boulons H-R₁₀₋₉ $\rightarrow \sigma_{red} = 9000 \text{ dan/cm}^2$.

- Verifications :

1° Les boulons :

- effet de M : $F_1 = \frac{M d_1}{2 d_1^2} = 62222 \text{ dan}$

$$F_1^* = \frac{F_1}{4} = 15556 \text{ "}$$

- effet de N : $N^* = \frac{N}{20} = 140 \text{ dan}.$

$$\text{soit } N_{ad} = F_1^* + N^* = 15556 + 140 = 15696 < N_0 = 0,8 \cdot 3,03 \cdot 9000 = 21816 \text{ dan}.$$

Effet de T : $T^* = \frac{T}{20} = \frac{27918}{20} = 1396 \text{ dan}$

$T^* = 1396 < 1,1 \rho (N_0 - N^*) = 1,1 \cdot 0,3 \cdot (21816 - 140) = 7153 \text{ dan}$.

2^e Les soudures :

$a = 12 \text{ mm} \rightarrow \alpha a = 1,2 \text{ cm}$.

$l_1 = 30 - 2 \cdot 1,4 = 27,2 \text{ cm}$

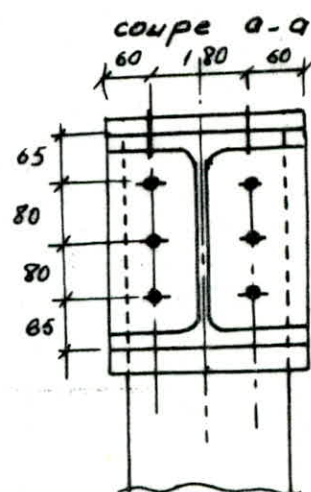
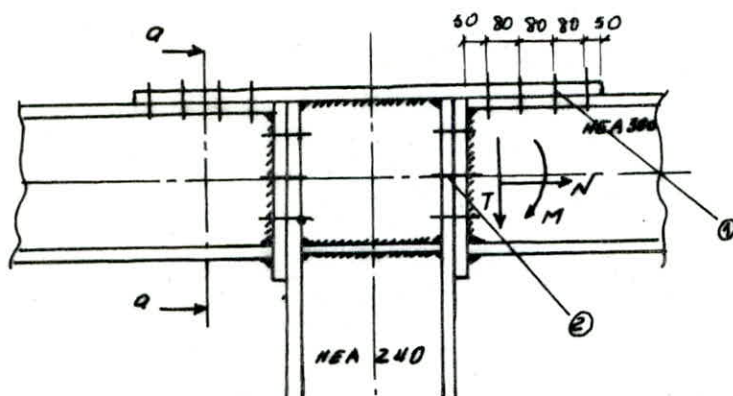
$l_2 = \frac{30 - 0,85}{2} - 2 \cdot 1,4 = 11,8 \text{ cm}$.

$l_3 = 29 - 2 \cdot 1,4 = 23,4 \text{ cm}$.

$\Rightarrow 1,18 \left[\frac{2806}{148,4} + \frac{28,635 \cdot 10^5 \cdot 29}{[(29)^2 \cdot 27,2 + 2(29 \cdot 2 \cdot 1,4)^2 \cdot 11,8] \cdot 1,2} \right] = 2112 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{sen}}$.

$1,4 \left(\frac{2806}{148,4} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{27918}{2 \cdot 23,4 \cdot 1,2} \right)^2 = 667 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{sen}}$.

- nœuds : 12, 13 et 15 (bloc A); nœud 9 (bloc c) :



Platine : 350 x 300 x 20

Plateau : 950 x 300 x 20

boulons $\phi 22 \rightarrow d = 24$ HR₁₀₋₉ $\sigma_{\text{red}} = 9000 \text{ dan/cm}^2$

soudures : $a = 12 \text{ mm} \rightarrow \alpha a = 1,04 \text{ cm}$.

- Efforts : $M = 28,352 \text{ tf.m}$

$N = -2,857 \text{ tf}$ (traction)

$T = 27,884 \text{ tf}$.

- Vérification :

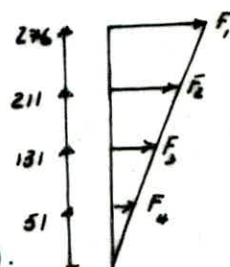
boulons :

Effet de M : $F_1 = \frac{M d_1}{Z d_1^2} = 55711 \text{ dan}$ (boulons ①).

$F_2 = \frac{M d_2}{Z d_2^2} = 42591 \text{ dan}$ (boulons ②).

- Effet de N : $N^* = \frac{N}{14} = 204 \text{ dan}$ (tous les boulons).

- Effet de T : $T^* = \frac{T}{6} = 4647 \text{ dan}$ (boulons d'âme ②).



Pour les boulons ①: $F_1^* = \frac{F_1}{8} = 6964 \text{ dan}$ (usaillement).

$\Rightarrow N_{tot} = F_1^* + N^* = 7168 < 0,8 \cdot 1,1 \cdot \gamma \cdot A_r \cdot \sigma_{red} = 7199 \text{ dan.}$

Pour les boulons ②:

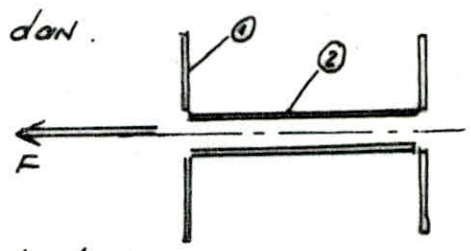
$T^* = 4647 < 1,9 \cdot 0,3 (N_0 - 204) = 7132 \text{ dan.}$

Les soudures:

soudure (Poteau-plateau):

$l_1 = 8,85 \text{ cm}, \quad l_2 = 18,2 \text{ cm}$

formule enveloppe: $\frac{F_1 + 8 \cdot N^*}{0,75 (4l_1 + 2l_2)} = 1065 \text{ dan/cm}^2 < 5 \text{ en}$



soudure: poutre platine

$l_1 = 27,6 \text{ cm}, \quad l_2 = 12,2 \text{ cm}; \quad l_3 = 23,8 \text{ cm}$

$x_0 = 11,27 \text{ cm}; \quad I_s = 13401 \text{ cm}^4.$

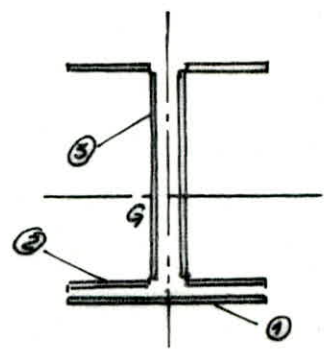
Hypotheses: M' sollicite tous les cordons

N " " "
T " les cordons d'ame

$M' = M - F_1 \cdot d_1 = M - 55,711 \cdot 0,276 = 12,976 \text{ tf.m}$

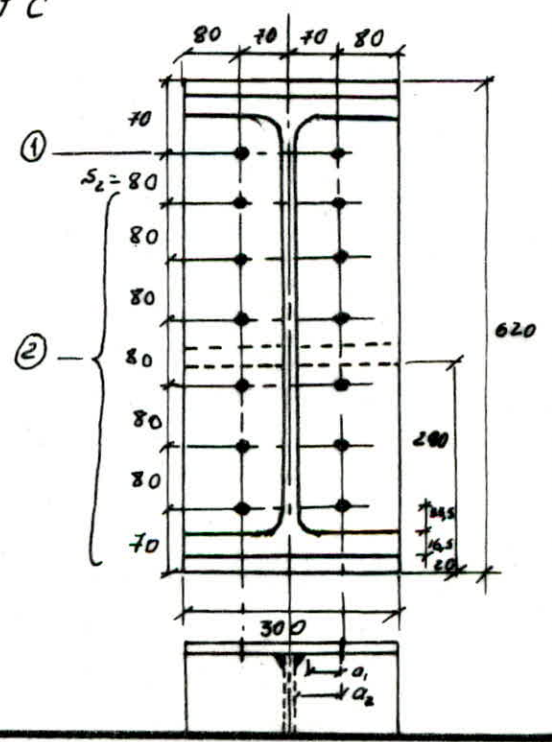
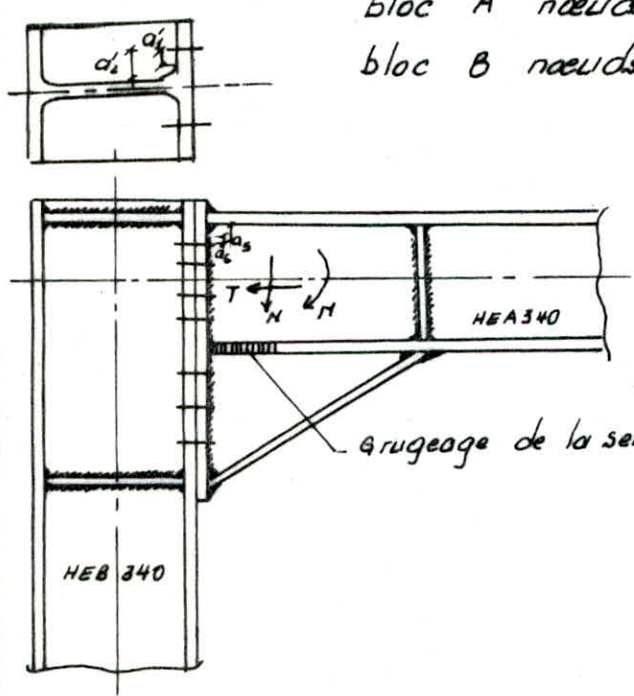
cordons de semelle: $\sqrt{\sigma^2 + 1,8(\sigma_1^2 + \sigma_2^2)} = 1898 \text{ dan/cm}^2 < 5 \text{ en}$

" d'ame: $\sqrt{\sigma^2 + 1,8(\sigma_1^2 + \sigma_2^2)} = 2043 < 5 \text{ en}$



Assemblage: Poteau-traverse.

- bloc A nœuds 3,6
- bloc B nœuds B et C



Disposition constructive : (C.T.C page 164 d 172).

$$s_2 = 80 \text{ mm}$$

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

$$\phi = 20 \text{ ''} \rightarrow d_{tr} = 22 \text{ mm}$$

$$HR_{9-10} \rightarrow \sigma_{red} = 9000 \text{ dan/cm}^2$$

$$\alpha_2 = 65 \text{ ''} ; \alpha_1 = 53 \text{ mm}$$

$$a'_2 = 64 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 22 \text{ ''} ; \alpha_6 = 34 \text{ ''}$$

$$a'_1 = 37 \text{ ''}$$

Axe neutre :

$$x = e_s \cdot \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 16,5 \sqrt{\frac{300}{9,5}} = 92,7 \text{ mm}$$

- Calcul des efforts résistants de l'assemblage :

- Boulons ①

$$N_1 \leq 2 N_0 = 2 \cdot 17640 = 35280 \text{ dan.}$$

$$N_1 \leq 375 \cdot e \left(\frac{\alpha_2}{a_1} + \frac{\alpha_6}{2a_3} \right) \cdot 2 = 375 \cdot 30 \left(\frac{65}{53} + \frac{34}{2 \cdot 22} \right) \cdot 2 = 44981 \text{ dan.}$$

$$N_1 \leq 375 \cdot e'_3 \left(\frac{\alpha'_2}{a'_1} + \frac{\alpha'_6}{2a'_3} \right) \cdot 2 = 375 \cdot 21,5 \left(\frac{64}{37} + \frac{34}{2 \cdot 22} \right) \cdot 2 = 40352 \text{ ''}$$

$$\Rightarrow \min N_1 = 35280 \text{ dan}$$

- Boulons ②

$$N_1 \leq 2 N_0 = 2 \cdot 17640 = 35280 \text{ dan}$$

$$N_1 \leq 375 \cdot e \cdot \left(\frac{\alpha_2}{a_1} \cdot \frac{s_2}{s_2 + a_2} \right) = 375 \cdot 30 \left(\frac{65}{53} \cdot \frac{80}{80 + 65} \right) \cdot 2 = 15224 \text{ dan}$$

$$N_1 \leq 375 \cdot e'_3 \cdot \left(\frac{\alpha'_2}{a'_1} \cdot \frac{s_2}{s_2 + a'_2} \right) = 375 \cdot 21,5 \left(\frac{64}{37} \cdot \frac{80}{80 + 64} \right) \cdot 2 = 15495 \text{ ''}$$

$$N_1 \leq 0,5 \cdot \sigma_e \cdot e_a \cdot s_2 = 2 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 9,5 \cdot 80 = 18240 \text{ dan.}$$

$$N_1 \leq 0,5 \cdot \sigma_e \cdot e'_a \cdot s_2 = 2 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 80 = 23040 \text{ ''}$$

$$\Rightarrow \min N_1 = 15495 \text{ dan.}$$

- Calcul de l'effort admissible de compression :

$$N_{cad} = A_c \cdot \sigma_c \quad \text{avec : } A_c = e_s [b + \sqrt{b \cdot e_a}] = 16,5 [300 + \sqrt{300 \cdot 9,5}] = 5831 \text{ mm}^2$$

(Pour la poutre.)

$$A_c = e'_a [e_s + 2e + 5(e'_3 + r)] + e_r \cdot b'$$

$$= 12 [16,5 + 2 \cdot 30 + 5 \cdot 48,5] + 12 \cdot 300 = 7428 \text{ mm}^2$$

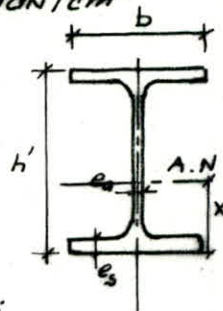
(Pour le poteau).

$$N_{cadm} = 5831 \cdot 24 = 139944 \text{ dan}$$

on doit vérifier $\Sigma P_{ad} < N_{cadm}$ avec $P_{ad} = N_1$.

$$\Sigma P_{ad} = 35280 + 5 \cdot 15495 = 112755 \text{ dan} < N_{cadm}$$

\Rightarrow Les raidisseurs sont constructives d'épaisseur $e_r = 12 \text{ mm}$.



- Calcul du moment résistant de l'assemblage:

$$M_{res} = 0,55 \cdot 35280 + 15495 (0,47 + 0,39 + 0,31 + 0,23 + 0,15)$$

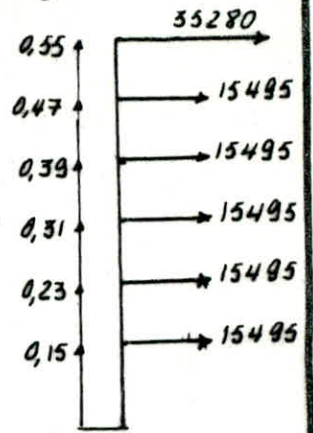
$$= 4342125 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow M_{res} = 43,42 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

on doit vérifier:

$$M_{res} \geq M + N \cdot h' \cdot \frac{b \cdot e_s}{A} = 31,734 + 14,11 \cdot \frac{0,3 \cdot 1,65}{1,33} \cdot 0,564$$

$$M_{res} > 34,69 \text{ tf} \cdot \text{m}$$



Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{max} = 8,5 \text{ tf} \rightarrow T^* = \frac{T}{14} = 607 \text{ dan} < 1,1 \cdot 0,3 \cdot (17640 + 1008) = 6154 \text{ dan}$$

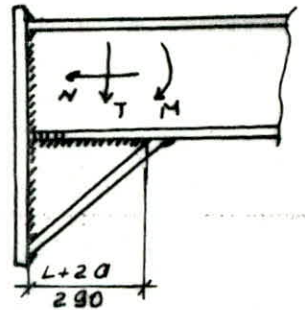
Vérification des soudures: $a = 14 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 12 \text{ mm}$.

- Poutre-jarret:

$$F = M/h + N \cdot n \quad (n: \text{nbre de boulons dans le jarret})$$

$$= 31,734 / 0,33 + 1 \cdot 6 = 102,16 \text{ tf}$$

$$\frac{F/2}{0,75 \cdot L \cdot a\alpha} = \frac{102,16 \cdot 10^3 / 2}{0,75 \cdot 26 \cdot 2 \cdot 1,2} = 2166 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

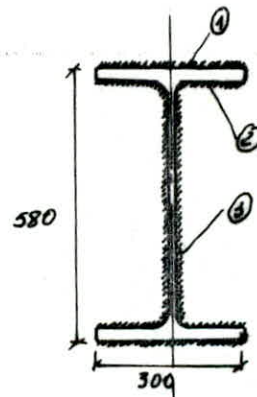


- soudure: poutre-platine:

$$l_1 = 30 - 2 \cdot 1,4 = 27,2 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{30 - 0,95}{2} - 2 \cdot 1,4 = 11,73 \text{ cm}$$

$$l_3 = 58 - 2 \cdot 1,65 - 2 \cdot 1,4 = 51,9 \text{ cm}$$



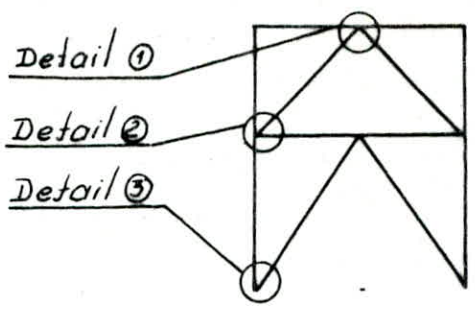
$$1,18 \left[\frac{N}{\sum l_i a\alpha} + \frac{Mh}{h^2 l_1 a\alpha + 2(h-2e)^2 l_2 a\alpha} \right]$$

$$= 1,18 \left[\frac{14108}{(27,2 + 2 \cdot 11,73 + 51,9) \cdot 2 \cdot 1,2} + \frac{31,734 \cdot 10^5 \cdot 58}{[(58)^2 \cdot 27,2 + 2(58 - 2 \cdot 1,65)^2 \cdot 11,73] \cdot 1,2} \right] = 1187 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

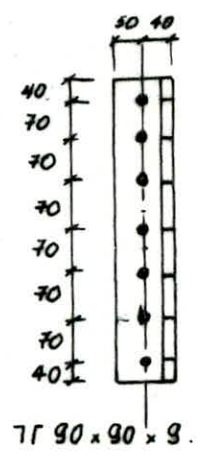
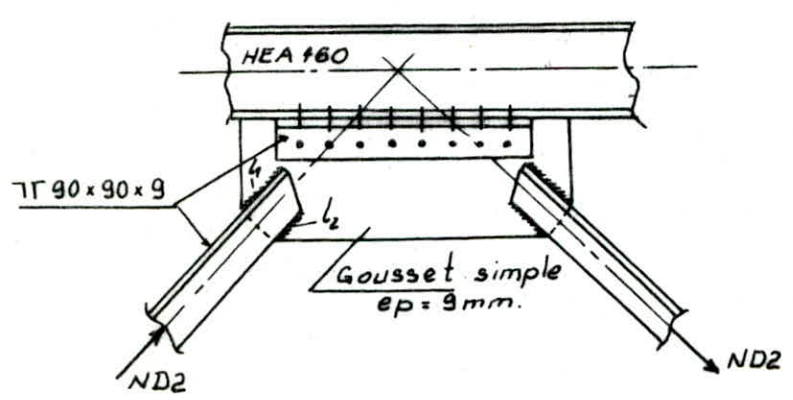
$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\sum l_i a\alpha} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 a\alpha} \right)^2}$$

$$= \sqrt{1,4 \left(\frac{14108}{246,7} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{8500}{2 \cdot 51,9 \cdot 1,2} \right)^2} = 114 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Assemblage : Palée de stabilité verticale (bloc A).



- Detail ① :



Effort : $ND_2 = 27137 \text{ dan}$ (T + Ve).

- calcul des soudures :

$$a \leq 0,707e = 6,36 \rightarrow a = 5 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 0,48 \text{ cm}$$

formule enveloppe : $L = \sum l_i \geq \frac{ND_2/2}{0,75\alpha\alpha \cdot \sigma_{en}} = \frac{27137/2}{0,75 \cdot 0,48 \cdot 2400} = 15,7 \text{ cm}$

$$l_1 = 0,7 \cdot L + 2\alpha\alpha = 11,95 \text{ cm} \rightarrow l_1 = 12 \text{ cm}$$

$$l_2 = 0,3 \cdot L + 2\alpha\alpha = 5,67 \text{ cm} \rightarrow l_2 = 6 \text{ cm}$$

- Boulons :

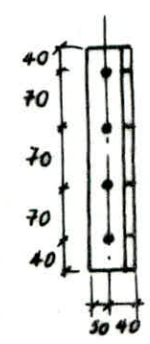
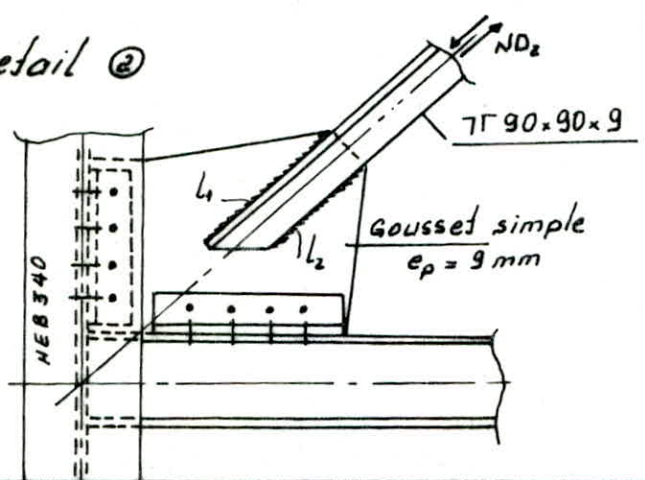
boulons ordinaires $\phi = 18 \text{ mm} \rightarrow d_{tr} = 20 \text{ mm}$

Disposition constructive : schema ci-dessus (suivant CM66).

$$T^* = \frac{ND_2 \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot 7} = 2741 \text{ dan}$$

$$1,54 \cdot \frac{T^*}{A_r} = 1,54 \cdot \frac{2741}{1,92} = 2198 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Detail ②



70 90 x 90 x 9

les soudures sont identiques au detail ①
 verification des boulons: $\phi = 18$

$$T = \frac{\sqrt{2}}{2} ND_1 = 19189 \text{ dan} \rightarrow T^* = \frac{T}{2.4} = 2399 \text{ dan}$$

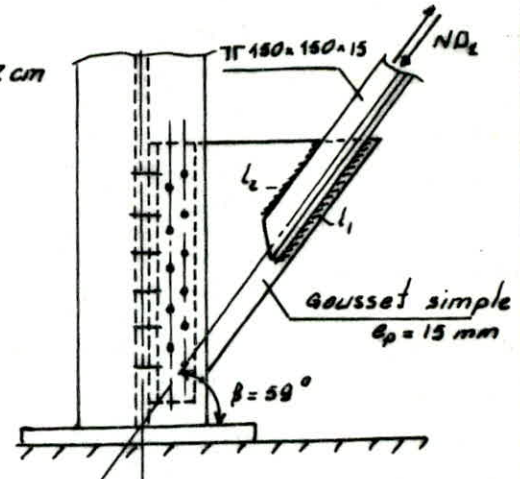
$$1.54 \frac{T^*}{A_r} = 1.54 \cdot \frac{2399}{1.92} = 1924 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Detail ③:

- Effort: $ND_1 = \pm 66866 \text{ dan} (\pm 1.2 S_i + T)$
- Calcul des soudures: $a = 8 \rightarrow \alpha = 0.72 \text{ cm}$
- $L = \sum l_i \geq \frac{66866/2}{0.75 \cdot 0.72 \cdot 2400} = 25.8 \text{ cm}$

$$l_1 = 0.7 \cdot L = 20 \alpha = 19.5 \rightarrow l_1 = 20 \text{ cm}$$

$$l_2 = 0.3 L + 20 \alpha = 9.18 \rightarrow l_2 = 10 \text{ cm}$$



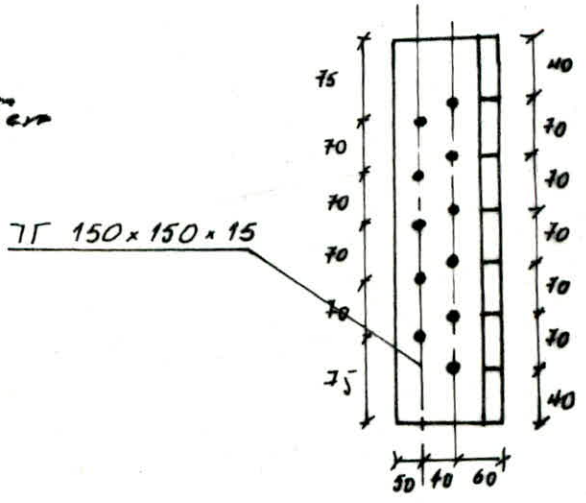
Calcul des boulons:
 boulons ordinaires $\phi = 18 \rightarrow d_r = 20 \text{ mm}$

- Boulons ①:
- $T = ND_1 = 66866 \text{ dan}$
 - $T^* = \frac{T}{2.11} = 3039 \text{ dan}$
 - $1.54 \cdot \frac{T^*}{A_r} = 1.54 \cdot \frac{3039}{1.92} = 2437 \text{ dan/cm}^2 \approx \sigma_{en}$ à 4.5% près (admissible)

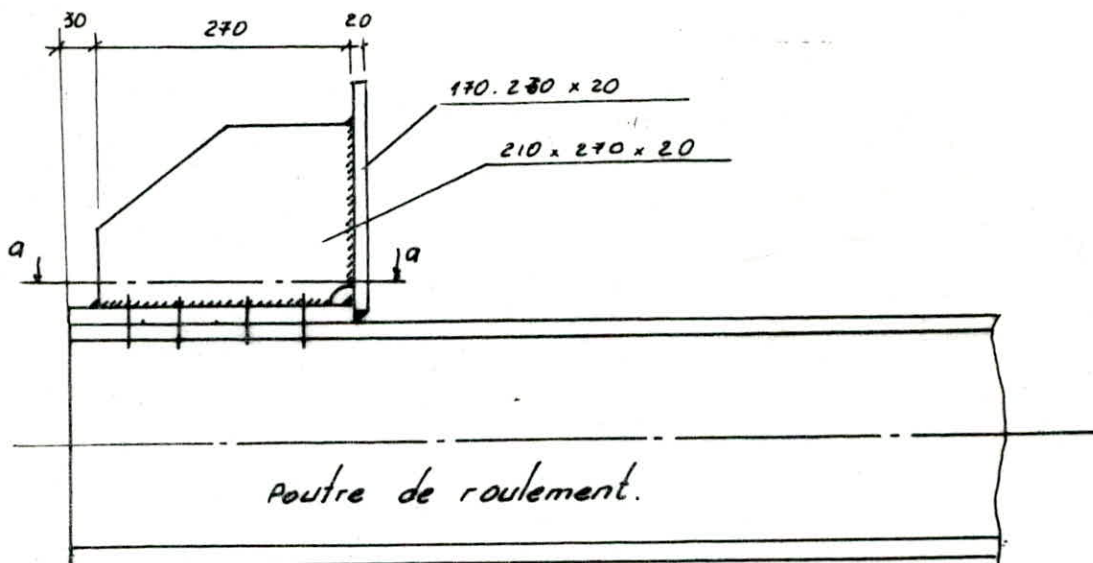
Boulons ②

- effort de cisaillement: $T = ND_1 \cdot \sin \beta = 57339 \text{ dan} \rightarrow T^* = \frac{T}{2.2} = 2606 \text{ dan}$
- " d'arrachement: $N = ND_1 \cdot \cos \beta = 34398 \text{ " } \rightarrow N^* = \frac{N}{2.2} = 1564$
- $1.25 \frac{N^*}{A_r} = 1.25 \cdot \frac{1564}{1.92} = 1018 \text{ dan/cm}^2$

$$\frac{\sqrt{N^{*2} + 2.36 T^{*2}}}{A_r} = 2239 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$



Assemblage: Dispositif de butée pour le pont roulant:



Disposition constructive schema
ci-contre.

boulons HR₄₀₋₉ ϕ 16

$$\Rightarrow N_b = 0,8 \sigma_{per} \cdot A_r = 11304 \text{ dan.}$$

Effort de butée:

$$F = 13,667 \text{ t.}$$

$$T^* = \frac{F}{8} = \frac{13,667}{8} = 1,708 \text{ tf.}$$

$$\Rightarrow T^* = 1708 \text{ dan} < 0,8 \cdot 1,1 \cdot N_b = 3730 \text{ dan.}$$

verification des soudures:

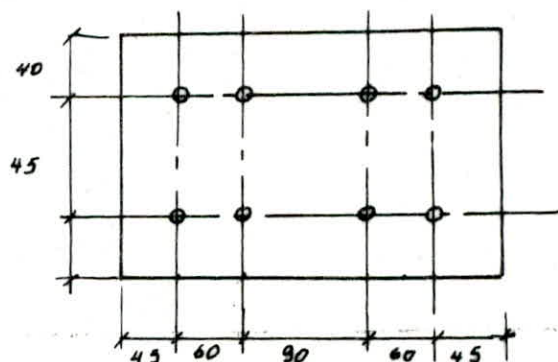
$$a = 6 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 0,56 \text{ cm.}$$

$$l = 20 - 2 \cdot 0,56 = 18,88 \text{ cm.}$$



$$\Rightarrow \sigma = \frac{F/2}{0,75 \cdot 0,56 \cdot l} = \frac{13667/2}{0,75 \cdot 0,56 \cdot 18,88} = 862 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en.}$$

coupe a-a



CHAPITRE VIII

ANCRAGE DES POTEAUX

ANCRAGE DES POTEAUX

Le calcul des platines et la détermination de la plage comprimée sous poteaux sont basés sur la méthode dite de "béton armé".

bloc A : nœud 11 + bloc B nœud A :

Efforts :

$$M_A = 20,17 \text{ tf.m}$$

$$N_A = +25,03 \text{ tf.}$$

$$T_A = 6,95 \text{ tf.}$$

$$M_B = 20,947 \text{ tf.m}$$

$$N_B = 26,26 \text{ tf.}$$

$$T_B = 6,015 \text{ tf.}$$

D'où :

$$M = M_A + M_B = 41,117 \text{ tf.m}$$

$$N = N_A + N_B = 51,29 \text{ tf.}$$

$$T = T_A + T_B = 12,965 \text{ tf.}$$

- excentricité : $e = \frac{M}{N} = 0,80 \text{ m}$

$$d = 80 + 45 = 125 \text{ cm}$$

$$c = d - B + 7 = 28 \text{ cm}$$

4 boulons $\phi 30$

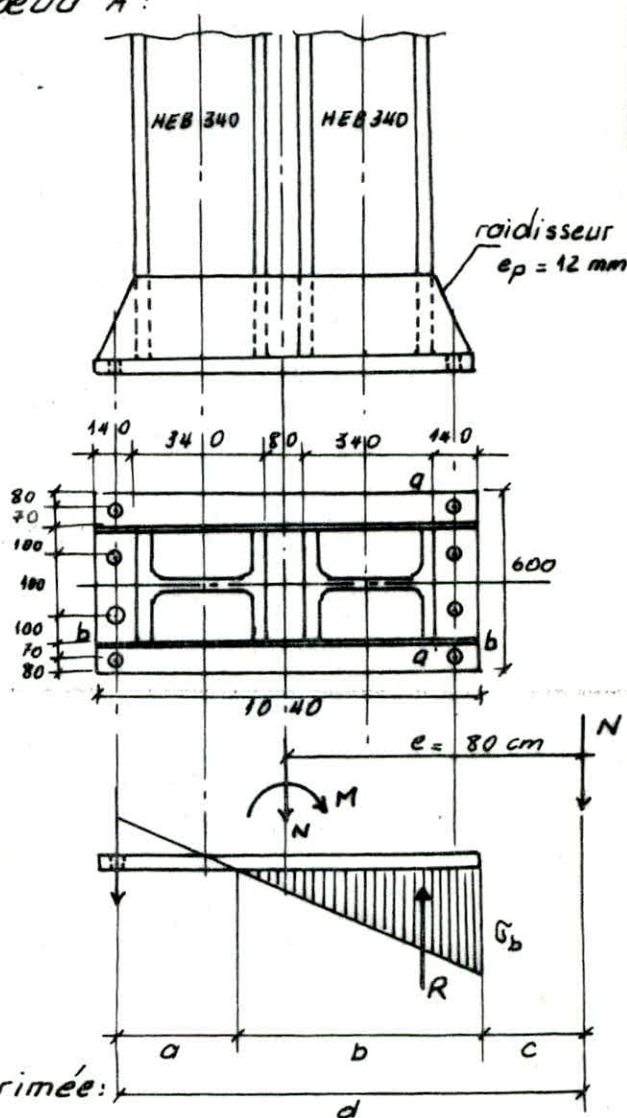
La longueur de la plage comprimée :

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

$$\Rightarrow b^3 + 3 \cdot 28 \cdot b^2 - \frac{90 \cdot 125 \cdot 5,61 \cdot 4 \cdot (125 - 28 - b)}{60} = 0$$

$$\Rightarrow b^3 + 84 b^2 + 4207,5 b - 408127,5 = 0$$

équation du 3^e d^e $\rightarrow b = 42,5 \text{ cm.}$



- Effort de traction dans un boulon :

$$F = \frac{N}{N_b} \cdot \frac{3c+b}{3a+2b} = \frac{51290}{4} \cdot \frac{3 \cdot 28 + 42,5}{3 \cdot 54,5 + 2 \cdot 42,5} = 6527 \text{ dan}$$

- Contrainte dans les boulons (verification) :

$$1,25 \cdot \frac{N}{A_r} = 1,25 \cdot \frac{6527}{5,61} = 1454 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- Contrainte dans le beton

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot N \cdot d}{l \cdot b \cdot (3a+2b)} = \frac{6 \cdot 51290 \cdot 125}{60 \cdot 42,5 (3 \cdot 54,5 + 2 \cdot 42,5)} = 60,7 \text{ dan/cm}^2 < 135$$

- Epaisseur de la platine :

section a-a :

$$M_a = 40,7 \cdot 14 \cdot \frac{14}{2} + \left[\frac{(60,7 - 40,7) \cdot 14 \cdot \frac{2}{3} \cdot 14 \right]$$

$$= 5295 \text{ dan.cm}$$

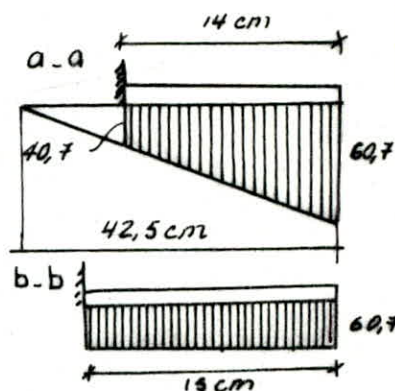
section b-b :

$$M_b = 60,7 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2} = 6830 \text{ dan.cm}$$

D'où l'épaisseur de la platine :

$$e_p \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{\sigma_{en}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 6830}{2400}} = 4,13 \text{ cm} \rightarrow e_p = 50 \text{ mm}$$

Donc on met des raidisseurs de construction d'épaisseur $e_p = 12 \text{ mm}$ pour que la platine soit suffisamment rigide pour permettre une bonne repartition des efforts des deux poteaux. (cumul des efforts).



Ancrage des boulons :

L'ancrage est assuré par une tige lisse droite de diamètre $\phi = 30 \text{ mm}$ et de longueur $l = 60 \text{ cm}$ terminée par une plaque d'ancrage circulaire de rayon $r = 4 \text{ cm}$ et d'épaisseur suffisante :

$$\bar{N} = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \cdot \frac{\phi \cdot l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_i} \right)^2} + \frac{2g_c}{100} \cdot r^2 \left(1 - \frac{r}{d_i} \right) \quad \text{art 5,123 CM66.}$$

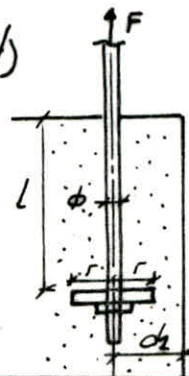
avec : $l = 600 \text{ mm}$, $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$ (dosage en ciment)

$$r = 40 \text{ ''}$$

$$d_i = 200 \text{ ''}$$

$$\bar{N} = 13656 \text{ dan}$$

$$F = 6527 < \bar{N}$$



Verification des soudures (Poteau - platine).

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

$$l_1 = b - 2a = 28 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{b - e_2}{2} - 2a = 12,4 \text{ cm}$$

$$l_3 = h - 2e_3 - 2a = 27,7 \text{ cm.}$$

- cordons de semelles :

$$1,18 \left[\frac{N}{\sum l_i \alpha} + \frac{M \cdot h}{l_1 \alpha \cdot h^2 + 2 l_2 \alpha (h - 2e_3)^2} \right] = 2003 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- cordons d'ame :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\sum l_i \alpha} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 l_3 \alpha} \right)^2} = 306 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Verification à l'effort tranchant :

le beton resiste mal à la pression diametrale, donc l'effort horizontal est équilibré par frottement platine - massif avec un coefficient de frottement $\varphi = 0,4$ (CM66 arts, 123.1).

$$\text{zone comprimée} \rightarrow \bar{T} = 0,4 \cdot N = 0,4 \cdot \frac{60,7 \cdot 42,5 \cdot 60 \cdot 10^{-3}}{2} = 30,9 \text{ tf.}$$

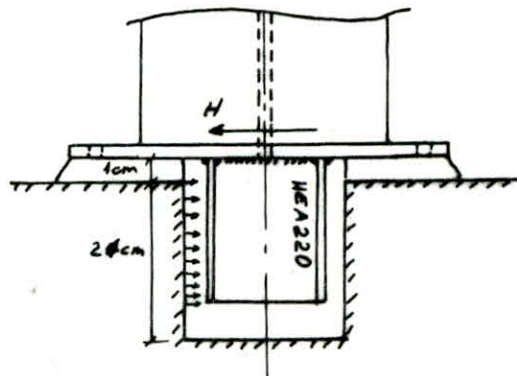
$$T = 13 \text{ tf} < \bar{T}$$

Les bèches : (epaulement) :

Pour les poteaux sous palées de stabilité verticales l'effort tranchant ne peut pas être repris par simple frottement platine - massif. Donc on cale les poteaux par des bèches qui assurent une bonne repartition des contraintes dans le massif.

H: effort horizontal apporté par les palées : $H_{max} = 34397 \text{ dan}$ (T+1,2 si).

$$\sigma_b = \frac{H}{A} = \frac{34397}{22 \cdot 24} = 65,14 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$$



verification de la console :

$$M = R \left(\frac{24}{2} + 1 \right) = 34,397 \left(\frac{0,24}{2} + 0,01 \right) = 4,47 \text{ tf.m}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{4,47 \cdot 10^5}{615} = 727 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$$

verification des soudures:

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

$l_1 = 20,8 \text{ cm} , l_2 = 9,45 \text{ cm} , l_3 = 17,6 \text{ cm}.$

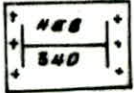
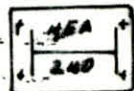
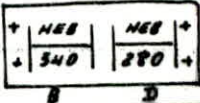
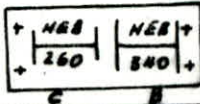
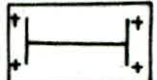
cordons des semelles:

$1,18 \left[\frac{M \cdot h}{l_1 a \alpha + 2 l_2 a \alpha (l_1 - 2e_s)^2} \right] = 1237 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}$

cordons d'ame:

$\sqrt{1,8} \left(\frac{T}{2 l_3 a \alpha} \right) = 3339 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en}.$

Resumé des differents cas d'ancrage:

bloc	nœuds	Dimensions Platine _(mm)	boulons	soudure	longueur de la tige d'ancrage	forme de la platine
A	1, 19	600 x 500 x 40	3 ϕ 30	a = 10 mm	600 mm	
A	17, 18, 20	500 x 400 x 40	2 ϕ 24	a = 5 mm	600 mm	
B, D	A, C	1040 x 500 x 50	2 ϕ 40	a = 5 mm a = 10 "	600 "	
B, C	A, 6	1000 x 300 x 50	2 ϕ 40	a = 5 mm a = 6 mm	600 "	
C, D	A, 1	600 x 360 x 50	2 ϕ 30	a = 5 "	600 "	

Details de calcul voir annexe.

CHAPITRE IX

FONDATION

ETUDE DES FONDATIONS

1. Description du sol :

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

- sable de dune
- Gravier - galet.
- Marne compacte.

la base du terrain est formée de marne, sédiment marin. la nappe souterraine est soumise à une pression faible, sa hauteur piézométrique ne dépasse guère le niveau de la mer.

Les essais faits en laboratoire et in situ ont donné les coefficients caractéristiques du sol. (voir coupe de sol). Tenant compte de la nature et les caractéristiques du sol, on pourrait réaliser des fondations sur semelles isolées sur les sables dunaires qui en principe possède une force portante considérable (2 à 3 bars), avec un ancrage de 1,5 m.

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

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

coupe de sol

Prof.

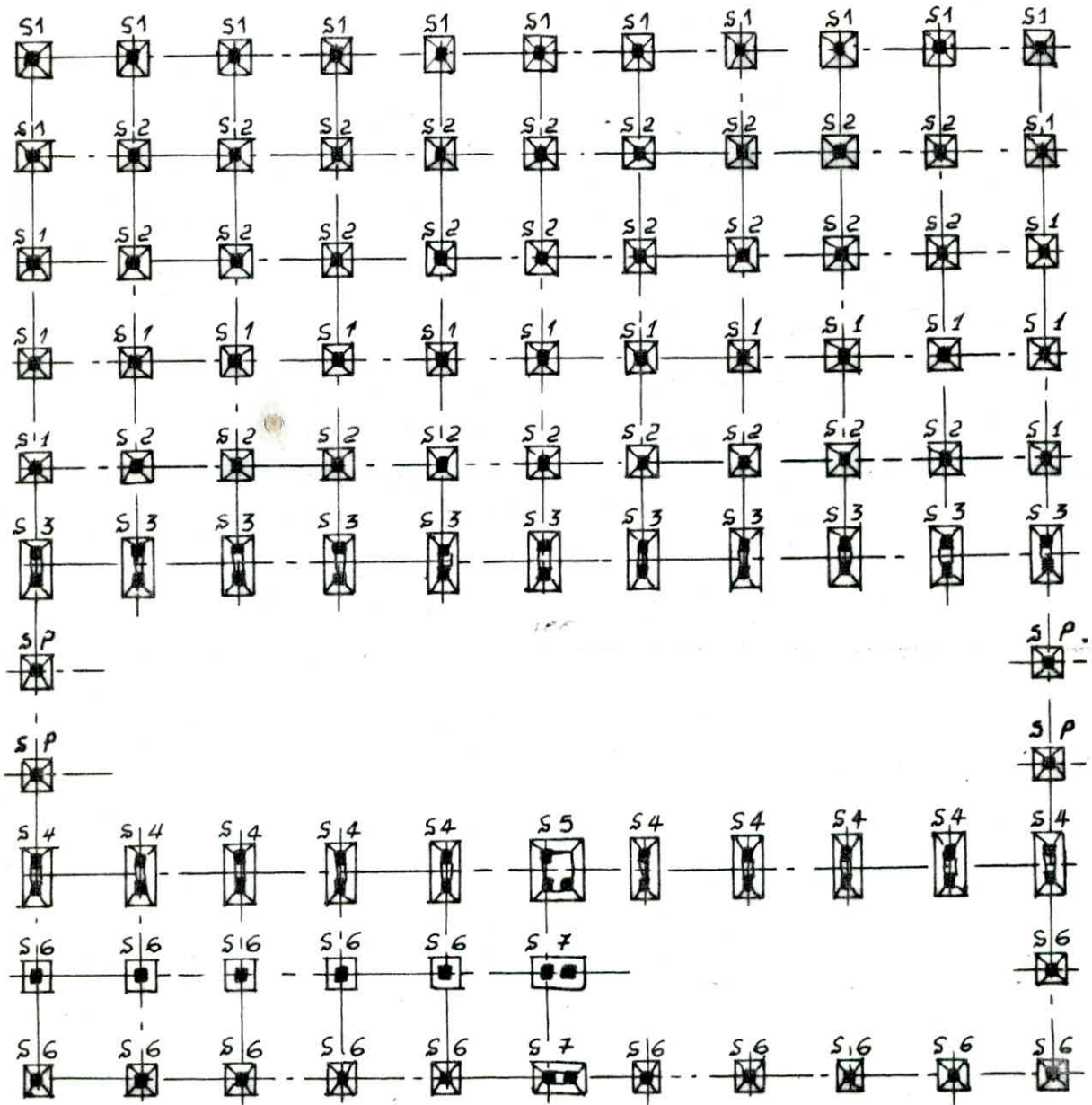
± 0,00

- 6,00		sable fin	$\gamma_d = 1,60 \text{ t/m}^3$ $\gamma_h = 2,00 \text{ ''}$ $\eta = 40\%$ $e = 0,66$
- 16,00		sable moyennement grenu	$\varphi = 32,5^\circ$
- 21,30		Galets et graviers	$\gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^3$ $e = 0,47$ $\gamma_h = 2,15 \text{ ''}$ $\eta = 92 \%$ $\varphi = 37,5^\circ$
- 21,50		argile jaune	
- 35,00		Morne compacte.	$\gamma_d = 1,70 \text{ t/m}^3$ $\gamma_h = 2,10 \text{ ''}$ $\gamma_s = 2,75 \text{ ''}$ $\eta = 38,2 \%$ $e = 0,62$ L.L = 46 % L.P = 19 % $w = 22 \%$
		arrêt du forage prof 40m.	$C_u = 2,0 \text{ kg/cm}^2$

Calcul des semelles.

On dispose de semelles isolées sous poteaux pour l'ensemble de la structure. On fera le calcul de 7 types de semelles avec les sollicitations du 1^{er} genre : $G + 1, 2 P$ et on vérifie avec les sollicitations du second genre : $G + P \pm S_i$.

Plan des fondations.



nombre total des semelles : 99. dont:

28	semelles isolées	S1		1	semelles isolées	S5
27	"	"	S2			
11	"	"	S3	16	"	S6
10	"	"	S4	2	"	S7

4 semelles isolées sous potelets.

Etude de la semelle S1:

- Dimensions de la platine : $a = 60 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$, $e = 4 \text{ cm}$.

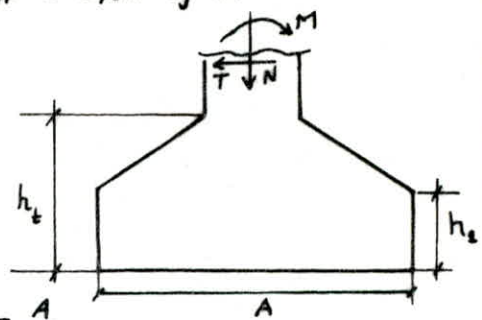
- Ancrage à $D = 1,50 \text{ m}$.

- Efforts : $G + 1,2P + T$ 1^{er} genre

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 9,702 \text{ tf.m} \\ N_{\text{cor}} = 27,08 \text{ tf.} \\ T = 4,29 \text{ tf.} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_{\text{cor}} = 2 \text{ tf.m} \\ N_{\max} = 48,97 \text{ tf.} \end{array}$$

$G + T + P \mp Si$ 2^{es} genre

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 24,49 \text{ tf.m} \\ N_{\text{cor}} = 27,19 \text{ tf.} \\ T = 8,74 \text{ tf.} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} N_{\max} = 45,53 \text{ tf.} \\ M_{\text{cor}} = 16,37 \text{ tf.m} \end{array}$$



1. Dimensionnement :

$$\frac{B}{A} = \frac{b}{a} = \frac{50}{60} \Rightarrow B = \frac{5}{6} A$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \sigma(A/4) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{A \cdot B} + \frac{M \cdot y}{I} \\ A \geq 6 \cdot e_o \end{array} \right. \quad \text{ou } y = \frac{A}{4} \quad (\text{stabilité de la semelle}).$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 36 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 216 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } \left\{ \begin{array}{l} A = 220 \text{ cm} \\ B = 190 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Calcul de la contrainte admissible du sol :

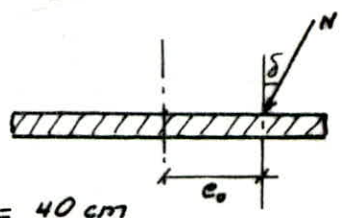
formule de Terzagui :

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

Dans le cas d'une excentricité, A est remplacé par $A' = A - 2e_o$.
 L'effort tranchant provoque une inclinaison de N d'un angle $\delta = \text{Arctg} \frac{T}{N} = 9^\circ$. Et dans ce cas N_r et N_q seront multipliés par des coefficients réducteurs i_r, i_q respectivement.

$$\delta = 9^\circ \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} i_q = 0,71 \\ i_r = 0,56 \end{array} \right. \quad (\text{tableaux VIII, IX G. Sanglerat tome 2})$$

$$y = 32,5^\circ \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_q = 23,2 \\ N_r = 29,8 \end{array} \right. \quad , \text{ sable} \rightarrow c = 0.$$



D'où $\bar{\sigma}_s = 2,54 \text{ daN/cm}^2$.

- Hauteur de la semelle : $h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = 40 \text{ cm} \\ 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{s0}}} = 38,8 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} \\ h_1 = \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3} = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

2. Verifications :

Poids des terres au dessus de la semelle :

$$N_t = 1,6 \cdot (A \cdot B - a \cdot b) \left[(D - h_t) + \frac{(h_t - h_1)}{2} \right] = 7,294 \text{ tf.}$$

Poids du massif de la semelle :

$$N_s = 2,5 \left[A \cdot B \cdot h_t - \left(\frac{A-a}{2} \right) \cdot B \cdot (h_t - h_1) + a \cdot b \cdot (D - h_t) \right] = 4,54 \text{ tf.}$$

soit $N_{tot} = N + N_t + N_s = 60,8 \text{ tf.}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{tot}}{A \cdot B} \pm \frac{M \cdot V}{I} \quad \text{ou} \quad v = \frac{A}{2} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,585 \text{ don/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,325 \text{ "} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma(A/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 1,52 \text{ don/cm}^2 < \bar{\sigma}_s.$$

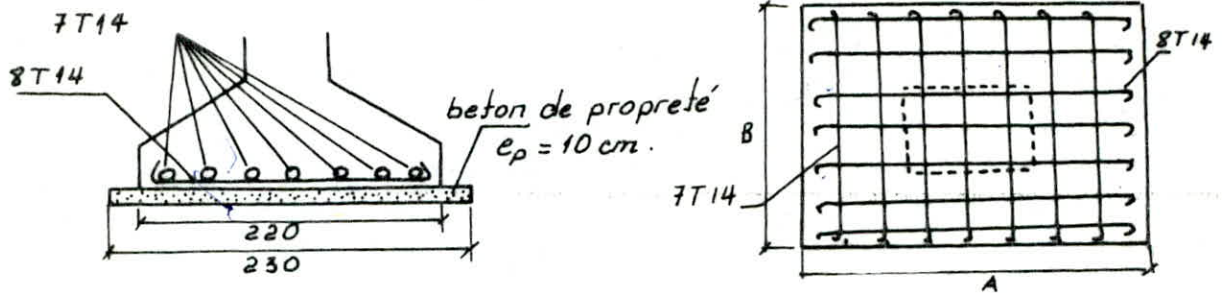
3. ferrailage :

Il s'agit d'une semelle rigide, on utilise la methode des bielles, qui consiste a calculer la semelle sollicitée par

$$N' > N \quad \text{ou} \quad N' = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B = 63,53 \text{ tf.}$$

$$\text{D'ou} \quad A_a = \frac{N'(A-a)}{8h \cdot \bar{\sigma}_a} = 11,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ T14} \quad (A = 12,31 \text{ cm}^2) \rightarrow e = 30 \text{ cm}$$

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8h \cdot \bar{\sigma}_a} = 9,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ T14} \quad (A = 10,77) \rightarrow e = 30 \text{ cm.}$$



4. Verification sous SP2 :

$$M = 24,49 \text{ tf.m} ; \quad N = 27,19 \text{ tf} \Rightarrow N_{tot} = 39,03 \text{ tf} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N_{tot}} = 63 \text{ cm} > \frac{A}{6}$$

\Rightarrow la section est partiellement comprimée.

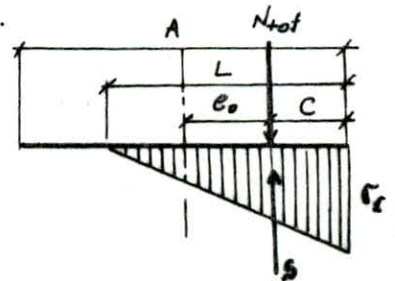
equilibre :

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

avec $L = 3C$; $C = A/2 - e_0$.

$$\Rightarrow L = 3(A/2 - e_0)$$

$$\text{D'ou} \quad \sigma_1 = \frac{2 \cdot N_{tot}}{3(A/2 - e_0) \cdot B} = 2,91 \text{ don/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3,81 \text{ don/cm}^2.$$



5. Verification de l'adhérence:

$$\phi_a \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2,8 \cdot \bar{\sigma}_b \quad (\psi_s = 15)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 2,8 \cdot 5,9 = 16,52$$

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A = \frac{16,52 \cdot 220}{2800} = 1,3 \text{ cm} < \phi_a = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{crochets à } 45^\circ$$

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B = \frac{16,52 \cdot 190}{2800} = 1,12 \text{ " } < \phi_b = 1,4 \text{ " } \Rightarrow \text{" " " "}$$

6. Calcul du fût:

on prévoit un poteau en B.A

de hauteur $H = D - h_t = 150 - 45 = 105 \text{ cm}$

de dimensions $70 \times 60 \text{ cm}$

suffisantes pour l'assemblage

platine massif.

$$N = 27,19 \text{ tf}, \quad T = 8,745 \text{ tf} \Rightarrow M_{\text{tot}} = M + T \cdot H = 33,67 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{tot}}}{N} = 1,238 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = 0,117 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

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

$$M_f = 33,67 + 27,19 \left(\frac{0,70}{2} - 0,03 \right) = 42,37 \text{ tf} \cdot \text{m} \quad 70 = h_t$$

- contrainte du béton sous M_f :

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 42,37 \cdot 10^5}{2800 \cdot 60 \cdot (70 \cdot 3)^2} = 0,0843$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \kappa = 27,65 \\ \varepsilon = 0,8828 \end{cases} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{27,65} = 101,3 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ dan/cm}^2$$

. Ferrailage:

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

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{42,37 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8828 \cdot 67} = 25,59 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 25,59 - \frac{27190}{2800} = 15,88 \text{ cm}^2$$

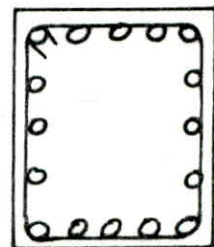
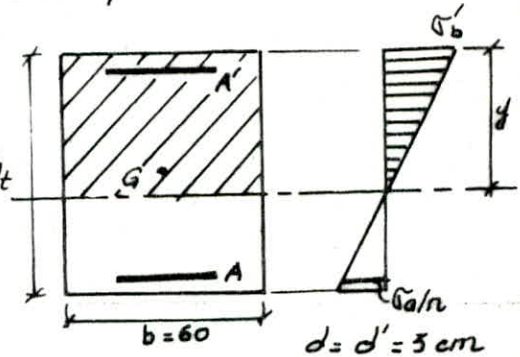
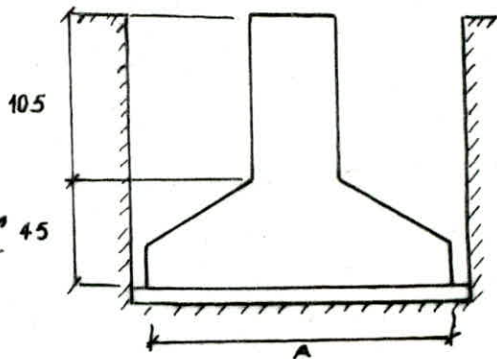
soit 5T20 ($A = 15,70 \text{ cm}^2$).

verification de la fissuration:

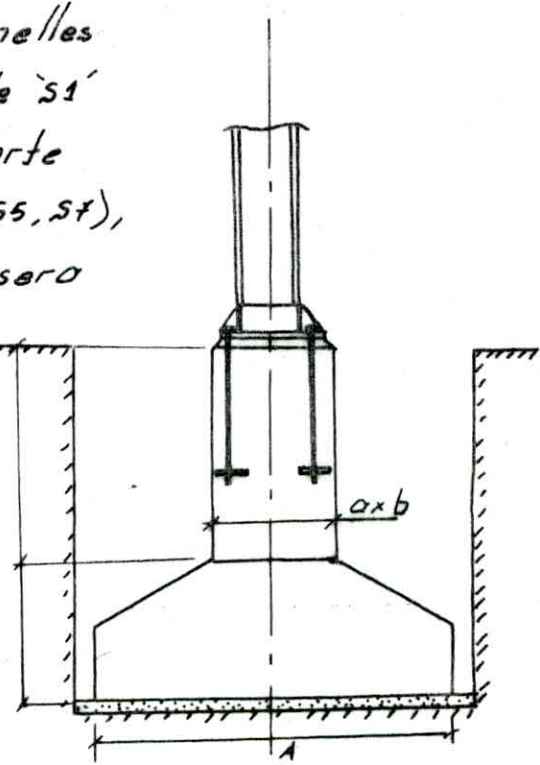
$$\tilde{w}_f = \frac{15,70}{2 \cdot 3 \cdot 60} = 0,044 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3667 \text{ dan/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2019 \text{ " } \end{cases}$$

$$\text{soit } \bar{\sigma}_a = \min [2800, \max(\sigma_1, \sigma_2)] = 2800 \text{ dan/cm}^2$$

\Rightarrow pas de fissuration.



Le calcul des autres semelles est semblable à celui de S1 sauf là où la semelle porte plus qu'un poteau (S3, S4, S5, S7), Dans ce cas la semelle sera calculée comme semelle isolée sous poteau unique dont les dimensions sont celles de la platine. Le tableau suivant resume les resultats obtenus lors de l'etude des autres semelles.



semelle	Dimensions de la semelle			ferrailage sem		Dimensions fût		ferrillage
	A (cm)	B (cm)	h _t (cm)	A _a (cm)	A _b	a (cm)	b (cm)	A
S2	140	120	45	5T12	4T12	60	50	4T20
S3	300	180	55	11T14	7T14	120	70	5T20
S4	250	130	45	9T14	5T14	120	60	4T20
S5	230	180	50	9T14	7T14	110	80	5T20
S6	150	90	45	5T12	3T12	70	50	4T20
S7	150	130	45	5T12	5T12	80	70	5T20
S _p	140	100	45	5T12	4T12	60	50	4T20

(Calcul détaillé voir annexe)

Longrines: (art 4.2.3.3 RPA81)

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

→ des longrines 30 x 25 cm, ferrailage 4T12 (valeurs minimales suffisantes pour notre cas ossature légère).

voile Peripherique :

on dispose des murs peripheriques en beton armé de hauteur 1 m qui ceinturent tout le batiment et relient les fondation dans les deux sens.

Ce voile doit avoir les caracteristiques minimales ci-dessous :

- epaisseur $e \geq \max\left(\frac{h}{10}, 0,15\right)$ avec h : hauteur du voile = 1 m

$$\Rightarrow e \geq \max(0,1, 0,15) = 15 \text{ cm}$$

- Armatures filantes superieures et inferieures - de section $\geq 20\% h \cdot e = 0,20 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 \rightarrow 2714$

- Armatures longitudinales de pas de section $A \geq 2 \text{ cm}^2$

$\rightarrow 4 \text{ T10/ml}$ avec un espacement de 25 cm.

(art 3-3.2.5 RPAB1).

CONCLUSION

CONCLUSIONS

- Les surcharges climatiques sont prépondérantes pour les blocs contenant les voies de roulement, tandis que le seisme est prépondérant pour les blocs contenant des planchers.

- Les éléments de bordage sont souvent constructifs

- Le critère de déformabilité des ponts roulants étant très strict donc le dimensionnement des poutres de roulement est basé sur la flèche.

- Le taux de travail des poteaux est inférieur à celui des poutres car les premiers 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 stabilité 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 prépondérants par rapport au critère de la stabilité.

- La toiture en sheds ne participant pas à la stabilité de l'ensemble, cause un effet d'entraînement sous l'effet du vent considérable.

- L'effort dû à la variation de la température est moins important dans les portiques que dans les palées de stabilité 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.

BIBLIOGRAPHIE

- Regles de calcul des constructions en aciers - CM66
- Constructions metalliques (KIENERT)
- Guide pratique de CM (DAUSSY)
- Constructions metalliques (ERNEST.GUSTIN)
- Revues CTICM
- Neige et Vent 65
- Constructions metallique CTC tome 1
R.P.A 81
- Aide memoire B.A et R.D.M
- Formulaire des cadres simples (KLEINLOGEL).
- Cours beton armé tome 2 (M. BELLAROUGHJI).
- Ossature de batiment . (ANDRE COIN)
- Traité de beton armé tome III, IV
- CCBA 68
- Calcul de fondations et murs de soutènements (TENG)
- Mecanique de sol tome I, II (COSTET et SANGLERAT).

