

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**S U J E T**

ETUDE STANDARD  
des  
HALLS INDUSTRIELS

Proposé par :  
*E.N.G.T.P*

Etudié par :  
*EL-ALIA.K*  
*BARKAT.L*

Dirigé par :  
*HAMOUTENE*

PROMOTION : *JUIN 85*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACES

A ma mère  
A la mémoire de mon père  
A ma future femme.  
et à tous mes amis.

BARKAT

Labhdar



A mes parents  
A mes frères et sœurs  
A toute ma famille  
A tous mes amis

EL-ALIA





# REMERCIEMENTS

*Pour remercions tous les professeurs qui ont  
contribués à notre formation en particulier*

M<sup>r</sup> HAMOUTEN

M<sup>r</sup> CHENAF

*ainsi qu'au personnel de la G.T.P  
notamment*

M<sup>r</sup> BOUANZOUL

M<sup>r</sup> OULEBSIR

# TABLE DES MATIERES

Presentation de l'ouvrage :





		<u>Page</u>
CHAPITRE I	Etude climatique et sismique	
	1- Etude au vent .....	1
	2- Etude de la neige .....	27
	3- Etude sismique .....	29
	4- Effet de la Temperature .....	36
CHAP II	Calcul des éléments	
	A) Pannes .....	38
	B) Lisses de bardage .....	42
	C) potelets .....	44
	D) Sablières .....	48
	E) Contreventement	
	1- Poutre au vent .....	50
	2- Contreventement vertical .....	52
	F) Acrotères .....	54
CHAP III	Etude des Portiques .....	56
CHAP IV	Assemblages .....	66
CHAP V	bases des poteaux .....	78
CHAP VI	Fondations .....	83

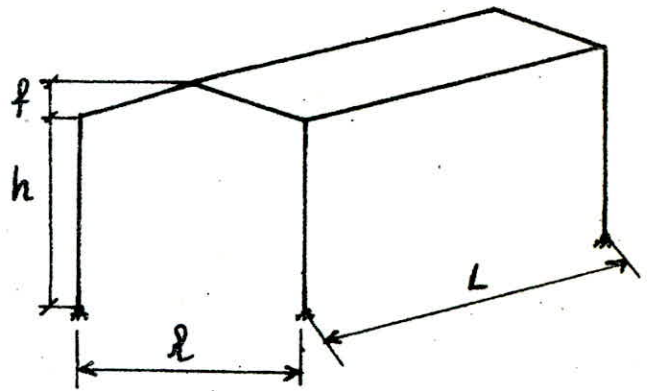


# INTRODUCTION

## - Présentation de l'ouvrage :

Le projet proposé par ENGTP (entreprise nationale des grands travaux pétroliers) consiste à étudier et à calculer la stabilité et les éléments résistants d'un ensemble de Halls industriels.

types de portiques	$l_m$	$L_m$
a 	15 20	60
b 	12 15 20	60
c 	12 15 20	30 60
d 	15 20	60



$$f = 1,3 \text{ m}$$

$$h = 6,2 \text{ m}$$

Site: Les Halls seront calculés dans toutes les zones climatiques et sismiques.

Ossature: Pour assurer la stabilité de l'ouvrage on doit permettre une transmission correcte des différentes charges aux fondations.

a) Charges verticales: elles seront reprises par les éléments porteurs de la structure (Poteaux) qui doivent offrir une résistance suffisante pour assurer la transmission au sol.

## b) Charges Horizontales.

- Sens Transversal: supportées par des portiques à inertie constante et articulés à leurs bases et sont espacés de 6m.
- Sens Longitudinal: transmises par l'intermédiaire de contreventements verticaux qui sont des poutres de stabilité.

Sol: Pour compléter notre étude on prend un sol de moyenne portance de la région d'EL-FULMA avec une contrainte admissible de 1,5 bars à 1,5m de profondeur.

## Métaux Employés:

- On emploie surtout des métaux sous formes laminés (IPE, UPN, HEA) et d'autres aciers marchands (ronds, plats, Tôles). Limite d'élasticité  $24 \text{ kg/mm}^2$  pour les épaisseurs inférieures à (30mm) et  $22 \text{ kg/mm}^2$  de 30 à 50mm. Pour l'habillage on utilisera des bacs TN40 comme couverture et bardage.
- Les assemblages seront réalisés à l'aide de:
  - \* Boulons HR 8-8 et 10-9
  - \* Boulons Ordinaires:  $\sigma_{en} = 24 \text{ kg/mm}^2$
  - \* Soudures:  $\sigma_{en} = 24 \text{ kg/mm}^2$

## Béton Armé:

Voir partie fondations.



# I ETUDE CLIMATIQUE et SISMIQUE

## 1 Etude au Vent

### 1) Introduction :

Notre étude sera faite d'après les règles du N.V.65. Pour le calcul des ouvrages on suppose que la direction du vent est horizontale.

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est :

$$f_2 = c \cdot q_c$$

$q_c$  : pression dynamique.

$c$  : coefficient de pression.

### 2) Pression dynamique (Règle 1.2)

$$q_c = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta$$

#### a) Détermination de $q_H$ : (R 1.24)

Soit  $q_H$  la pression dynamique agissant à la hauteur  $H$  au dessus du sol.

$q_{10}$  la pression dynamique de base à 10 m de hauteur.

$$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2 \text{ pour le vent normal}$$

Pour  $H$  compris entre 0 et 500 m (Notre cas) on a :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60} \Rightarrow q_H = q_{10} \frac{H+18}{H+60}$$

Nos constructions ont une hauteur fixe :  $H = 7,5 \text{ m}$

$$q_H = 66,11 \text{ daN/m}^2$$

#### b) Effet de rite : (R 1.242)

On prend un rite exposé (le plus défavorable)  $K_s = 1,35$

#### c) Effet de masque : (R. 1.243)

On prend le cas le plus défavorable (construction non masquée)  $K_m = 1$ . Pas de réduction des actions du vent.



d) Effet de dimension (R. 1944)

$S$  est déterminé en fonction de la plus grande dimension (horizontale, ou verticale) de la surface offerte au vent intéressant l'élément de stabilité considéré.

Pour chaque élément on calculera  $S$  (fig. R.III.2)

Pression dynamique  $q_c = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot S$

$$q_c = 89,25 S \quad (\text{Vent Normal})$$

$$q'_c = 1,75 q_c \quad (\text{Vent extrême})$$

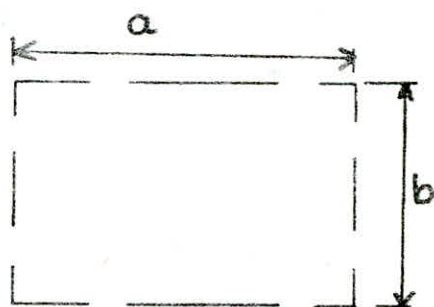
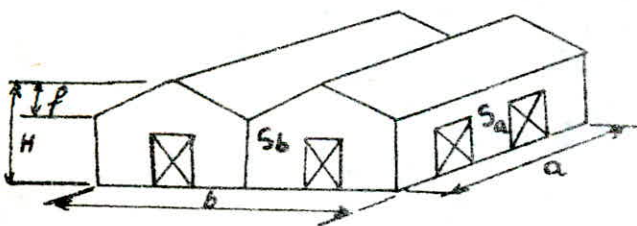
3) Coefficient de pression  $C$ :

$$C = C_e - C_i \quad \text{avec } C_i : \text{actions intérieures}$$
$$C_e : \text{actions extérieures}$$

$C$  est fonction de :

- La perméabilité ( $\mu$ )
- Rapport de dimensions
- Coefficient  $\delta_0$

a) Calcul des perméabilités :



$$\mu = \frac{\text{aire des ouvertures}}{\text{aire totale}}$$

D'après  $\mu$  les règles du N.V considèrent 3 types de construction :

- Construction fermée  $\mu \leq 5\%$
- Construction ouverte  $\mu \geq 35\%$
- Construction partiellement ouverte  $5 \leq \mu \leq 35$

Pour une construction à a pignons les portes latérales disposées de telle façon à avoir les 4 parois partiellement ouvertes (cas intermédiaire entre fermé et ouverte)

b) Rapport de dimensions:

$$\lambda_a = \frac{H}{a} \quad \text{les pignons face au vent}$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} \quad \text{les long pans face au vent}$$

c) Coefficient  $\delta_0$ : Donné par le diagramme R.III.5 en fonction de  $\lambda_a, \lambda_b$

Cas N°	a	b	$\lambda_a$	$\lambda_b$	$\delta_{0 \rightarrow a}$	$\delta_{0 \rightarrow b}$	$\mu_{\rightarrow a}$	$\mu_{\rightarrow b}$
1	60	15	0,125	0,5	1	0,85	9	16
2	60	20	"	0,375	0,93	"	"	12
3	60	24	"	0,31	0,85	"	"	19
4	60	30	"	0,25	0,85	"	"	12
5	60	40	"	0,18	0,85	"	"	12
6	30	45	0,25	0,16	"	"	"	16
7	30	60	"	0,125	"	"	"	12
8	60	36	0,125	0,208	"	"	"	19
9	60	45	"	0,16	"	"	"	16
10	60	60	"	0,125	"	"	"	8
11	60	60	"	0,125	"	"	"	16
12	60	80	"	0,09	"	"	"	12

D'après ce tableau on remarque qu'on a 6 cas à étudier suivant:  $\delta_0(a), \delta_0(b), \mu_a, \mu_b$  et qui sont les cas: 1, 2, 3, 4, 9 et 10



### 3-1 Actions extérieures : Ce (R 2-13)

Ce : correspond à un vent traversant pas la construction.

#### 3-1-1 Parois Verticales :

On considère un vent normal aux parois.

- Face au Vent  $C_e = + 0,8$

- Face sous Vent  $C_e = - (1,360 - 0,8)$

#### 3-1-2 Toitures uniques :

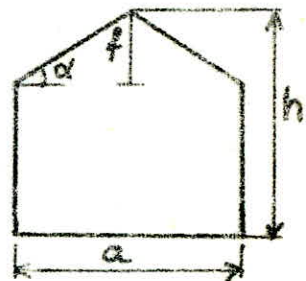
a) Vent normal aux génératrices :

$$f = 1,3 \text{ m}$$

$$h = 7,5 \text{ m}$$

Toutes les toitures sont à versant plans et ont  $f \leq \frac{h}{2}$

Ce est déterminé suivant le diagramme R III-6



a(m)	12	15	20
α°	12,25	9,83	7,40

b) Vent // aux génératrices :

$f \leq \frac{h}{2}$  Ce est donné par le diagramme R III-6 avec  $\alpha = 0$

### 3-1-3 Actions sur les toitures multiples (R 2-13-1-223)

a) Vent normal aux génératrices :

Pour la première toiture au vent et le dernier versant sous le vent Ce correspond à celui d'une toiture unique. Pour les autres le Ce précédent réduit de 25%.

b) Vent parallèle aux génératrices :

Ce correspond à celui d'une toiture unique.



### 3.2 Actions intérieures: $c_i$ (R 9.114)

#### 3.2.1 Constructions fermées:

On a soit une surpression avec  $c_i = +0,6(1,8 - 1,380)$

~ ~ dépression avec  $c_i = -0,6(1,880 - 0,8)$

#### 3.2.2 Constructions ouvertes comportant une paroi ouverte:

##### -2.1 Partie ouverte au vent:

$c_i = +0,8$  sur les faces intérieures des parois fermées ( $\mu \leq 5\%$ ) y compris les versants de toitures.

$c_i = -0,6(1,380 - 0,8)$  sur la face intérieure de la paroi ouverte ( $\mu > 35\%$ )

##### -2.2 Partie ouverte sous vent:

$c_i = -(1,380 - 0,8)$  sur les parois fermées ( $\mu \leq 5\%$ ) y compris les versants de toitures.

$c_i = +0,6(1,8 - 1,380)$  sur les parois ouvertes

#### 3.2.3 Constructions ouvertes comportant 2 parois opposées ouvertes:

##### -3.1 Parois ouvertes normales au vent:

On applique à toutes les parois situées hors du courant d'air

Soit une surpression  $c_i = +0,6(1,8 - 1,380)$

" " dépression  $c_i = -0,6(1,380 - 0,8)$

##### -3.2 Parois ouvertes sont // au vent

Soit une surpression  $c_i = +0,6(1,8 - 1,380)$

" " dépression  $c_i = -(1,380 - 0,8)$

### 3.3 Valeurs limites: (R 9.14), (R 9.153)

a) lorsque les  $c_i$  sont compris entre  $-0,20$  et  $0$  on prendra

$-0,20$  et lorsque ils sont compris entre  $0$  et  $0,15$  on prend  $+0,15$

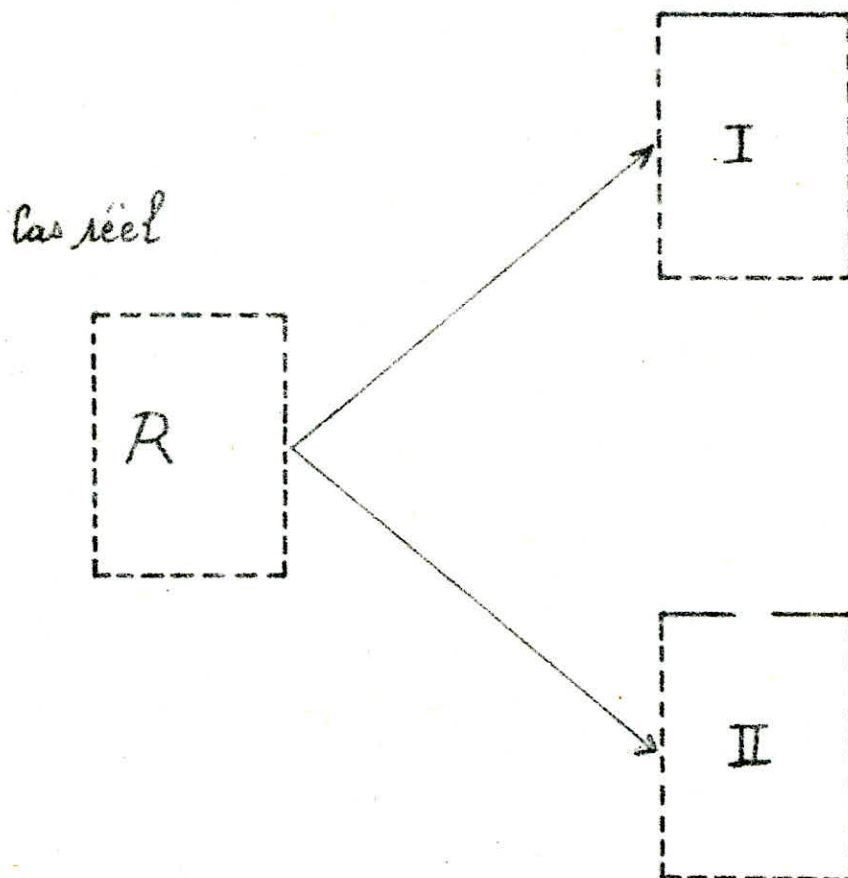
b) Lorsque  $C = C_e - C_i$  est compris entre  $-0,30$  et  $0$  on prend  $-0,30$  et lorsque il est compris entre  $0$  et  $+0,30$  on prend  $+0,30$

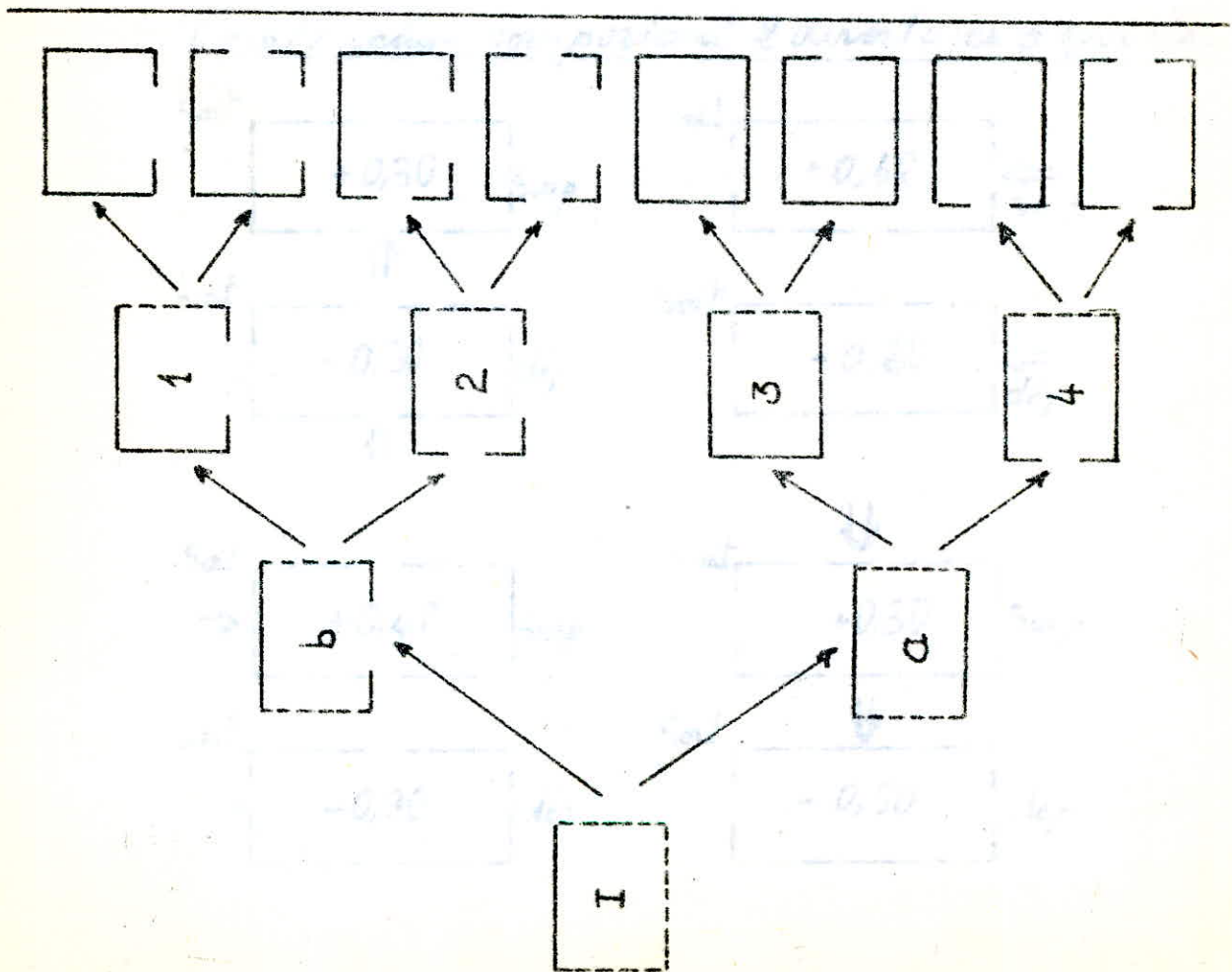
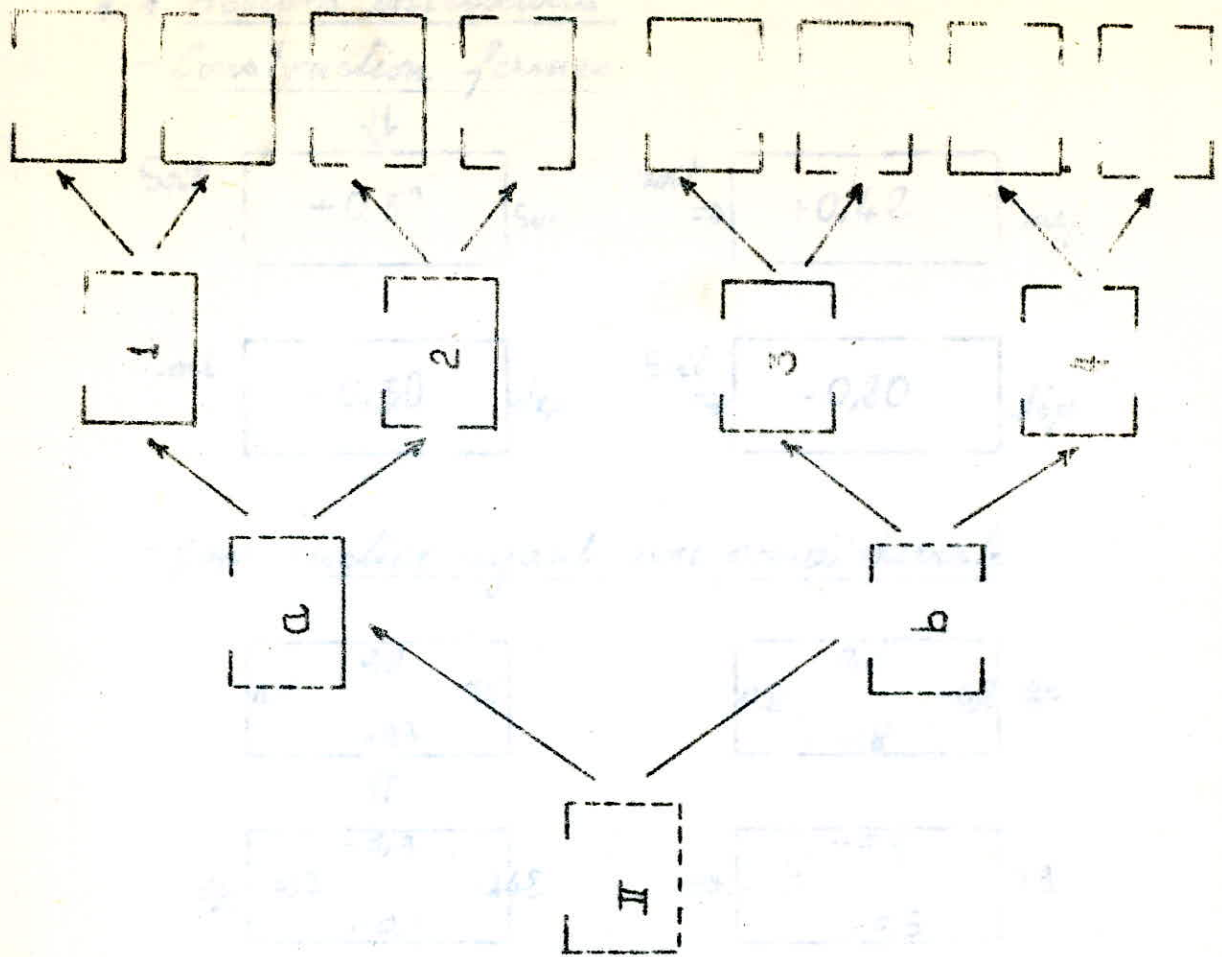
Nota: L'application de la méthode simplifiée n'est pas valable puisque les dimensions ne respectent pas les conditions demandées.

#### 4 Etude du cas 1:

$$\gamma_0(a) = 1 \quad \gamma_0(b) = 0,85 \quad M_a = 9\% \quad M_b = 16\%$$

Pour résoudre ce problème on utilisera des interpolations linéaires en fonction des perméabilités  $\mu$  entre des constructions fermées et des constructions ouvertes.





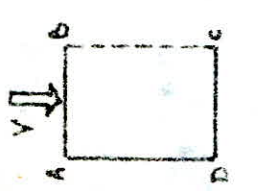

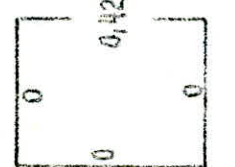

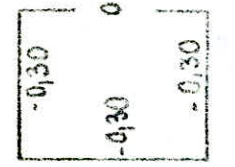
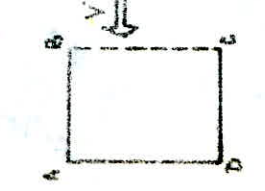




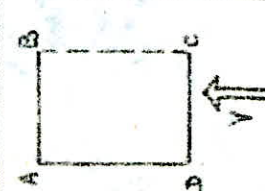


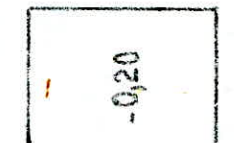
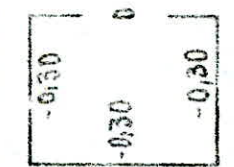
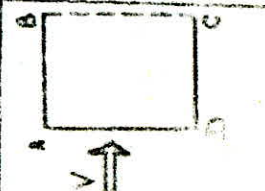

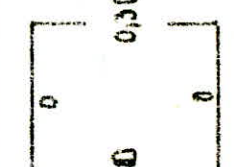
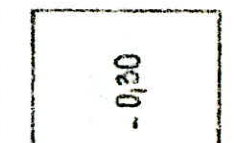
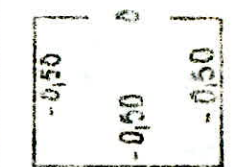


-6-

(1)	SURPRESSION		DÉPRESSION		SURPRESSION	DÉPRESSION
	$\begin{bmatrix} 0 & & \\ 0 & & 0 \\ & & 0,42 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & & \\ 0 & & 0,42 \\ & & 0,42 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,30 & & \\ -0,30 & -0,30 & \\ & & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,30 & & \\ -0,30 & 0 & \\ & & 0 \end{bmatrix}$	AD, AB : $C_i = 0$ CD : $C_i = 0,42$ BC : $C_i = 0,06$	AD, AB : $C_i = -0,30$ DC : $C_i = 0$ BC : $C_i = -0,26$
	$\begin{bmatrix} 0 & & \\ 0 & & 0 \\ & & 0,30 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0,80 & & \\ 0,80 & & 0 \\ & & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,50 & & \\ -0,50 & -0,50 & \\ & & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & & \\ 0 & & -0,30 \\ & & -0,30 \end{bmatrix}$	AD, AB : $C_i = 0,11$ CD : $C_i = 0,26$ BC : $0$	AD, AB : $C_i = -0,45$ CD : $C_i = -0,04$ BC : $C_i = -0,5 + 0,2 \frac{9-5}{8-5} = -0,47$
	$\begin{bmatrix} +0,80 & & \\ 0,80 & 0,80 & \\ & & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0,80 & & \\ 0,80 & & 0 \\ & & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & & \\ 0 & & 0 \\ & & -0,20 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & & \\ 0 & & -0,20 \\ & & -0,20 \end{bmatrix}$	AD, AB : $C_i = 0,80$ DC : $C_i = 0$ BC : $C_i = 0,68$	AD, AB : $C_i = 0$ DC : $C_i = -0,20$ BC : $C_i = -0,02$
	$\begin{bmatrix} 0 & & \\ 0 & & 0 \\ & & 0,30 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & & \\ 0 & & 0,30 \\ & & 0,30 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,5 & & \\ -0,5 & -0,5 & \\ & & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,5 & & \\ -0,5 & 0 & \\ & & 0 \end{bmatrix}$	AD, AB : $C_i = 0$ DC : $C_i = 0,30$ BC : $C_i = 0,04$	AD, AB : $C_i = -0,50$ DC : $C_i = 0$ BC : $C_i = -0,45$

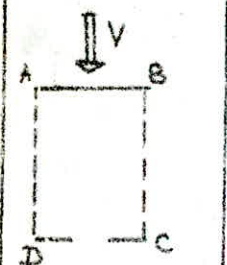
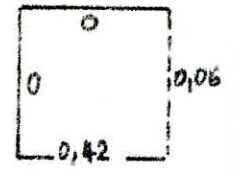
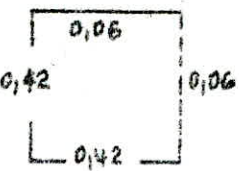
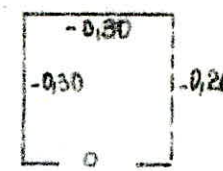
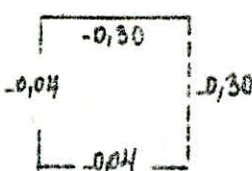
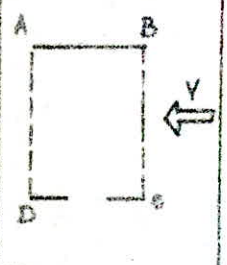
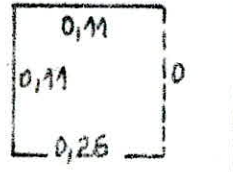
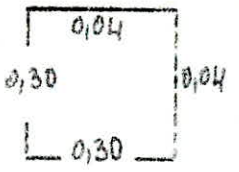
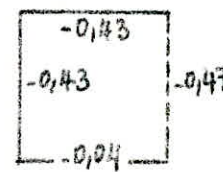
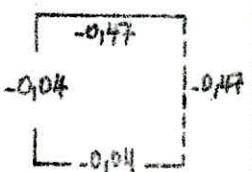
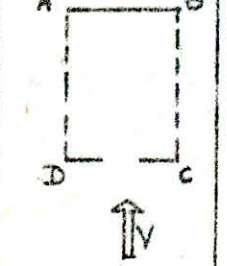
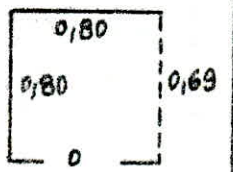
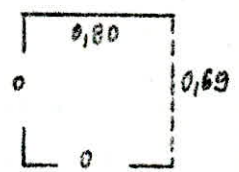
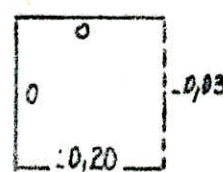
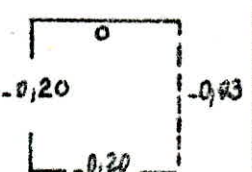
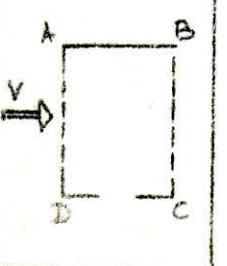
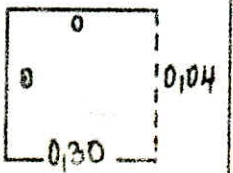
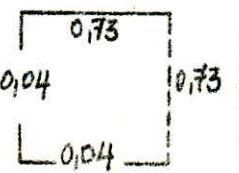
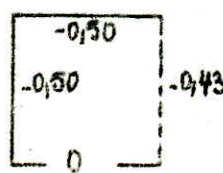
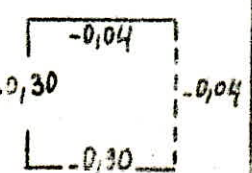
(2)	SURPRESSION		DÉPRESSION		SURPRESSION	DÉPRESSION
	$\begin{bmatrix} 0 & \\ 0,42 & 0 \\ & 0,42 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0,42 & \\ & 0,42 \\ & & 0,42 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,30 & \\ 0 & -0,30 \\ & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,30 & \\ -0,30 & -0,30 \\ & & -0,30 \end{bmatrix}$	AD, DC : $C_i = 0,42$ AB, BC : $C_i = 0,06$	AD, DC : $C_i = -0,04$ AB, BC : $C_i = -0,30$
	$\begin{bmatrix} 0 & \\ 0,30 & \\ & 0,30 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0,30 & \\ & 0,30 \\ & & 0,30 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,30 & \\ 0 & -0,50 \\ & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} & \\ -0,30 & -0,30 \\ & \end{bmatrix}$	AD, DC : $C_i = 0,30$ AB, CB : $C_i = 0,04$	AD, DC : $C_i = -0,04$ AB, BC : $C_i = -0,5 + (-0,3 + 0,5) \frac{4}{30}$ $= -0,47$
	$\begin{bmatrix} 0,80 & \\ 0 & 0,80 \\ & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0,80 & \\ 0 & 0 \\ & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & \\ -0,20 & 0 \\ & -0,20 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 & \\ -0,20 & -0,20 \\ & & -0,20 \end{bmatrix}$	AB : $C_i = 0,80$ BC : $C_i = 0,69$ CD, DA : $C_i = 0$	AB : $C_i = 0$ BC : $C_i = -0,03$ CD : $C_i = -0,20$ DA : $C_i = -0,20$
	$\begin{bmatrix} 0,80 & \\ 0 & 0,80 \\ & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0,30 & \\ & 0,30 \\ & & 0,30 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -0,30 & \\ & -0,30 \\ & & -0,30 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} & \\ -0,30 & -0,30 \\ & & -0,30 \end{bmatrix}$	AB, BC : $C_i = 0,8 + (0,3 - 0,8) \frac{4}{30}$ $C_i = 0,73$ CD, DA : $C_i = 0,04$	AB, BC : $C_i = -0,04$ CD, DA : $C_i = -0,30$



(3)	SURPRESSION		DÉPRESSION		SURPRESSION		DÉPRESSION	
					<p>BC : <math>C_i = 0,42</math></p> <p>Autres :  <math>C_i = 0,42 \times \frac{4}{50}</math>  <math>= 0,36</math></p>	<p>BC : <math>C_i = 0,17</math></p> <p>Autres :  <math>C_i = 0,20 \times \frac{4}{45-5}</math>  <math>= 0,21</math></p>		
					<p>BC : <math>C_i = 0,26</math></p> <p>Autres :  <math>C_i = 0,3 + 0,5 \frac{9-0}{35-5}</math>  <math>= 0,37</math></p>	<p>BC : <math>C_i = 0,30</math></p> <p>Autres :  <math>C_i = -0,25</math></p>		
					<p>BC : <math>C_i = 0,42</math></p> <p>Autres :  <math>C_i = 0,36</math></p>	<p>Comme V(A,B)</p> <p>BC : <math>C_i = -0,17</math></p> <p>Autres :  <math>C_i = -0,21</math></p>		
					<p>BC : <math>C_i = 0,30</math></p> <p>Autres :  <math>C_i = 0,26</math></p>	<p>BC : <math>C_i = -0,25</math></p> <p>Autres :  <math>C_i = 0,3 - 0,2 \frac{9-5}{35-5}</math>  <math>= -0,35</math></p>		

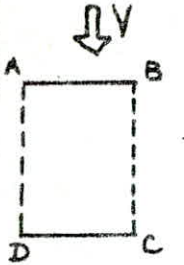
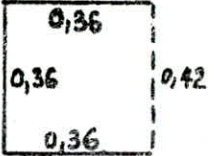
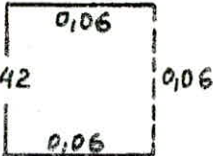
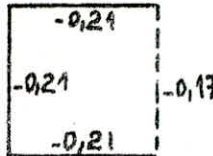
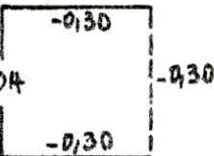
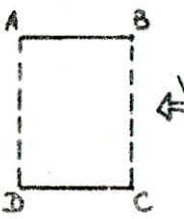
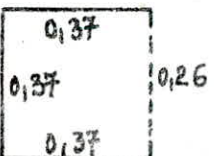
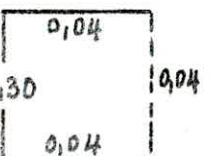
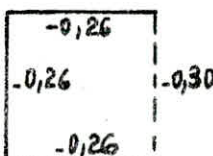
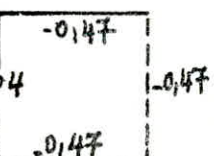

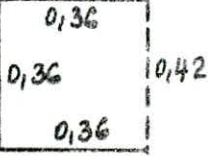
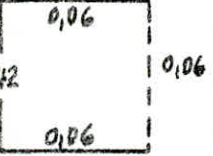
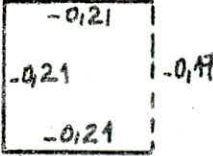
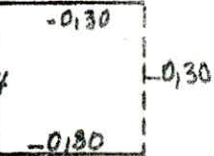
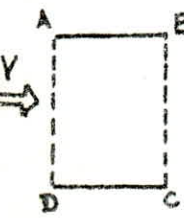
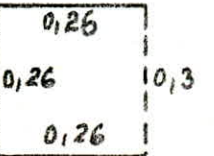
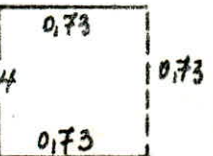
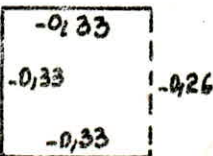
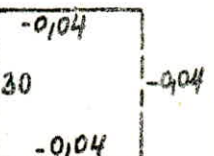


(4)	SURPRESSION		DÉPRESSION		SURPRESSION	DÉPRESSION
					AD : $C_i = 0,42$ Autres : $C_i = 0,05$	AD : $-0,04$ Autres : $C_i = -0,30$
					AD : $C_i = 0,30$ Autres : $C_i = 0,04$	AD : $C_i = -0,04$ Autres : $C_i = -0,5 + 0,2 \frac{9-5}{35-5} = -0,47$
					AD : $C_i = 0,42$ Autres : $C_i = 0,06$	AD : $C_i = -0,04$ Autres : $C_i = -0,30$
					AD : $C_i = 0,04$ Autres : $0,8 - 0,5 \frac{9-5}{35-5} = 0,73$ $C_i = 0,73$	AD : $C_i = -0,30$ Autres : $C_i = -0,04$

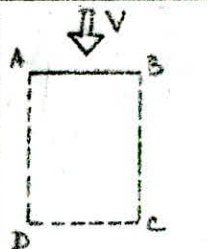
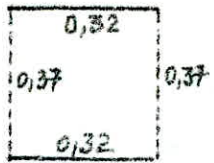
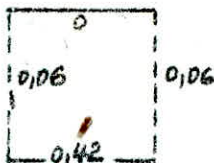
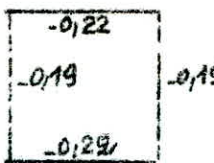
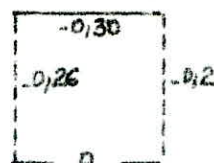
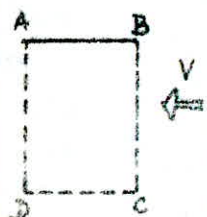
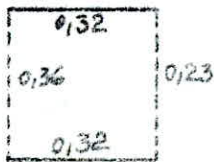
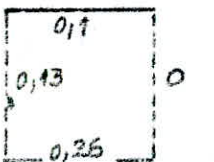
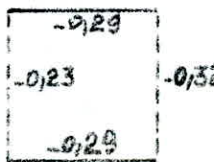
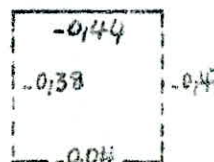

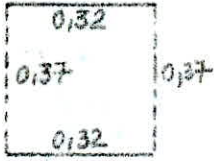

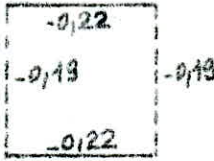
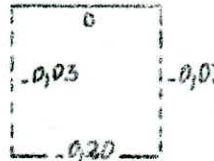

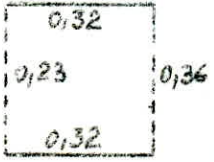

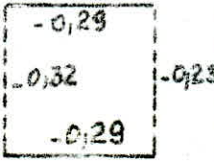
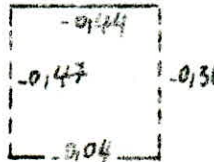
INTERPOLATION 1 et 2 → b	SURPRESSION		DEPRESSION		SURPRESSION	DEPRESSION
					<p>AB : <math>C_i = 0,0</math>  AD : <math>C_i = 0,06</math>  DC : <math>C_i = 0,42</math>  BC : <math>C_i = 0,06</math></p>	<p>AB : <math>C_i = -0,30</math>  AD : <math>C_i = -0,26</math>  DC : <math>C_i = 0,00</math>  BC : <math>C_i = -0,26</math></p>
					<p>AB : <math>C_i = 0,10</math>  AD : <math>C_i = 0,13</math>  DC : <math>C_i = 0,26</math>  BC : <math>C_i = 0,00</math></p>	<p>AB : <math>C_i = -0,44</math>  AD : <math>C_i = -0,38</math>  DC : <math>C_i = -0,04</math>  BC : <math>C_i = -0,47</math></p>
					<p>AB : <math>C_i = 0,80</math>  AD : <math>C_i = 0,69</math>  DC : <math>C_i = 0,00</math>  BC : <math>C_i = 0,69</math></p>	<p>AB : <math>C_i = 0,00</math>  AD : <math>C_i = -0,03</math>  DC : <math>C_i = -0,20</math>  BC : <math>C_i = -0,03</math></p>
					<p>AB : <math>C_i = 0,10</math>  AD : <math>C_i = 0,00</math>  DC : <math>C_i = 0,26</math>  BC : <math>C_i = 0,13</math></p>	<p>AB : <math>C_i = 0,44</math>  AD : <math>C_i = -0,47</math>  DC : <math>C_i = -0,04</math>  BC : <math>C_i = -0,38</math></p>

-13-


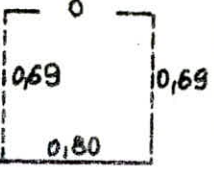

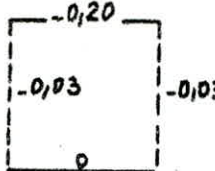

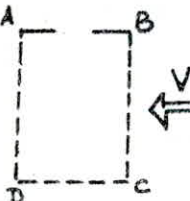
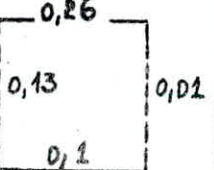
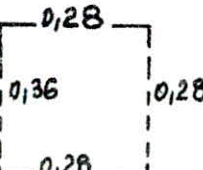
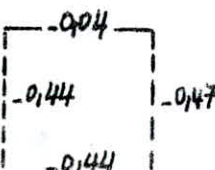
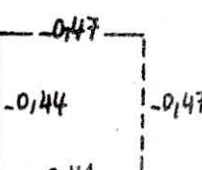

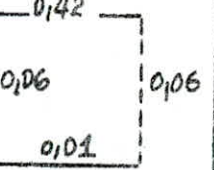
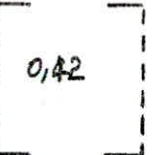
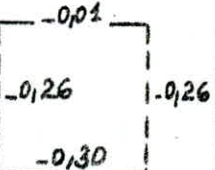
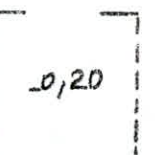
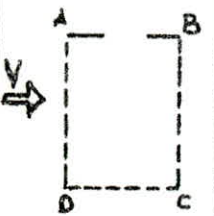
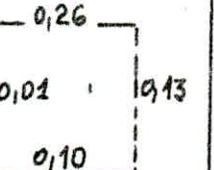
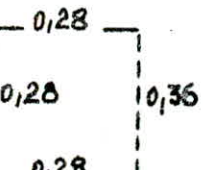
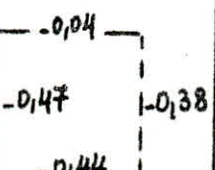
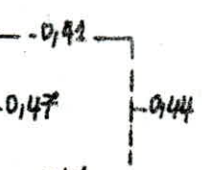


INTERPOLATION 3-4 → a (I)	SURPRESSION		DÉPRESSION		SURPRESSION	DÉPRESSION
					<p>AB, DC : <math>C_i = 0,32</math>  AD : <math>C_i = 0,37</math>  BC : <math>C_i = 0,37</math></p>	<p>AB, DC : <math>C_i = -0,22</math>  AD : <math>C_i = -0,19</math>  BC : <math>C_i = -0,19</math></p>
					<p>AB, DC : <math>C_i = 0,32</math>  AD : <math>C_i = 0,36</math>  BC : <math>C_i = 0,23</math></p>	<p>AB, DC : <math>C_i = -0,29</math>  AD : <math>C_i = -0,23</math>  BC : <math>C_i = -0,32</math></p>
					<p>AB, DC : <math>C_i = 0,32</math>  AD : <math>C_i = 0,37</math>  BC : <math>C_i = 0,37</math></p>	<p>AB, DC : <math>C_i = -0,22</math>  AD, BC : <math>C_i = -0,19</math></p>
					<p>AB, DC : <math>C_i = 0,32</math>  AD : <math>C_i = 0,23</math>  BC : <math>C_i = 0,36</math></p>	<p>AB, DC : <math>C_i = -0,29</math>  AD : <math>C_i = -0,32</math>  BC : <math>C_i = -0,23</math></p>

- 7V -

(a) et (b) → (I)	SURPRESSION		DEPRESSION		SURPRESSION	DEPRESSION
					AB : 0,20 AD, BC : 0,26 DC : 0,36	AB : -0,25 AD, BC : -0,21 DC : -0,14
					AB : 0,24 AD : 0,27 BC : 0,14 DC : 0,30	AB : -0,34 AD : -0,28 BC : -0,37 DC : -0,20
					AB : 0,50 AD, BC : 0,69 DC : 0,20	AB : -0,14 AD, BC : -0,13 DC : -0,21
					AB : 0,24 AD : 0,14 BC : 0,27 DC : 0,30	AB : -0,34 AD : -0,37 BC : -0,28 DC : -0,20



(a) et (b) → (II)	SURPRESSION		DÉPRESSION		SURPRESSION	DÉPRESSION
					<p>AB : 0,15 BC, AD : 0,59 DC : 0,66</p>	<p>AB : -0,20 BC, AD : -0,09 DC : -0,07</p>
					<p>AB : 0,27 AD : 0,21 BC : 0,05 DC : 0,17</p>	<p>AB : -0,20 AD : -0,44 BC : -0,47 DC : -0,43</p>
					<p>AB : 0,42 BC, AD : 0,15 DC : 0,15</p>	<p>AB : -0,06 BC, AD : -0,24 DC : -0,26</p>
					<p>AB : 0,27 BC : 0,21 AD : 0,05 DC : 0,17</p>	<p>AB : -0,20 BC : -0,40 AD : -0,47 DC : -0,43</p>

(I) & (II) → R	SURPRESSION		DÉPRESSION		SURPRESSION	DÉPRESSION
					AB : + 0,18 AD : 0,38 BC : 0,38 DC : 0,47	AB : - 0,23 AD, BC : - 0,17 (-0,20) CD : - 0,14 (-0,20)
					AB : 0,25 AD : 0,25 BC : 0,11 → (0,15) DC : 0,25	AB : - 0,25 AD : - 0,33 BC : - 0,41 DC : - 0,23
					AB : 0,47 AB, BC : 0,38 DC : 0,18	AB : - 0,14 (-0,20) AD : - 0,17 } (-0,20) BC : - 0,17 } DC : - 0,23
					AB : 0,25 AD : 0,11 → (0,15) BC : 0,25 DC : 0,25	AB : - 0,23 AD : - 0,41 BC : - 0,33 DC : - 0,23

- 17 -



#### 4.3 Actions extérieures:

##### a) Parois verticales:

- Vent  $\perp$  à  $S_a$

Face au vent  $C_e = +0,8$

Face sous vent  $C_e = -(1,3 \delta_0 - 0,8) = -(1,3 \cdot 1 - 0,8) = -0,5$

- Vent  $\perp$  à  $S_b$

Face au vent  $C_e = +0,8$

Face sous vent  $C_e = -(1,3 \cdot 0,85 - 0,8) = -0,3$

##### b) Toitures:

- Vent  $\perp$  aux génératrices:

$$f = 1,3 < \frac{h}{2} = 3,75$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,3}{7,5} = 0,173$$

$$\begin{cases} \alpha = 9,83^\circ \\ \delta_0 = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{Sous vent } C_e = -0,35 \\ \text{au vent } C_e = -0,68 \end{array}$$

- Vent  $\parallel$  aux génératrices:

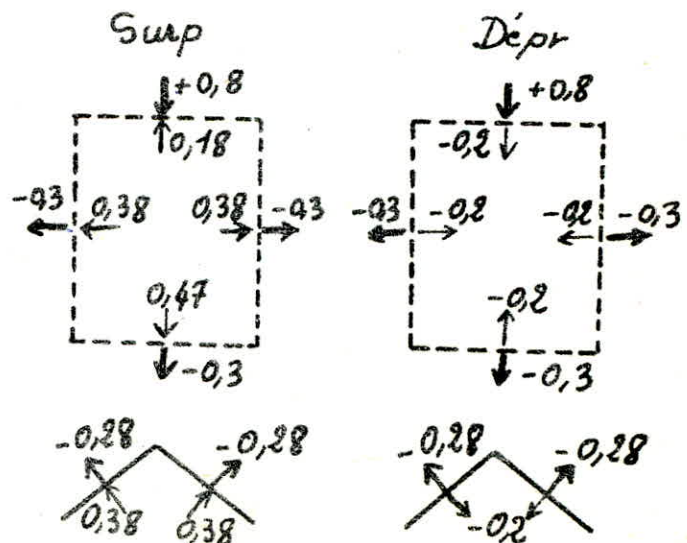
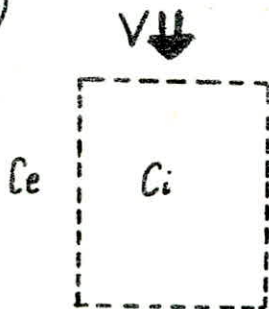
$$f < \frac{h}{2}$$

$$V \perp S_b$$

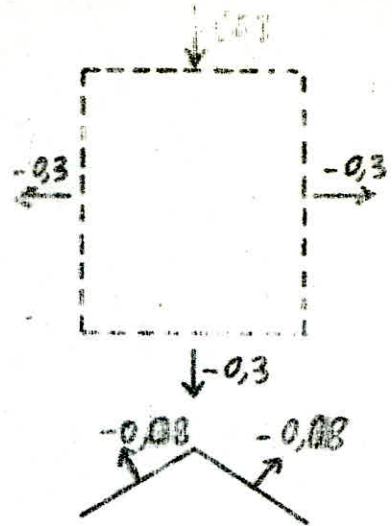
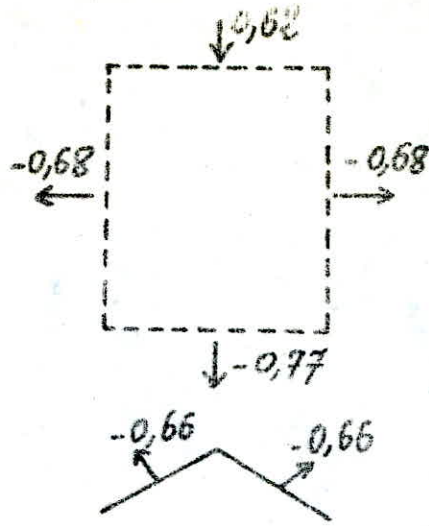
$$\begin{cases} \alpha_0 = 0 \\ \delta_0 = 0,85 \end{cases} \Rightarrow C_e = -0,28$$

#### 4.4 Récapitulation du cas N°1:

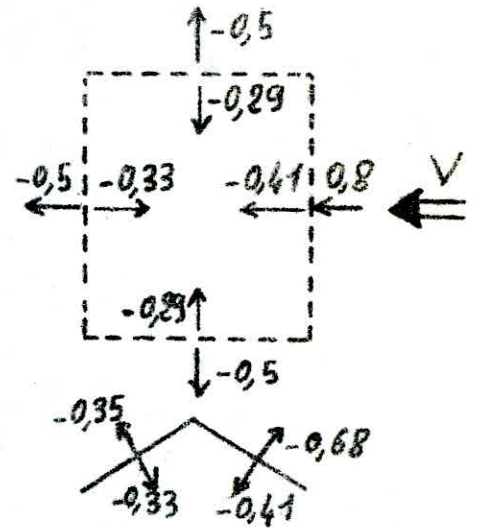
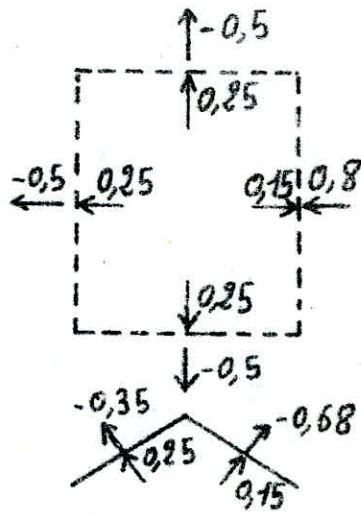
1°)



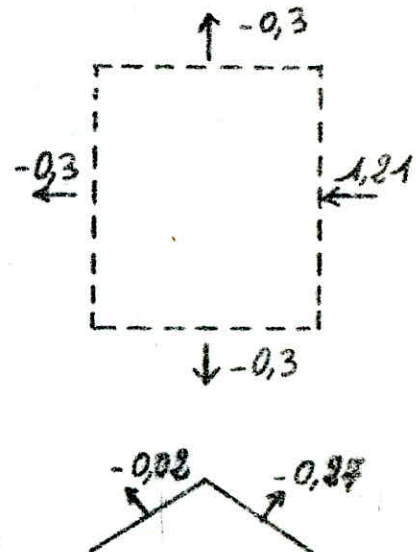
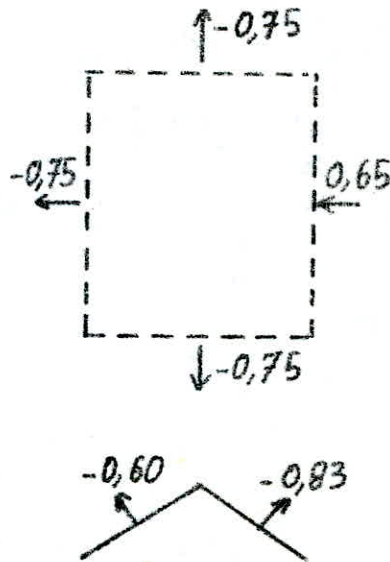
Ce-C<sub>2</sub>



2)



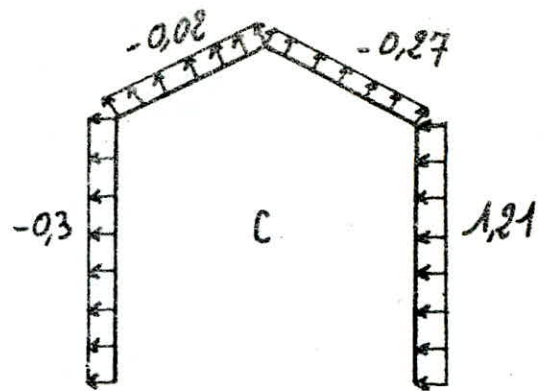
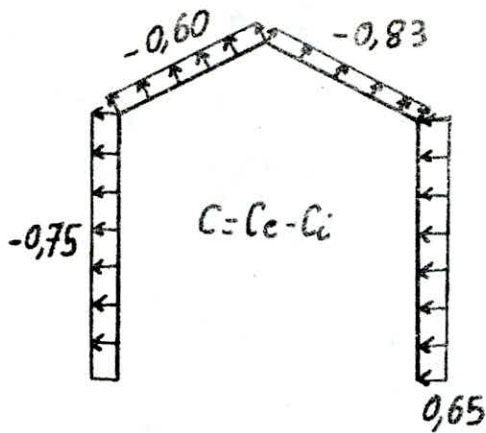
Ce-C<sub>i</sub>



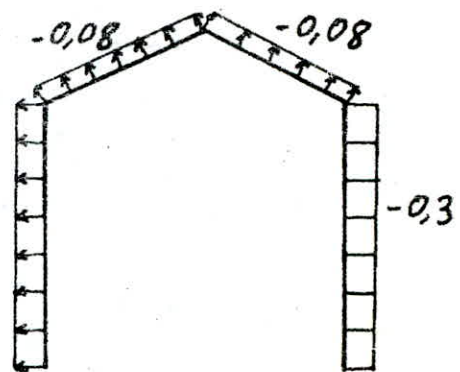
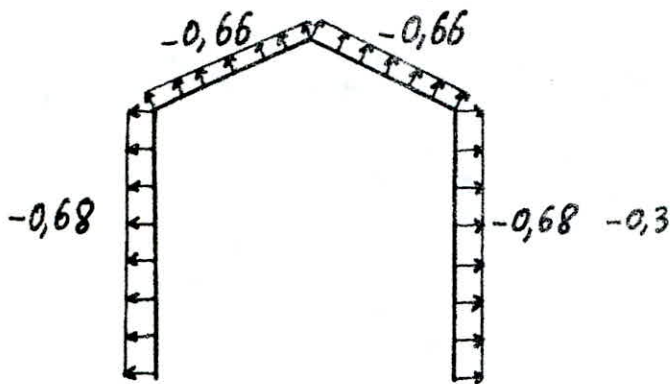


Cas défavorable:

Vent  $\perp$  long Pans



Vent  $\perp$  pignons:



Pour les autres cas on donne directement les résultats

Résultats des différents cas :

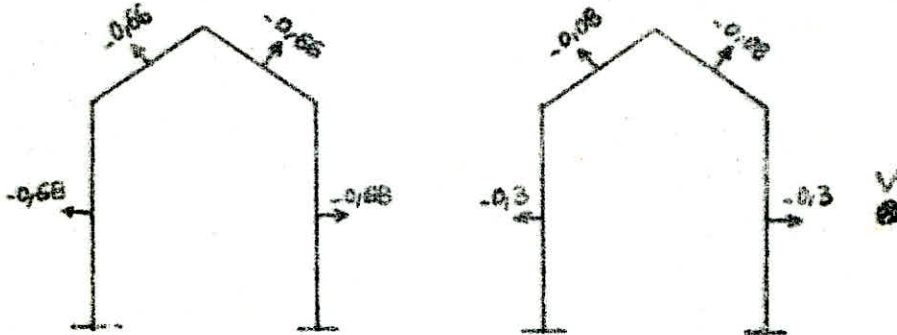
Cas N°1       $L = 15m$  ;  $L = 60m$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_0 = 0,85 \implies b \text{ (pignon)} \quad \mu_0 = 16\% \\ \sigma_0 = 1 \implies a \text{ (façade)} \quad \mu_0 = 11\% \end{array} \right.$$

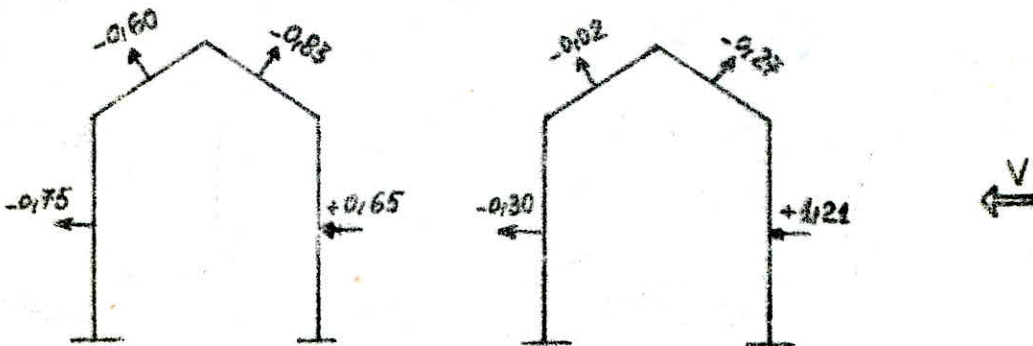
SURPRESSION

DÉPRESSION

\* Vent parallèle aux génératrices



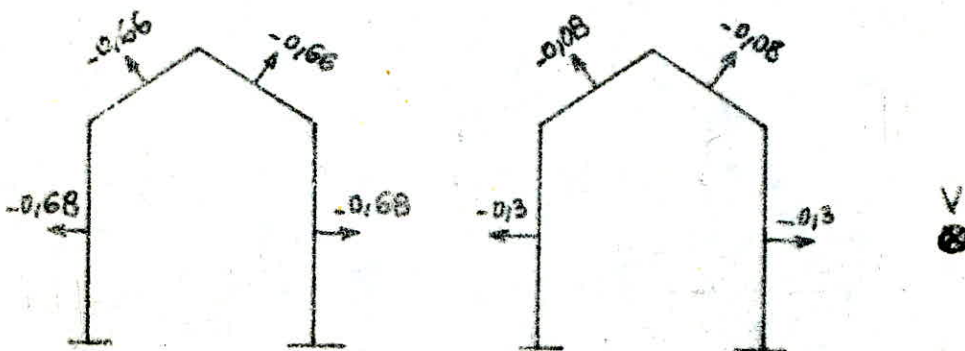
\* Vent perpendiculaire aux génératrices



Cas N°2

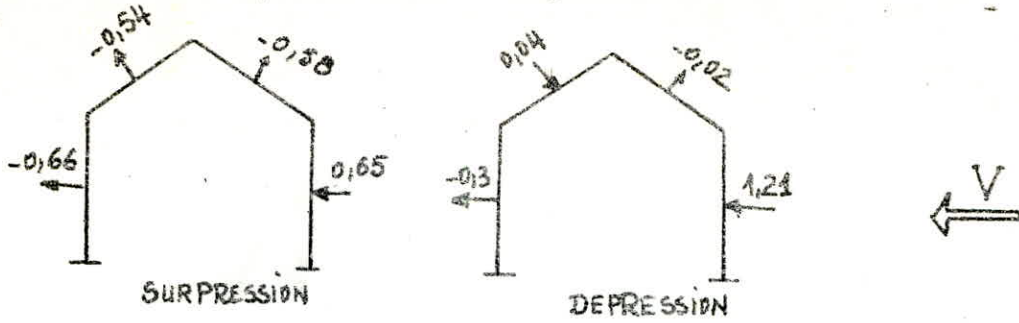
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_0 = 0,85 \implies b = 20m \quad \mu = 12\% \\ \sigma_0 = 0,93 \implies a = 60m \quad \mu = 9\% \end{array} \right.$$

\* Vent parallèle aux génératrices :





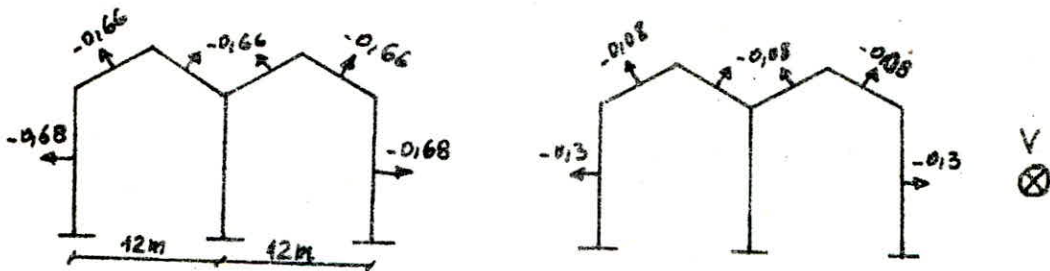
\* Vent perpendiculaire aux génératrices



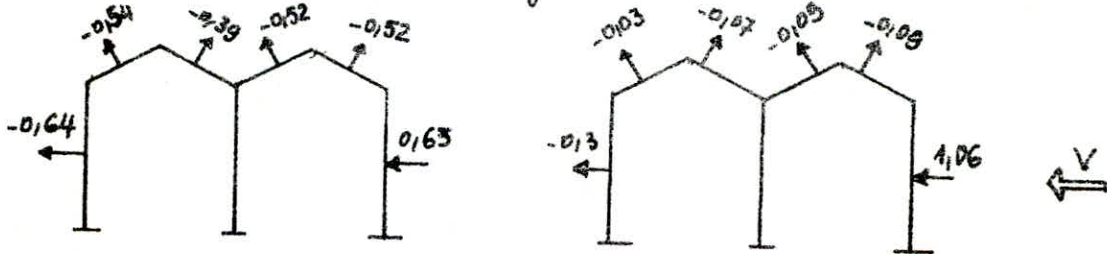
- Cas N°3

$$\begin{cases} \delta_0 = 0,85 \implies b = 24 \text{ m} \implies \mu = 19\% & L = 60 \text{ m} \\ \delta_0 = 0,88 \implies a = 60 \text{ m} \implies \mu = 9\% & l = 12 \text{ m} \end{cases}$$

\* Vent parallèle aux génératrices:



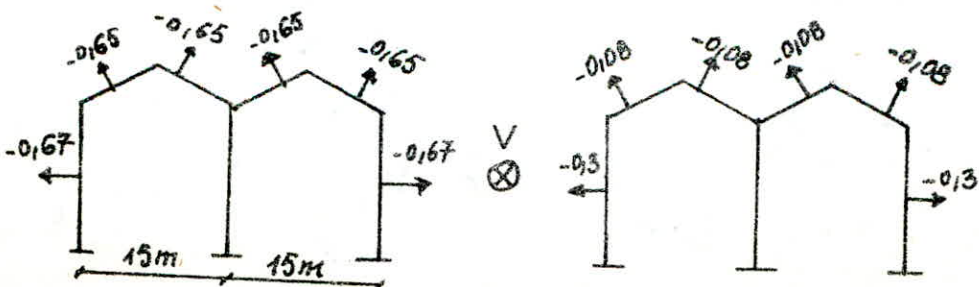
\* Vent perpendiculaire aux génératrices:



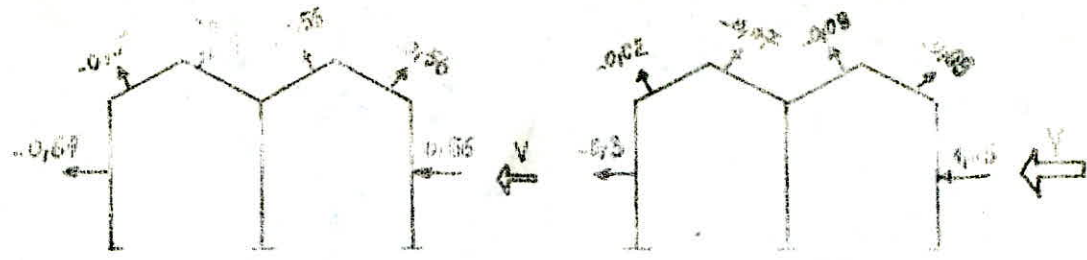
- Cas N°4.

$$\begin{cases} \delta_0 = 0,85 \implies b = 30 \text{ m} \implies \mu = 12\% & L = 60 \text{ m} \\ \delta_0 = 0,85 \implies a = 60 \text{ m} \implies \mu = 9\% & l = 15 \text{ m} \end{cases}$$

\* Vent parallèle aux génératrices:



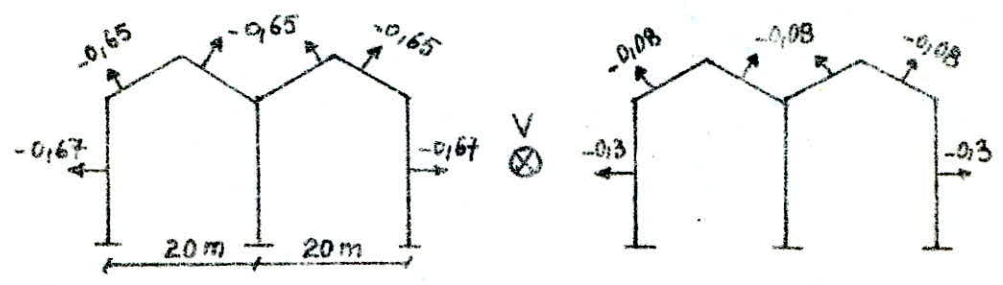
Vent normal aux génératrices



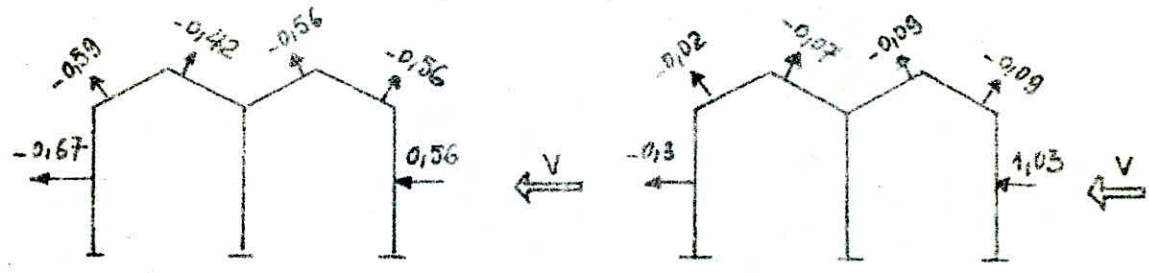
Bas N°5 [même que N°4]

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_0 = 0,85 \Rightarrow b = 40m \\ \gamma_0 = 0,85 \Rightarrow a = 60m \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \mu = 12\% \\ \mu = 9\% \end{array} \quad \begin{array}{l} L = 20 \\ L = 60 \end{array}$$

\* Vent parallèle aux génératrices



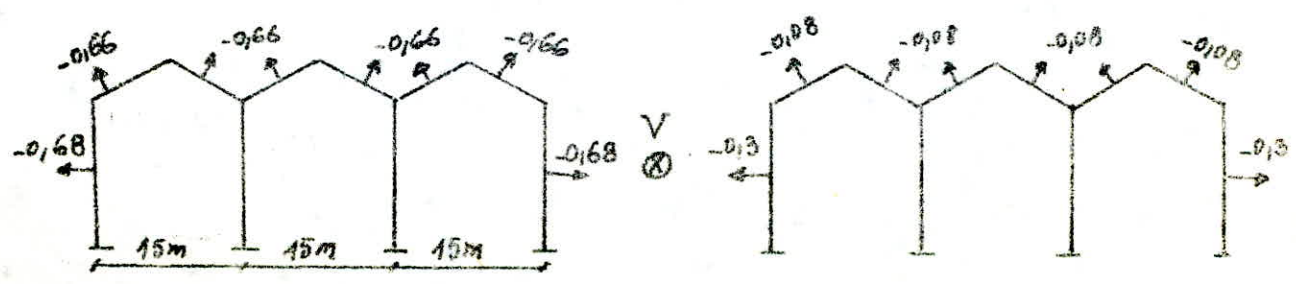
Vent normal aux génératrices



Bas N°6

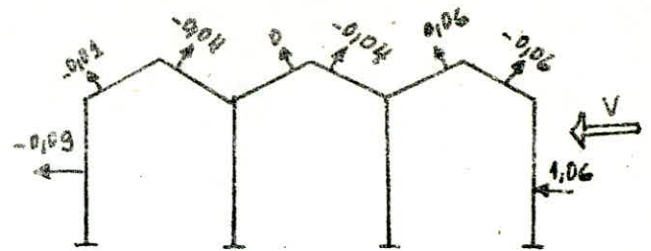
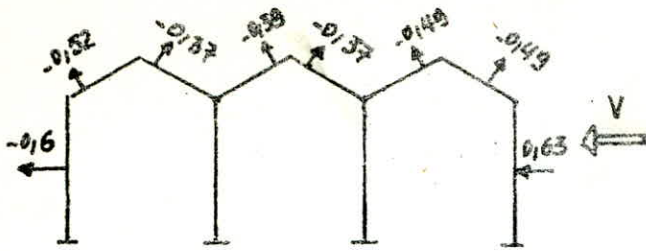
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_0 = 0,85 \Rightarrow b = 45m \\ \gamma_0 = 0,85 \Rightarrow a = 30m \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \mu = 16\% \\ \mu = 12\% \end{array} \quad \begin{array}{l} L = 15m \\ L = 30m \end{array}$$

\* Vent parallèle aux génératrices





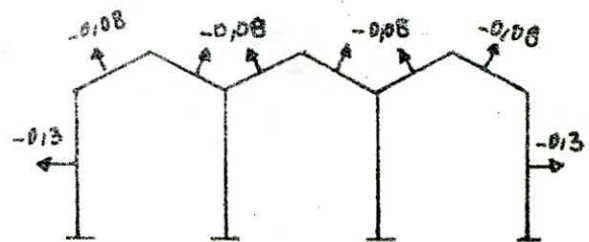
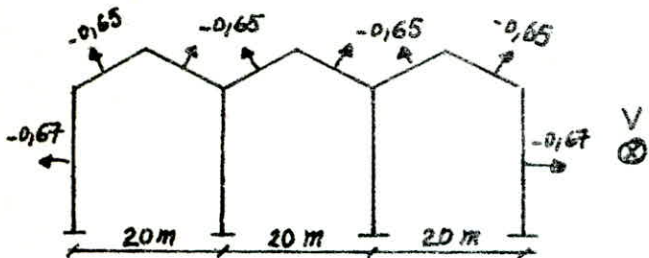
\* Vent normal aux génératrices



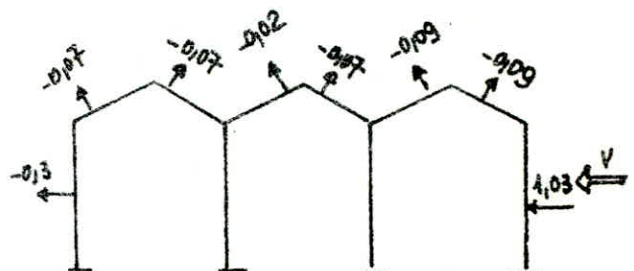
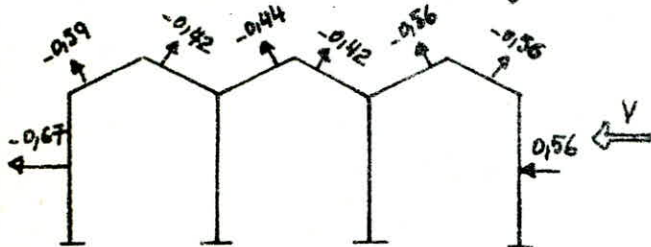
Cas N°7 :

$$\left\{ \begin{array}{lll} \delta_0 = 0,85 \Rightarrow b = 60 & \mu = 12\% & l = 20m \\ \delta_0 = 0,85 \Rightarrow a = 30 & \mu = 9\% & L = 60m \end{array} \right.$$

\* Vent parallèle aux génératrices



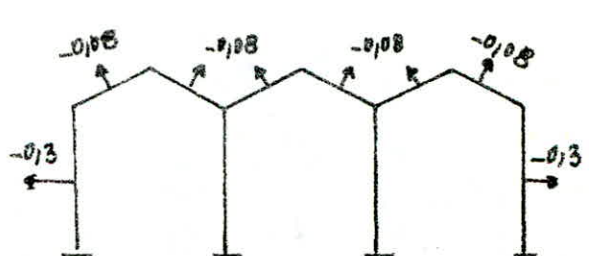
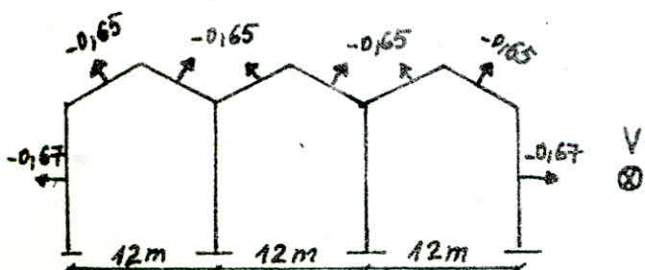
\* Vent normal aux génératrices



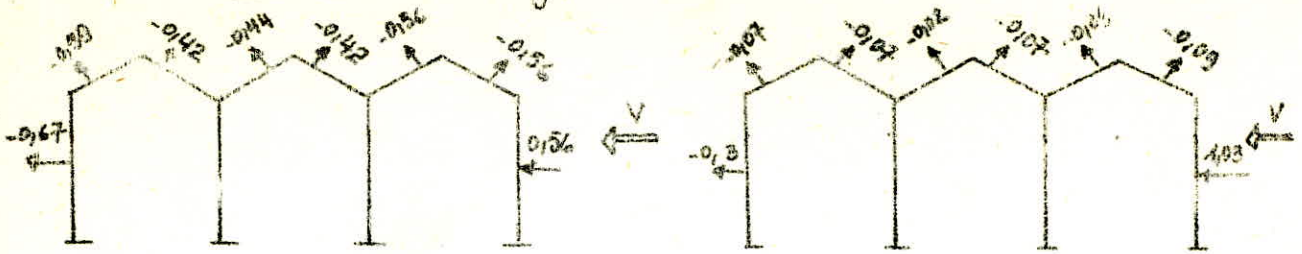
Cas N°8 [même que N°7]

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mu_b = 19\% & l = 12m \\ \mu_a = 9\% & L = 60m \end{array} \right.$$

\* Vent parallèle aux génératrices



\* Vent Normal aux génératrices

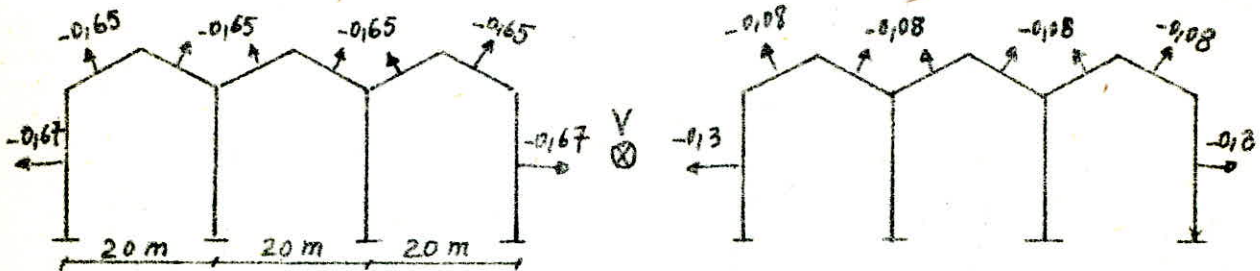


Cas N° 9 [même que N° 8]

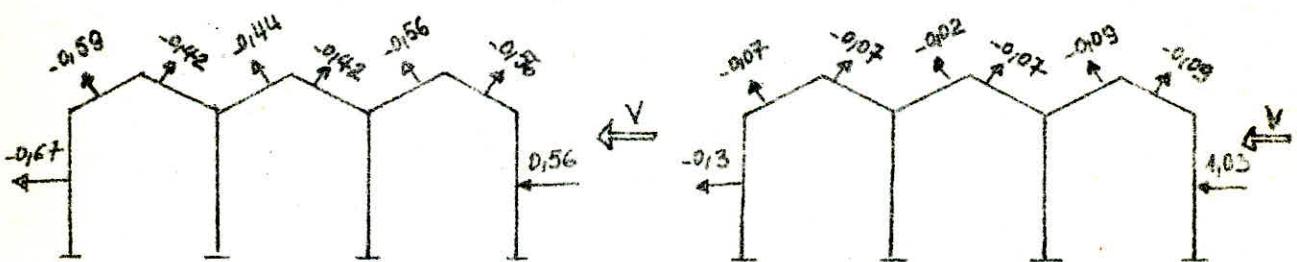
Cas N° 10 ~ même valeurs que N° 7 ~

$$\begin{cases} \mu_b = 8\% & l = 20 \text{ m.} \\ \mu_a = 9\% \end{cases}$$

\* Vent parallèle aux génératrices:



\* Vent normal aux génératrices:

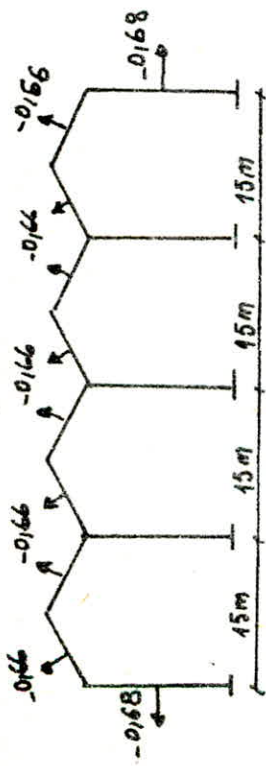


Cas N° 11

$$\begin{cases} \mu_b = 16\% & l = 15 \text{ m} \\ \mu_a = 9\% & L = 60 \text{ m.} \end{cases}$$



\* Vent parallèle aux génératrices



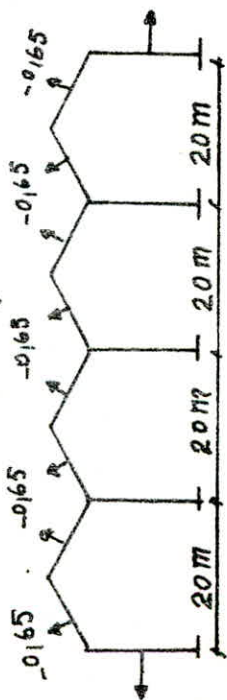
\* Vent Normal aux génératrices:



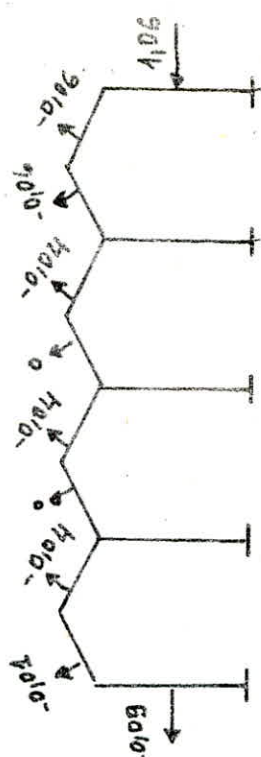
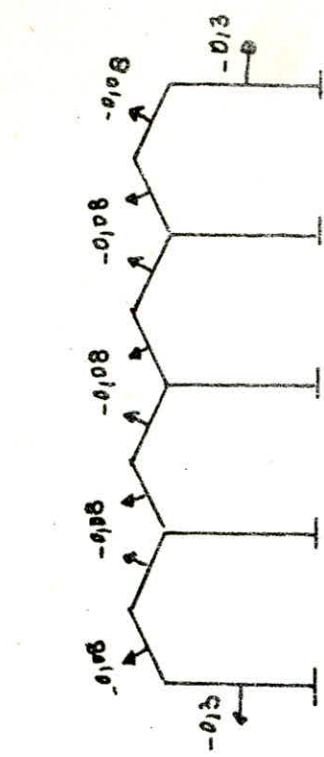
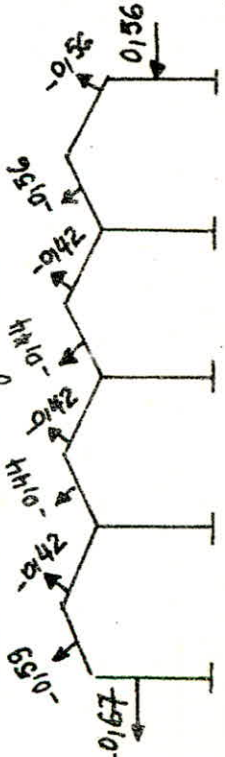
Gas N° 12

$\mu_b = 12.2$  ;  $\mu_a = 9\%$

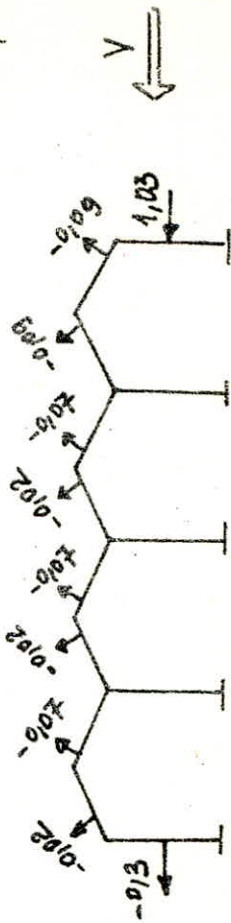
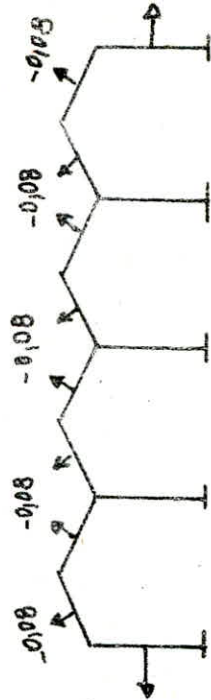
\* Vent parallèle aux génératrices



\* Vent Normal aux génératrices



$l = 20m$  ;  $L = 60m$ .



## 2 EFFET DE LA NEIGE

### 2.1 Neige normale et extrême uniforme :

ne disposant pas de carte donnant les zones de neige, on a fait un calcul statistique et on a sélectionné 3 valeurs (zones) de la neige :

$$\text{Zone A} \quad P_n = N_n = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{" B} \quad \quad \quad = 55 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{" C} \quad \quad \quad = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Neige extrême : } P_n' = \frac{5}{3} N_n.$$

Nota : L'inclinaison maximale est  $\alpha = 12^\circ < 25^\circ$

donc pas de réduction de surcharges de la neige.

Pour une portée de 6 m on obtient :

$$\text{Zone A) } \quad N_n = 120 \text{ kg/ml}$$

$$\text{" B} \quad \quad \quad = 330 \text{ kg/ml}$$

$$\text{" C} \quad \quad \quad = 480 \text{ kg/ml}$$

$$N_n' = \frac{5}{3} N_n$$

### 2.2 Accumulation de la neige : (Annexe A.42)

Pour une inclinaison inférieure à  $25^\circ$  en plus de la vérification sous les charges uniformément réparties ( $P_n, P_n'$ ) une vérification supplémentaire doit être faite pour les répartitions non uniformes suivantes qui font intervenir la flèche (en m) de la toiture.

$$f = 1,3 \text{ m}$$

- Neige normale :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{P_n}{150} = \frac{80}{150} = 0,53 \\ \frac{f}{2} = 0,65 \end{array} \right\} \text{ Dans tous les cas on a } \frac{P_n}{150} \leq \frac{f}{2}$$



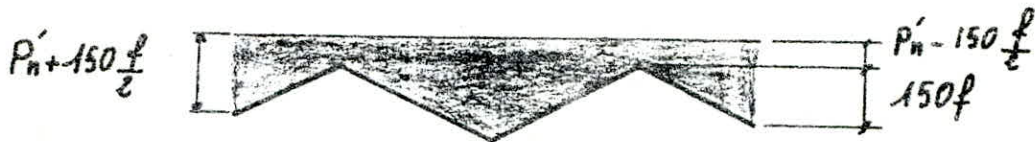
Puisque 80 est la plus grande valeur.  
 On considère sur chaque versant une charge variant linéairement de 0 à la génératrice supérieure à  $2p_n$ .



- Neige extrême :

a) Si  $\frac{P'_n}{150} \leq \frac{f}{e}$  → comme Neige normale avec  $2p_n$

b)  $\frac{P'_n}{150} > \frac{f}{e}$  on admet qu'après remplissage des noues la surface de la neige reste horizontale, c.à.d. considérer sur chaque versant une charge variant linéairement de  $P'_n - \frac{150f}{e}$  à la génératrice supérieure à  $P'_n + \frac{150f}{e}$  en bas de pente.



Région	$P_n$ kg/m <sup>2</sup>	$P'_n$ kg/m <sup>2</sup>	$\frac{P_n}{150}$	$\frac{P'_n}{150}$	$2p_n$	$2p'_n$	$P'_n - \frac{150f}{e}$	$150f$
A	20	33	0,13	0,22	40	66	/	/
B	55	92	0,36	0,61	110	184	/	/
C	80	133	0,53	0,88	160	/	36	195

# 3 ETUDE SISMIQUE

Notre étude étant standard, on va considérer les trois zones sismiques.

## 3.1 : Méthode Statique :

Cette méthode est applicable dans notre cas, tous les critères sont vérifiés [Art 3.2]

## 3.2 Action Sismique : [Art 3.3]

### 3.2.1. Force sismique minimum :

La force sismique totale agissant dans une direction est donnée par

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

a) A : Coefficient d'accélération de zone :

Groupe d'usage 2

ZONE	I	II	III
A	0,08	0,15	0,25

b) D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Ce facteur est déterminé d'après le type de sol en fonction de la période  $T$

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

Pour  $L = 15m$  on obtient la période  $T_{max} = 0,17 (s)$

Donc  $D = 2$  dans tous les cas

c) B : Facteur de comportement de la structure :

Structure contreventée par des poutres (catégorie II)

$$B = 1/4$$

d) Q : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

$q=1$  : condition minimale de files porteurs : critère non observé  $P_1 = 0,1$

$q=2$  : Surabondance en plan : critère non observé  $P_2 = 0,1$



- $q=3$  : Symétrie en plan : critère observé  $P_3 = 0$   
 $q=4$  : Régularité en élévation : critère observé  $P_4 = 0$   
 $q=5$  : Contrôle de la qualité des matériaux : critère non observé  $P_5 = 0,1$   
 $q=6$  : Contrôle de la qualité de la construction : " " "  $P_6 = 0,1$

$$Q = 1,4$$

e) W : Poids de la structure : ( $l = 20\text{m}$ ,  $L = 60\text{m}$ )

Sur la toiture :

Pannes (IPE 140) : -----	10 (t)
Couverture (TN40) : -----	13,5 (t)
Contreventement (L 60x60x2) : -----	1 (t)
Traverse (IPE 360) : -----	13 (t)

Sur les poteaux :

Potelets (IPE 220) : -----	1 (t)
Poteaux (IPE 360) : -----	8 (t)
Bardage (TN40) : -----	11 (t)
Acrotères (IPE 140) : -----	0,5 (t)
Lisses (UPN 120) -----	5 (t)
Stabilité (L 80x80x8) -----	0,2 (t)
Sablères (HEA 140) : -----	3 (t)

$$W = 66 (t)$$

Dm poids moyen :  $55 \text{ kg/m}^2$  (en plan)

### 3.2.2 Distribution des forces latérales : [Art 3.3.5]

La force latérale totale  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_E + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{ou}$$

$F_E$  : force concentrée au sommet de la structure est égale à  $F_E = 0,05.T.V$   
 ( $T < 0,75$ ) ;  $F_E$  ne dépasse jamais  $0,25.V$

$F_E = 0$  si la valeur de  $T$  est au plus petite ou égale à  $0,75$ .

Dans ce cas :  $T_{max} = 0,17 A$  donc  $F_{max} = 0$ , la partie restante de  $V$  est distribuée suivant la formule :

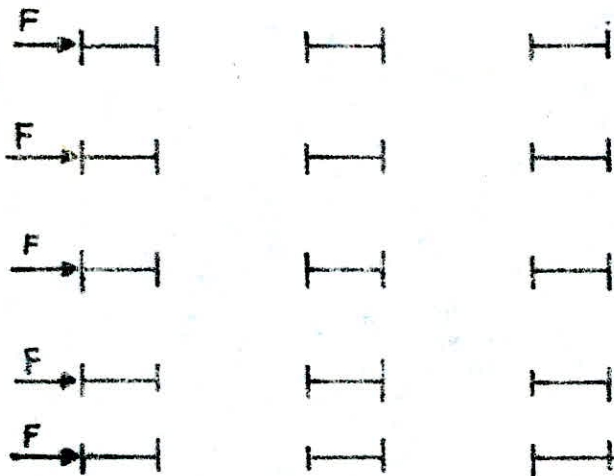
$$F_k = \frac{(V - F_k) W_k h_k}{\sum_{k=1}^n W_k h_k}$$

on a un seul niveau :  $F_k = V = A.D.B.Q.W.$

Nota :  $F_k$  : force agissant sur tout le bâtiment

$F$  : force " sur un portique =  $\frac{F_k}{n}$

ou  $n$  : nombre de portiques :



$$F_k = \sum F$$



No	b	l	S = a x b	Wt	A (zone)			B.D.Q	F <sub>KI</sub>	F <sub>KII</sub>	F <sub>KIII</sub>	Nbre de partiques	F <sub>I</sub>	F <sub>II</sub>	F <sub>III</sub>
					I	II	III								
1	45	50	45x60	49,5	0,08	0,15	0,25	0,7	2,77	5,20	8,66	11	0,25	0,47	0,79
2	20	60	20x60	66	0,08	0,15	0,25	0,7	3,70	6,93	11,55	11	0,34	0,63	1,05
3	2x12	60	24x60	79,2	"	"	"	"	4,43	8,32	13,86	11	0,40	0,76	1,26
4	2x15	60	30x60	99	"	"	"	"	5,54	10,39	17,32	11	0,50	0,94	1,57
5	2x20	60	40x60	132	"	"	"	"	7,39	13,86	23,10	11	0,67	1,26	2,1
6	3x12	60	36x60	108	"	"	"	"	6,05	11,34	18,90	11	0,55	1,03	1,72
7	3x15	30	45x30	67,5	"	"	"	"	3,78	7,09	11,81	6	0,63	1,18	1,97
8	3x15	60	45x60	135	"	"	"	"	7,56	14,17	23,62	11	0,69	1,29	2,15
9	3x20	30	60x30	90	"	"	"	"	5,04	9,45	15,75	6	0,84	1,57	2,62
10	3x20	60	60x60	180	"	"	"	"	10,08	18,90	31,50	11	0,92	1,72	2,86
11	4x15	60	60x60	180	"	"	"	"	10,08	18,90	31,50	11	0,92	1,72	2,86
12	4x20	60	80x60	240	"	"	"	"	13,44	25,2	42,0	11	1,22	2,29	3,82

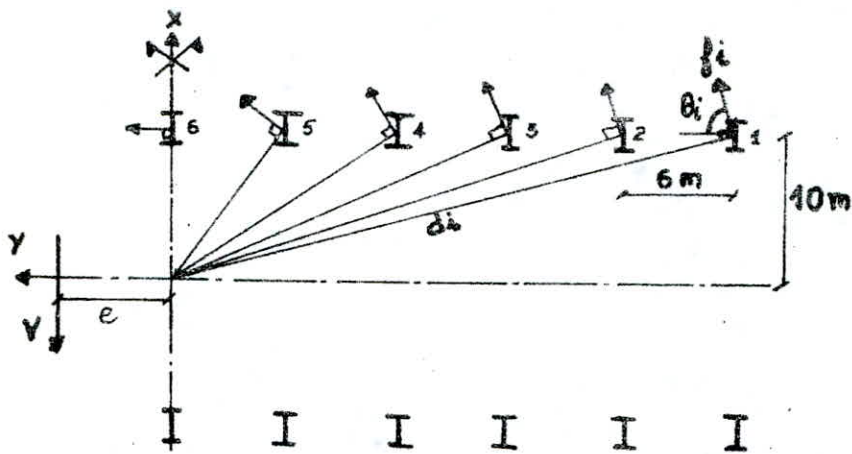
### 3.3 Moments de torsion horizontaux : [Art 3.3.5]

D'après le RPA, on doit supposer que la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs

- \* 5% de la plus dimension du bâtiment au niveau considéré
- \* Excentricité théorique résultant des plans et puisque l'excentricité théorique est égale à zéro [0] (Construction symétrique)

On doit considérer :  $e = 0,05 \times L$

1<sup>er</sup> cas :  $b = 20\text{m}$  ;  $L = 60\text{m}$  ;  $e = 0,05 \times 60 = 3\text{m}$ .



$$M_E = V \cdot e \longrightarrow \begin{cases} M_{EI} = 3,70 \times 3 = 11,1 \text{ km} \\ M_{EII} = 20,79 \text{ km} \\ M_{EIII} = 34,65 \text{ km} \end{cases}$$

$f_i$  : Réaction sur chaque poteau :

$$f_i = M_E \cdot \frac{I_{\theta i} \cdot d_i}{\sum I_{\theta i} \cdot d_i^2}$$

$I_{\theta i}$  : Moment d'inertie / à un axe faisant un angle  $[\theta]$  avec l'axe des  $I_{max}$ .

$$I_{\theta} = I_{max} \cos^2 \theta + I_{min} \sin^2 \theta$$

pour IPE 360  $I_{max} = I_x = 16270 \text{ cm}^4$

$I_{min} = I_y = 1043 \text{ cm}^4$



Poteaux	$D_i$	$I_0$	$d_i \cdot 10^2$ [cm]	$I_0 \cdot d_i$ $10^4$	$I_0 d_i^2$ $10^8$	$f_i$ [kg]	$f_i$ [kg]	$f_i$ [kg]
1	71,5	2576,08	31,62	814,56	257,56	20,50	38,40	64,01
2	67,38	3295,54	26	355,84	222,78	24,57	40,39	67,53
3	60,24	4635,5	20,58	954,44	196,52			
4	50,19	7284,73	15,62	1437,9	177,74			
5	30,96	12240,2	11,66	1427,21	166,41			
6	0	16270	10	1627	162,7			

$$\sum I_0 d_i^2 = 4 \sum_{i=1}^5 I_0 d_i^2 + 2 I_{06} d_6^2 = 4409,44 \cdot 10^8$$

$$f_1 = M_{tI} \cdot \frac{I_0 \cdot d_i}{\sum I_0 d_i^2} = 11,1 \cdot 10^5 \cdot \frac{814,56 \cdot 10^4}{4409,44 \cdot 10^8} = 20,50 \text{ kg.}$$

On determine le F pour le poteau (2) qui est le plus sollicité

$$F_x = f_i \sin \theta_i$$

$$F_y = f_i \cos \theta_i$$

ZONE	I	II	III
$F_x$	20	37	62
$F_y$	8	15	26

$F_{xy}$  est reprise par le contreventement.

2° Cas :  $b=18m$ .



$$F_1 = F_2 = F$$

ZONE	I	II	III
$F$ [kg]	47	33	54
$F_y$ [kg]	5	8	14

3° Cas :  $b=2 \times 10$



$$F_1 = F_3 = F$$

ZONE	$F_{kg}$	$F_z$ kg	$F_y$ kg	$F_{zy}$ kg
I	84	3	20	0
II	47	7	39	0
III	77	11	65	0

4<sup>ème</sup> Cas :  $b = 2 \times 15$

ZONE	$F_{kg}$	$F_z$ kg	$F_y$ kg	$F_{zy}$ kg
I	21	2	17	0
II	41	4	34	0
III	67	6	56	0

5<sup>ème</sup> Cas :  $b = 2 \times 18$

Zône	$F_{kg}$	$F_z$ kg	$F_y$ kg	$F_{zy}$ kg
I	19	1	15	0
II	38	2	30	0
III	61	4	50	0

Pour les hangars à 3 portiques et plus les efforts ramenés par la torsion sont négligeables : de même que pour les hangars de longueur 30m.



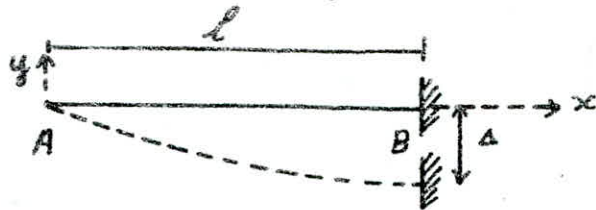
## 4 EFFET DE LA TEMPERATURE

D'après les recommandations du C.T.C un calcul thermique doit être fait pour les Halls dépassant la longueur de 60m.  
Le cas à étudier est :  $(4 \times 20) \times 60$

Pour cela on utilise la méthode de CROSS

Calcul des moments engendrés par les déplacements (CROSS):

$$v_1 = v_0 - \varphi_0(x_1 - x_0) + x_1 \int_{s_0}^{s_1} \frac{M}{EI} ds - \int_{s_0}^{s_1} \frac{Mx}{EI} ds$$



$$v_0 = 0 \quad v_1 = -\Delta$$

$$\varphi_0 = \varphi_1 = 0$$

$$x_0 = 0 \quad x_1 = l \quad M = 0$$

$$\text{d'où} \quad \Delta = \int_0^l \frac{Mx}{EI} dx \quad \text{avec}$$

$$M = \mu - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} x$$

$\mu = 0$  (pas de chargement)

$M_{AB} = 0$  (articulation à la base du poteau)

$$M = \frac{M_{BA}}{l} x$$

$$\Delta EI = \int_0^l \frac{M_{BA}}{l} x^2 dx = \frac{M_{BA}}{l} \left[ \frac{x^3}{3} \right]_0^l = \frac{M_{BA}}{l} \frac{l^3}{3} = \frac{M_{BA} l^2}{3}$$

$$M_{BA} = \frac{3EI}{l^2} \Delta$$

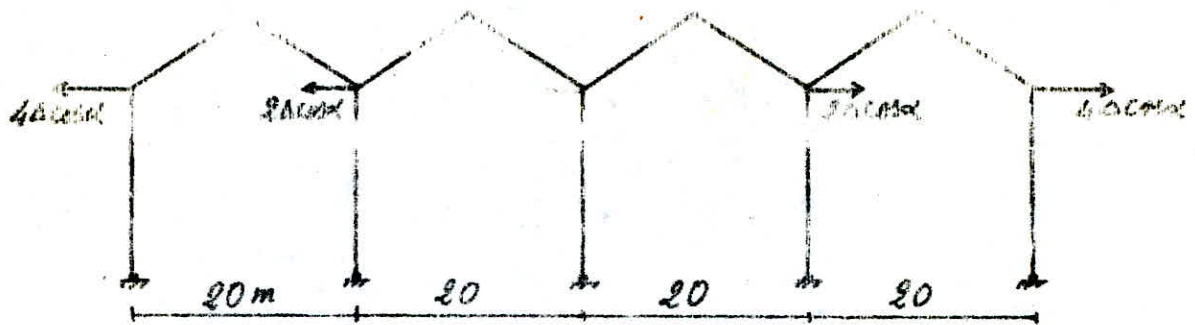
Les dilatations des barres verticales (Poteaux) sont égales donc il n'en résulte aucun moment.

Pour une barre  $\Delta = l - l_0 = l_0 \alpha t$

$\alpha$ : coefficient de dilatation linéaire de l'acier  $\alpha = 11 \cdot 10^{-6} \text{ m/m}^\circ\text{C}$

$t$ : variation de température

$t = 40^\circ\text{C}$



$\Delta$ : déplacement d'un versant de l'arbalétrier

$$l_0 = 10 \text{ m}$$

$h$ : hauteur du poteau  $h = 6,2 \text{ m}$

$$2\Delta \cos \alpha = 2 \frac{l_0}{\cos \alpha} \alpha t \cos \alpha = 2 l_0 \alpha t$$

$$2\Delta \cos \alpha = 2 \times 10 \times 11 \cdot 10^{-6} \times 40 = 8,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$4\Delta \cos \alpha = 17,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_{BA} = \frac{3EI}{h^2} \Delta \cos \alpha$$

$$\text{Pour } 2\Delta \cos \alpha \longrightarrow M_{BA} = \frac{3 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 16270 \cdot 8,8 \cdot 10^{-4}}{(620)^2} = 234653,69 \text{ kg.cm}$$

$$M_{BA} = 2346,5 \text{ kg.m}$$

$$4\Delta \cos \alpha \longrightarrow M_{BA} = 4693 \text{ kg.m.}$$

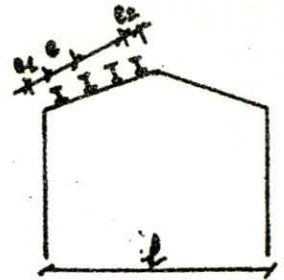


## II CALCUL DES ELEMENTS

### A Dimensionnement des Pannes :

#### a) Détermination de l'entre-axe des pannes :

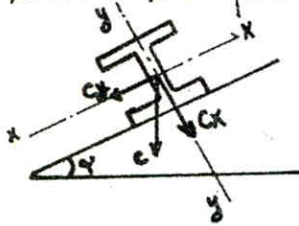
l(m)	Zone A et B				Zone C			
	e (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	e <sub>2</sub> (cm)	n	e (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	e <sub>2</sub> (cm)	n
12	180	56	18	4	135	56	18	5
15	175	43	18	5	135	56	30	6
20	160	32	16	7	135	45	18	8



e : Entre-axe entre les pannes.  
n : nombre de pannes.

#### b) Décomposition des charges :

Les charges permanentes et les surcharges de la neige se décomposent suivant deux plans X-X et Y-Y.



$$\begin{cases} C_x = C \cos \alpha \\ C_y = C \sin \alpha \end{cases}$$

#### c) Détermination des surcharges :

On étudiera la panne intermédiaire de la construction de type L=15m avec L=60m et L=30m dans la zone A et de la neige.

##### \* Poids propre :

- la charge due au poids propre estimé : 10,4 kg/ml
- la charge due à la couverture : 11 x 1,75 = 19,25 kg/ml
- Attache : 1,5 kg/ml

$$C_p = 31,25 \text{ kg/ml}$$

dans les 2° plans :

$$\begin{cases} C_{px} = C_p \cos \alpha = 30,79 \text{ kg/ml} \\ C_{py} = C_p \sin \alpha = 5,33 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

##### \* Neige : N<sup>c</sup> : neige cumulée.

Zône	N <sub>n</sub> [kg/ml]	N <sub>n</sub> <sup>c</sup> [kg/ml]	N <sub>e</sub> <sup>c</sup> [kg/ml]	N <sub>rx</sub> <sup>c</sup> [kg/ml]	N <sub>ex</sub> <sup>c</sup> [kg/ml]	N <sub>ry</sub> <sup>c</sup> [kg/ml]	N <sub>ey</sub> <sup>c</sup> [kg/ml]
A	35	70	116,66	68,97	114,95	11,95	19,92
B	96,25	192,5	320,84	189,67	316,13	32,86	54,77
C	108	216	330,84	212,82	325,98	36,87	56,48

##### \* Vent :

Le vent est considéré suivant une direction normale à la toiture

$$\begin{cases} S = 0,85 \text{ [RNV65 - RIII2 page 63]} \\ C_e - e_i = -0,66 \end{cases}$$

alors  $V_{rz} = -0,66 \times 1,75 \times 76,75$   
 $V_{rz} = -88,64 \text{ kg/ml}$

et  $V_e = 1,75 V_{rz} = -155,13 \text{ kg/ml}$ .

d) Combinaisons des charges [zone A]

COMBINAISONS	PLAN X-X	PLAN Y-Y
	$q_y$	$q_x$
$G + \frac{3}{2} V_n$	5,33	-105,89
$\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} N_n^c$	26,81	144,62
$G + V_e$	5,33	-124,25
$G + N_e^c$	26,81	145,83

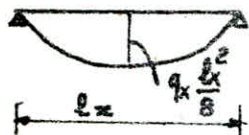
D'après le tableau on tire :  $q_{x,max} = 145,83 \text{ kg/ml}$  et  $q_{y,max} = 26,81 \text{ kg/ml}$

On étudiera 2 types de pannes

- ① Panne isostatique pour  $L = 30 \text{ m}$  [Plan y-y]
- ② Panne hyperstatique pour  $L = 60 \text{ m}$  [Plan x-x]

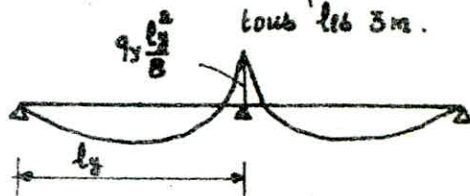
- Panne isostatique :

Plan y-y [ $q_x$ ]



$$M_x^{max} = 656,23 \text{ kg.m}$$

Plan x-x [ $q_y$ ] : On prévoit des lernes tous les 3 m.



$$M_{coupp} = M_y^{max} = 30,16 \text{ kg.m}$$

\* Prédimensionnement :

$$\sigma_x + \sigma_y \leq \sigma_{en} \text{ avec } \sigma_x = \frac{M_x}{W_x} \text{ et } \sigma_y = \frac{M_y}{W_y} \text{ alors } \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{en}$$

$$\eta = \frac{W_x}{W_y} = 6 \text{ pour les profilés IPE}$$

$$W_x \geq \frac{M_x^{max} + \eta M_y^{coupp}}{\sigma_{en}} = \frac{656,23 \cdot 10^2 + 6 \cdot 30,16 \cdot 10^2}{2400} = 34,88 \text{ cm}^3$$

on prend IPE 120 de caractéristiques

$$W_x = 53 \text{ cm}^3 ; I_x = 318 \text{ cm}^4 ; i_x = 4,9 \text{ cm} \quad A = 10,3 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 8,65 \text{ cm}^3 ; I_y = 27,7 \text{ cm}^4 ; i_y = 1,45 \text{ cm} \quad J = 1,71$$

\* Vérifications :

a) à la résistance :  $\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 1586,84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400$  - vérifié -

b) Du déversement : Seule la semelle inférieure risque de déverser elle sera comprimée [ lors d'un soulèvement ]

$\sigma_d$  : Contrainte de non déversement.



$$\sigma_d = 1,10 \cdot \frac{7,5}{I_x} \cdot \frac{l^2}{l^2} (3,0) \cdot 9,0 \quad (P. 2-17)$$

$$\bullet D = \sqrt{1 + 0,155 \frac{J}{I_y}} \quad \text{avec } J = 1,71 ; I_y = 27,7 ; l = 6m ; h = 120cm$$

$$D = 5,007$$

$$\bullet C = 1,132$$

$$\bullet B = \sqrt{1 + (0,405 \frac{BC}{D})^2 + (0,405 \frac{BC}{D})} \quad (\text{Art 3.643})$$

$$B = 1,095$$

d'où  $\sigma_d = 5,71 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_{en} = 24 \text{ kg/mm}^2$  - vérification nécessaire -

$$\bullet \lambda_0 = \left(\frac{l}{R}\right) \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 291,43 \implies k_0 = 13,03$$

$$\bullet k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = 3,37 \quad \text{et on vérifie avec la relation enveloppe}$$

$$\frac{q}{B} (k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_{en}$$

$$\begin{cases} q_x^{\max} = 124,25 \text{ kg/ml} \\ q_y^{\text{convoy}} = 5,33 \text{ kg/ml} \end{cases}$$

$$- M_{fx} = q_x \frac{l^2}{8} = 559,12 \text{ kgm}$$

$$M_{fy} = q_y \frac{l^2}{8} = 5,99 \text{ kgm}$$

d'où  $\frac{q}{8} \left( 3,37 \times \frac{559,12 \cdot 10^3}{53} + \frac{5,99 \cdot 10^3}{8,65} \right) = 4081,02 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

On doit augmenter le profilé.

IPE 140 de caractéristiques:

$$\left\| \begin{array}{l} W_x = 77,3 \text{ cm}^3 ; I_x = 542 \text{ cm}^4 ; i_x = 5,74 \text{ cm} ; A = 16,4 \text{ cm}^2 \\ W_y = 12,3 \text{ cm}^3 ; I_y = 44,9 \text{ cm}^4 ; i_y = 1,65 \text{ cm} \end{array} \right\|$$

$$\bullet D = 4,15 ; C = 1,132 ; B = 1,1$$

$$\bullet \sigma_d = 709 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \lambda_0 = 223,8 \implies k_0 = 7,75 \implies k_d = 2,58$$

vérification  $\frac{q}{8} \left[ 2,58 \cdot \frac{559,12 \cdot 10^3}{77,3} + \frac{5,99 \cdot 10^3}{12,3} \right] = 2154,2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$  - Vérifié -

Vérification de la flèche

- les vérifications se font avec les charges non pondérées -

$$q_x = N n_x + C p_x = 99,85 \text{ kg/ml}$$

$$q_y = 18,63 \text{ kg/ml}$$

Plan y-y :  $q_x$

$$f_x = \frac{5 q_x l^4}{384 E I_x} = \frac{5 \times 99,85 \times (600)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 541} = 1,48 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_x = \frac{l}{175} = 3,4 \text{ cm}$$

$$\implies f_x < \bar{f}_x \quad \text{Vérifié}$$

Plan x-x :  $q_y$

$$f_y = \frac{5 q_y l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 18,63 \times (300)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 44,9} = 0,21 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_y = \frac{l}{175} = 1,71 \text{ cm} \implies f_y < \bar{f}_y \quad \text{Vérifié}$$

## Tableau donnant les résultats:

l(m)	Panne	Zône A	Zône B	Zône C
15	ISOST	IPE 140	IPE 140	IPE 160
	HYPERST	IPE 120	IPE 140	IPE 140
20	ISOST	IPE 140	IPE 140	IPE 160
	HYPERST	IPE 120	IPE 140	IPE 140
12	ISOST	IPE 140	IPE 140	IPE 160

## Calcul des liernes

Pour réduire les contraintes et les déformations dans le plan x-x on introduit au milieu des pannes des points d'appuis intermédiaires grâce à des liernes. Elles doivent reprendre les réactions d'appuis donc elles sont soumises à des efforts croissants jusqu'au sommet.

### Réaction dans les liernes

$$R_1 = 1,25 q \cdot l$$

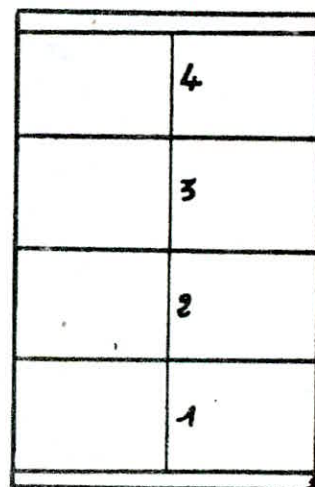
$$R_1 = 1,25 \cdot 26,8 \cdot 3 = 100,5 \text{ kg}$$

La lierne 4 est la plus sollicitée

$$R_4 = 4 \times 100,5 = 402 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \leq \sigma_e \quad A \gg \frac{N}{\sigma_e}$$

$$A \gg \frac{402}{2400} = 0,16 \text{ cm}^2$$



On choisit des tiges circulaires (barres) de  $\Phi = 10$  filetés aux extrémités.



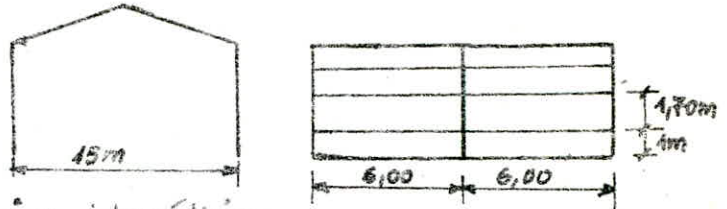
## B) Calcul de la lisse de Bardage

La lisse est sollicitée par son poids propre et celui du bardage occupant la surface lui revenant et par le vent elle est sollicitée en flexion composée.

### 1) Détermination des charges et surcharges :

• Construction de type :

$$l = 15\text{ m}, L = 60\text{ m}$$



On étudie une lisse hyperstatique intermédiaire

#### a) Charge permanente :

$$\begin{aligned} \text{Poids du Bardage} &: 11 \times 1,7 = 18,7 \text{ kg/ml} \\ \text{Poids propre estimé} &: \quad \quad \quad = 14 \text{ kg/ml} \\ \hline C_p &= 32,7 \text{ kg/ml.} \end{aligned}$$

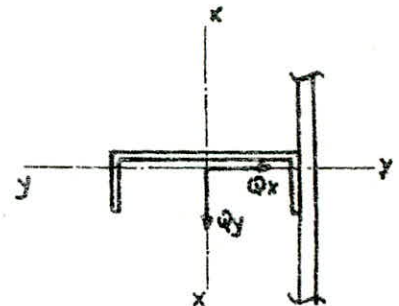
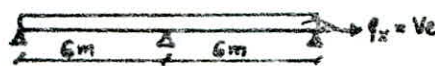
#### b) Surcharge du vent :

$$C_e - C_i = 1,24 \quad ; \quad S = 0,83 \text{ pour les longueurs de } 12\text{ m.}$$

$$\begin{cases} V_n = 89,25 \times S \times (C_e - C_i) \times 1,70 = 152,37 \text{ kg/ml.} \\ V_e = 1,75 V_n = 266,65 \text{ kg/ml.} \end{cases}$$

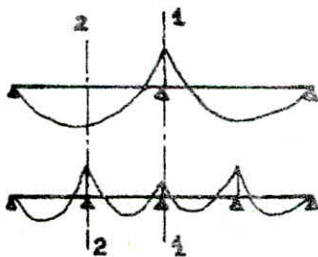
### 2) Prédimensionnement

Plan y-y :



Plan x-x

[on prévoit des lières tous les 3m]



on a 2° sections dangereuses :

1<sup>ère</sup> section dangereuse : [1-1]

$$M_x = q_x \frac{l^2}{8} = \frac{266,65 \cdot 6^2}{8} = 1199,92 \text{ kg m.}$$

$$M_y = q_y \frac{l^2}{14} = \frac{43,6 \cdot 3^2}{14} = 28,03 \text{ kg m.}$$

2<sup>ème</sup> section dangereuse :

$$M_x = q_x \frac{l^2}{16} = 599,96 \text{ kg m.}$$

$$M_y = 3q_y \cdot \frac{l^2}{28} = 42,04 \text{ kg m.}$$

on prédimensionne avec la première section :  $\eta = 6$  pour les profils LIPN

$$W_x \geq \frac{M_x + \eta M_y}{\sigma_{adm}} = 57,004 \Rightarrow \text{on prend LIPN120 ; } W_x = 60,7 \text{ cm}^3$$

verification avec la deuxième section

$$W_x \geq \frac{M_x + \eta M_y}{\sigma_{adm}} = 35,51 \text{ cm}^3 \text{ - vérifié -}$$

donc UPN 120 de caractéristiques

$$\begin{aligned}
 \rho_p &= 13,4 \text{ kg/ml} & ; & \quad w_x = 60,7 \text{ cm}^3 & , & \quad I_x = 384 \text{ cm}^4 & ; & \quad a = 7 \text{ mm} \\
 h &= 120 \text{ mm} & , & \quad w_y = 11,1 \text{ cm}^3 & , & \quad I_y = 43,2 \text{ cm}^4 & ; & \quad e = 9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

\* Vérification de la résistance :

$$C_p^{\text{last}} = 32,1 \text{ kg/ml} & ; & \quad q_y = \frac{4}{5} C_p = 42,69 \text{ kg/ml} & ;$$

$$M_y = q_y \cdot \frac{l^2}{14} = 27,44 \text{ kgm} .$$

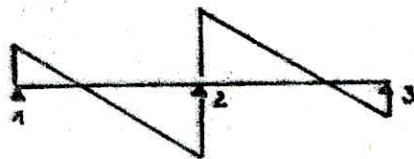
$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1199,92 \cdot 10^3}{60,7} + \frac{27,44 \cdot 10^3}{11,1} = 2227 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ - vérifié -}$$

\* Vérification de la flèche

$$f_x = 0,415 \cdot \frac{5 q_x \cdot l^4}{384 \cdot EI_x} = 1,44 < \bar{f}_x = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{vérifié} .$$

$$f_y = 0,415 \cdot \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot EI_y} = 0,15 \text{ cm} < \bar{f}_y = \frac{l}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

\* Vérification à l'effet tranchant :



$$T_{\text{max}} = T_2 = 1999,56 \text{ kg} .$$

$$\tau = \frac{T_{\text{max}}}{A_n} = \frac{1999,56}{(12 - 2 \times 0,9)} = 280,05 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_{\text{en}}}{1,54} = 1557,44 \text{ kg/cm}^2$$

Sur tous les constructions on a trouvé des UPN 120



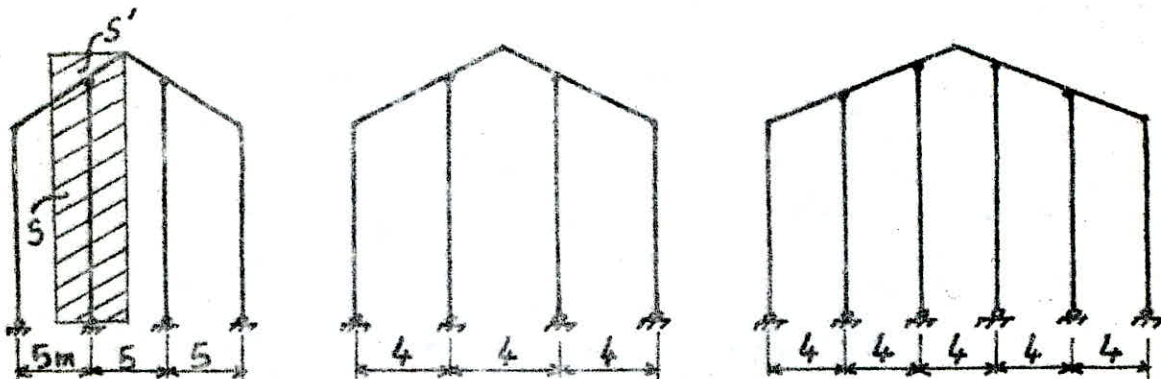
C) Etude du potelet:

Le potelet supporte le poids du bardage et reprend les efforts du vent (suivant le pignon)

Le potelet est sollicité en F.C

- Détermination des charges et surcharges:

a) Charges permanentes: (Effet Normal)



$L$ (m)	$S$ (m <sup>2</sup> )	$S'$ (m <sup>2</sup> )	$L'$ (m)
15	36,25	2,46	7,06
12	42,07	2,92	6,85
20	28,96	1,04	7,24

$L'$ : longueur du potelet

Cas N°1  $L=12m$

Effet normal N:

Poids Propre :  $40 \times 6,85 = 274 \text{ kg}$   
 " du bardage :  $11 \times 6,85 \times 44,99 = 494,89 \text{ kg}$   
 " des lisses :  $13,4 \times 6 \times 4 = 321,60 \text{ kg}$   
 " de l'acrotère :  $10,4 \times 0,65 = 6,76 \text{ kg}$   
 $N = \underline{1097,25 \text{ kg}}$

b) Surcharges (Vent)

Détermination de la pression du vent

$C = C_e - C_i$  sur les pignons

$l(m)$	V L G		V // aux génératrices			
	Surp	Dép	Surp		Dép	
			$P_1$	$P_2$	$P_1$	$P_2$
12	-0,62	-0,62	0,61	-0,78	1,03	-0,30
15	-0,75	-0,75	0,62	-0,77	1,03	-0,30
20	-0,66	-0,66	0,56	-0,71	1,01	-0,10

$P_1$ : pignon face au vent.

$P_2$ : " sous vent.

donc pour  $l = 12m$   $C = C_e - C_i = 1,03$

$$p = 89,255(C_e - C_i) = 89,25 \times 0,85 \times 1,03 = 78,13 \text{ kg/m}^2$$

$$V_n = \frac{p \times S}{l'} = \frac{78,13 \times 42,07}{6,85} = 479,87 \text{ kg/ml}$$

$$V_e = 1,75 V_n = 839,77 \text{ kg/ml}$$

- Prédimensionnement:

$$M_x = V_e \cdot \frac{l'^2}{8} = 4925,52 \text{ kg.m}$$

$$\frac{M_x}{\sigma_e} \leq W_x \quad W_x \geq 205,23 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 220}$$

Quand la semelle extérieure est comprimée le déversement est empêché par le bardage  $K_d = 1$

- Vérification du flambement:

$$\frac{9}{8} (K\sigma + K_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en} \quad K_d = 1$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{685}{9,11} = 75,19$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{685}{2,48} = 276,21$$

$\lambda_y > \lambda_x$  flambement dans le plan x-x

$$\lambda_y = 276,21 \Rightarrow K = 11,72$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1097,25}{33,4} = 32,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{4925,52 \cdot 10^2}{252} = 1954,57 \text{ kg/cm}^2$$



$$\frac{9}{8} (K\sigma + \sigma_{fx}) = 2652,02 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{en}$$

- Méthode exacte.

$$K_{ix}\sigma + \sigma_{fx} K_{fx} \leq \sigma_{en}$$

$$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2 \sigma} = \frac{\pi^2 2,10^6}{(276,21)^2 32,85} = 8,47$$

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,042$$

$$K_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = 1,185$$

Vérification

$$1,042 \times 32,85 + 1,185 \times 2.041,47 = 2350,39 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- Vérification du déversement:

Lorsque la semelle intérieure est comprimée, le potelet risque de déverser.

$$e_e - e_i = -0,78$$

$$V_n = 316,82 \text{ kg/ml}$$

$$V_e = 554,43 \text{ kg/ml}$$

Calcul de  $K_d$

$$\sigma_{od} = 4 \cdot 10^4 \frac{I_y}{x_x} \frac{h^2}{l^2} (D-1) \cdot B \cdot C$$

$$D = 3,050$$

$$C = 1,132$$

$$B = 1,160$$

$$\sigma_{od} = 6,71 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

On continue.

$$\lambda_0 = 187,69 \rightarrow K_0 = 5,57$$

$$K_d = 2,44$$

$$M_x = 3251,90 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = 1693,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 38,5 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifie avec la isolation enveloppe:

$$\frac{9}{8} (K\sigma + K_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

$$\frac{9}{8} (14,32 \times 38,5 + 2,44 \cdot 1693,70) = 5269,44 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{en}$$

On change le profilé on prend un IPE 240

$$K_d = 2,05$$

$$\sigma_{fx} = 1003,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 28,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 11,72$$

$$\frac{9}{8}(K\sigma + K_d\sigma_{fx}) = 2684 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_e$$

Méthode exacte.

$$K\sigma + K_d K_{fx} \sigma_x \leq \sigma_e$$

$$\mu = \frac{\sigma_x}{\sigma} = 11,39$$

$$\lambda = 254,64$$

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,029$$

$$K_{fx} = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = 1,132$$

$$28,06 \times 1,029 + 2,05 \times 1,132 \times 1003,68 = 2358 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

- Vérification de la flèche:

$$V_n = 479,87 \text{ kg/cm.l.}$$

$$f_x = \frac{5,9 \times l^4}{384 \cdot EI_x} = 2,36 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$  - vérifié -

$$\bar{f} = \frac{685}{200} = 3,42 \text{ cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{max} = V_e \cdot \frac{l'}{2} = 839,77 \times \frac{685}{2} = 2876,21 \text{ kg}$$

$$\frac{T_{max}}{A_a} = \frac{2876,21}{(24 - 2 \times 0,98) \times 0,62} = 166,57 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54} \text{ - Vérifié -}$$

Pour toutes les autres constructions on trouve le même profilé: IPE 240



### Étude de la sablière:

La sablière transmet les efforts du vent et du seisme (appliqués sur le pignon) au contreventement vertical. Elle est soumise à un effort axial plus son poids propre: F.C

### Détermination des charges et surcharges:

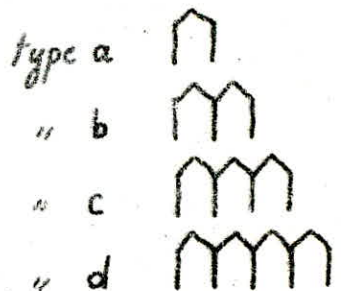
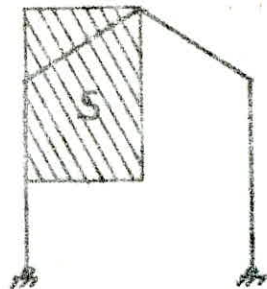
#### a) Surcharges du vent:

$$N = \mu \cdot S$$

$$\mu = 89,25 \delta (C_e - C_i)$$

$$\delta = 0,85$$

$$N' = 1,75N$$



type	a	a	b	b	b	c	c	c	d	d
$L_m$	15	20	15	20	12	15	20	12	15	20
$S_m$	34,5	46	69	92	55,2	103,5	138	82,8	139	184
$C_e - C_i$	1,01	1,03	1,01	1,03	1,03	1,01	1,03	1,03	1,01	1,03
$N'_{kg}$	4626	6290	9252	12580	7548	13878	18870	11322	18504	25160

#### b) Surcharges du seisme:

F: force par la sablière  $F = \frac{F_k}{2}$

N: " totale

$$N = \frac{F_k}{2} + F_{ig}$$

N en kg

type	L (m)	Zone I			Zone II			Zone III		
		15 <sub>m</sub>	20	12	15	20	12	15	20	12
a	60	1390	1870	/	2633	3502	/	4384	5837	/
b	60	2790	3719	2234	5236	6977	4198	8727	11627	6991
c	30	7890	2520	/	3545	4725	/	5905	7875	/
c	60	3780	5040	3025	7085	9450	5670	11810	15750	9450
d	60	5040	6720	/	9450	12600	/	15750	21000	/

## Dimensionnement des poutres :

type a  $l = 15\text{ m}$

$$N = 4626\text{ kg}$$

$$I_x = 349\text{ cm}^4$$

$$W_x = 73\text{ cm}^3$$

$$i_x = 4,06$$

HEA 100

$$I_y = 134\text{ cm}^4$$

$$W_y = 27\text{ cm}^3$$

$$i_y = 2,51$$

$$A = 21,2\text{ cm}^2$$

$$P_p = 16,7\text{ kg/ml}$$

$$J = 4,69$$

## Vérification de la stabilité

$$\frac{g}{8} (K\sigma + K_d\sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 218,2\text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{600}{4,06} = 147,8$$

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{600}{2,51} = 239$$

Plan de flambement x-x

$$M = \frac{4}{3} \frac{P_p l^2}{8} = 100,2\text{ kg.m}$$

$$\sigma_{fx} = 163,56\text{ kg/cm}^2$$

## Détermination du $K_d$

$$\sigma_d = 18,9 \text{ avec } D = 4,54 \quad C = 1,32 \quad B = 1,10$$

$$\lambda_0 = 103,9$$

$$K_d = 1,165$$

$$\text{Vérification: } \frac{g}{8} (2,85 \times 218,2 + 1,165 \times 163,56) = 2387\text{ kg/cm}^2 < 2400$$

Vérifié

## Tableau des résultats

type	a		b			c			d	
	15	20	15	20	12	15	20	12	15	20
$l_{(m)}$	15	20	15	20	12	15	20	12	15	20
Sablière HEA	100	120	140	140	120	160	160	140	160	180

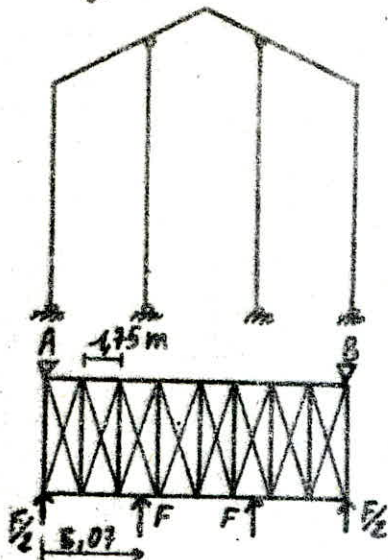


## E) CALCUL DU CONTREVENTEMENT

### I La Poutre au vent.

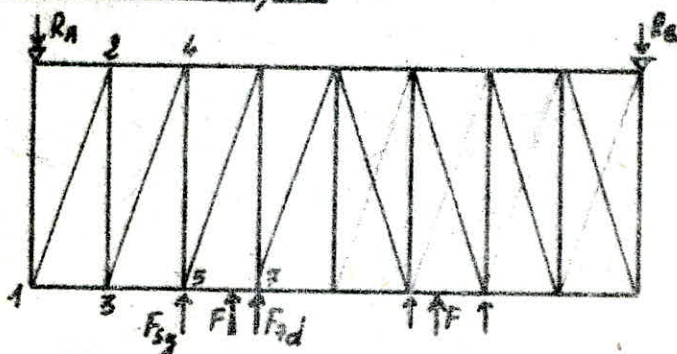
La poutre au vent transmet les poussées du vent aux sablières elle permet la stabilité de la construction dans le sens longitudinal

a) type a avec  $l = 15\text{ m}$



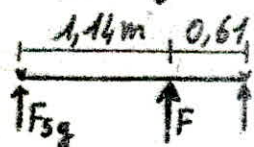
- $R_A, R_B$  réactions sur les sablières
- la poutre au vent sera calculée comme une poutre à treillis
- la détermination des efforts se fait avec la méthode des nœuds
- On néglige les barres comprimées (on admet que ces barres flambent)

Schéma statique:



$$l = \sqrt{6^2 + 1,75^2}$$

$$l = 6,25\text{ m (diagonale)}$$



$$\begin{cases} F_{sg} = 1,14 = F_{7d} \cdot 0,61 \\ F_{sg} + F_{7d} = F \end{cases} \Rightarrow$$

$$F_{sg} = 1048\text{ kg}$$

$$F_{7d} = 1959\text{ kg}$$

$$F = 3008\text{ kg}$$

On doit vérifier la flexion locale de l'arbaritricie

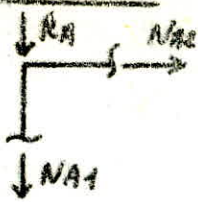
$$M = 0,61 \times F_{7d} = 1195\text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{IPE 360} \quad W_y = 123$$

$$\frac{M}{W_y} = \frac{1195}{123} = 9,71\text{ kg/cm}^2 < 2400\text{ kg/cm}^2$$

Détermination des efforts dans les bases du contreventement:

- Nœud A:

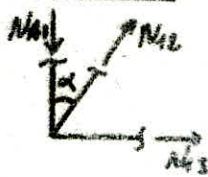


$R_A = 4512 \text{ kg}$  (Voir réaction de la sablière)

$N_{A2} = 0$

$N_{A1} = -R_A$

- Nœud 1:



$\alpha = 16^\circ 15'$

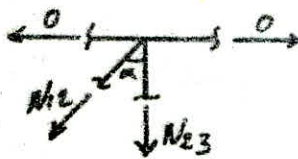
$N_{A1} = N_{12} \cos \alpha$

$N_{12} = 4700 \text{ kg}$

$N_{13} = -N_{12} \sin \alpha$

$N_{13} = 1316 \text{ kg}$

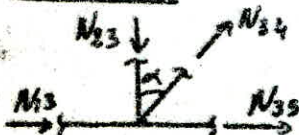
- Nœud 2



$N_{23} = -N_{12} \cos \alpha$

$N_{23} = -4512 \text{ kg}$

- Nœud 3



$N_{34} \cos \alpha = N_{23}$

$N_{34} = 4331 \text{ kg}$

La base la plus tendue est la base de rive avec  $N_{max} = 4700 \text{ kg}$

Prédimensionnement de la diagonale:

$\lambda_x = \frac{l_x}{L_x} \leq \lambda_R$  avec  $\lambda_R = 200$  (compression)

$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_R} = \frac{6,25/0}{200} = 3,12 \text{ cm}$

On prend une L 120x120x15

$i_x = 3,62 \text{ cm}$   $A = 33,93 \text{ cm}^2$

Vérification de la résistance:

$\sigma = \frac{N_{max}}{A} = \frac{4700}{33,93} = 138,5 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$




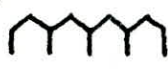
Assemblage sablière cornière: (Boulons)

$1,54 \frac{N}{A_r} \leq \sigma_{ten} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,54 \cdot 4700}{2400} = 3,01 \text{ cm}^2$

On prend 1 Boulon  $\Phi 22$  ( $A_r = 3,03$ )



## Tableau donnant les résultats

type	$l$ [m]	$N_{max}$ [kg]	cornière L ou JL	assemblage
a) 	20	7741	120 x 120 x 15	2 $\phi$ 22
b) 	20	15481	120 x 120 x 15	3 $\phi$ 22
	12	9482	120 x 120 x 15	3 $\phi$ 24
	15	9400	120 x 120 x 15	2 $\phi$ 22
c) 	20	23223	2x60x60x8	3 $\phi$ 22
	12	14223	2x60x60x8	2 $\phi$ 20
	15	14100	120 x 120 x 15	3 $\phi$ 22
d) 	20	30964	2x60x60x8	3 $\phi$ 24
	15	18800	2x60x60x8	2 $\phi$ 22

### Contreventement Vertical:

Le contreventement vertical transmet les charges dues au vent et au seisme dans le sens longitudinal aux fondations

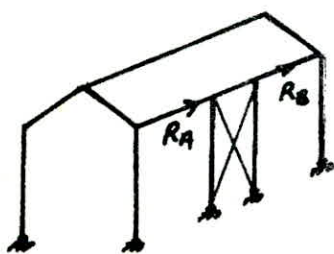
a) type a:  $l = 15m$

Vent  $\perp$  au pignon.

pignon au vent  $C_e - C_i = 0,62$

" sous vent  $C_e - C_i = -0,97$

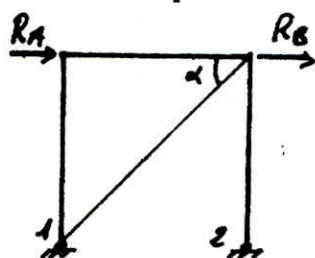
c'est plus défavorable que l'autre cas (1,03 avec -0,30)



$R_A = 2672 \text{ kg}$  (réaction sur la sablière)

$R_B = 3417 \text{ kg}$

On néglige les bannes comprimées.



$\alpha = 45^\circ 56'$

$$N_{max} = N_{B1} = \frac{R_A + R_B}{\cos \alpha} = 8756 \text{ kg}$$

$$l_0 = \sqrt{6^2 + 6,2^2} = 8,62 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} \leq \lambda_R \quad (l_{fx} = 8,62 \text{ m}, \lambda_R = 400)$$

$$i_x \geq \frac{l_{fx}}{\lambda_R} = \frac{862}{400} = 2,155$$

$$i_y \geq \frac{l_{fy}}{\lambda_R} = \frac{98 \times 862}{400} = 1,726$$

On prend une cornière  $80 \times 80 \times 8$

$$i_x = i_y = 2,43 \quad A = 12,27 \text{ cm}^2$$

- Vérification des bannes tendues:

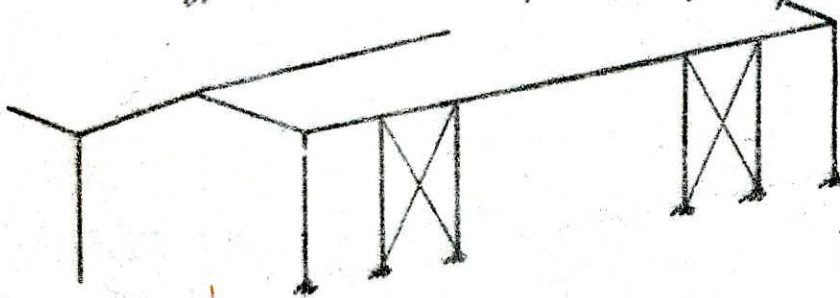
$$\frac{N}{A} = \frac{8756}{12,27} = 713,6 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- Assemblage soudeur contreventement

$$A_r \geq \frac{1,54 \cdot 8756}{2400} = 5,62 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 22$$

Tableau donnant les résultats:

Pour les types c et d (3 et 4 pannes) on prévoit 2 contreventements



type	l (m)	N <sub>max</sub> [kg]	cornière L ou JL	assemblage
a)	20	10668	80x80x8	2φ24
b)	20	21336	2x80x80x8	2φ24
	12	7009	80x80x8	2φ20
	15	17512	80x80x8	2φ22
c)	20	12442	2x80x80x8	2φ20
	12	10514	2x80x80x8	1φ24
	15	14741	80x80x8	2φ20
d)	20	16590	2x80x80x8	2φ22
	15	19654	80x80x8	2φ24



## F/Acroteres:

L'acrotère se comporte comme une console encastrée au poteau soumise principalement à la pression du vent et son Poids Propre

- Calcul de la pression du vent:

$$\mu = 89,25 \text{ } \delta \text{ } C$$

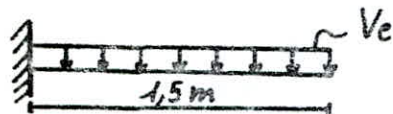
$$\delta = 0,86$$

$$C = 2C_e = 2 \times 0,8 = 1,6 \quad (\text{R 2,132})$$

(coefficient 2 c'est pour tenir compte des actions locales)

$$\mu = 89,25 \cdot 0,86 \cdot 1,6 = 122,8 \text{ kg/m}^2$$

$$V_n = 6 \cdot \mu = 736,8 \text{ kg/ml} \quad (\text{acrotère intermédiaire})$$



$$V_e = 1,75 V_n = 1288,4 \text{ kg/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{V_e l^2}{2} = \frac{1288,4 \times 1,5^2}{2} = 1449,45 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_{\max} = V_e \cdot l = 1288,4 \times 1,5 = 1932,6 \text{ kg}$$

- Effet Normal

$$\text{Poids Propre} : 12 \text{ kg/ml} \rightarrow 18 \text{ kg}$$

$$\text{,, du bardage} : 11 \times 6 \times 1,5 \quad 99 \text{ kg}$$

$$N = 117 \text{ kg}$$

- Prédimensionnement:

$$\frac{M}{W_x} \leq \sigma_e \quad W_x \geq \frac{M}{\sigma_e} = \frac{1657,8}{24} = 69,07 \text{ cm}^3$$

$$\text{On prend un IPE 140} \quad W_x = 77,3 \text{ cm}^3$$

- Vérification de la stabilité:

On vérifie avec la relation enveloppe  $\frac{9}{8} (K\sigma + K_d\sigma_{fx}) \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{12,9 \times 1,5 + 99}{16,4} = 7,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = \frac{1657,8 \cdot 10^2}{77,3} = 2144,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{I_x}{I_n} = \frac{1,5 \times 2 \cdot 10^2}{5,74} = 52,26$$

$$\lambda_y = \frac{1,5 \cdot 10^2 \times 2}{1,65} = 181,81$$

$\lambda_y > \lambda_x$  Flambement dans le plan x.x

$$\lambda_y = 181,81 \rightarrow k = 5,1$$

- Détermination de  $K_d$ :

La semelle intérieure de l'acrotère étant libre, elle risque de se cloreuser

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} (D-1) \cdot B \cdot C$$

$$D = 2,247$$

$$C = 4,930$$

$$B = 0,449$$

$$\sigma_d = 19,95 \text{ kg/mm}^2 < 24$$

La vérification du cloreusement est nécessaire :

- Calcul de  $\lambda_0$

$$\lambda_0 = 41,07 \rightarrow k_0 = 1,071$$

$$K_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c} (k_0 - 1)} = 1,011$$

- Vérification:

$$\frac{q}{8} (5,1 \cdot 7,21 + 1,011 \cdot 2144,63) = 2480 \text{ kg/m}^2 \text{ Vérifié (à 3\%)}$$

- Vérification de la flèche:

$$\text{Pour une console: } f_{\max} = \frac{V_n l_0^4}{8 E I_x} = \frac{736,8 \cdot (150)^4 \cdot 10^{-2}}{8 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 541} = 0,41 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = 0,75 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \text{ - Vérifié -}$$

- Vérification du cisaillement:

$$\tau = \frac{T_{\max}}{A_a} = \frac{22 \cdot 10,4}{(14 - 2 \times 0,69) \cdot 0,47} = 372,66 < \frac{2600}{1,54} = 1558 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérifié -



### III ETUDE. DES. PORTIQUES

Toutes nos constructions sont à inertie constante (Poteau, Arba) et articulées à la base.

Cas N°1 type a  $l=20m$   $L=60m$  dans la Région A.I  
 A: Zone de la neige.  
 I: " sismique.

#### A) Détermination des charges et surcharges:

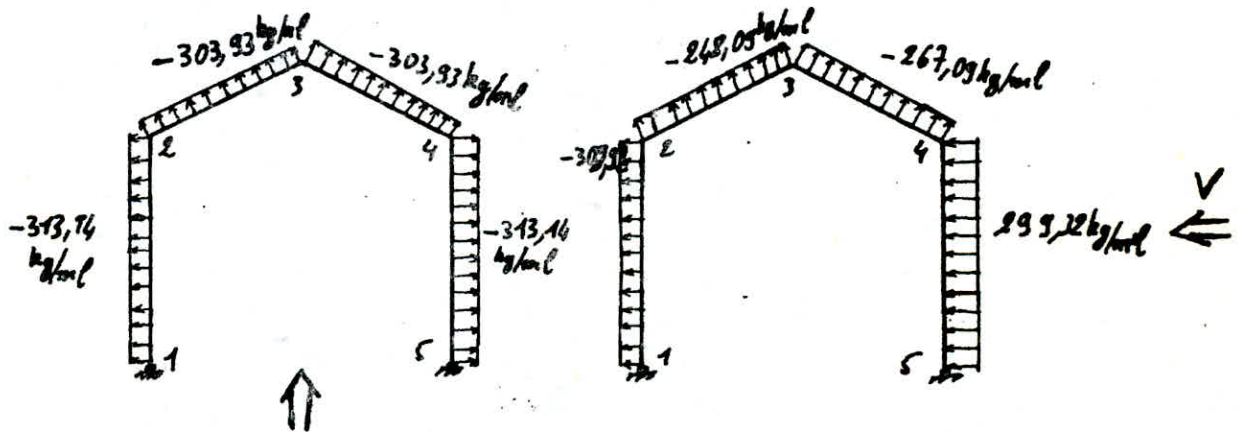
##### a) Charges permanentes: (Poids Propre)

- Couverture TN40	66 kg/ml
- Pannes	48 kg/ml
- Arbalétrier	57,1 kg/ml
- Gaines	<u>20 kg/ml</u>

P.P. = 191 kg/ml

##### b) Surcharges climatiques:

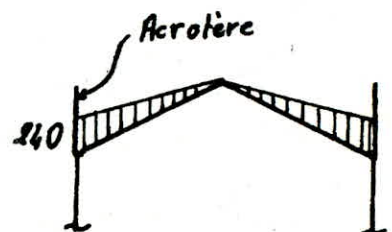
- Surcharges du vent: ( Voir Etude au vent page 21)



- Surcharges de la neige. ( Voir Effet de la neige page 27)

$N_n = 120 \text{ kg/ml}$

$N_n^c = \text{de } 0 \text{ à } 240 \text{ kg/ml}$



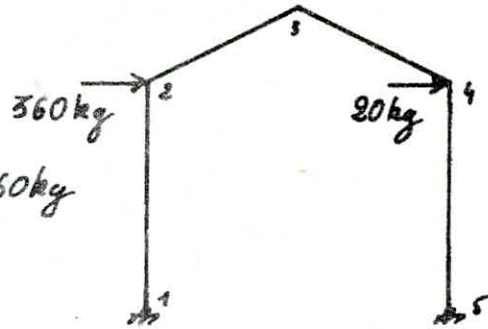
- Surcharge du séisme (Voir Etude sismique page 29)

$$F_I = 340 \text{ kg}$$

$$F_2 = 20 \text{ kg}$$

Noeud 2

$$F = 340 + 20 = 360 \text{ kg}$$



Après passage dans l'ordinateur qui utilise le programme Stress/For (Une partie du programme Stress) et peut calculer dans un système à 2 dimensions:

- Les efforts (Forces axiales) dans chaque membre.
- Les moments au début et fin des membres.
- L'effort tranchant " " " " " "
- Le déplacement de chaque noeud.
- La rotation de chaque noeud.

Les résultats sont donnés dans le tableau 1

Notation:

X-Y		
A	C	E
B	D	

A: moment en x [t.m]

B: " " y [t.m]

C: effort tranchant en x [t]

D: " " " y [t]

E: Effort normal dans la barre x-y [t]

(-) Compression

(+) traction



85 -  
Tableau 1

BARRAS		1-2			2-3			3-4			4-5		
Poids		0	0,825	-1,942	-5,120	-1,819	-0,821	3,514	-0,106	-0,821	-5,120	-0,825	-1,942
Propre		5,120	0,825		-3,514	0,106		5,120	1,819		0	-0,825	
NEIGE	A	0	0,518	-1,220	-3,216	-1,143	-0,516	2,207	-0,066	-0,516	-3,216	-0,515	-1,220
		3,216	0,518		-2,207	0,066		3,216	-1,142		0	-0,515	
	B	0	-1,425	-3,355	-8,846	-3,142	-0,891	6,071	-0,183	-0,891	-8,846	-1,425	-3,355
		8,846	-1,425		-6,071	0,183		8,846	3,142		0	-1,425	
	C	0	2,073	-4,880	-12,867	-4,571	-2,063	8,830	-0,266	-2,063	-12,867	-2,073	-4,880
		-12,867	2,073		-8,830	0,266		-12,867	4,571		0	-2,073	
SEISME	I	0	-0,204	0,117	-1,266	0,136	-0,139	-0,113	0,096	-0,163	-1,089	-0,175	-0,117
		-1,266	-0,204		0,113	0,136		-1,089	0,096		0	-0,175	
	II	0	-0,398	0,218	2,346	0,253	-0,257	-0,211	0,179	-0,314	-2,018	-0,325	-0,218
		-2,346	-0,398		0,211	0,253		-2,018	0,179		0	-0,325	
	III	0	-0,631	0,368	3,942	0,422	-0,429	-0,351	0,298	-0,523	-3,366	-0,542	-0,368
		-3,942	-0,631		0,351	0,422		-3,366	0,298		0	-0,542	
VENT	II G	0	-0,263	3,039	7,653	2,729	2,578	-4,418	0,335	2,578	7,653	2,205	3,039
		-7,653	-2,205		4,418	-0,335		-7,653	-2,729		0	0,263	
	I G	0	0,974	1,921	0,597	-1,754	1,404	-4,455	-0,368	1,550	12,840	-1,143	3,236
-0,597		-1,166		4,455	-0,752		-12,840	-3,061		0	2,998		

## 2) - Combinaisons:

Les combinaisons sont faites suivant les règles (CM66, RPA) celles qui ont données les efforts les plus défavorables sont notées ci dessous

$$\textcircled{1} \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} N_n$$

$$\textcircled{3} G + V_e$$

$$\textcircled{2} G + N_e$$

$$\textcircled{4} 0,86 \pm S_I$$

Pour le type d  $l = 20m$   $L = 60m$

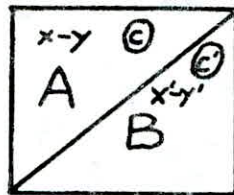
$$\textcircled{5} \frac{4}{3} (G+T) + \frac{3}{2} N_n$$

$$\textcircled{6} G + T + V_e$$

$$\textcircled{7} G + T + N_e$$

Les résultats sont donnés dans le tableau 2

### Notation



A : effort dans le poteau le plus sollicité x-y

B : " " l'arbalétrier le plus sollicité x'-y'

ⓐ, ⓐ Numéro de la combinaison la plus défavorable



Tableau 2

Regions		M <sub>max</sub> (t.m)	N <sub>comp</sub> (t)	N <sub>max</sub> &lt; Compressions > (t)	M <sub>comp</sub> (t.m)	N <sub>max</sub> &lt; traction > (t)	M <sub>comp</sub> (t.m)
Neige	Seisme						
A	I	4-5 ① 17,350 17,350	3,721 1,891	4-2 ① -4,419 2-3 ① 1,868	11,634 11,650	4-5 ① 3,721 2-3 ① 3,690	17,350 8,272
A	II	"	"	"	"	"	"
A	III	"	"	"	"	"	"
B	I	1-2 ① 20,095 2-3 ① 20,095	-7,621 -2,431	1-2 ① -7,621 2-3 ① 2,431	20,095 20,095	"	"
B	II	"	"	"	"	"	"
B	III	"	"	"	"	"	"
C	I	1-2 ① 26,556 2-3 ① 26,556	-10,072 4,257	1-2 ① -10,072 2-3 ① 4,257	26,556 26,556	"	"
C	II	"	"	"	"	"	"
C	III	"	"	"	"	"	"

Donc pour le cas on vérifie l'IPF 360

- Poteau:

$$\begin{cases} M_{max} = 17,356 \text{ t.m} \\ N_{comp} = 3,721 \text{ t} \end{cases}$$

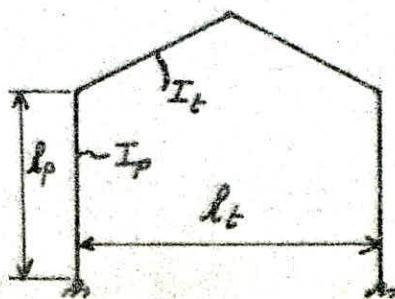
$$\begin{cases} N_{max} = -4,419 \text{ t} \\ M_{comp} = 11,634 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T_{max} = 1,688 \text{ t}$$

$$I_t = I_p = 16290 \text{ cm}^4$$

$$l_t = 20 \text{ m}$$

$$l_p = 6,2 \text{ m}$$



a) Calcul de la longueur de flambement: (C 13,8 - 1,1222)

$$l_f = 2 l_p \sqrt{1 + 0,8 \rho} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{1}{2} \frac{I_p l_t}{I_t l_p} = \frac{1}{2} \times \frac{20}{6,2} = 1,61$$

$$l_f = 2 \times 6,2 \sqrt{1 + 0,8 \times 1,61} = 18,75 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{18,75}{15} = 125 \quad \text{plan du portique}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{l_p}{i_y} = \frac{18,75}{3,79} = 163,58 \quad \text{plan } \perp \text{ au plan du portique}$$

dans ce plan il n'y a pas déplacement du Portique ( $l_f = l_p$ )

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 163,58 \quad \text{Flambement dans le plan x-x}$$

$$\text{d'où} \quad K = 4,30$$

b) Calcul du coefficient de déversement  $K_d$ :

Les poutres sont libres de tourner par rapport à l'axe y au droit des appuis (R.3.620)  $l_f = l_p \quad C=1 \quad B=1$

Calcul de  $K_{d0}$

$$D = 1,61$$

$$\sigma_{d0} = 4 \cdot 10^4 \cdot \frac{I_y h^2}{I_x l_p^2} (D-1) BC = 5,311 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Calcul de  $\lambda_0$

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_{d0}}{\sigma_e}\right)} = 120 \quad \longrightarrow \quad K_0 = 2,501$$

$$K_{d0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_{d0}}{\sigma_e} (K_0 - 1)} = 1,877$$

$$C = 1,88 \quad (\text{R.3.642.21})$$

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5K_{d0}} = 1,09$$

Vérification: avec la relation enveloppe  $\frac{\sigma}{\sigma_e} (K\sigma + K_d \sigma_x) \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{3721}{72,7} = 51,18 \text{ kg/cm}^2$$



$$\sigma_{fx} = \frac{17,35 \cdot 10^4}{904} = 1919,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{g}{8} (4,30 \cdot 51,18 + 1,09 \cdot 1919,25) = 2601 \text{ kg/cm}^2 > 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification avec la relation exacte.  $\sigma K_{1x} + \sigma_{fx} K_d K_{fx} \leq \sigma_e$

$$\lambda = 163,58 \longrightarrow \sigma_K = 7,74$$

$$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = 15,14 \longrightarrow K_1 = 1,02$$

$$K_{fx} = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = 1,11 \quad (R 3, 513)$$

$$51,18 \times 1,02 + 1,11 \times 1,09 \cdot 1919,25 = 2374,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

\* Vérifié \*

- Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{max} = 1,688 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{T_{max}}{(36 - 2 \times 12,7) \times 0,8} = 63,06 \text{ kg/cm}^2 < 1558 \quad \text{Vérifié}$$

- Voilement des semelles:

sous l'effet des contraintes de compression

$$b \leq 15e \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}} \quad b = 170 \text{ mm}$$

$$e = 12,7 \text{ mm}$$

$$b \leq 15 \times 12,7 = 190,5 \text{ mm} \quad \text{Vérifié}$$

- Stabilité de l'âme:

Pour toute section n'appartenant pas à l'appui on doit vérifier la relation suivante:

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \left(\frac{1000 e_a}{h_a}\right)^4 =$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} = 51,18 + 1919,25 = 1970,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 19,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_a = 36 - 2 \times 12,7 = 33,46 \text{ cm}$$

$$e_a = 0,8 \text{ cm} \quad \left(\frac{19,7}{7}\right)^2 + 0,63^2 = 8,32 < 0,015 \left(\frac{1000 \cdot 0,8}{33,46}\right)^4 = 4901,7$$

Cas N°2 : le même poteau dans la région B de la neige.

$$M_{max} = 20,09 \text{ tm}$$

$$N_{max} = -7,621 \text{ t}$$

$$N_{corresp} = -7,621 \text{ t}$$

$$M_{corresp} = 20,09 \text{ tm}$$

$$T_{max} = 3,200 \text{ t}$$

- Vérification de la résistance du poteau (IPE 360)

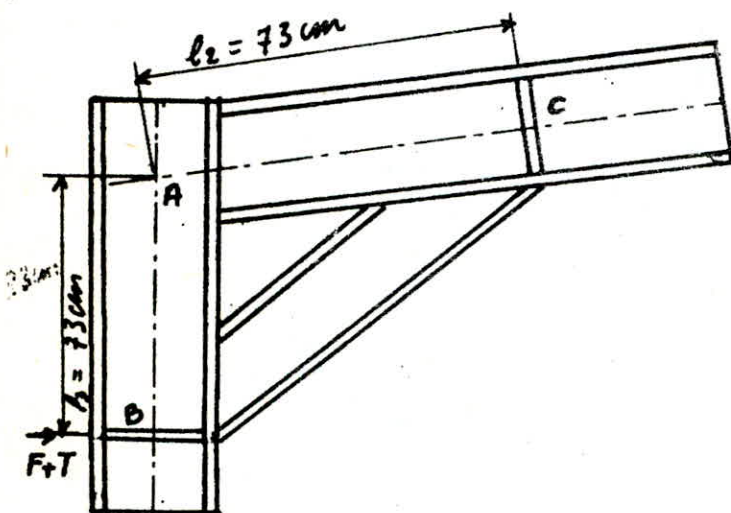
$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{7,621 \cdot 10^3}{72,7} = 104,799 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = \frac{20,09 \cdot 10^5}{904} = 2222,34 \text{ kg/cm}^2$$

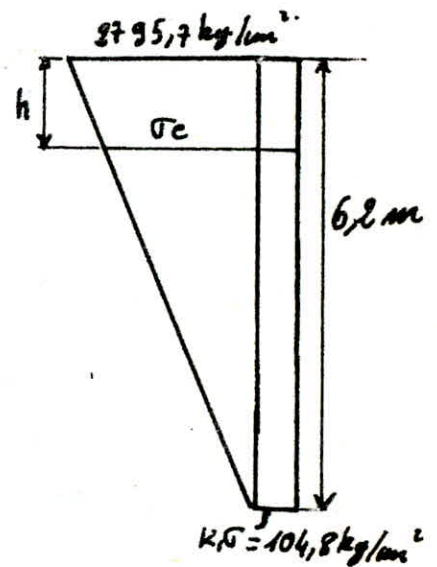
$$K_1 \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} = 1,02 \cdot 104,799 + 1,11 \cdot 1,09 \cdot 2222,34 = 2795,7 \text{ kg/cm}^2$$

poteau n'est pas vérifié.

On renforce la tête du poteau (section la plus sollicitée) par un jacob dont on déterminera les dimensions :  
Le renforcement sera avec le même profilé (IPE 360)



$$l_1 = BC = 109,7 \text{ cm}$$

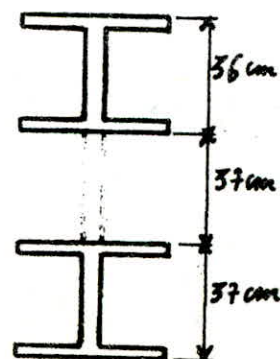


Nouvelle section :

$$I_x = 2I_{ox} + 2S \cdot \left(\frac{37}{2} + 36\right)^2$$

$$= 2 \times 16270 + 2 \times 72,7 \left(\frac{37}{2} + 36\right)^2 = 4,64 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 8,52 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$





Vérification:  $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{7,624 \cdot 10^3}{2 \times 73,7} = 52,41 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{fx} = \frac{20,03 \cdot 10^5}{8,52 \cdot 10^3} = 245,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,09 \times 52,41 + 1,1 \times 1,09 \times 245,30 = 353,9 \text{ kg/cm}^2 < 0$$

Détermination de la largeur de raidisseurs:

$$F = \frac{M}{h_c} = \frac{20,03 \cdot 10^2}{2 \times 36 + 37} = 18,43 \text{ t}$$

$$T = 3,26$$

$$\frac{T+F}{A_a + A_r} \leq \frac{\sigma_c}{1,54}$$

$$A_r \geq \frac{1,54(T+F)}{\sigma_c} - A_a$$

On trouve  $A_r < 0$  donc on a pas besoin de raidisseurs mais on mettra un de construction ( $e = 10 \text{ mm}$ )

Calcul de l'Arbaletrier.

Les arbaletriers ont des longueurs plus importantes que les poteaux par contre. La poutre supérieure est entretoisée par les pannes mais il y a risque de déversement de la poutre inférieure, pour éviter cela on fixe des supports latéraux (entretoisement) au droit d'une panne sur deux. Le support doit résister à un effort égal à 2% de la force de compression maximale existant dans la poutre comprimée de l'arbaletrier. Pour les supports on prend des cornières 40x40x4

Pour type a:  $l = 20 \text{ m}$  zone A

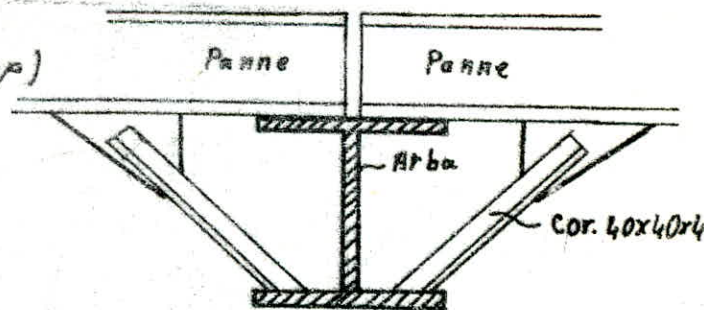
$$N = 17,35 \text{ t} \quad N_{can} = 1,89 \text{ t (comp)}$$

$$\lambda_x = \frac{2 \times 17,35 \cdot 10^2}{15} = 23,3$$

$$\lambda_y = \frac{10,08 \cdot 10^2}{3,75} = 265,96 \rightarrow K = 6,65$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1,89 \cdot 10^3}{72,7} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = 1919,25 \text{ kg/cm}^2$$



$$\frac{9}{8} (K\sigma + \sigma_{fx}) = 2353 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ - Vérifié -}$$

tous les portiques ont a inertie constante.



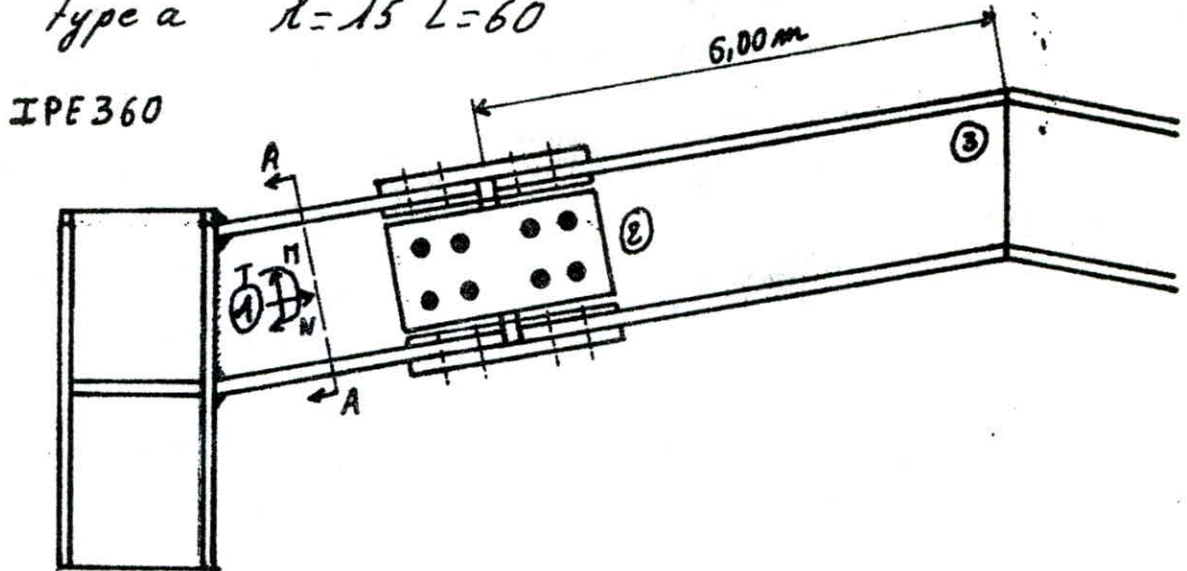
type	$\frac{L}{L}$ (m)	Zones	$M_{max}$ (k.m)	$N_{comp}$ (k)	profilé IPE	observation - $l_i$ (mm)
a	20 x 60	A	17,350	-3,721	360	/
		B	20,090	-7,621	360	jalet <sup>mm</sup> $l_1=730,0$ $l_2=730,0$ $l_3=1097$
		C	26,556	-10,040	450	/
a	15 x 60	toutes	15,330	4,530	360	/
b	2x15 60	A	8,636	2,784	270	/
		B	9,843	3,146	330	$l_1=672,6$ $l_2=264,0$ $l_3=230,0$
		C	13,011	7,172	360	$l_1=647,78$ $l_2=264,0$ $l_3=550$
b	2x12 60	A	8,793	1,846	270	/
		B	"	"	300	dimensionnement avec l'Arbu
		C	"	"	330	" " "
b	2x20 60	A	10,839	-2,777	360	/
		B	12,662	-7,260	400	/
		C	24,662	-9,595	450	/
c	3x15 60 et 30	A	6,441	-2,055	270	/
		B	10,466	-5,536	330	/
		C	13,836	-7,316	360	/
c	3x12 60 et 30	A	6,818	1,040	240	/
		B	"	"	300	dimensionnement avec l'Arbu
		C	8,440	-5,876	330	/
c	3x20 60	A	11,454	-4,197	360	/
		B	19,761	-7,397	400	/
		C	26,114	-9,776	450	/
d	4x15 60	A	6,311	-3,242	270	/
		B	10,886	-5,593	330	/
		C	14,392	-7,390	360	/
d	4x20 60	A	12,289	2,036	360	/
		B	20,586	-7,480	400	/
		C	27,204	-9,884	450	/



# ASSEMBLAGES

Pour des raisons économiques et pratiques surtout de transport, les assemblages diffèrent d'un cas à l'autre

Cas 1: type a  $n=15$   $L=60$



## 1) Etude de l'assemblage (1)

$$M = 15,336 \text{ m}$$

$$N = 7,021 \text{ t (traction)}$$

$$T = 3,006 \text{ t}$$

$$a = 7 \text{ mm} \quad a\alpha = 6,4 \text{ mm}$$

$$l_1 = b - 2a = 170 - 2 \times 7 = 156 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b - a_s - 2a}{2} = \frac{170 - 8 - 2 \times 7}{2} = 67 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2e_s - 2a = 360 - 2 \times 12,7 - 2 \times 7 = 320,6 \text{ mm}$$

Les hypothèses de calcul sont ceux du CM 66

Calcul des contraintes :

- Effet de M : 
$$C_M = \frac{M}{W_{cs}} = \frac{M \cdot h}{l_1 a \alpha h^2 + 2 l_2 a \alpha (h - 2e)^2} = 24,48 \text{ kg/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_M &= C_M \frac{\sqrt{2}}{2} = 17,31 \text{ kg/mm}^2 \\ \tau_{1M} &= C_M \frac{\sqrt{2}}{2} \end{aligned}$$

- Effet de N : 
$$C_N = \frac{N}{2 l_1 a \alpha + 4 l_2 a \alpha + 2 l_3 a \alpha} = 0,898 \text{ kg/mm}^2$$

$$C_N \begin{cases} \sigma_N = C_N \frac{\sigma}{E} \\ \epsilon_N = C_N \frac{\sigma}{E} \end{cases}$$

- Effet de T  $\epsilon_{II} = \frac{T}{E s a} = 0,73 \text{ kg/mm}^2$

Vérification:

- Coefficients de perçages:

$$\epsilon_{II} = \epsilon_{IIH} + \epsilon_{IIN} = 0$$

$$\sigma = \sigma_H + \sigma_N$$

$$\sigma^2 + 1,8(\epsilon_{II}^2 + \epsilon_I^2) \leq \sigma_{en}^2$$

$$\epsilon_I = \epsilon_{IH} + \epsilon_{IN}$$

$$1,183 (C_H + C_N) \leq \sigma_{en}$$

$$1,183 (24,48 + 0,898) \rightarrow 24 \text{ kg/mm}^2$$

On augmente l'épaisseur des soudures :  $a = 10 \text{ mm}$   $a\alpha = 8,8 \text{ mm}$   
avec le même procédé on trouve.

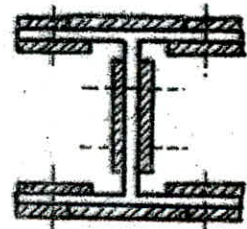
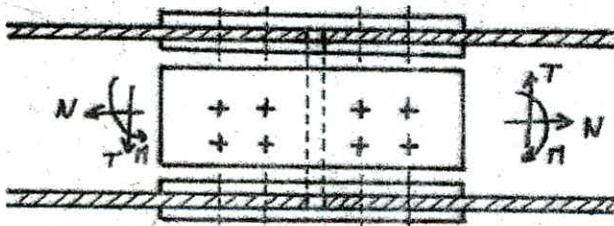
$$C_H = 18,95 \text{ kg/mm}^2$$

$$C_N = 0,68 \text{ kg/mm}^2$$

$$1,183 (C_H + C_N) = 23,22 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

- Ame:  $(1,4C_N^2 + 1,8C_T^2)^{1/2} = 1,26 \text{ kg/mm}^2 < 24$  Vérifié

2) Assemblage N°2:



$$M = 9,050 \text{ t.m}$$

M repris par les boulons de perçelles

$$N = 3,006 \text{ t}$$

N " " tous les boulons

$$T = 5,560 \text{ t}$$

T " " les boulons d'âme

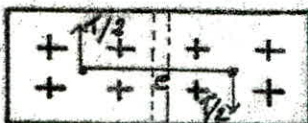
Effet de N

$$N^* = \frac{N}{16} = \frac{3,006 \cdot 10^3}{16} = 187,87 \text{ kg}$$

Effet de T

$M_s$ : moment agissant sur les boulons d'âme provoqué par T

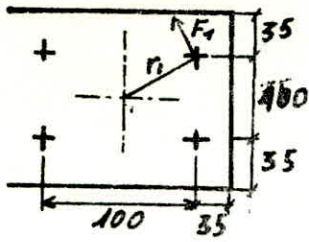
$e$ : distance entre les C.D.G des boulons



$$e = 20 \text{ cm} \quad M_s = \frac{T \cdot e}{2} = 5,56 \cdot \frac{0,2}{2} = 0,556 \text{ t.m}$$



## Détermination de $T_{ns}$ :



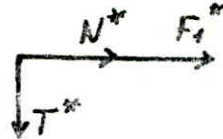
$$M_s = 4F_1 r_1$$

$$r_1 = 7,07 \text{ cm}$$

$$F_1 = \frac{M_s}{4r_1} = \frac{0,556 \cdot 10^5}{4 \times 7,07} = 1966,05 \text{ kg}$$

$$F_1^* = \frac{1966,05}{2} = 983,02 \text{ kg}$$

$$T^* = \frac{T}{8} = \frac{5,56 \cdot 10^3}{8} = 695 \text{ kg}$$

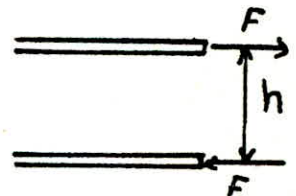


$$T_{tot}^* = \sqrt{(F_1^* + N^*)^2 + T^{*2}} = \sqrt{(983,02 + 187,87)^2 + 695^2} = 1361,62 \text{ kg}$$

## Effet de $M$ :

$$F_n = \frac{M}{h} = \frac{9,05 \cdot 10^5}{36} = 25138,88 \text{ kg}$$

$$F_n^* = \frac{F_n}{8} = 3142,36 \text{ kg}$$



$$T_{tot}^* = N^* + F_n^* = 187,8 + 3142,36 = 3330,23 \text{ kg}$$

## Vérification des boulons (H.R)

### Effort admissible des boulons

$$T_a = 1,1 N_0 \varphi \quad \varphi = 0,3 \text{ simple brossage.}$$

$$N_0 = 0,8 \sqrt{\sigma_b A_r} = 5120 A_r \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$T_a = 1690 A_r$$

### Boulons d'âme

$$T_a \gg T_{tot}^* \Rightarrow A_r \gg \frac{T_{tot}^*}{1690} = \frac{1361,62}{1690} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } \phi 14 \text{ mm} \quad A_r = 1,15 \text{ cm}^2$$

### Boulons de renfort:

$$A_r \gg \frac{3330,23}{1690} = 1,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 20 \quad A_r = 2,45 \text{ cm}^2$$

## Caractéristiques géométriques:

$$a) \text{ Platine d'âme } \phi 14 \rightarrow d = 16 \text{ mm}$$

Notre assemblage n'est pas exposé aux vibrations, nous

appliquons les conditions du C1166 (R: 4,101)

$$3d \leq \delta \leq 10d \quad 48 \leq \delta \leq 160 \rightarrow \delta = 100 \text{ mm}$$

$$1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d \quad 24 \leq \delta_t \leq 40 \rightarrow \delta_t = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Sup} \begin{cases} 1,5d \\ 0,8T^* \\ e_{\min} \end{cases} \leq \delta_l \leq 2,5d \quad \text{Sup} \begin{cases} 24 \\ 5,67 \end{cases} \leq \delta_l \leq 40 \rightarrow \delta_l = 35 \text{ mm}$$

Epaisseur de la platine:

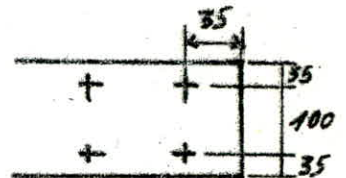
$$\Sigma F = 8 \times T^* = 10889,6 \text{ kg}$$

$$\text{Section nette: } 170e - 16 \times 24e = 138e$$

$$A) \frac{\Sigma F}{\sigma_e} = \frac{10889,6}{24} = 453,73 \text{ mm}^2$$

$$e) \frac{453,73}{138} = 3,28 \text{ mm}$$

On prend  $e_{pl} = 10 \text{ mm}$

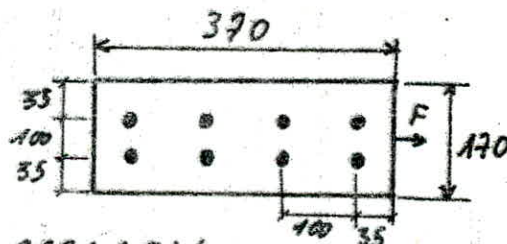
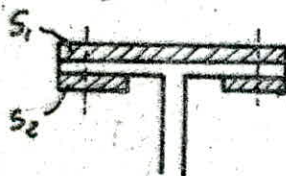


b) Platino de semelle:  $\Phi 20 \quad d = 22 \text{ mm}$

$$66 \leq \delta \leq 220 \quad \delta = 90 \text{ mm}$$

$$33 \leq \delta_t \leq 55 \quad \delta_t = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Sup} \begin{cases} 33 \\ 8,8 \end{cases} \leq \delta_l \leq 55 \quad \delta_l = 40 \text{ mm}$$



$$F = 3330,23 \times 8 = 26641,84 \text{ kg}$$

Section nette de la platino sup:

$$S_1 = 170e - 2 \times 22 \times e = 126e$$

$$e) \frac{F}{126\sigma_e} = \frac{26641,84}{126 \times 24} = 8,81 \text{ mm} \rightarrow e = 10 \text{ mm}$$

Section nette de la platino inf:

$$S_2 = 80e - 22e = 58e$$

$$e) \frac{F/2}{58\sigma_e} = 19,76 \text{ mm} \rightarrow e = 10 \text{ mm}$$



Vérification des conditions d'épaisseur. (R 4.102)

$e_{pl} = 10 \text{ mm}$   
 $e_s = 12,7 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$

$d > e_s + 2$   
 $22 > 14,7$  Vérifié

- Pression diamétrale:

$\frac{T}{d \cdot e} \leq 45e$

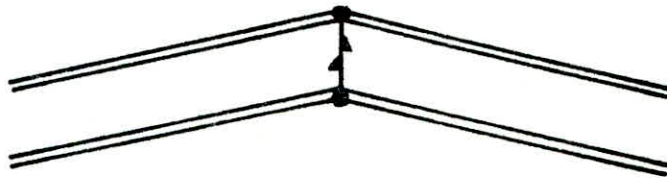
$T = 1361,62 \text{ kg}$   
 $d = 22 \text{ mm}$   
 $e = 10 \text{ mm}$

$\frac{1361,62}{22 \cdot 10} = 6,2 \text{ kg/mm}^2 < 45$

- Vérifié -

De même pour les bords d'âme

3°) Assemblage N°3:

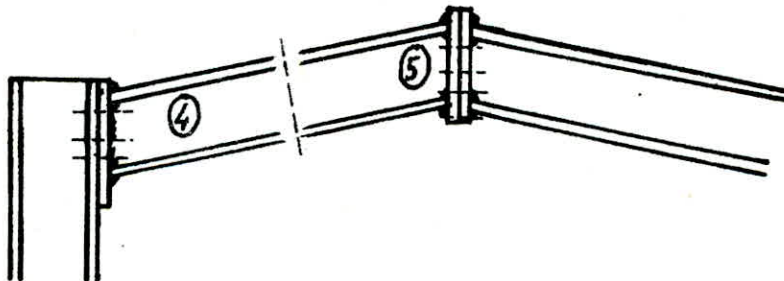


double soudure bout à bout (R. 4.311)

sans calcul  $a = 7 \text{ mm} (x2)$

4°) Assemblage de cas  $\lambda = 20$   $L = 60$  (zone A)

IPE 360



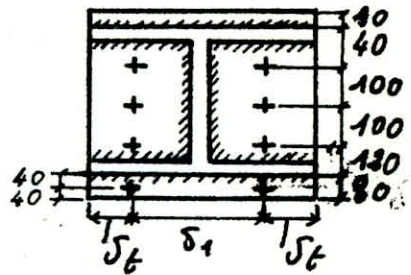
4-1 Assemblage (4):

$S_1 = 100 \text{ mm}$

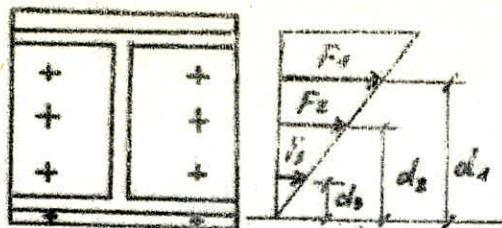
$S_2 = 35 \text{ mm}$

Cas 4

$M_{max} = 17,35 \text{ t.m}$   
 $N_{comp} = 1,891 \text{ t}$  (compression)  
 $T_{max} = 4,139 \text{ t}$



- Condition d'épaisseur: Vérifié pour  $e_{pl} = 40 \text{ mm}$ .



$$d_1 = 320 \text{ mm}$$

$$d_2 = 220 \text{ "}$$

$$d_3 = 120 \text{ "}$$

$$F_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{17,35 \cdot 10^6 \cdot 320}{320^2 + 220^2 + 120^2} = 33603,7 \text{ kg}$$

$$F_1^* = \frac{F_1}{2} = 16803,8 \text{ kg}$$

$N$  étant une compression  $\lambda$  n'intervient pas dans le calcul

$$F_1^* \leq 0,8 A_r \sigma_{es} = N_0$$

On prend des HR 10-9  $\varnothing 22 \rightarrow 0,8 A_r \sigma_{es} = 21840 \text{ kg}$

$$F_1^* = 16803,8 < 21840 \text{ kg} - \text{Vérfié}$$

- Vérification du cisaillement

$$T^* = \frac{T}{8} = 517,4 \text{ kg}$$

$$T^* \leq 1,1 \varphi (N_0 - N^*)$$

$$\varphi = 0,3 \text{ simple broyage} \quad 1,1 \cdot 0,3 (21840 - 16803,8) = 1654 \text{ kg}$$

- Vérifié -

Cas 2:  $\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 3,72 \text{ t (traction)} \\ M_{\text{cour}} = 8,272 \text{ t.m.} \\ T_{\max} = 4,139 \text{ t.m.} \end{array} \right.$

même calcul

$$F_1^* = 8011,5 \text{ kg}$$

$$N^* = \frac{N}{8} = 620 \text{ kg}$$

$$F_{\text{tot}}^* = F_1^* + N^* = 8631,5 \text{ kg}$$

- Vérifié -

- Vérification des pondures:

mêmes hypothèses que l'assemblage 1

$$a = 7 \text{ mm} \quad a\alpha = 6,4 \text{ mm}$$

Cas 1

• Simple:

$$C_M = \frac{M}{W_{sc}} = 22,7 \text{ kg/mm}^2 \quad 1,183 C_M > \sigma_{es}$$

On augmente  $a$ :

$$a = 12 \text{ mm}$$

$$a\alpha = 10,4 \text{ mm}$$

$$C_M = \frac{M}{W_{sc}} = 18,95 \text{ kg/mm}^2$$

$$l_1 = 146 \text{ mm}$$

$$l_2 = 57 \text{ mm}$$

$$l_3 = 310 \text{ mm}$$

$$C_N = 0,16 \text{ kg/mm}^2$$

$$C_t = C_M + C_N$$

$$1,183 C_t = 22,42 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2 - \text{Vérfié}$$



• Calculs de came

$$\sigma_{11} = \frac{T}{2l_3 a a} = \frac{4,139 \cdot 10^3}{2 \times 310,6 \times 10,4} = 0,64 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sqrt{1,8 C_T^2} = 1,07 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2 \text{ Vérifié}$$

Cas 2:

- Semelle:  $C_N = 0,34 \text{ kg/mm}^2$

$C_{T2} = 9,03 \text{ kg/mm}^2$

$$1,193(C_N + C_{T2}) = 11,05 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_c$$

Vérifié

- Ame:  $C_T = 0,64 \text{ kg/mm}^2$

$C_N = 0,34 \text{ kg/mm}^2$

$$\sqrt{1,4 C_N^2 + 1,8 C_T^2} = 0,93 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_c$$

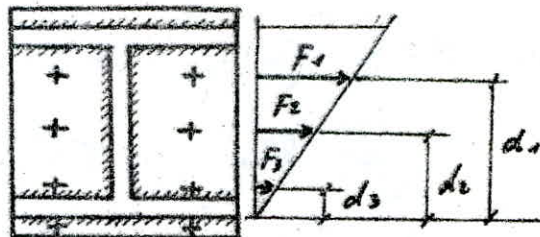
Vérifié

4-2 Assemblage (5)

$M = 7,995 \text{ t.m}$

$N = 1,869 \text{ t}$

$T = 4,282 \text{ t}$



même disposition que l'assemblage 4

$d_1 = 320 \text{ mm}$      $d_2 = 220 \text{ mm}$      $d_3 = 120 \text{ mm}$

$$F_1 = \frac{\pi \cdot d_1}{\sum d_i^2} = 15486,7 \text{ kg}$$

$$F_1^* = \frac{F_1}{2} = 7743,3 \text{ kg}$$

$$N^* = \frac{N}{2} = 934,5 \text{ kg}$$

$$N_{tot}^* = F_{tot}^* = N^* + F_1^* = 7743,3 + 934,5 = 7736,8 \text{ kg}$$

On prend des HR 10-9  $\phi 16$      $N_0 = 0,8 A_r \sigma_0 = 11304 \text{ kg}$

$$N_{tot}^* = F_{tot}^* < N_0 \text{ Vérifié}$$

- Vérification du cisaillement:

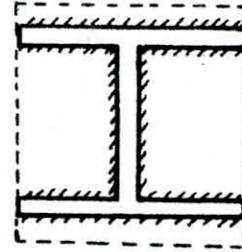
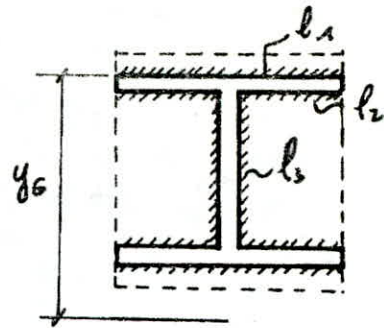
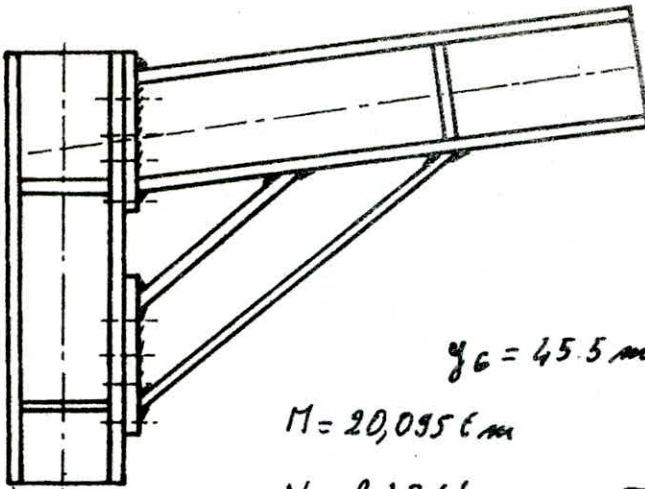
$$T^* = \frac{T}{6} = \frac{4,282 \cdot 10^3}{6} = 713,6 \text{ kg}$$

$$T^* \leq 1,1 \varphi (N_0 - N_{tot}^*) = 1,1 \cdot 0,3 (11304 - 7736,8) = 1097 \text{ kg}$$

- Vérifié -

Les soudures sont vérifiées pour  $a = 7 \text{ mm}$

6) Assemblage ⑥ Cas type a  $l=20$   $L=60$  m Zone B



$$y_G = 45.5 \text{ mm}$$

$$M = 20,095 \text{ t.m}$$

$$N = 2,431 \text{ t}$$

$$T = 7,138 \text{ t}$$

$$a = 12 \text{ mm}$$

Vérification des contraintes:

$$I_{cs} = l_1 \alpha (y_G)^2 \times 2 + 4 l_2 \alpha (y_G - z_e)^2 + 2 l_1 \alpha (y_G - h)^2 + 4 (y_G - h + e)^2$$

$$I_{cs} = 7,09 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_{cs} = \frac{I_{cs}}{y_G} = \frac{7,09 \cdot 10^8}{455} = 1,56 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

-Semelle:

$$C_N = \frac{M}{W_{cs}} = 12,88 \text{ kg/mm}^2$$

$$C_N = \frac{N}{S_{\text{max}}} = 0,1 \text{ kg/mm}^2$$

$$1,183(C_N + C_N) = 15,36 \text{ kg/mm}^2 \text{ Vérifié}$$

-Ame

$$C_T = \frac{T}{4 l_3 \alpha} = 0,55 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sqrt{1,4 \cdot 1,8 C_T^2} = 0,94 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2 \text{ Vérifié}$$



Assemblage N°1							Assemblage N°2				
type	Region	$M_{max}$ t.m	$N_{comp}$ t	$T_{max}$ t	Profile IPE	Soudure a (mm)	$M_{max}$ t.m	$N_{comp}$ t	$T_{max}$ t	$\phi_1$ mm	$\phi_2$ mm
type b h = 15 cm L = 60 cm	Zône A	8,821	0,946	3,354	270	10	5,157	2,97	1,532	8	12
	Zône B	15,216	1,640	5,780	330	10	6,943	1,64	4,591	14	20
	Zône C	20,108	2,167	7,644	360	12	9,180	2,167	7,644	16	20
type c h = 15 cm L = 60 cm L = 30 cm	Zône A	6,440	3,038	3,146	270	7	3,557	3,038	2,573	8	12
	Zône B	10,446	1,715	5,400	330	10	6,134	1,715	4,466	12	16
	Zône C	13,836	2,260	7,168	360	10	8,100	2,260	5,900	14	20
type d h = 15 cm L = 60 cm L = 30 cm	Zône A	8,010	3,100	3,240	270	10	4,139	3,101	2,550	8	12
	Zône B	13,799	3,100	5,595	330	10	6,659	1,821	4,398	12	16
	Zône C	18,242	3,101	7,395	360	14	8,536	2,621	5,814	14	20

- $\phi_1$  diamètre des boulons d'âme
- $\phi_2$  " " " de semelles.



Assembly N° 4								Assembly N° 5				
type	Region	$M_{max}$ t.m	$N_{casp}$ t	$T_{max}$ t	Profile IPE	$\phi_b$ mm	$a$ Sandow mm	$M_{max}$ t.m	$N_{casp}$ t	$T_{max}$ t	$\phi_b$ mm	$a$ Sandow
type b $l=20$ $L=60$	Zone A	14,975	1,161	4,361	360	20	10	6,922	1,761	1,155	10	7 mm
	B	25,829	3,037	7,240	400	24	12	11,938	3,037	=	=	=
	C	34,133	4,014	9,942	450	30	16	15,776	4,014	=	=	=
type c $l=20$ $L=60$ $L=30$	A	14,038	1,761	4,269	360	20	10	6,932	1,853	0,990	=	=
	B	24,235	3,635	7,365	400	24	12	11,958	3,195	=	=	=
	C	32,027	3,635	9,735	450	30	16	15,803	4,226	=	=	=
type d $l=20$ $L=60$	A	15,365	2,043	4,211	360	20	10	16,984	2,043	1,147	=	=
	B	24,691	3,523	7,265	400	24	12	11,801	3,524	=	=	=
	C	32,628	4,656	9,599	450	30	16	15,995	4,656	=	=	=
type b $l=12$ $L=60$	A	6,248	2,746	2,743	270	12	7					
	B	10,161	2,746	4,732	300	16	8					
	C	13,400	2,746	6,253	330	20	10					
type c $l=12$ $L=60$	A	5,400	0,627	2,68	240	12	7					
	B	9,419	1,082	4,623	300	16	8					
	C	12,451	1,430	6,109	330	20	10					

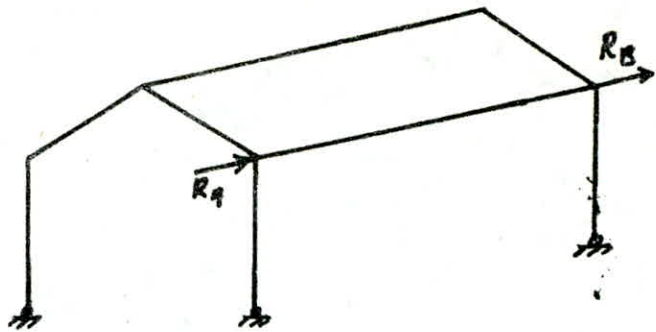


# Assemblages Poutres-Sablières

type a  $h = 15\text{m}$   $L = 60\text{m}$

$$R_B = 34,17\text{kg}$$

(traction des boulons)

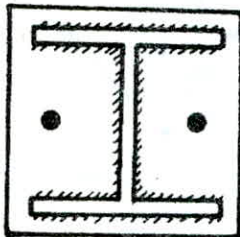


Sablière HEA 100

$$T = \frac{4}{3} q \frac{L}{2} = 66,8\text{kg}$$

Calcul des boulons:

$$1,25 \frac{N}{A_r} \leq \sigma_{en} \quad \text{et} \quad \frac{\sqrt{N^2 + 2,36T}}{A_r} \leq \sigma_{en}$$



$$N^* = \frac{N}{2} = 1708,4\text{kg}$$

$$T^* = \frac{T}{2} = 33,4\text{kg}$$

$$A_r \geq \frac{1,25N}{\sigma_{en}} = 1,78\text{cm}^2$$

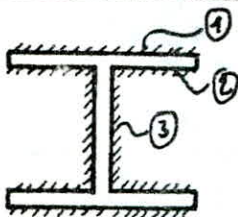
On prend:  $2\phi 14$

Vérification:

$$1,25 \frac{N^*}{A_r} = 1857,06\text{kg/cm}^2 < 2400\text{kg/cm}^2$$

$$\frac{\sqrt{N^{*2} + 2,36T^{*2}}}{A_r} = 1486,32\text{kg/cm}^2 < 2400\text{kg/cm}^2$$

Calcul des Soudures:



$$h = 96\text{mm}$$

$$e_s = 8\text{mm}$$

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

$$e_a = 5\text{mm}$$

$$a = 7\text{mm}$$

$$a_x = 6,4\text{mm}$$

$$l_1 = 100 - 2 \times 7 = 86\text{mm}$$

$$l_2 = \frac{100 - 5}{2} - 2 \times 7 = 33,5\text{mm}$$

$$l_3 = 96 - 2 \times 8 - 2 \times 7 = 66\text{mm}$$

$$\sum l_i a_x = 2 \times 6,4 (86 + 66 + 2 \times 33,5) = 2803,4\text{mm}^2$$

Effet de N:

$$1,18 \frac{2417}{28,03} = 1,18 \frac{86,27}{28,03} = 143,8 \text{ kg/cm}^2$$

Effet de N, T

$$\sqrt{1,4 \left( \frac{N}{\sigma_{li,aa}} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{T}{\sigma_{t_3,aa}} \right)^2} = 145 \text{ kg/cm}^2 < 2600 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les autres cas on donne les résultats

type	$l_m$	$N_{max}$ $R_y$	Connexions
a	20	4147	2 $\phi$ 14
b	15	6834	2 $\phi$ 18
	20	8295	2 $\phi$ 20
	12	5467	2 $\phi$ 16
c	15	10251	2 $\phi$ 22
	20	12442	2 $\phi$ 24
	12	8200	2 $\phi$ 20
d	15	13668	2 $\phi$ 24
	20	16589	2 $\phi$ 26

toutes les soudures  
avec :  $a = 7 \text{ mm}$

Pour  $L = 60 \text{ m}$  et  $L = 30 \text{ m}$  c'est le même Assemblage (même N)



## II BASE DES POTEAUX

La base du poteau a pour rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau par l'ensemble des charges et surcharges.

Le poteau repose sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en béton auquel il est ancré par des boulons à scellement.

Cas N°1  $h=20m$   $L=60m$

Zône A : IPE 360  $N=5,897t$

Dimensionnement de la platine:

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

$$\frac{N}{S} = \frac{N}{a \cdot b} \leq \delta \bar{\sigma}'_b$$

$\delta$ : coefficient de majoration qui est fonction des dimensions du massif.

$$1 \leq \delta \leq 4 \text{ on prend } \delta = 1$$

$$S = a \cdot b \geq \frac{N}{\delta \bar{\sigma}'_b} \quad a \cdot b \geq \frac{5,897 \cdot 10^3}{1 \times 67,5} = 87,36 \text{ cm}^2$$

$$a = 27 \text{ cm} \quad b = 46 \text{ cm}$$

Epaisseur de la platine:

on prend une console de 1 cm de large

$$\frac{M}{W} \leq \sigma_{en} \quad M = q \cdot \frac{c^2}{2} \quad W = 1 \cdot \frac{e^2}{6}$$

$$\frac{M}{W} = \frac{3qc^2}{e^2} \leq \sigma_{en} \Rightarrow e \geq c \sqrt{\frac{3 \cdot q}{\sigma_{en}}}$$

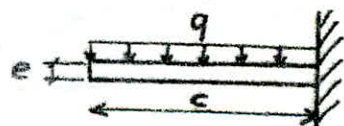
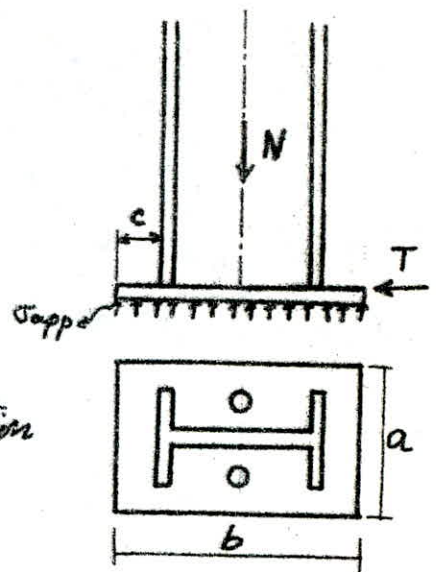
$$\sigma_{app} = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{5,897 \cdot 10^3}{27 \times 46} = 4,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \sigma_{app} \times 1 = 4,75 \text{ kg/cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 4,75}{2400}} \times 5 = 0,38 \text{ cm}$$

On prend  $e = e_{min} = 1,5 \text{ cm}$  (pratique)

On trouve le même résultat si on considère une excentricité de  $N$



Pour les autres cas on donne directement les résultats.

$P$ : nombre de portique dans le sens transversal

$l$ : portée d'un portique.

Cas	Zones de la Neige		
	A	B	C
P1 P20 L60	27 x 46 x 1,5	27 x 46 x 1,5	29 x 55 x 1,5
P1 P15 L60	27 x 46 x 1,5	27 x 46 x 1,5	27 x 46 x 1,5
P2 P12 L60	24 x 37 x 1,5	25 x 40 x 1,5	26 x 43 x 1,5
P2 P15 L60	24 x 37 x 1,5	26 x 43 x 1,5	27 x 46 x 1,5
P2 P20 L60	27 x 46 x 1,5	29 x 55 x 1,5	29 x 55 x 1,5
P3 P12 L60	22 x 34 x 1,5	25 x 40 x 1,5	26 x 43 x 1,5
P3 P15 L30	24 x 37 x 1,5	26 x 43 x 1,5	27 x 46 x 1,5
P3 P15 L60	24 x 37 x 1,5	26 x 43 x 1,5	27 x 46 x 1,5
P3 P20 L30	27 x 46 x 1,5	29 x 55 x 1,5	29 x 55 x 1,5
P3 P20 L60	27 x 46 x 1,5	29 x 55 x 1,5	29 x 55 x 1,5
P4 P15 L60	24 x 37 x 1,5	26 x 43 x 1,5	27 x 46 x 1,5
P4 P20 L60	27 x 46 x 1,5	28 x 50 x 1,5	29 x 55 x 1,5

Verification des soudures :

(Pour la gaine A: poteau P1 P20) IPE 360

$$a = 7 \text{ mm} \quad ad = 5,4 \text{ mm}$$

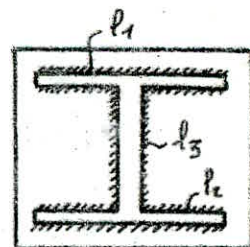
$$N_{\text{max}} = 8,964 \text{ t}$$

$$T_{\text{max}} = 2,947 \text{ t}$$

$$l_1 = b - 2a = 170 - 2 \times 7 = 156 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b - e_a}{2} - 2a = \frac{170 - 8}{2} - 2 \times 7 = 67 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2e_s - 2a = 360 - 2 \times 12,7 - 2 \times 7 = 320,6 \text{ mm}$$





$$\sqrt{1,4 \left( \frac{N}{\Sigma l_{a\alpha}} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{T}{2l_3\alpha} \right)^2} \leq \sigma_c$$

$$\Sigma l_{a\alpha} = 2a\alpha (l_1 + 2l_2 + l_3) = 7815,68 \text{ mm}^2$$

$$2l_3\alpha = 4103,68 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{\left( \frac{8,964 \cdot 10^3}{7815,68} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{2947 \cdot 10^3}{4103,68} \right)^2} = 1,74 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2$$

- Vérifié -

Avec le même procédé on trouve que  $a = 7 \text{ mm}$  vérifie toutes les soudures à la base des poteaux

## TIGES D'ANCRAGES (5.123.1 C1766)

La section des boules d'ancrage est déterminée à l'anchorage. Les efforts transversaux doivent être transmis au massif de fondation directement par la plaque d'assise (frottement)

Cas 1  $l = 20 \text{ m}$

$$N = 2,612 \text{ t (traction due au vent)}$$

$$1,25 \frac{N}{A_r} \leq \sigma_c \Rightarrow A_r \geq 1,25 \cdot \frac{2,612 \cdot 10^4}{2400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

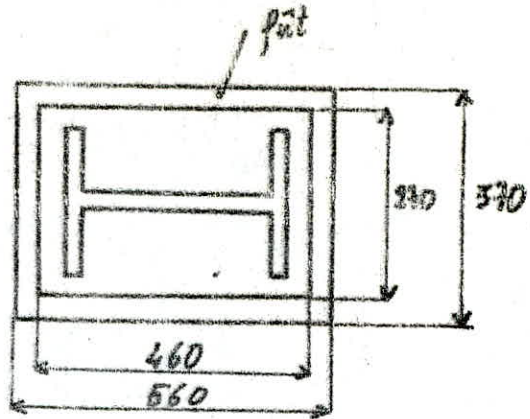
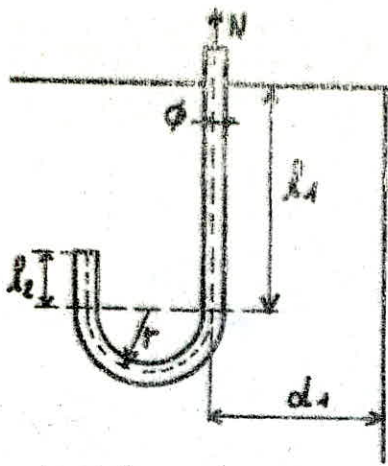
$$\text{On prend } 2\phi 12 \rightarrow A_r = 1,68 \text{ cm}^2$$

Vérification de T:

Le béton résiste mal à la pression diamétrale des boules on ne peut compter sur eux pour transmettre les efforts transversaux. La transmission par la plaque d'assise peut se faire par épaulement sur le béton ou par frottement.

$$T \leq 0,4 N \quad (\text{CCBA 75, 30.3})$$

Vérification de la résistance de la liaison acier-béton



$$r \geq 3\phi$$

$$l_2 \geq 2\phi$$

Débourdement du fût de 5 cm dans le cas d'une réservation dans le fût pour les tiges d'ancrage (si non 3 cm coulage entier)

$\bar{N}$ : effort normal de traction admissible.

$$\bar{N} = 0,1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \left( \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{d_1}} \right)^2 (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

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

$d_1 = 100 \text{ mm}$

$l_1 = 400 \text{ mm}$   $r = 60 \text{ mm}$   $l_2 = 50 \text{ mm}$

$$\bar{N} = 2,93 \text{ t} > 2,61 \text{ t}$$

Remarque:

Pour tous les poteaux de rive l'effort tranchant n'est pas vérifié ( $T > 0,4N$ ) donc il faut souder sous la platine de chaque poteau une cornière pour reprendre T

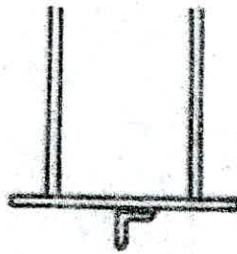


Tableau donnant tous les résultats du calcul des tiges d'ancrage.



Cas	Nom (t)	$A_v > \frac{1,25N}{\sigma_s}$ cm <sup>2</sup>	t <sub>g</sub> geschäi	L <sub>1</sub> mm	r mm	L <sub>2</sub> mm
P1 L 20 L 60	2,612	1,36	2 Ø 12	400	60	30
P1 L 15 L 60	3,421	1,79	2 Ø 14	450	70	40
P2 L 12 L 60	3,441	1,80	2 Ø 14	450	70	40
P2 L 15 L 60	4,484	2,33	2 Ø 16	500	80	40
P2 L 20 L 60	6,266	3,26	2 Ø 18	500	100	80
P3 L 12 L 60	2,426	1,26	2 Ø 12	400	60	40
P3 L 15 L 30	4,543	2,37	2 Ø 16	500	80	40
P3 L 15 L 60	4,543	2,37	2 Ø 16	500	80	40
P3 L 20 L 30	6,135	3,20	2 Ø 18	500	100	80
P3 L 20 L 60	6,135	3,20	2 Ø 18	500	100	80
P4 L 15 L 60	4,549	2,37	2 Ø 16	500	80	40
P4 L 20 L 60	4,385	2,28	2 Ø 16	500	80	40

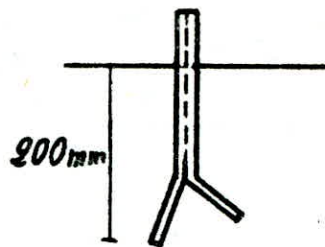
### BASE DES POTELETS :

Tous les potelets IPE 240

On prend des platines : 22 x 34 x 10

Soudures : 7 mm

Il n'y a pas d'arrachement dans les potelets donc on met des tiges à scellement droit de longueur



# FONDATEIONS

## 1. conception

Les fondations seront de type : fondations superficielles qui reposent directement sur le sol à profondeur réduite, elles transmettent les efforts horizontaux et verticaux par l'intermédiaire de leurs surfaces portantes.

On opte pour des semelles isolées mesurée à 1,50 m.

## 2. Caractéristiques des matériaux utilisés.

### - Béton :

Béton est dosé à 350 kg / m<sup>3</sup> de ciment

ciment de classe 325 à contrôle atténué

résistance nominale de compression :  $\sigma_{28}' = 270 \text{ bars}$

" " " traction :  $\sigma_{28} = 23,2 "$

contraintes admissibles	sans SP1	sans SP2
compression : $\bar{\sigma}_{b0}' \text{ bars}$	67,5	104,3
Flexion : $\bar{\sigma}_b' \text{ bars}$	135	205,5
traction : $\bar{\sigma}_b \text{ bars}$	5,8	8,7

### - Aciers :

aciers à haute adhérence :

Nuence  $F_{E} E 40 \quad \phi < 20 \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$  contraintes admissibles de traction sans SP.

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  " " " " " SP.

aciers doux :

Rond lisse de Nuence  $F_{E} E 24 \quad \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$  contraintes admissibles de traction sans SP.

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400$  " " " " " SP.

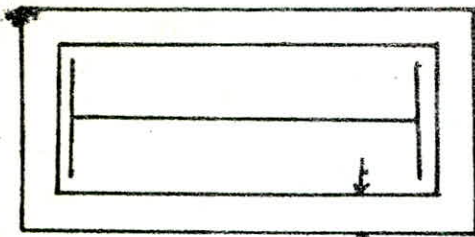
## 3. Calcul des semelles :

On calculera les semelles de la construction type C avec  $l = 20 \text{ m}$



Zone B (neige); Zone II Seisme.

② Semelle du poteau de rive - courant:



Section de la platine:  $29 \times 55$  (cm)

Section du Fût :  $(29 + 5)(55 \times 5)$   
 $34 \times 60$  cm<sup>2</sup>

On prendra un Fût de dimensions  
 $35 \times 60$  cm<sup>2</sup>

- Dimensionnement de la sous face de la semelle

- Sollicitations

1<sup>er</sup> genre:  $SP_1 = G + 1,2P$

G: charge permanente

$SP'_1 = G + P + S_c$

P: surcharges d'exploitations

2<sup>eme</sup> genre:  $SP_2 = G + 1,5P + 1,5 S_c$   $S_c$ : " climatiques normales

$SP'_2 = G + P + \gamma_w W$

W: " " extremes

$SP''_2 = G + P + SI$

SI: seisme

d'après le tableau des efforts (voir annexes page ) on tire les sollicitations:

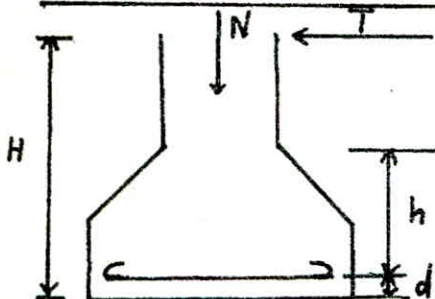
1<sup>er</sup> genre:  $N = 1,812 + 3,256 - 2,307 = 2,761$  t

$T_{casp} = 1,959$  t

2<sup>eme</sup> genre:  $N = 1,885 + 1,5(3,256 - 2,307) = 3,308$  t

$T_{casp} = 0,812 + 1,5(1,402 + 0,305) = 3,372$  t

- calcul de la semelle sous  $SP_1$

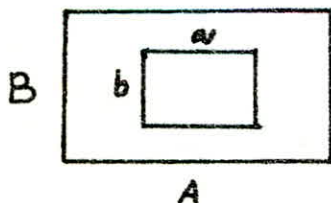


$H = 1,50$  m

$N = 2,761$  t

$T_{casp} = 1,959$  t

$M = T \cdot H = 2,938$  t.m (Moment de renversement à la base de la semelle)



### Prédimensionnement:

On suppose une variation trapézoïdale des contraintes afin de maintenir l'équilibre statique de la semelle.

On écrit que les dimensions A et B sont telles que:  $\sigma(\frac{A}{4}) \leq \bar{\sigma}_s$  ①

on prendra A et B dans le même rapport que a et b

$$\frac{b}{a} = \frac{B}{A} \Rightarrow B = \frac{b}{a} A$$

$$B = \frac{7}{12} A$$

$$\sigma(\frac{A}{4}) = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot y \quad \text{avec} \quad y = \frac{A}{4}$$

$$S = A \times B ; \quad I = B \cdot \frac{A^3}{12} = \frac{7}{12} A \cdot \frac{A^3}{12} = 0,048 A^4$$

$$\sigma(\frac{A}{4}) = \frac{N}{0,58 A^2} + \frac{M}{0,048 A^4} \cdot \frac{A}{4}$$

La relation 1 devient:

$$1,5 \geq \frac{4,76 \cdot 10^3}{A^2} + \frac{1530 \cdot 10^3}{A^3}$$

On résout cette inéquation on trouve  $A \geq 112 \text{ cm}$ .

$$\text{On prend } \begin{cases} A = 115 \text{ cm} \\ B = \frac{7}{12} \cdot 115 = 67,8 \text{ cm} \end{cases}$$

- hauteur de la semelle:

$$h \geq \frac{A-a}{4} = 13,75 \text{ cm} \quad \text{on prendra } \underline{h = 15 \text{ cm}}$$

- verification de cette fondation:

$$\text{Poid de la semelle: } 1,15 \times 0,70 \times 0,20 \times 2,5 = 0,402 \text{ t}$$

$$\text{" du Fût : } 1,30 \times 0,60 \times 0,35 \times 2,5 = 0,682 \text{ t}$$

$$\text{" Remblai : } 2 \times (1,15 - 0,6) \times 1,30 \times 1,80 = \underline{2,574 \text{ t}}$$

$$N = 3,658 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = 3,658 + 2,761 = 6,419 \text{ t}$$

$$M = 2,938 \text{ t}$$

La relation 1 donne  $A = 125 \text{ cm}$  avec  $N_{\text{tot}}$  et  $M$ .

$$B = 75 \text{ cm}$$

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

- Verification sous SP2



$$N = 3,308 + 3,658 = 6,966 \text{ t}$$

$$M = 5,058 \text{ t.m}$$

- verification de la stabilite':

$$\text{excentricite' } e_0 = \frac{M}{N} = 0,72 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{A}{4} = 0,31 \text{ m}$  la stabilite' n'est pas verifie'e.

On augmente les dimensions A et B on prendra  $\begin{cases} A = 200 \text{ cm} \\ B = 150 \text{ cm} \end{cases}$

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right)$$

$$h \geq \max(35; 28,75) \Rightarrow h = 35 \text{ cm et } h_t = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Poid de la fondation: } 2 \times 1,5 \times 0,4 \times 2,5 + 1,1 \times 0,6 \times 0,35 \times 2,5 = 3,577 \text{ t}$$

$$\text{" du remblai: } 1,1 \times 1,4 \times 1,5 \times 1,8 = 4,158 \text{ t}$$

$$N_T = 3,308 + 3,577 + 4,158 = 10,773 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_T} = 0,47 \text{ m} < \frac{A}{4} = 0,50 \text{ m}$$

la stabilite' est verifie'e.

- Ferraillage sous SP<sub>1</sub>:

$$N_T = 2,761 + 7,735 = 10,496 \text{ t}$$

$$M = 2,938 \text{ t.m}$$

contraintes dans le sol:  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$  avec:  $v = \frac{A}{2} = 1 \text{ m}$

$$\sigma_1 = 0,64 \text{ kg/cm}^2 \quad I = \frac{BA^3}{12} = 1 \text{ m}^4$$

$$\sigma_2 = 0,06 \text{ kg/cm}^2 \quad S = A \cdot B = 3 \text{ m}^2$$

Pour le Ferraillage on utilisera la methode des bielles:

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 0,49 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

effort equivalent:  $N = \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \cdot A \cdot B = 14,7 \text{ t}$

d'ou on tire:  $A'_{//} = \frac{N(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 2,63 \text{ cm}^2$

$$B'_{//} = \frac{N(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 2,15 \text{ cm}^2$$

On choisira pour les armatures:  $A'_{//}$ : 6T12  $\Rightarrow A'_{//} = 6,78 \text{ cm}^2$   $t = 28 \text{ cm}$

$t$ : espacement.  $B'_{//}$ : 8T10  $\Rightarrow B'_{//} = 6,28 \text{ cm}^2$   $t = 27 \text{ cm}$

- vérification des armatures sous  $S P_2$ .

contraintes :  $\sigma_1 = 0,36 + 0,51 = 0,86 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 0,36 - 0,51 = -0,15 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma(\frac{A}{4}) = 0,61 < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s$

effort équivalent :  $N = \sigma(\frac{A}{4}) \cdot B \cdot A = 18,3t$

$A'_{II} = \frac{N(A-a)}{8h\bar{\sigma}_s} = 3,27 \text{ cm}^2 < 6,78 \text{ cm}^2$

$B'_{II} = \frac{N(B-b)}{8h\bar{\sigma}_s} = 2,68 \text{ cm}^2 < 6,28 \text{ cm}^2$

les sections d'armatures choisies sont suffisantes.

- vérification de l'adhérence :

Pour éviter de mettre des crochets aux extrémités des barres on doit

vérifier :  $\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d$  ce qui revient à vérifier :  $\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot A$

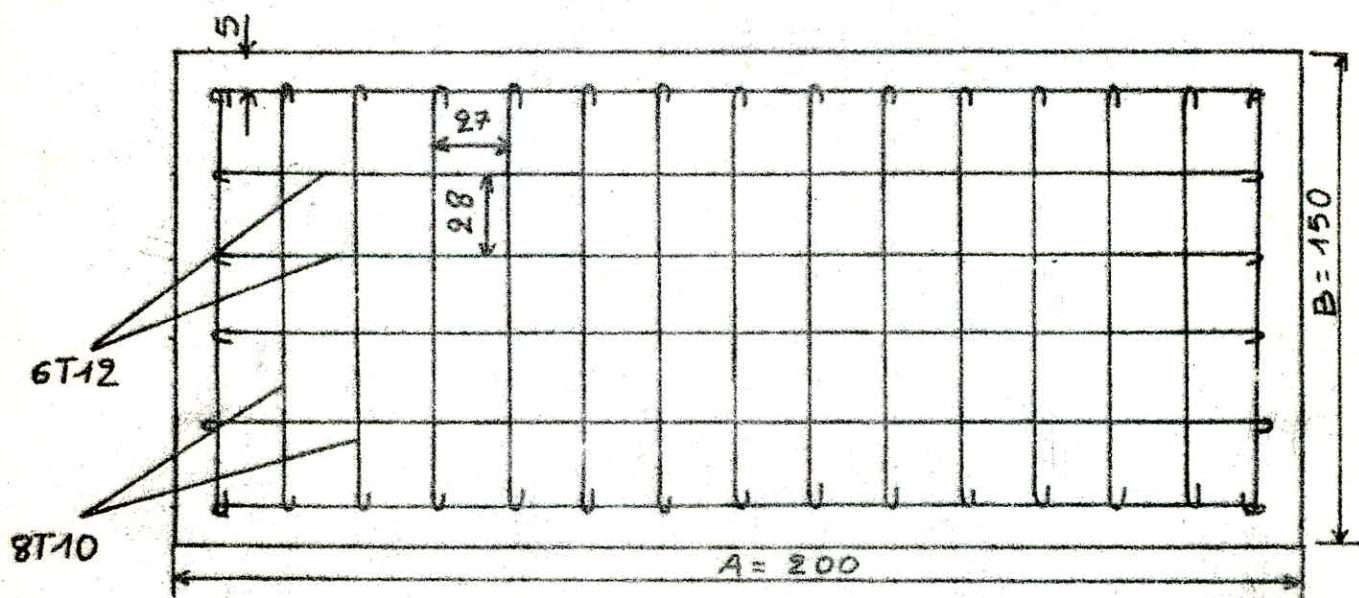
$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 16,31 \text{ kg/cm}^2$       $\psi_d = 1,5$  pour HA

Pour  $A'_{II}$  :  $\phi \leq \frac{16,31}{2800} \cdot 200 = 1,16 \text{ cm}$

$1,2 < 1,16$  on mettra des crochets.

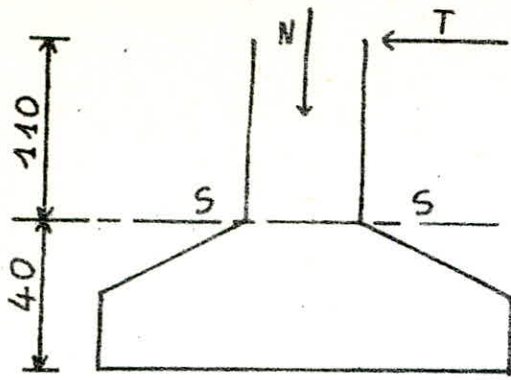
Pour  $B'_{II}$  :  $\phi \leq \frac{16,31}{2800} \cdot 150 = 0,87 \text{ cm}$

$\phi = 1 > 0,87$  on mettra des crochets.

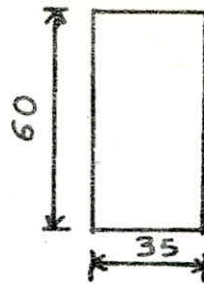




Ferraillage des Fuit:



Section S-S est la plus sollicitée:



$$N = 3,308 + 1,1 \times 0,35 \times 0,6 \times 2,5$$

$$N = 3,885 \text{ t}$$

$$T = 3,372 \text{ t}$$

$$M = 3,709 \text{ t}$$

La section S-S est sollicitée en Flexion composée.

excentricité:  $e_0 = \frac{M}{N} = 95,4 \text{ cm}$

$$e_a = \frac{h_t}{10} = 10$$

$e_0 > \frac{h_t}{10}$  on a une section partiellement comprimée.

- calcul du moment fictif:

$$M_b = N \cdot f \quad \text{avec} \quad f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 120,4 \text{ cm}$$

$$M_b = 4,674 \text{ t.m} \quad \text{moment / au CDG des armatures tendues.}$$

- Détermination des sections d'aciers:

$$\bar{\lambda} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,42$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\lambda}{3} = 0,86$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \lambda \cdot \bar{\gamma} = 24,38$$

$$MRB = \bar{K} b h^2 = 24,38 \cdot 35 \cdot 55^2 = 25,81 \cdot 10^5 \text{ kg/cm} = 25,81 \text{ t.m.}$$

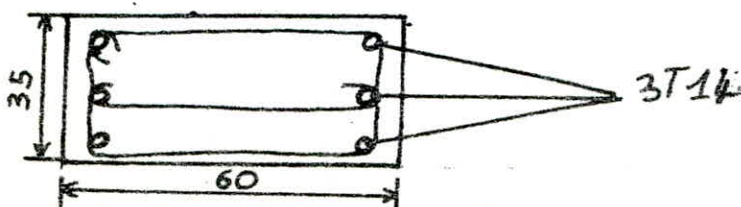
$$MRB > M_b \Rightarrow A'_1 = 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{4,674}{0,86 \cdot 55 \cdot 2800} = 3,53 \text{ cm}^2 \quad (\text{section fictif})$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,14 \text{ cm}^2 \quad (\text{section réelle}).$$

$$A_{min} = \frac{\omega b h_t}{100} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A \Rightarrow$  on prendra  $A_{min} = A$  on choisira 3T14



Armatures transversales:

$$T_{max} = 3,372 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 2 \text{ kg/cm}^2 \quad z = \frac{7}{8} h = 48,1 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b > \sigma_b$  on a des armatures transversales droites.

- espacement des cadres:

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{2}{9 \cdot 5,8}\right) \cdot 2400 = 2308 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sans reprise de bétonnage}$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0} \quad \text{on mettra des } \phi 6 \text{ pour les cadres (3 } \phi 6) \quad A_t = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{0,84 \cdot 2308}{2 \times 35} = 27,69 \text{ cm}$$

espacement admissible:  $\bar{t}$

$$\bar{t} = \max(t_1, t_2) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} t_1 = 0,2h = 11 \text{ cm} \\ t_2 = 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \cdot 2h = 36 \text{ cm} \end{cases}$$

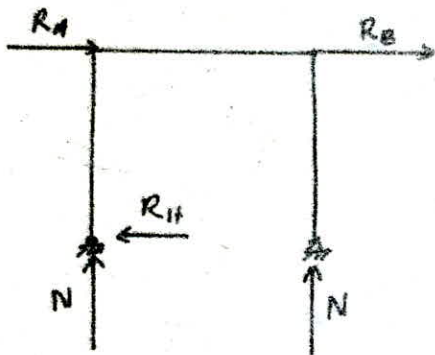
$$\bar{t} = 36 \text{ cm}$$

on doit avoir  $t < \bar{t}$  on adoptera  $t = 20 \text{ cm}$

⑥ Poteau de rive + contreventement:

- Détermination des effets sur la fondation.

\* - sens  $\perp$  au portique:



$R_A, R_B$  effets ramené par la stabilité

$$R_A = 2,18 \text{ t} \quad (\text{vent normal})$$

$$R_B = 2,79 \text{ t}$$

Reactions au niveau de la base du poteau.

$$N = \pm 5,10 \text{ t}$$

$$R_H = 4,94 \text{ t}$$

combinaisons:

Sous  $SP_1$ :  $N = G + P + S_c$  on a  $G = 0$ ;  $P = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \pm 5,10 \text{ t} \\ T = 4,94 \text{ t} \end{array} \right.$$





On prend comme dimensions  $A = 300 \text{ cm}$  et  $B = 200 \text{ cm}$ ;  $h_e = 65 \text{ cm}$

Poid de la Fondation:  $3 \times 2 \times 0,65 \times 2,5 + 0,35 \times 0,6 \times 0,85 \times 2,5 = 10,196 \text{ t}$

" du remblai:  $0,85 \times 2,40 \times 1,8 \times 2 = 7,344 \text{ t}$

$$N = -2,339 + 17,54 = 15,201 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,49 < 0,75 \text{ cm. vérifié.}$$

Vérification sous SP2:  $M = 7,41 \times 1,5 = 11,115 \text{ t.m}$

$$N = -4,342 + 17,54 = 13,198 \text{ t.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,84 > \frac{A}{4}$$

on prendra  $A = 300 \text{ cm}$   $B = 220 \text{ cm}$ .

$$N = -2,339 + 11,171 + 8,078 = 16,909 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,74 < \frac{A}{4} = 0,75 \text{ stabilité vérifiée.}$$

- vérification des contraintes sous SP1:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{avec } v = 1,5 \text{ m}; I = 4,95 \text{ m}^4, S = 6,6 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = 0,25 \pm 0,22 \quad \begin{array}{l} \sigma_1 = 0,47 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,03 \text{ "} \end{array}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = 0,36 < 1,5 \quad \text{c'est vérifié.}$$

sous SP2

$$\begin{array}{l} \sigma_1 = 0,22 + 0,33 = 0,56 \\ \sigma_2 = 0,22 - 0,33 = -0,10 \end{array}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = 0,39 < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s \quad \text{c'est vérifié.}$$

- calcul des armatures sous SP1

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = 0,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{effort équivalent: } N = \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \cdot B \cdot A = 23,76 \text{ t}$$

$$\text{d'axe en ligne: } A'_{//} = \frac{N(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 4,24 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisira } 8T12 \quad \begin{array}{l} A'_{//} = 9,04 \text{ cm}^2 \\ t = 30 \text{ cm} \end{array}$$

$$B'_{//} = \frac{N(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 3,27 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisira } 11T10 \quad \begin{array}{l} B'_{//} = 8,63 \text{ cm}^2 \\ t = 29 \text{ cm} \end{array}$$

- Vérification sous SP2:

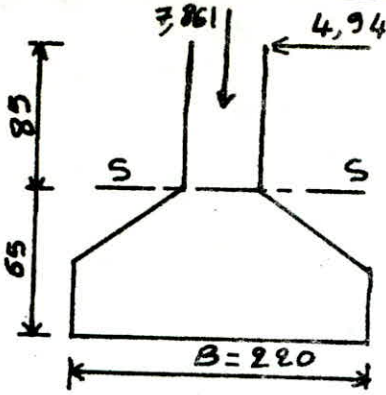
$$\text{effort équivalent: } \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \cdot A \cdot B = 25,74 \text{ t.}$$

$$A'_{//} = \frac{N(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 4,59 < 9,04 \text{ cm}^2$$

$$B'_{//} = \frac{N(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 3,54 < 8,63 \text{ cm}^2.$$



Ferraillage du Fût sous SP1



$$N_T = 3,861 + 0,85 \times 0,35 \times 0,6 \times 2,5 = 8,307 \text{ t}$$

$$M = 4,94 \times 0,85 = 4,199 \text{ t.m.}$$

la section sera calculée en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,505 \text{ m}$$

$$e_a = \frac{35}{6} = 5,8 \text{ cm}$$

$e_0 > e_a$  section partiellement comprimée.

- calcul du moment fictif:

$$db = N \cdot f \text{ avec } f = e_0 + \frac{h_T}{2} - d = 50,5 + \frac{35}{2} - 5 = 63 \text{ cm}$$

$$db = N \cdot f = 5,23 \text{ t.m}$$

$$MRB = \bar{k} b h^2 = 24,38 \cdot 60 \cdot 30^2 = 13,16 \text{ t.m} > db \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

$$A_1 = \frac{db}{\bar{\sigma}_s \bar{\sigma}_a} = \frac{5,23 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 30 \cdot 2800} = 7,24 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 4,27 \text{ cm}^2 \text{ on choisira } 3T14 \quad A = 4,62 \text{ cm}^2$$

verification sous SP2:

$$N_T = 11,40 \text{ t}$$

$$M = 6,298 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,55 > 0,05$$

- calcul du moment fictif:

$$db = 7,184 \text{ t.m.} > MRB \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

$$A_1 = \frac{db}{\bar{\sigma}_s \bar{\sigma}_a} = 9,94 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5,86 \text{ cm}^2 \quad 3T14 \text{ ne sont pas suffisant. on prendra } \underline{3T16}$$

armatures transversales sous SP1

$$T = 4,94 \text{ t.} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4,94}{60 \cdot \frac{2}{3} \cdot 30} = 3,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ armatures droites.}$$

espacement des cadres:

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\right) \cdot \bar{\sigma}_{at} = 2358 \text{ kg/cm}^2 \text{ sans reprise de bétonnage.}$$

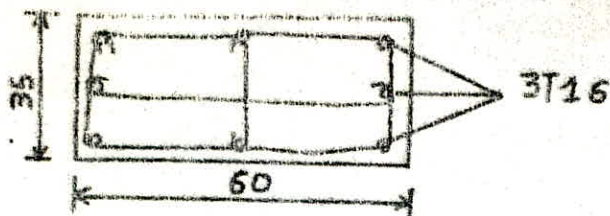
pour  $A_t = 306$ .

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0} = 11 \text{ cm.}$$

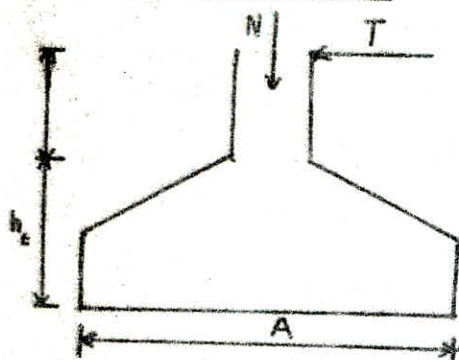
$$T = \max(t_1, t_2) \text{ avec } t_1 = 0,2h = 12 \text{ cm}$$

$$t_2 = 57 \text{ cm.}$$

on prendra t = 20 cm.



⊙ Semelle du potelet.



$N = 1,013 \text{ t}$

$T = 1,149 \text{ t (Vent normal)}$

$M = 1,723 \text{ t.m}$

section du fût:  $30 \times 40 \text{ cm}^2$

} voir calcul du potelet.

- Prédimensionnement:  $A = 160 \text{ cm}$   $B = 120 \text{ cm}$   $h_t = 35 \text{ cm}$

P.P de la fondation:  $2,025 \text{ t}$

P.P du remblais:  $3,726 \text{ t}$

P.P total:  $5,751 \text{ t}$

$N_T = 5,751 + 1,013 = 6,764 \text{ t}$

$e_0 = \frac{M}{N_T} = 25 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 40 \text{ cm}$  est vérifié.

- contraintes dans le sol:

$\sigma_{12} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$  avec  $v = 80 \text{ cm}$ ;  $I = 4,10 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$ ;  $S = 1,92 \cdot 10^6 \text{ cm}^3$

$\sigma_1 = 0,39 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = -0,28 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma(\frac{A}{4}) = 0,22 < \bar{\sigma}_s$

- calcul des armatures:

effort équivalent:  $N = \sigma(\frac{A}{4}) \cdot A \cdot B = 4,224 \text{ t}$

$A'_{II} = \frac{N(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = 0,75 \text{ cm}^2$

$B'_{II} = \frac{N(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 0,56 \text{ cm}^2$

choix des armatures:

$A'_{II}$ : 5T12

$A'_{II} = 5,65 \text{ cm}^2$

$t = 27,5 \text{ cm}$

$B'_{II}$ : 5T10

$B'_{II} = 4,71 \text{ cm}^2$

$t = 30 \text{ cm}$

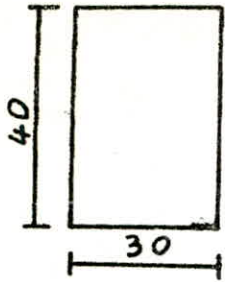
- Ferraillage du fût:

$N = 1,013 + 0,345 = 1,358 \text{ t}$

$T = 1,149 \text{ t}$

$M = 1,562 \text{ t.m}$





$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,15 \text{ m}$$

$$e_a = \frac{h_t}{6} = 0,06 \text{ m}$$

$$e_0 > e_a$$

section partiellement comprimée.

moment fictif:  $N \times f$  avec  $f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 1,30 \text{ m}$ .

$$d_b = 1,358 \times 1,30 = 1,765 \text{ t.m}$$

$$MRB = \bar{k} b h^2 = 9,48 \text{ t.m}$$

$$MRB > d_b \Rightarrow A'_1 = 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{d_b}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,61 \text{ cm}^2 \text{ on choisira } 2T14 \quad \underline{A = 3,08 \text{ cm}^2}$$

- Armatures transversales:

$$T = 1,149 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

armatures droites.

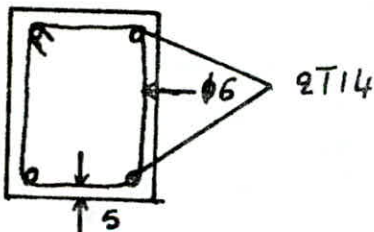
espacement des cadres:  $\bar{\sigma}_{at} = 2342 \text{ kg/cm}^2$  sans reprise de bétonnage.

$$\text{Pour } A_c = 2\phi 6$$

$$t = \frac{A_c \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\bar{\sigma}_b} = 35 \text{ cm}$$

$$t = \max(t_h, t_v) = \max(7; 34, 35) = 36,5 \text{ cm}$$

on prendra  $\underline{t = 20 \text{ cm}}$ .



- Longrines: On doit calculer nos longrines pour résister à la traction sous l'action d'une force égale  $\frac{N}{10}$  avec  $N$  la force axiale des poteaux en question. On vérifie le ferrailage minimum donné par le RPA 4T12 ou 4T14 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

$$N_{max} = 7,861 \text{ t (poteau + contreventement)}$$

$$\text{résistance des aciers en traction: } \frac{N}{10} \leq \bar{\sigma}_a$$

$$A \geq \frac{\bar{\sigma}_a \cdot 10}{N} = 3,56 \text{ cm}^2$$

On prendra 4T12  $\underline{A = 4,52 \text{ cm}^2}$

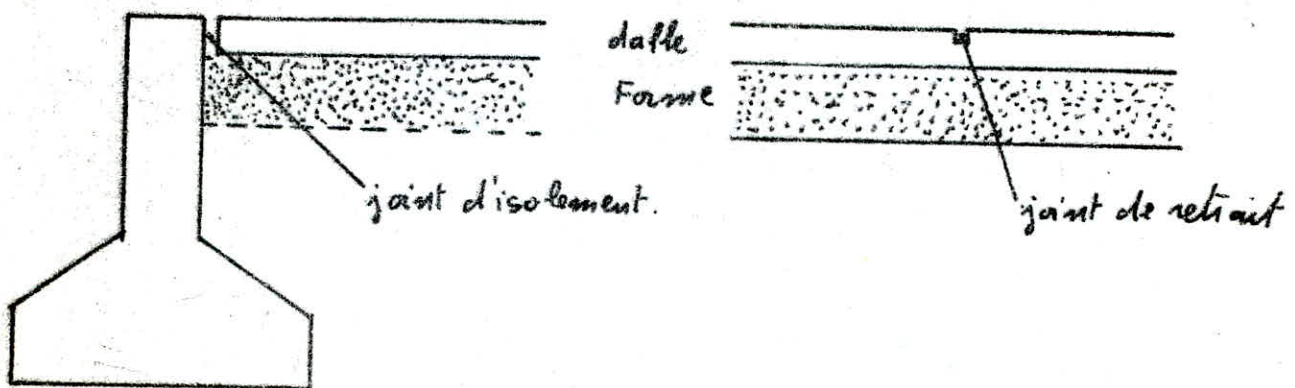
On respectant les obligations minimales données par le RPA on adoptera une longueur 30x30 avec des cadres espacés de 20cm.

- Dallage: le dallage est constitué de :

- La forme: Elle posée sur le sol, qui a été déjà décapé de toute terre végétale et nivelé, elle constitue l'apaise du dallage. cette forme sera réalisée en tant venant.

- corps: l'interposition entre la forme et la dalle sera une feuille de Polyenne. le corps est constitué par une dalle d'épaisseur 15 cm avec des armatures en treillis soudés  $\phi 6$  disposés suivant deux nappes [maille 150. 150].

- joints: On mettra des joints d'isollements qui s'éparent le dallage des parties de la construction fondées indépendamment (longrines; Futs). On mettra des joints de retrait disposés de manière à délimiter les panneaux de  $(6 \times 5) m^2$ .





## BIBLIOGRAPHIE

Règles de CM66

Règles de NV65

Règles P.A 81

Règles CCBA 68

Guide pratique de CM . . . . . Daussy

Construction métallique . . . . . Kienert

Construction métallique . . . . . Ernest Gustin

Cours de CM . . . . . Chorian

Cours de BA . . . . . Belazougui

Il a été fait un large usage des documents techniques diffusés par:

C.T.C organisme de contrôle technique de la construction.

O.T.U.A office technique pour l'utilisation de l'acier.

