

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

22/87

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **GENIE CIVIL**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**  
.....

**BATIMENT  
D'HABITATION  
R + 4**

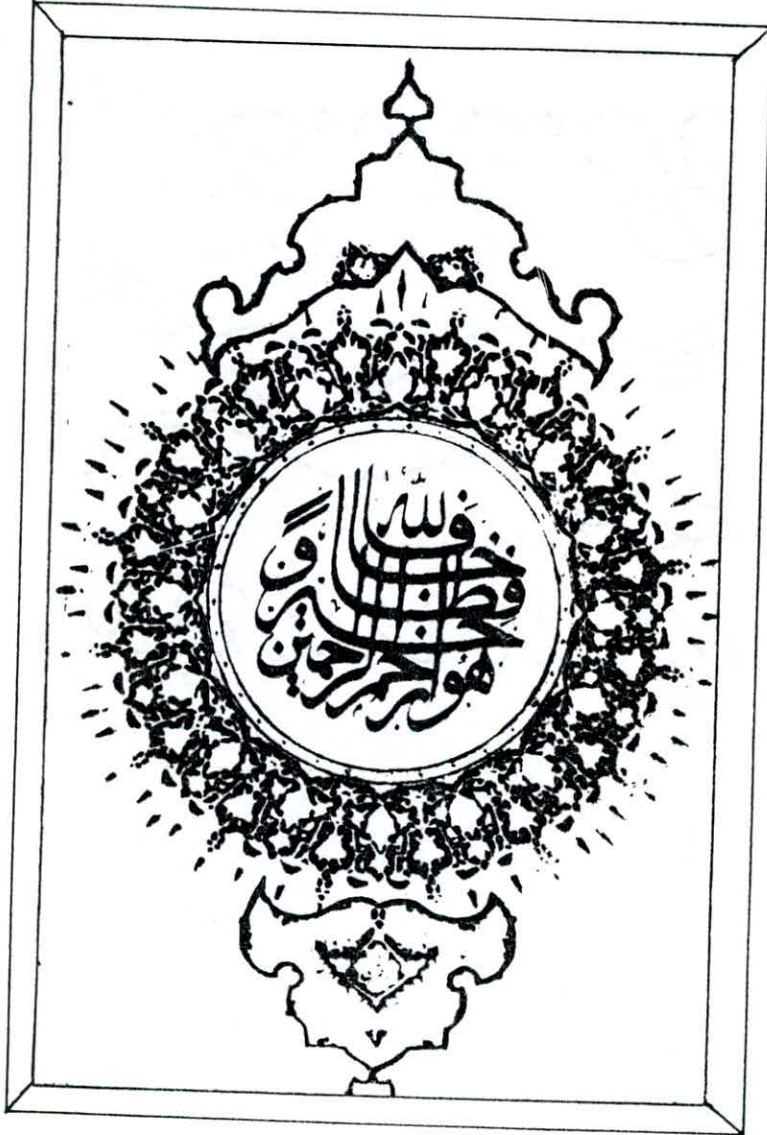
**5 PLANCHES**

Proposé Par :  
C T C

Etudié par :  
HADJERSI .M

Dirigé par :  
Mme CHEIKH

PROMOTION : JANVIER 87





\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*

=====

\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*  
\* \* \* \* \*

- Ma Femme
- Mon Père
- Ma Mère
- Mes Beaux-Parents
- Mes Sœurs et Frères
- Ma Grand-Mère
- Toute ma famille, en particulier "Rachida"
- Tous mes Amis.

Mustapha HADJERSI

# Sommaire.

<u>CHAPITRE:</u>	<u>PAGE:</u>
Introduction.....	01
1. Predimensionnement.....	02
2. Caracteristiques des materiaux.....	04
3. Descente de charges .....	06
4. <u>Calcul des éléments :</u>	
- Escaliers .....	10
- Acrotère .....	20
- Plancher .....	23
5. Calcul des inerties équivalentes.....	29
6. Calcul des centres d'inertie & de masse.....	32
7. Calcul de la période d'oscillation.....	38
8. Etude au seisme .....	44
9. Etude au contreventement .....	46
10. Efforts dans les refends.....	53
11. Superposition des sollicitations.....	61
12. <u>Ferraillage :</u>	
- Des voiles.....	74
- Des linteaux.....	81
13. Fondation.....	88

# INTRODUCTION

# PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié par le C.T.C. consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à usage d'habitation R+4 qui sera implantée à Alger zone de moyenne sismicité (zone II) groupe d'usage 2.

## CARACTERISTIQUES :

### → Dimensions :

hauteur : 14,80 m au dessus du Sol.  
hauteur d'étage = 2,80m pour tous les niveaux.  
Longueur : 23,48 m.  
Largeur : 22,40 m.

### → Planchers :

Constitués de dalles pleines en béton armé.  
épaisseur : 16 cm.  
La terrasse est non accessible.

### → Ossature :

Contreventée uniquement par voiles porteurs en béton armé, d'épaisseur constante 16 cm. C'est une ossature capable de reprendre la totalité des efforts dus aux charges verticales et horizontales.

### → Escaliers :

Type d'étage courant à paillasse préfabriquées.  
 $h = 16$  cm. hauteur de la marche.  
 $g = 28$  cm. giron.  
 $e = 12$  cm épaisseur de la paillasse.

### → Fondations :

Radier général en béton armé.  
Contrainte du sol.  $\bar{\sigma}_s = 1$  bar.

### → Exécution :

Coffrage "table et banche". procédé qui permet de couler les voiles à l'aide des banquettes, ensuite les dalles à l'aide des tables.

Le calcul a été fait conformément aux règles parasismiques algériennes. RPA 81.

# PREDIMENSIONNEMENT

## 1/- Plancher terrasse :

L'épaisseur ( $e$ ) du plancher est déterminée à partir des conditions suivantes :

### a/- Condition de limitation de flèche :

Cette condition est la base des fissurations naissantes dans les revêtements. On considère une poutre de plus grande portée :  $l = 4,06 \text{ m}$ , de section  $ex100$ , uniformément chargée sous SP1 :  $q = G + 1,2Q$ .

$$q = 629 + 1,2 \times 100 = 749 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 749 \text{ kg/ml}.$$

$$f_{\max} \leq \frac{l}{500} \Rightarrow \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 E \cdot I} \leq \frac{l}{500} \Rightarrow I \geq \frac{2500 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot l}$$
$$\text{avec } I = \frac{b \cdot e^3}{12} \Rightarrow e = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}}$$

$E$  : module de déformation longitudinal du béton sous l'action des charges de longue durée :  $= 7000 \cdot \sqrt{f_{cj}}$ .

à 90 j :  $\sigma_{90} = 1,2 \cdot \sigma_{es} = 1,2 \times 275 = 330 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\Rightarrow E = 127161 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } I \geq 25663,4 \text{ cm}^4 \Rightarrow e \geq 14,54 \text{ cm}.$$

### b/- Condition d'isolation :

Elle exige que  $e \geq 16 \text{ cm}$ .

On prendra donc :  $e = 16 \text{ cm}$ .

## 2/- Plancher Courant :

$$q = 615 + 1,2 \times 175 = 825 \times 1 \text{ ml} = 825 \text{ kg/ml}.$$

on trouve  $e \geq 15,02 \text{ cm}$ .

On prendra aussi :  $e = 16 \text{ cm}$ .

## 3/- Voiles :

art 4.3.1.2 "RPA 81".

zone II.

groupe d'usage 2.

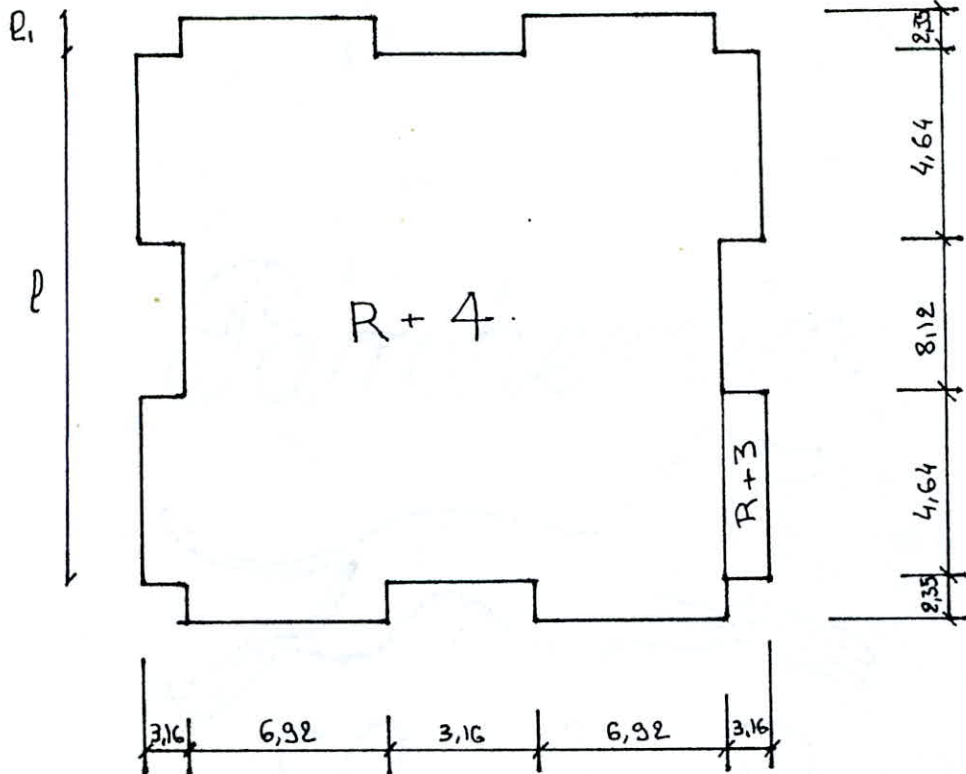
$$t \geq 15 \text{ cm}.$$

$$t \geq \max \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} = \frac{2,80}{20} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}.$$

On prendra alors :  $t = 16 \text{ cm}$ .



- Forme de blocs :



art 2.3.1.1 "RPA 81".

Des parties en Saillie, dans une direction considérée, sont acceptées à conditions de ne pas dépasser 25% de la dimension du bloc en question.

$$L = 17,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 3,16 \text{ m.}$$

$$L_1 \leq \frac{L}{4} = \frac{17,00}{4} = 4,25 \text{ m.} \quad (\text{vérifié}).$$

$$P = 17,40 \text{ m}$$

$$P_1 = 2,35 \text{ m.}$$

$$P_1 \leq \frac{P}{4} = \frac{17,40}{4} = 4,35 \text{ m.} \quad (\text{vérifié}).$$

# CHARACTERISTIQUES DES MATERIAUX =

1/ Béton :  
Le béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 à Contrôle atténué. La résistance nominale à la compression :  $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars.}$   
 $= 275 \text{ kg/cm}^2.$

a/ Contraintes admissibles :

- de compression :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}.$$

- de traction :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

des contraintes admissibles du second genre (SP2) sont obtenues en majorant les contraintes du premier genre (SP1) de 50%.

$$\bar{\sigma}_{SP2} = 1,5 \bar{\sigma}_{SP1}.$$

Avec :

$$\alpha = 1 \text{ (classe 325).}$$

$$\beta = 5/6 \text{ (contrôle atténué).}$$

$$\gamma = 1 \text{ (} h_m \geq 4 C_g \text{).}$$

$$\epsilon = 1 \text{ (C.S, F.S, F.C (traction))}$$

$$\delta' = 0,3 \text{ (C. Simple).}$$

$$= 0,6 \text{ (F.S, Comp (traction))}$$

$$= 0,6 \text{ (F. déviée).}$$

$$= 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3 \cdot e_1}\right) \text{ (N. comp).}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}.$$

Nature :	Comp. Simple	Flexion Simple	Traction
Contraintes :	$\bar{\sigma}'_b$ (bars)	$\bar{\sigma}_b$ (bars)	$\bar{\sigma}_b$ (bars)
SP1	67,5.	135.	5,85.
SP2	101,25.	202,5.	8,77.

2/ Aciers :

les aciers utilisés sont classés en deux catégories :

- Aciers à haute adhérence : HA. nuance FeE40.

$$\sigma_{ten} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm.} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi \geq 25 \text{ mm.} \end{cases}$$

- Aciers ronds lisses : Adx nuance FeE24.

$$\sigma_{ten} = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes admissibles de traction :

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{ten}.$$

Sous SP1 :

$$\rho_a = \frac{2}{3} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & (\phi \leq 20). \\ \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 & (\phi \geq 25). \end{cases}$$

Sous SP2 :

$$\rho_a = 1 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & (\phi \leq 20). \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & (\phi \geq 25). \end{cases}$$

- Limites imposées par la condition de non fissuration du béton :

La condition de non fissuration du béton impose une contrainte de traction limite  $\sigma_a$ . Cette contrainte doit vérifier l'inégalité :

$$\sigma_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10\bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_a}{\phi}}$$

avec :

$K = 1,5 \cdot 10^6$	- fissuration peu nuisible.
$= 1 \cdot 10^6$	- " préjudiciable.
$= 0,5 \cdot 10^6$	- " nuisible.

$$\eta = \text{coéf. de fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{Acier Aox.} \\ 1,5 & \text{Acier HA.} \end{cases}$$

$\phi$  = diamètre en mm de la plus grosse barre.

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$$

A = Section des armatures tendues.

B<sub>f</sub> = Section du béton enrobant les aciers.

**DESCENTE  
DE  
CHARGE**

# EXERCICE DE CHARGES.

1/ But =

C'est déterminer les sollicitations des charges permanentes "G" et surcharges "Q" qui sont distribués selon les surfaces afférentes des planchers, correspondant à chaque élément porteur pris en considération.

2/ Evaluation des charges et surcharges :

2.1 - charges permanentes :

a/- Acrotère :

hauteur 55 cm .

épaisseur 16 cm

pois/m<sup>3</sup> = 2500 x 0,55 x 0,16 ----- 220 kg/ml.

b/- Plancher terrasse :

• protection gravillon (5cm) : 1800 x 0,05 -----	90 kg/m <sup>2</sup> .
• Etanchéité multicouche -----	10 kg/m <sup>2</sup> .
• béton de pente (8cm) : 1100 x 0,08 -----	88 "
• protection isolation -----	5 "
• isolation liège (4cm) : 400 x 0,04 -----	16 "
• Dalle (16 cm) : 2500 x 0,16 -----	400 "
• Enduit en plâtre (2cm) : 1000 x 0,02 -----	20 "

G = 629 kg/m<sup>2</sup>.

c/- Plancher Courant :

• Carrelage (2cm) : 2200 x 0,02 -----	44 kg/m <sup>2</sup> .
• mortier de ciment (2cm) : 2000 x 0,02 -----	40 "
• sable (2cm) : 1800 x 0,02 -----	36 "
• Dalle (16 cm) : -----	400 "
• Enduit en plâtre (2cm) -----	20 "
• Cloisons -----	75 "

G = 615 kg/m<sup>2</sup>.

d/- Plancher R.D.C ,

même chose que plancher Courant .

G = 615 kg/m<sup>2</sup>.

e/- Loggias - Sechoirs :

• Carrelage : -----	44 kg/cm <sup>2</sup> .
• Mortier : -----	40 "
• Sable : -----	36 "
• Dalle : -----	400 "
• Enduit en plâtre : -----	20 "

G = 540 kg/m<sup>2</sup>.

f/- Façades :

- . Briques Creuses (22 cm) = 1400 x 0,22 ----- 308 kg/m<sup>2</sup>.
  - . Enduit en platre . ----- 20 "
- 
- G = 328 kg/m<sup>2</sup>.

g/- Escaliers :

- Palier :

- . Dalle (16 cm) ----- 400 kg/m<sup>2</sup>.
  - . Mortier (2 cm) ----- 40 "
  - . Revêtement ----- 88 "
- 

G = 528 kg/m<sup>2</sup>.

~~h/-~~

- Volée :

$h = 16 \text{ cm}$  ,  $g = 28 \text{ cm}$  ,  $\alpha = \arctg \frac{h}{g} = 30^\circ$ .

- . poids propre de la pailasse (e = 12 cm)  
 $\frac{2500 \times e}{G_s \alpha}$  ----- 346 kg/m<sup>2</sup>.
  - . poids propre des marches (h = 16 cm)  
 $\frac{2200 \times h}{2}$  ----- 176 "
  - . mortier (2 cm) ----- 40 "
  - . Garde - corps ----- 20 "
  - . Revêtement granito (4cm) ----- 88 "
- 

G = 670 kg/m<sup>2</sup>.

22 - Surcharges :

- Acrotère ----- 100 kg/m<sup>2</sup>.
- Plancher terrasse (non accessible) -- 100 kg/m<sup>2</sup>.
- Plancher courant ----- 175 "
- Plancher RDC ----- 175 "
- Loggias - Sechoirs ----- 350 "
- Garde corps ----- 100 kg/m<sup>2</sup>.
- Escaliers ----- 250 kg/m<sup>2</sup>.

3/- Surfaces de plancher revenant à chaque voile :

31/- 4<sup>e</sup> niveau :

Voiles	V <sub>A23</sub> A56 H56	V <sub>B13</sub> B57 V657	V <sub>C13, C57</sub> V <sub>F13, F57</sub>	V <sub>D17</sub> E17	V <sub>G13</sub>	V <sub>3AG</sub>	V <sub>4BD</sub> 4EG	V <sub>5AD</sub> 5EH
Pl. terra.	6,08	12,53	17,82	57,69	6,45	42,19	19,10	18,08
Volée	/	/	/	3,36	/	/	/	/
Loggia	/	3,35	3,35	/	3,35	/	/	/
Sechoir	/	/	/	/	4,88	4,88	2,44	2,44

### 32 - Etage Courant :

Voiles	V <sub>A23-A56</sub> V <sub>H23-H56</sub>	V <sub>B13-B57</sub> V <sub>G13-G57</sub>	V <sub>C13-C57</sub> V <sub>F57-F13</sub>	V <sub>D17</sub> V <sub>E17</sub>	V <sub>3AH</sub>	V <sub>4BD</sub> V <sub>4EG</sub>	V <sub>5AD</sub>	V <sub>5EH</sub>
P. Et. Cour.	6,08	12,53	17,82	57,69	44,69	19,10	18,08	18,08
Volée	/	/	/	3,36	/	/	/	/
Loggia	/	3,35	3,35	/	/	/	/	/
Sechoir	/	/	/	/	4,88	4,88	2,44	2,44

### 33 - Etage RDC :

Voiles	V <sub>A23-A56</sub> V <sub>H56</sub>	V <sub>B13-B57</sub> V <sub>G57</sub>	V <sub>C13-C57</sub> V <sub>F13-F57</sub>	V <sub>D17</sub> V <sub>E17</sub>	V <sub>G13</sub>	V <sub>H23</sub>	V <sub>2DE</sub> V <sub>2GH</sub>	V <sub>3AH</sub>	V <sub>4BD</sub> V <sub>4EG</sub>	V <sub>5AD</sub> V <sub>5EH</sub>
P. RDC	6,08	12,53	17,82	57,69	11,28	4,83	2,50	44,69	19,10	18,08
Volée	/	/	/	3,36	/	/	/	/	/	/
Loggia	/	3,35	3,35	/	3,35	/	/	/	/	/
Sechoir	/	/	/	/	/	/	<del>4,88</del>	4,88	<del>4,88</del>	2,44

### 4/ - Poids des voiles :

La hauteur de chaque voile étant constante,  $h = 2,80m$  ainsi que l'épaisseur  $e = 16 cm$ .

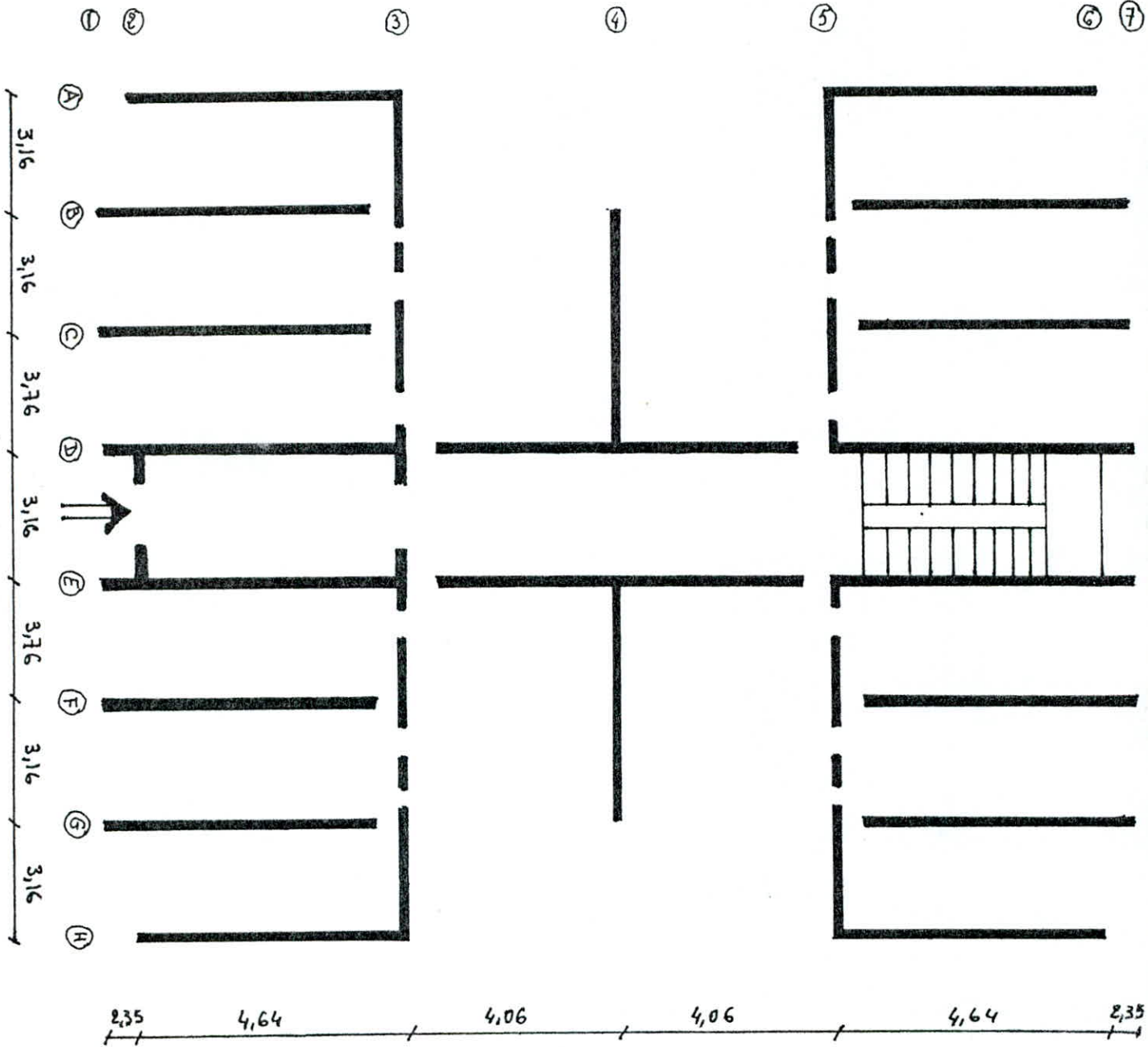
$$P = \gamma_b \cdot e \cdot h \cdot L$$

$L =$  Longueur de Voile.

Voiles	A <sub>23-A56</sub> H <sub>23-H56</sub>	B <sub>13-57</sub> C <sub>13-57</sub> E <sub>13-57</sub> G <sub>13-57</sub>	V <sub>E17</sub> V <sub>D17</sub>	V <sub>3AH</sub>	V <sub>4BD</sub> V <sub>4EG</sub>	V <sub>5AD</sub> V <sub>5EH</sub>	V <sub>2DE</sub>	V <sub>2GH</sub>	V <sub>3GH</sub>	V <sub>3AG</sub>
Poids (t)	5,20	7,83	25,08	26,30	7,75	11,28	3,55	3,55	3,54	22,76

Identification :

- Panneaux de dalles.
- Voiles.





5/- Décente de charges : Exemple : Voile VA23.

51 - Charges permanentes :

<u>niv:6</u> :	Acrotère : $0,280 \times 4,80$ .....	1,056 <sup>t</sup>	
	P. terrasse : $0,629 \times 6,08$ .....	3,824	
	ch sur e : $0,629 \times 0,16 \times 4,64$ .....	0,467	
		<u>5,347<sup>t</sup></u>	
<u>niv:5</u> :	G <sub>6</sub> .....	5,347 <sup>t</sup>	
K {	P. courant : $0,615 \times 6,08$ .....	3,739	
	ch sur e : $0,615 \times 0,16 \times 4,64$ .....	0,456	
	Poids du voile .....	5,200	
		<u>14,742<sup>t</sup></u>	
<u>niv:4</u> :	G <sub>5</sub> .....	14,742 <sup>t</sup>	
	K .....	9,395	
		<u>24,137<sup>t</sup></u>	
<u>niv:3</u> :	G <sub>4</sub> .....	24,137 <sup>t</sup>	
	K .....	9,395	
		<u>33,532<sup>t</sup></u>	
<u>niv:2</u> :	G <sub>3</sub> .....	33,532 <sup>t</sup>	
	K .....	9,395	
		<u>42,927<sup>t</sup></u>	
<u>niv:1</u> :	G <sub>2</sub> .....	42,927 <sup>t</sup>	
	P. RDC : $0,615 \times 6,08$ .....	3,739	
	Ch sur e : $0,615 \times 0,16 \times 4,64$ .....	0,456	
	Poids du voile .....	5,200	
		<u>52,322<sup>t</sup></u>	
<u>niv:0</u> :	G <sub>1</sub> .....	52,322 <sup>t</sup>	
	Vide sanit : $0,8 \times 4,64 \times 0,16 \times 2,5$ .....	1,485	
		<u>53,807<sup>t</sup></u>	

52 - Surcharges :

	$0,100 \times 4,80$ .....	0,480 <sup>t</sup>	
	$0,100 \times 6,08$ .....	0,608	
	$0,100 \times 0,16 \times 4,64$ .....	0,074	
		<u>1,160<sup>t</sup></u>	
		1,160 <sup>t</sup>	
K' {	$0,175 \times 6,08$ .....	1,064	
	$0,175 \times 0,16 \times 4,64$ .....	0,130	
		<u>2,354<sup>t</sup></u>	
		2,354 <sup>t</sup>	
K' .....		1,194	
		<u>3,548<sup>t</sup></u>	
		3,548 <sup>t</sup>	
K' .....		1,194	
		<u>4,742<sup>t</sup></u>	
		4,742 <sup>t</sup>	
K' .....		1,194	
		<u>5,936<sup>t</sup></u>	
		5,936 <sup>t</sup>	
	$0,175 \times 6,08$ .....	1,064	
	$0,175 \times 0,16 \times 4,64$ .....	0,130	
		<u>7,130<sup>t</sup></u>	
		7,130 <sup>t</sup>	
		<u>7,130<sup>t</sup></u>	
		7,130 <sup>t</sup>	

Voiles :	A23 - A56 - H56		B13 - B57 / G13 - G57		C13 - C57 / F13 - F57		D17		E17		H23	
niveau:	G	Q	G	Q	G	Q	G	Q	G	Q	G	Q
6	5,347	1,160	8,917	1,516	11,912	1,894	39,646	6,229	39,646	6,229	—	—
5	14,742	2,354	26,670	3,904	32,918	6,381	75,100	10,258	104,959	18,754	5,347	1,160
4	24,137	3,548	44,423	6,292	53,924	10,868	110,554	14,287	170,272	31,279	14,552	2,354
3	33,532	4,742	62,176	8,680	74,930	15,355	146,008	18,316	235,585	43,804	23,757	3,548
2	42,927	5,936	79,929	11,068	95,936	19,342	181,462	22,345	300,898	56,329	32,962	4,742
1	52,322	7,130	97,682	13,456	116,942	24,329	216,916	26,374	362,211	68,854	42,167	5,936
0	53,807	7,130	99,919	13,456	119,179	24,329	224,084	26,374	373,379	68,854	43,178	5,936

Voiles Transversaux :

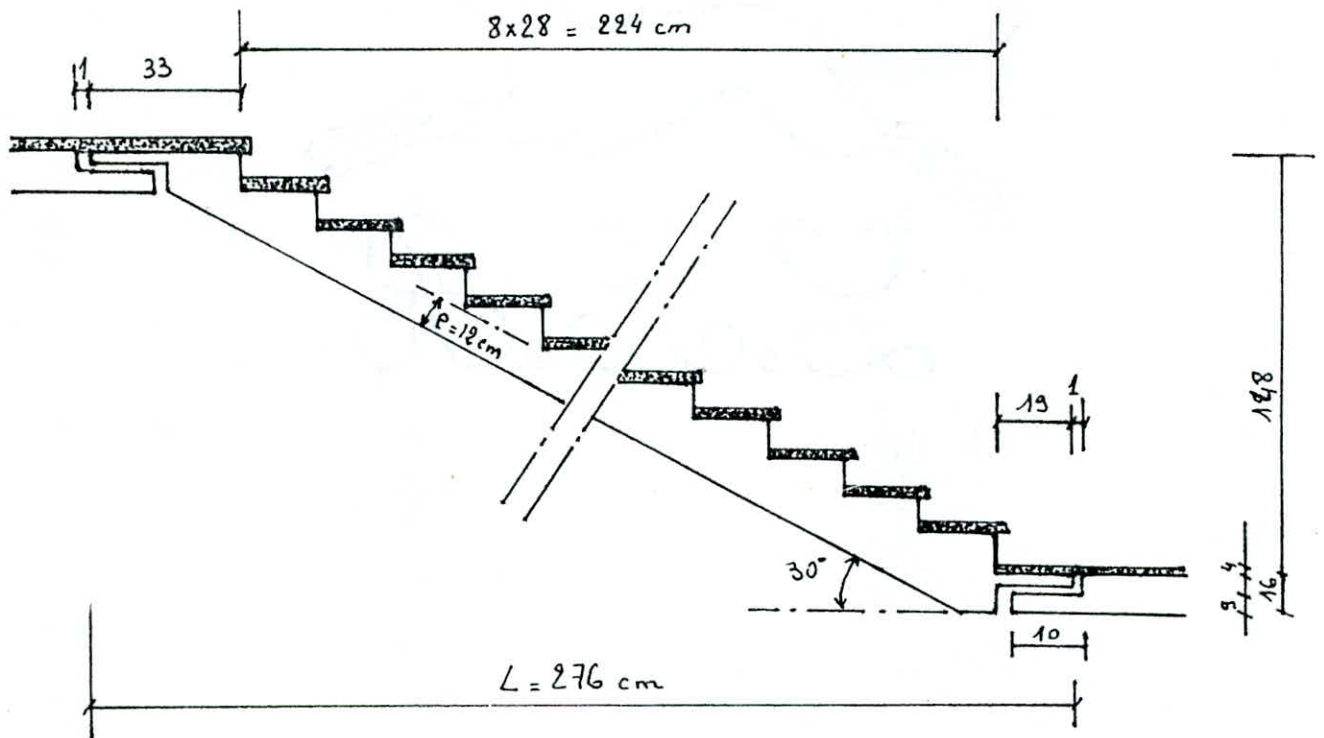
Voiles	2DE - 2GH		3AG		3GH		4BD - 4EG		5AD - 5EH	
niveau:	G	Q	G	Q	G	Q	G	Q	G	Q
6	—	—	29,313	4,876	—	—	12,710	2,021	13,117	2,301
5	—	—	81,333	16,697	2,621	0,633	35,523	7,265	37,826	6,601
4	—	—	133,353	28,518	8,009	0,933	58,336	12,509	62,535	10,901
3	—	—	185,373	40,339	13,397	1,233	81,149	17,753	87,244	15,201
2	1,848	0,526	237,393	52,160	18,525	1,533	103,962	22,997	111,953	19,501
1	7,246	1,052	289,413	63,981	23,653	1,833	126,775	28,241	136,662	23,801
0	8,257	1,052	295,864	63,981	24,664	1,833	128,989	28,241	139,888	23,801

Voiles Longitudinaux :

**CALCUL  
DES  
ELEMENTS.**

## Escaliers :

Les escaliers prévus sont constitués de volées préfabriquées en béton armé. Les paliers sont en dalle pleine d'épaisseur 16 cm. La jonction "Palier - Paillasse" est assurée par des becquets, qui par scellement s'oppose à l'effort transmis par la paillasse au palier.



### Dimensions :

hauteur de la marche :  $h = 16 \text{ cm}$ .

giron :  $g = 28 \text{ cm}$ .

Emmarchement :  $1,16 \text{ m} = 116 \text{ cm}$ .

hauteur de la volée :  $H = 148 \text{ cm}$

inclinaison paillasse/horizontale :

$$\alpha = \arctg \frac{h}{g} = 29,74 \approx 30^\circ$$

nbre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{148}{16} = 9 \text{ marches.}$$

portée horizontale de la volée :  $L = 276 \text{ cm}$ .

Longueur développée :  $L' = \frac{L}{\cos \alpha} = 319 \text{ cm}$ .

Revêtement : 4 cm. (granito).

### Prédimensionnement de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 10,6 \leq e \leq 15,9$$

soit  $e = 12 \text{ cm}$ .

### Vérification de la relation de "BLONDEL".

$$0,59 \leq g + 2 \cdot h \leq 0,66$$

$$g + 2 \cdot h = 28 + 2 \cdot 16 = 0,60 \text{ cm.}$$

(vérifiée).

## Calcul:

### 1- Volée :

a/- Charges et surcharges dans la volée :

$$G = 670 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 250 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = G + 1,2Q = 970 \text{ kg/m}^2.$$

$$q/mpl = 970 \times 1,16 = 1,125 \text{ t/ml}.$$

b/- Evaluation des sollicitations:

Le moment fléchissant en travée pourra être calculé par référence à la poutre sur deux appuis simples, de portée égale à la distance horizontale ( $L = 276 \text{ cm}$ ) s'appuyant sur le palier intermédiaire et la poutre de l'étage.

$$\frac{x}{y} = \frac{L}{H} \Rightarrow y = x \cdot \frac{H}{L}.$$

moment des forces / B :

$$R_A \cdot L - q \cdot \frac{L^2}{2} - F_{hA} \cdot H = 0.$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q \cdot L}{2} + F_{hA} \cdot \frac{H}{L}.$$

$$R_B = \frac{q \cdot L}{2} - F_{hA} \cdot \frac{H}{L}.$$

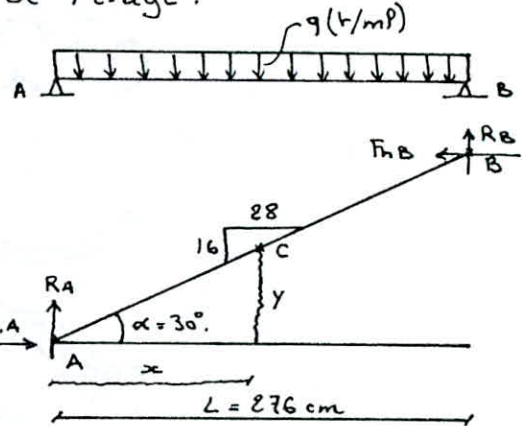
mt des forces au pt C d'abscisse  $x$  :

$$M = R_A \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} - F_{hA} \cdot x \cdot \frac{H}{L}.$$

$$= q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2}.$$

$$\text{pour } x = \frac{L}{2} \quad M(x = \frac{L}{2}) = q \cdot \frac{L^2}{8}.$$

On retrouve l'expression du moment fléchissant en travée de la poutre de référence.



c/- Ferrailage :

La section est rectangulaire, soumise à la flexion simple. On adoptera la méthode de "P. CHARON".

$$M = q \frac{L^2}{8} = \frac{1,125 \cdot 276^2}{8} = 1,071 \text{ t.m}.$$

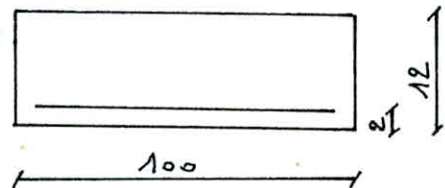
$$h_t = e = 12 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 10 \text{ cm}.$$

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

$$\bar{\sigma}_a \text{ (SPi)} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$



$$M = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0573 \quad \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow k = 35,2 \\ \rightarrow \epsilon = 0,9004 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 80 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 4,24 \text{ cm}^2$$

on adoptera : GHA 10/ml e = 18 cm.

Armature de répartition : Elles sont adoptées tel que leurs sections soit prise forfaitairement au 1/4 des armatures principales.

$$A_r = \frac{1}{4} \cdot (4,71) = 1,18 \text{ cm}^2.$$

on adoptera : GHA 6/ml e = 18 cm.

- Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \quad \text{avec} \quad T_{\max} = \frac{q \cdot L}{2} = 1,553 \text{ t.}$$

$$\rightarrow \tau_b = \frac{1,553 \cdot 10^3}{100 \times 8,75} = 1,77 \text{ kg/cm}^2.$$

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

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = 8,75 \text{ cm.}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15, \quad \bar{\sigma}_b = 6,73 \text{ kg/cm}^2.$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$  Armatures transversales non nécessaire, on prend alors des armatures de montage :  $\phi 8$  ( $e = 30 \text{ cm}$ ).

d) - Vérfications :

- Condition de non fissuration :

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \quad \text{avec} : \quad \sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \cdot w_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$k = 1,5 \cdot 10^6$  (fissuration peu nuisible).

$\eta = 1,6$  (aciers H.A).

$\phi = 10$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{4,71}{2 \cdot 116 \times 2} = 0,010.$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2178,8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2831,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2831,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_f = 2831,6 \text{ " } \end{cases} = 2800 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{Vérfifié}).$$

La contrainte  $\sigma_a$  est admissible, c'est la limite imposée par la condition de non fissuration du béton.

- Flèche :

La flèche admissible sera limitée au  $1/300$  de la portée horizontale "L".  
La flèche en travée est donnée par :  $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{1}{300} \cdot 276 = 0,92 \text{ cm.}$

$E$  : module de déformation longitudinale =  $7000 \cdot \sqrt{\sigma_g} = 115000 \text{ kg/cm}^2.$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{116 \cdot 10^3}{12} = 9666,6 \text{ cm}^4.$$

$$q = 1,125 \text{ t/ml} = 11,25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,25 \times 2,76^4}{11500 \times 9666,6} = 0,76 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm.} \quad (\text{Vérfifié}).$$

- Des contraintes de l'acier :

$$\bar{w} = \frac{A}{B \cdot h} \times 100 = \frac{4,71}{100 \times 10} \times 100 = 0,471 \quad \begin{cases} k = 33,1. \\ \delta = 0,8960. \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \delta \cdot h} = \frac{1,071 \cdot 10^5}{4,71 \times 0,8960 \times 10} = 2537,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

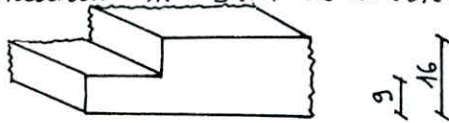
- Condition de non-fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{ten}}} = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,85}{4200} = 0,96 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérfifié}).$$

## 2. Calcul des bécquets :

### 2.1. Dimensions :

La hauteur des bécquets ne doit pas être inférieure à 7 cm (D.T.U).  
On choisira une hauteur  $h_t = 9$  cm de la volée et celui du palier.



### 2.2. Evaluation de la charge "P" sur le bécquet :

$$P = q \cdot L \cdot \gamma_q$$

$q$  : poids de la volée surchargée 1,125 t/ml.  
 $L$  : longueur horizontale de la volée 2,76 m.  
 $\gamma_q$  : coef de comportement. = 1,4.

$$P = 1,125 \times 2,76 \times 1,4 = 4,35 \text{ t.}$$

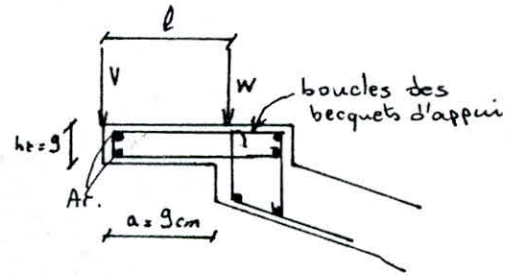
### 2.3. Sollicitations :

La section de l'armature en boucle des bécquets d'appui sera calculée en prenant comme portée la distance  $l$  entre les plans verticaux  $V$  et  $W$  sans que cette portée soit inférieure à  $[a + 3\text{cm}]$  ni inférieure à  $h_t$ .

$$l \geq \begin{cases} a + 3 = 9 + 3 = 12 \text{ cm.} \\ h_t = 9 \text{ cm. (} h = 7 \text{ cm).} \end{cases}$$

soit  $l = 13 \text{ cm.}$

$$M = P \cdot l = 4,35 \times 13 \cdot 10^{-2} = 0,57 \text{ t.m.}$$



### 2.4. Ferraillage :

$$\text{Acier Adx} \cdot \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\eta = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,57 \text{ t.m.}}{1600 \times 100 \times 7^2} = 0,1090 \Rightarrow \begin{cases} k = 23,4 \\ \varepsilon = 0,8698 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1600}{23,4} = 68,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 5,85 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } \underline{4 \text{ boucles de } \phi 14/\text{ml. (} e = 26 \text{ cm).}$$

### 2.5. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \underline{4 \phi 8}.$$

### 2.6. Vérification au cisaillement :

Pour le calcul de la contrainte de cisaillement la valeur de  $\gamma_q$  est prise égale à 1.

$$P = q \cdot L \cdot \gamma_q = 1,125 \times 2,76 \times 1 = 3,11 \text{ t.}$$

$$T_{\max} = P = 3,11 \text{ t.}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{3,11 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8}} = 5,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{Vérfié}).$$

armature transversale non nécessaire.

### 2.7. Disposition Constructives : (D.T.U).

i/. L'armature des bécquets devra être réalisée au moyen de boucles ou de cadres fermés.

ii/. Les armatures en boucles des bécquets ne seront pas espacées de plus de deux fois la hauteur de la section d'encastrement du bécquet.

### 3 - Garde - Corps d'escalier :

#### 31. Fermeture :

- Poids propre du Garde - corps :

$$G = [1,05 \times 0,06 \times 2,80 + 0,78 \times 0,07 \times 2,80 + 0,17 \times 0,11 \times (2,80 + 0,87)] \times 2500$$

$$= 990 \text{ kg.}$$

- Poids propre majorée dû à la main courante :

$$G_m = 1,2 G = 1,2 \times 990 = 1188 \text{ kg.}$$

$$G = q/ml = \frac{G}{l} = \frac{990}{2,80} = 353,6 \text{ kg/ml.}$$

$$1,2 G = 1,2 \cdot q/ml = 424,3 \text{ kg/ml.}$$

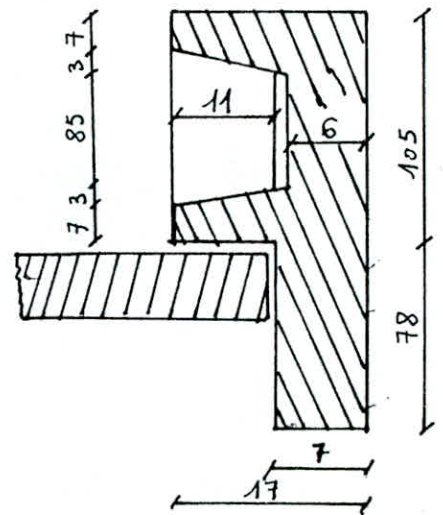
$$M = 1,2 \cdot P \cdot H = 1,2 \times 100 \times 1,83 = 219,6 \text{ kg.m/ml.}$$

$$N = G = 353,6 \text{ kg/ml. (Compression).}$$

$$T = 1,2 G = 424,3 \text{ kg/ml.}$$

excentricité :  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{219,6}{353,6} = 0,62 \text{ m} = 62 \text{ cm.}$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{17}{6} \approx 3 \text{ cm.}$$



$e_0 > e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

L'effort est un effort de compression. Le point d'application de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section rectangulaire.

$$M_{r,b} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\beta} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2$$

$$= 24,889 \times 100 \times 5^2$$

$$= 0,62 \text{ t.m.}$$

avec :

$$d = 2 \text{ cm} \Rightarrow h = 5 \text{ cm. (ht = 7 cm)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = 0,423$$

$$\bar{\beta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859.$$

$M_{r,b} > M_{ext} \Rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires :  $A' = 0$ .

soit  $M_f =$  le moment fléchissant par rapport aux aciers tendus définis par :

$$M_f = M + N \cdot f. \quad \text{avec } f : \text{distance du centre de pression aux armatures tendues.}$$

$$f = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 62 + \frac{7}{2} - 2 = 63,5 \text{ cm} = 0,635 \text{ m.}$$

$$M_f = 219,6 + 353,6 \times 0,635 = 444,14 \text{ kgm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,1665 \Rightarrow \begin{cases} k = 17,6 \\ \epsilon = 0,8466 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 90,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 6,56 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 6,56 - \frac{353,6}{1600} = 6,34 \text{ cm}^2.$$

d'où A adopté : 6  $\phi$  12/ml ; e = 18 cm.

$t$  (espacement)  $\leq 3 \cdot ht = 3 \times 7 = 21 \text{ cm.}$  donc  $e = 18 \text{ cm}$  (vérifiée).



### 32 - Vérification des Contraintes =

- Axe neutre =  $\frac{b \cdot y^2}{2} - n \cdot A (h - y) = 0$   
 $\Rightarrow 50y^2 + 101,7y - 508,5 = 0$   
 $\Rightarrow y = 2,33 \text{ cm}$

- moment d'inertie =  $I = \frac{b y^3}{3} + n \cdot A (h - y)^2 = 1146,806 \text{ cm}^4$

$K = \frac{M_f}{I} = 38,73$

$\sigma'_b = K \cdot y = 90,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$   
 $\sigma_a = n \cdot K \cdot (h - y) = 1551 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$  (Vérifiée).

#### \* Vérification à la non fissuration

$K = 10^6$  (nuisible)  $\eta = 1$   
 $\bar{w}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = 0,017$

$\sigma_1 = 1035,2 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1558, \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_f = 1558 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 1600 \text{ kg/cm}^2 \\ 1558 \text{ "} \end{array} \right. = 1558 \text{ kg/cm}^2 \approx 1600 \text{ kg/cm}^2$  (Vérifiée).

#### \* Vérification à l'effort tranchant

$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$

$A \cdot \bar{\sigma}_a = 6,78 \times 1600 = 10848 \text{ kg}$

$T + \frac{M}{3} = 120 + \frac{444,14}{\frac{7}{8} \times 5} = 10271,8 \text{ kg}$

$A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3}$  (Vérifiée).

#### \* Vérification au cisaillement

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 0,27 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\tau}_b = 6,73 \text{ kg/cm}^2$  (Vérifiée).

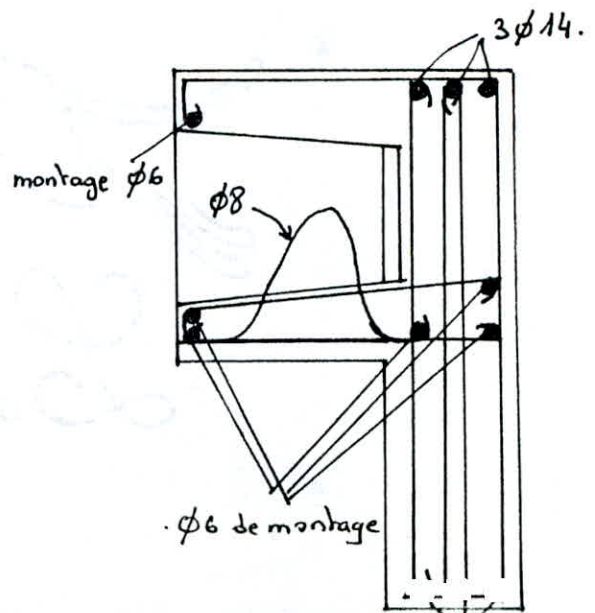
#### - Crochets de montage

On dispose de 4 crochets de montage placés aux extrémités du garde-corps mais on calcule pour 2 crochets.

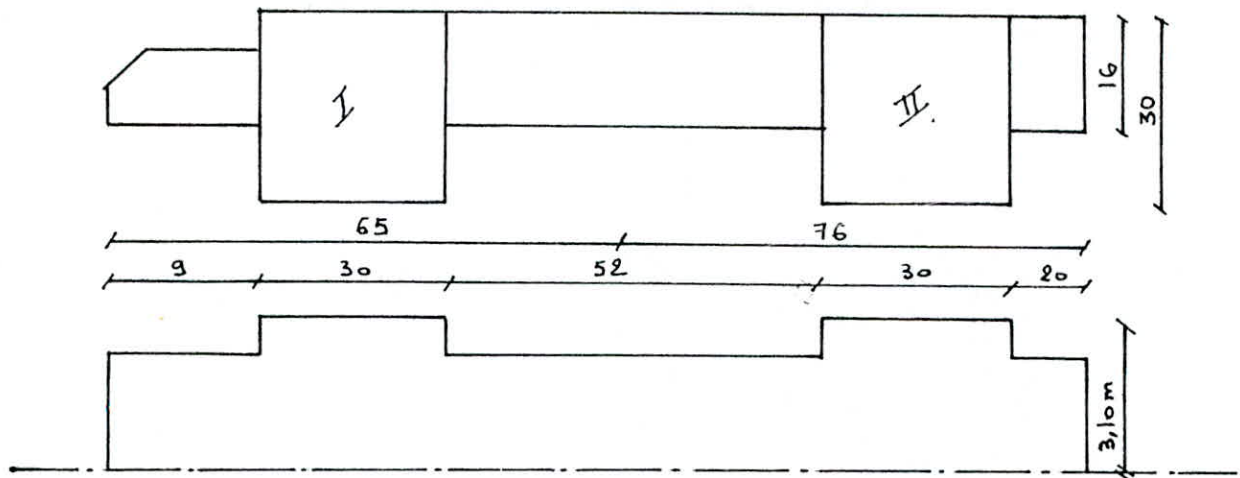
$T = \frac{1,2 G}{2} = \frac{1188}{2} = 594 \text{ kg}$

$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{594}{1600} = 0,37 \text{ cm}^2$

On prend 2 crochets de  $\phi 8$ .



#### 4. Palier d'escalier :



#### Poutre I :

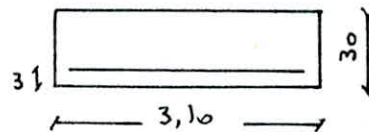
$$q_{\text{volée}} = (G + 1,2Q) \times l_v = (670 + 1,2(250)) \times 1,16 = 1125 \text{ kg/ml.}$$

$$q_{\text{palier}} = (G + 1,2Q) \times l_p = (528 + 1,2(250)) \times 0,65 = 538,2 \text{ kg/ml.} \quad \Rightarrow q = 1663,2 \text{ kg/ml}$$

#### - Armatures Principales :

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

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



$$M_{pp} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1663,2 \times 3,10^2}{8} = 1997,92 \text{ kg.m.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,423 \quad \rightarrow \quad \bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859.$$

$$M_{r,b} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 0,423 \times 0,859 \times 137 \times 30 \times 27^2 = 5543,43 \text{ kg.m.}$$

$M_{r,b} > M_{pp} \Rightarrow$  Armatures comprimées non nécessaires.

$$\gamma = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 1997,92 \cdot 10^2}{2800 \times 30 \times 27^2} = 0,0489 \Rightarrow \begin{cases} k = 38,8 \\ \varepsilon = 0,9071. \end{cases}$$

$$A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1997,92 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9071 \times 27} = 2,92 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } 3HA12. (3,39 \text{ cm}^2).$$

On adopte pour A' par construction 3HA10.

#### \* Vérification des Contraintes :

- Axe neutre :  $S = \frac{b \cdot y^2}{2} - n \cdot A (h-y) = 0 \Rightarrow y = 8,02 \text{ cm.}$

- mt d'énergie :  $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A (h-y)^2 = 23478,886 \text{ cm}^4.$

$$K = \frac{M}{I} = 8,509$$

$$\sigma'_b = K \cdot y = 127,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = n \cdot K \cdot (h-y) = 2422,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfifié}).$$

- Armatures transversales :

$$T = q \cdot \frac{p}{2} = \frac{1663,2 \times 3,10}{2} = 2577,96 \text{ kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2577,96}{30 \times \frac{7}{8} \cdot 27} = 3,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b.$$

$$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) \cdot h = 22 \text{ cm.} \\ 0,2 h. \end{array} \right. \text{ soit } t = 16 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_t = \frac{t \cdot T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = 0,63 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ étriers} \\ 1 \text{ cadre de } \phi 8 \text{ espacés de } 16 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Poutre II :

$$\begin{aligned} - q_{palier} &= 828 \times 0,76 = 629,28 \text{ kg/ml.} \\ - q_{corps} &= \frac{990}{2,80} = 355 \text{ kg/ml.} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} q = 984,28 \text{ kg/ml.}$$

- Armatures principales :

$$M_{pl} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 1182,37 \text{ kg.m.}$$

$$M_{r.b} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2 = 5443,43 \text{ kg.m.}$$

$M_{r.b} > M_{pl} \Rightarrow$  le béton seul suffit à la compression. ( $A' = \emptyset$ ).

$$A = \frac{M_{pl}}{\bar{\sigma}_a \cdot z \cdot h} = \frac{1182,37}{2800 \times \frac{7}{8} \times 27} = 1,79 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3HA12 (3,39 \text{ cm}^2).$$

on adopte par construction  $A'$ , 3HA10.

- Armatures transversales :

$$T = q \cdot \frac{p}{2} = 1525,63 \text{ kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 2,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b.$$

$$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) \cdot h = 24 \text{ cm} \\ 0,2 \cdot h. \end{array} \right. \quad \text{soit } t = 16 \text{ cm.}$$

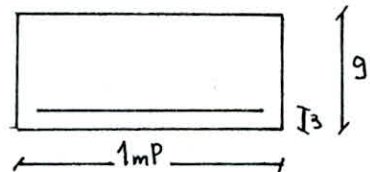
$$A_t = \frac{t \cdot T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = 0,37 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ étriers} \\ 1 \text{ cadre de } \phi 8 \text{ espacés de } 16 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Patte du Palier :

Acier doux  $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .  
 $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$ .

$$q_v = 1125 \text{ kg/ml.}$$

$$M = q_v \times 0,09 = 101,25 \text{ kg.m.}$$



$$A = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 101,25}{1600 \times 100 \times 7^2} = 0,0264 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 56 \\ \varepsilon = 0,9296 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} =$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h} = 0,97 \text{ cm}^2. \quad \text{on adopte } 1 \phi 8 (e = 20 \text{ cm}).$$

### 5. Liaison : Volée - Palier :

Cette liaison est assurée par une bande de béton coulé sur place sur toute la largeur de la volée après interpénétration des armatures sortants de la volée préfabriquée et du palier.

Cette solution permet d'obtenir une grande résistance de la dalle palière et une meilleure garantie contre le risque d'effondrement de la volée.

L'acier de liaison sera calculé pour :

$$q = 1125 \text{ kg/ml} \times 2,76 = 3105 \text{ kg.}$$

$$\text{et } A = \frac{q}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3105}{1600} = 1,94 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } 4 \phi 8/\text{ml.}$$

### 6. Dalle du palier :

On adopte comme armatures supérieures et inférieures par construction des  $\phi 8$ .

### 7. Acier de montage :

Ces aciers sont prévus pour le levage de la volée préfabriquée afin de la placer dans la construction.  
en Acier doux ( $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$ ).

\* poids propre de la paillasse :

$$G = 670 \times 1,16 \times 2,76 = 2145 \text{ kg.}$$

\* poids propre majorée :

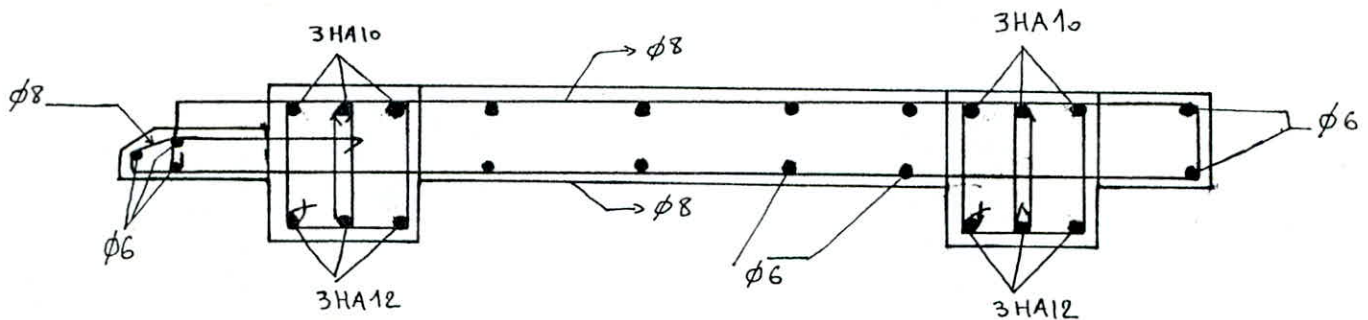
$$G_m = 1,2 \cdot G = 2574 \text{ kg.}$$

On dispose de 4 crochets de levage placés sur l'extrémité de la volée d'escalier, mais le calcul se fera pour 2 crochets :

$$T = \frac{G_m}{2} = \frac{2574}{2} = 1287 \text{ kg.}$$

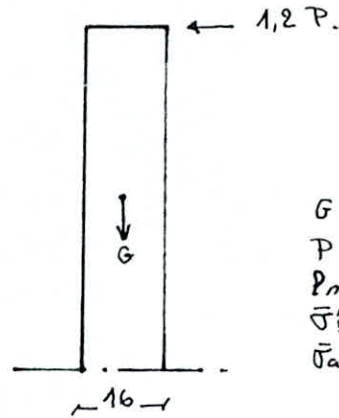
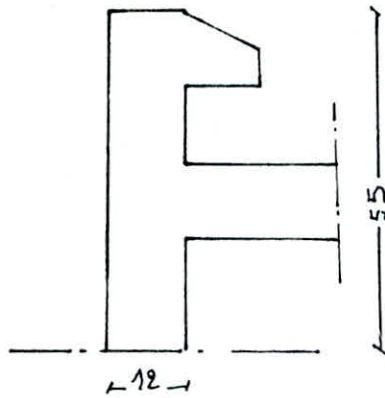
$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1287}{1600} = 0,80 \text{ cm}^2.$$

On adopte des crochets de  $\phi 12$ .



# ACROTERE

Introduction: L'acrotère est un système isostatique, assimilable à une console encastree dans le plancher terrasse. Elle est sollicitée par son poids propre  $G$  et la surcharge due à la main courante. La section dangereuse est située à l'encastrement. Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire de section  $B \times 100$ .



$$\begin{aligned} G &= 220 \text{ kg/ml.} \\ P &= 100 \text{ kg/ml.} \\ P_{\text{max}} &= 4,80 \text{ m.} \\ \bar{\sigma}_b &= 137 \text{ kg/cm}^2. \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

- Poids propre de l'acrotère :  $G = 0,12 \times 0,55 \times 1,00 \times 2500 = 165 \text{ kg/ml.}$
- Surcharge due à la main courante  $G_m = 1,2 P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml.}$

Efforts :

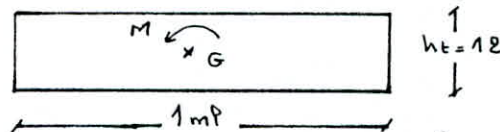
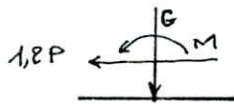
$$\begin{aligned} M &= 1,2 \cdot P \cdot H = 120 \times 0,55 = 66 \text{ kg} \cdot \text{m/ml.} \\ N &= G = 165 \text{ kg/ml.} \\ T &= 1,2 P = 120 \text{ kg/ml.} \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{66}{165} = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm.}$$

Puisque :  $e_0 > \frac{h_t}{6}$ , alors la section est partiellement comprimée. L'effort normal sollicitant l'acrotère est un effort de compression.

Le point d'application de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section rectangulaire soumise à la flexion composée.



$$\begin{aligned} d &= 2 \text{ cm} \\ h &= 10 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\beta} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 137 \times 0,423 \times 0,853 \times 100 \times 10^2 = 2,48 \text{ t.m.}$$

$$M_{rb} > M_{\text{ext}} \Rightarrow \text{Armature comprimée non nécessaire. } A' = 0.$$

soit  $M_f$  : le moment fléchissant par rapport aux aciers tendus définis par :

$$M_f = M_{\text{ext}} + N \cdot f \quad \text{avec } f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 44 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où : } M_f = 66 + 165 \times 0,44 = 138,6 \text{ kg} \cdot \text{m/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0074 \Rightarrow \begin{cases} k = 114 \\ \epsilon = 0,9612 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 24,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{138,6 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9612 \times 10} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A = A_1 \quad N = 0,45 \text{ cm}^2$$

- Condition à la fragilité :

$$A = 0,46 \text{ cm}^2 \leq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} \cdot b \cdot h = 0,69 \times \frac{5,85}{4200} \times 100 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2. \quad (\text{vérifiée}).$$

Remarque :

Conformément au C.C.B.A 68, cette section étant faible, on adopte alors une section d'armatures minimale donnée par la condition à la fragilité, soit : 5HA6/ml espacé de  $t = 20 \text{ cm}$ .

- Vérification :

- art 5733 (CCBA 68).

$$t_{\min} \leq 3 \cdot h_e = 3 \times 12 = 36 \text{ cm}.$$

ce qui est vérifiée puisque  $t = 20 \text{ cm}$ .

- les contraintes :

$$\begin{aligned} * \text{ axe neutre : } S &= \frac{b \cdot y^2}{2} - n \cdot A (h - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 15 \times 1,41 (10 - y) = 0. \\ &\Rightarrow y = 3,66 \text{ cm}. \end{aligned}$$

\*  $m^t$  d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A (h - y)^2 = 2527,88 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_f}{I} = \frac{138,6 \cdot 10^2}{2527,88} = 5,48.$$

$$\sigma'_b = K \cdot y = 20,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

$$\sigma_a = n \cdot K \cdot (h - y) = 518,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a. \quad (\text{Vérifiée}).$$

- à la non fissuration :

$$K = 10^6 \text{ (nuisible)}. \quad \text{et} \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = 0,00352.$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 908 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2997,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2997,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot \sigma_{cn} = 2800 \text{ kg/cm}^2. \\ 2997,6 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} = 2800 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{Vérifiée}).$$

- à l'effort tranchant :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3} \quad \text{avec : } A \cdot \bar{\sigma}_a = 1,41 \times 2800 = 3948 \text{ kg}.$$

$$T + \frac{M}{3} = 120 + \frac{138,6 \cdot 10^2}{\frac{2}{3} \times 10} = 1704 \text{ kg}.$$

$$\text{on a bien : } A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3}. \quad (\text{Vérifiée}).$$

- au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{120}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 10} = 0,137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,85 = 6,73 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{on a bien : } \tau_b < \bar{\tau}_b \quad (\text{Vérifiée}).$$

### - Vérification au séisme local :

Conformément à l'article 3.3.9 (RPA 81) les éléments des structures secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule.

$$F_p = \Sigma . I . C_p . W_p \quad \text{avec} \quad F_p \leq 1,2 P.$$

Le produit  $\Sigma . I$  dépend de la zone et du groupe d'usage.

$$\Sigma . I = 0,6 \quad (\text{dans notre cas}).$$

$$C_p = 0,8 \quad (\text{elt console RPA 81}).$$

$$W_p = 165 \text{ kg/ml} \quad (\text{pois propre de cet élément}).$$

$$F_p = 0,6 \times 0,8 \times 165 = 79,2 \text{ kg/ml} < 1,2 . P = 120 \text{ kg/ml}.$$

Puisque l'acrotère a été dimensionnée avec un effort supérieur à l'effort créé par le séisme local, donc elle est vérifiée. (vérifiée).

Important : Pour éviter l'excès d'ouverture des fissures, on prévoit des armatures perpendiculaires aux armatures principales qui sont appelées des armatures de peau. soit 3HA8.

# PLANCHERS.

## 1. Plancher terrasse =

Les panneaux de dalles constituant le plancher terrasse sont considérés comme pleines, mais en réalité certains, présentent des petites ouvertures réservées pour le passage des gaines.

On distingue 2 types de dalles :

- a/- Dalles reposant sur 3 côtés et libre sur le 4<sup>e</sup>.
- b/- Dalles reposant sur 4 côtés.

## 11. Méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts et des flèches on utilisera les tables de "R. BARES".

Les étapes de calcul sont :

- calculer  $\gamma = \frac{a}{b}$

avec  $a = P_x =$  petite portée suivant x.  
 $b = P_y =$  grande portée suivant y.

La valeur du coef. de poisson pour le béton armé :  $\mu = 0,15$ .

- On tire des tables :

- .  $w_s$  : coef de flèche au milieu de la dalle.
- .  $w_{bs}$  : " " " au bord libre de la dalle.
- .  $M_{xs}$  : moment fléchissant dans le sens x au milieu de la dalle.
- .  $M_{ys}$  : " " " " " y " " " "
- .  $M_{yas}$  : " au bord libre de la dalle.

- Les flèches sont données par :

$$f_s = w_s \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} < \bar{f}_a = \frac{q}{500} \quad (\text{au milieu de la dalle}).$$

$$f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} < \bar{f}_a = \frac{q}{500} \quad (\text{au milieu du bord libre}).$$

$q$  : charge uniformément répartie sur la dalle.  
 $E = 7000 \cdot \sqrt{28} \cdot 1,2 = 127161 \text{ kg/cm}^2$ .

## 12. Application :

- Panneau P1 :

Ce panneau est encasturé sur 3 côtés et libre sur le 4<sup>e</sup>.

$$P_x = a = 3,16 - 0,16 = 3,00 \text{ m.}$$

$$P_y = b = 4,64 - 0,16 = 4,48 \text{ m.}$$

$$q = (G + 1,2 Q) \times 1 \text{ ml} = 629 + 1,2 \times 100 = 749 \text{ kg/ml.}$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{3,00}{4,48} = 0,67 \approx 0,7$$

On tire des tables de "R. BARES".

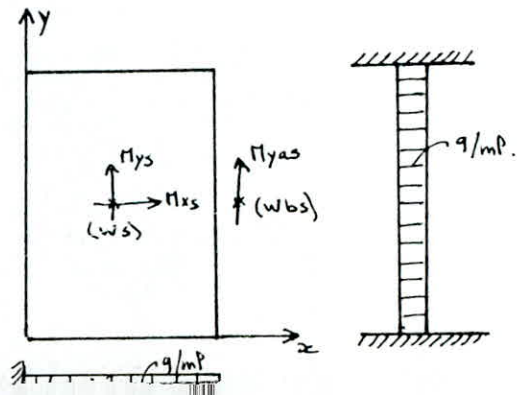
$$M_{xs} = 0,0190 \cdot q \cdot a^2 = 0,142 \text{ t.m.}$$

$$M_{ys} = 0,0217 \cdot q \cdot b^2 = 0,350 \text{ t.m.}$$

$$M_{yas} = 0,0384 \cdot q \cdot b^2 = 0,619 \text{ t.m.}$$

$$w_s = 0,0674$$

$$w_{bs} = 0,1211$$





- Sens X : - Armatures inférieures :

$$M_{tx} = 0,85. M_{xs} = 0,85 \times 0,142 = 0,1207 \text{ t.m.}$$

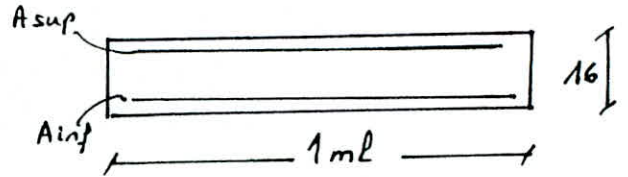
$$\mu = \frac{15 \cdot M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,1207 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0038$$

$$\Rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 162 \\ \varepsilon = 0,9718. \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{162} < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,1207 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9718 \times 13} = 0,34 \text{ cm}^2.$$

soit 5HA8/ml. ( $2,51 \text{ cm}^2$ ).  
e = 20 cm.



d = 3 cm.

- Armatures supérieures :

$$M_{ax} = 0,5. M_{xs} = 0,5 \times 0,142 = 0,071 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,071 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0022 \Rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 215 \\ \varepsilon = 0,9783. \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,80 \text{ cm}^2.$$

soit 5HA6/ml ( $1,41 \text{ cm}^2$ ).  
e = 20 cm.

- Sens y :

- Armatures inférieures :

$$M_{ty} = 0,85. M_{ys} = 0,85 \times 0,350 = 0,2975.$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0094 \Rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 99,5 \\ \varepsilon = 0,9563. \end{array} \right. \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,85 \text{ cm}^2. \text{ soit 5HA12/ml. } e = 20 \text{ cm.}$$

- Armatures supérieures :

$$M_{ay} = 0,5. M_{ys} = 0,5 \times 0,350 = 0,1750 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{ay}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0055 \Rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 132 \\ \varepsilon = 0,9660. \end{array} \right. \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ soit 5HA8/ml. } e = 20 \text{ cm.}$$

14 - Vérification =

a/- f<sub>s</sub> f<sub>a</sub> :

$$f_s = W_s \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} = 0,0674 \cdot \frac{0,749 \times 3,00^4}{127161 \times 13^3} = 0,15 \text{ cm.}$$

$$\bar{f}_a = \frac{a}{500} = \frac{300}{500} = 0,60 \text{ cm.}$$

$f_s < \bar{f}_a$  - f<sub>s</sub> vérifié.

$$\sigma_f = \max \left\{ \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}, 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}} \right\} = \max \{ 1420, 3179 \}$$

$$\sigma_f = 3179 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800, \sigma_f = 3179 \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfifié}).$$

c/- Condition de non fragilité :

- Sens porteur x :  $A_{tx} \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} \cdot \left( \frac{2-\delta}{2} \right) = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,85}{4200} \cdot \left( \frac{2-0,6}{2} \right) = 0,82 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérfifié}).$

- Sens porteur y :  $A_{ty} \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} \cdot \left( \frac{1+\delta}{4} \right) = 0,52 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérfifié}).$

d/- Vérfication au cisaillement =

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{749 \times 4,48}{2} = 1678 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1678}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = 1,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \tau_b = 6,73 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfifié}).$$

Remarque :

Pour les armatures dans le sens x, on remarque que le panneau P<sub>3</sub> donne le maximum d'acier nécessaire, par contre les armatures dans le sens y sont données au maximum par le panneau P<sub>1</sub>.

Panneau P<sub>3</sub> :

sens x :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot \Pi x_s = 0,558 \text{ t.m.}$$

$$M_{ax} = 0,5 \cdot \Pi x_s = 0,3285 \text{ t.m.}$$

- Armatures inférieures :

$$M = \frac{15 \cdot M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0176 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} k = 70,5 \\ E = 0,9445 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit } 5HA8/\text{ml} \quad (2,51 \text{ cm}^2) \\ e = 20 \text{ cm}$$

- Armatures Supérieures :

$$M = \frac{15 \cdot \Pi a_x}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0104 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} k = 94,5 \\ E = 0,9543 \end{array} \right\}$$

$$A_{ax} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5HA6/\text{ml} \\ e = 20 \text{ cm}$$

sens y :

$$M_{ty} = 0,85 \cdot \Pi y_s = 0,1692 \text{ t.m.}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot \Pi y_s = 0,0995 \text{ t.m.}$$

- Armatures inférieures :

$$M = \frac{15 \cdot \Pi t_y}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0054 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} k = 134 \\ E = 0,9664 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit } 5HA8/\text{ml} \\ e = 20 \text{ cm}$$

- Armatures supérieures :

$$M = \frac{15 \cdot \Pi a_y}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0032 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} k = 178 \\ E = 0,9741 \end{array} \right\}$$

$$A_{ay} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5HA6/\text{ml} \\ e = 20 \text{ cm}$$

- Arrêt des barres :

Les armatures inférieures de chaque série peuvent être arrêtées par moitié. La longueur du lit arrêté en travée est égale à  $0,8 l_x$  pour le sens principal et  $l_y - 0,2 l_x$  pour le deuxième sens. L'autre moitié étant totalement ancrée au delà de la ligne d'appui. Les chapeaux ont pour longueur au minimum  $\frac{l_x}{5}$ .

Remarque :

Pour la commodité d'exécution, les planchers terrasse et étage courant sont ferraillés de la même manière.

- Arm. inférieures :

- Sens x : 5HA8/ml ( $e = 20 \text{ cm}$ ).

- Sens y : 5HA12/ml ( $e = 20 \text{ cm}$ ).

- Arm. supérieures :

- Sens x : 5HA6/ml ( $e = 20 \text{ cm}$ ).

- Sens y : 5HA8/ml ( $e = 20 \text{ cm}$ ).

2 - Plancher RDC - (Prédalle).

Les prédalles sont des plaques préfabriquées en béton armé. Elles sont constituées par des dalles à faible épaisseur (8cm). Après leur pose, on coule une couche de béton dessus avec un treuillis soudé pour éviter la fissuration.

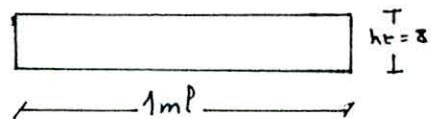
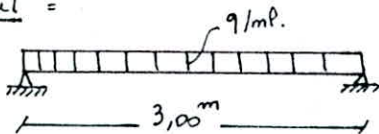
2.1. Principe de calcul :

- On a 2 phases de calcul.

\* 1<sup>ère</sup> phase : On calcule sous son poids propre et sous une charge forfaitaire dite "de chantier" correspondant au poids des ouvriers et du matériel courant. Cette surcharge forfaitaire est prise égale à  $100 \text{ kg/m}^2$ .

\* 2<sup>e</sup> phase : On considère la prédalle à pleine résistance sous la combinaison  $G + 1,2 Q$ .

2.2. Calcul =



- phase 1 :

- poids propre de la prédalle :  $0,08 \times 1 \text{ ml} \times 2500 = 200 \text{ kg/ml}$ .
- poids du béton coulé :  $0,08 \times 1 \text{ ml} \times 2500 = 200 \text{ kg/ml}$ .
- Surcharge de chantier majorée :  $1,2 \times 100 \times 1 \text{ ml} = 120 \text{ kg/ml}$ .

$q_1 = 520 \text{ kg/ml}$ .

- phase 2 :

- Dalle de 16 cm :  $0,16 \times 1 \text{ ml} \times 2500 = 400 \text{ kg/ml}$ .
- Carrelage 2 cm :  $0,02 \times 2200 = 44 \text{ ''}$
- Mortier de Ciment :  $0,02 \times 2000 = 40 \text{ ''}$
- Sable 2 cm :  $0,02 \times 1800 = 36 \text{ ''}$
- Surcharge majorée :  $1,2 \times 175 = 210 \text{ ''}$

$q_2 = 730 \text{ kg/ml}$ .

23 - Ferraillage =

$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{10} \text{ (travée)}$$

$$M_a = \frac{q \cdot l^2}{20} \text{ (appui)}$$

- En travée :

$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{0,730 \times 3,00^2}{10} = 0,6570 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0208 \Rightarrow \begin{cases} k = 64 \\ \epsilon = 0,9367 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{HA8}/\text{ml}; e = 20 \text{ cm.}$$

- En appui :

$$M_a = \frac{q \cdot l^2}{20} = \frac{M_t}{2} = 0,3285 \text{ t.m.}$$

$$A_a = \frac{A_t}{2} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{HA6}/\text{ml}; e = 20 \text{ cm.}$$

24 - Vérification =

a/- Condition de non fissuration =

$$\bar{\sigma}_f = \max \begin{cases} \sigma_1 = 2868 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3179 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} = 3179 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot \bar{\sigma}_{\text{ten}} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_f = 3179 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} = 2800 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{(Vérifiée)}$$

b/- Condition de non fragilité =

$$A_t \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} = 1,25 \text{ cm}^2. \quad \text{(Vérifiée)}$$

c/- Vérification des Contraintes =

travée =

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9291 \\ k = 55,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{55,5} = 50,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

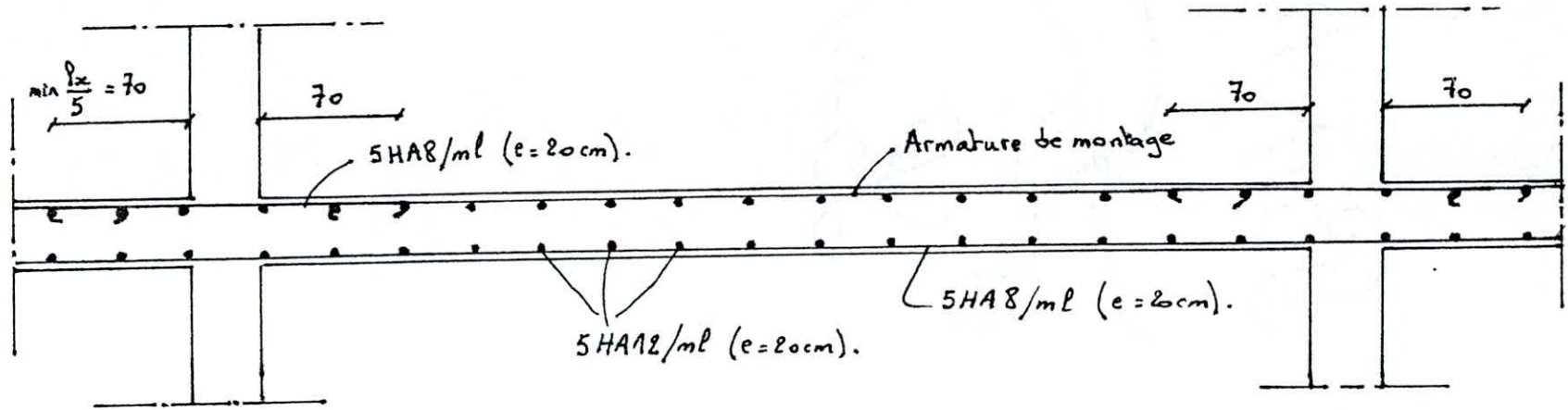
$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{65700}{2,51 \times 0,9291 \times 13} = 2167 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a. \quad \text{/ (Vérifiée)}$$

- Détermination des armatures de répartition =

$$A_r \geq \max \left( \frac{A}{4}, A_{\text{min}} \right) = \max (0,63, 1,25) = 1,25 \text{ cm}^2.$$

soit 5HA6/ml (1,41 cm<sup>2</sup>). espacé de 20 cm.

ETAGE COURANT - TERRASSE.



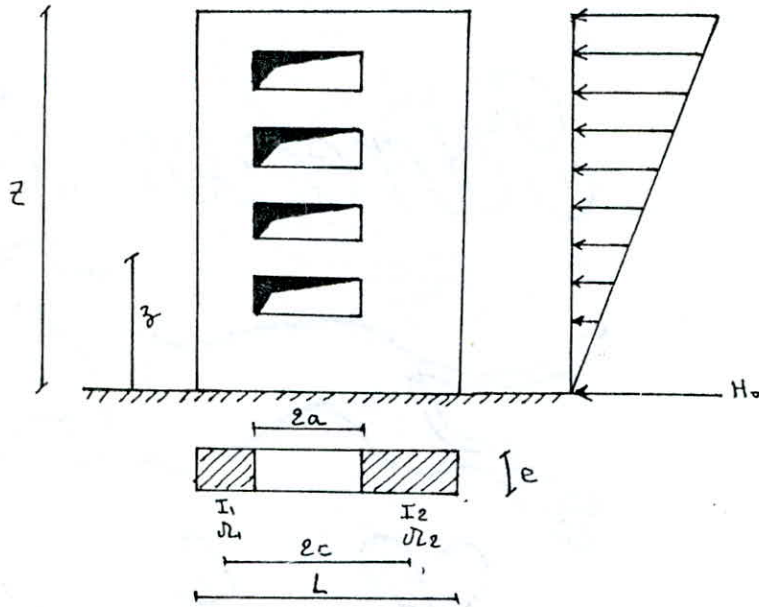
PLAN DE  
FERRAILLAGE

**INERTIES**

**EQUIVALENTES.**

# INERTIE EQUIVALENTE.

La notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Pour la distribution des efforts (Vent - Seisme), il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend fictif. On appelle par définition "inertie équivalente", l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au même effort horizontal, uniformément répartie sur la hauteur du bâtiment, présenterait une flèche à son sommet égale à celle du voile avec ouvertures.



$$z = 14,80 \text{ m.}$$

$H_0 =$  effort tranchant.

flèche du refend fictif :

$$f = \frac{11}{60} \cdot H_0 \cdot \frac{z^3}{E \cdot I_e} \quad (1)$$

a/- Refend à une file d'ouverture =

$$f = \frac{H_0 \cdot z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2 \cdot m \cdot c}{I} \cdot \frac{y_0}{\alpha^2} + \frac{11}{60} \cdot H_0 \cdot \frac{z^3}{E \cdot I} \quad (2)$$

$$(1) = (2) \Rightarrow$$

$$I_e = \frac{(an) \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{y_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec :  $I_0 = I_1 + I_2$ .

$$I = I_0 + 2 \cdot m \cdot c$$

$y_0 = y_0$  à la côte "0" tirée de l'abaque de "M-DIVERS".

$m = m^t$  statique / c.s.g de l'ensemble.

$\alpha_1, \alpha_2 =$  aire des éléments de refend.

$\alpha = \bar{w} \cdot z$  : degré de monolithisme.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2}}$$

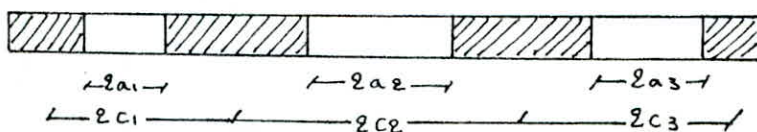
$$\bar{w}^2 = \frac{3 \cdot i \cdot E'}{E \cdot I_0} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 \cdot h}$$

$E =$  coéf d'élasticité du trumeau (matériau constituant).

$E' =$  " " " linteau ( " " ).

$i =$  inertie du linteau.

b/- Refend à plusieurs files d'ouvertures :



$$\alpha = \bar{\omega} \cdot z$$

$$\bar{\omega}^2 = \frac{6 \cdot E'}{E \cdot (I_1 + I_2 + \dots) \cdot h} \cdot \left( \frac{i_1 \cdot c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 \cdot c_2^2}{a_2^3} + \dots \right) = \frac{6 \cdot E'}{E \cdot h \cdot \sum I_i} \cdot \sum \left( \frac{i_i \cdot c_i^2}{a_i^3} \right)$$

$$\Rightarrow I_e = \frac{(a_n) \cdot I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{I_0} \cdot \frac{y_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec :  $I_0 = \sum I_i$

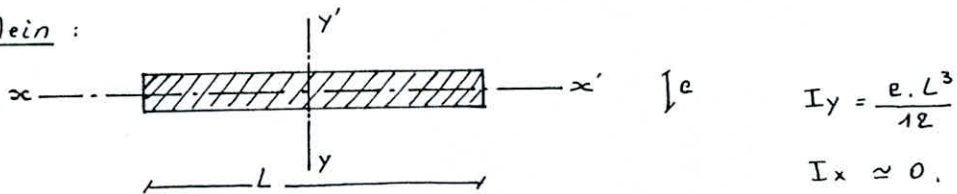
$$I_0 = I_0 + \sum 2 \cdot m_i \cdot c_i$$

$$m_i = \mu_i \cdot D_i$$

$\mu_i$  = aire du trumeau  $i$ .

$D_i$  = distance du C.D.G du trumeau considéré au CDG de l'ensemble du voile.

c/- Refend Plein :



Remarque =

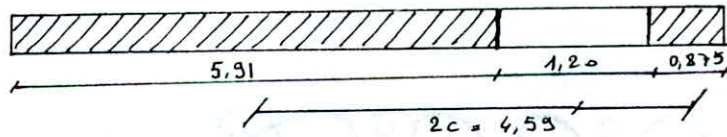
si  $\alpha \geq 10$  : refend à petites ouvertures.

si  $1 < \alpha < 10$  : " " moyennes " "

si  $\alpha < 1$  : " à grandes " "

d/- Application :

Voile C13 : (1 file d'ouverture).



$$h_t = 76 \text{ cm}$$

$$i = 0,16 \cdot \frac{0,76^3}{12} = 0,006 \text{ m}^4$$

$$I_1 = 0,16 \cdot \frac{5,91^3}{12} = 2,752 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,16 \cdot \frac{0,875^3}{12} = 0,0089 \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 2,76 \text{ m}^4$$

$$\mu_1 = 0,16 \times 5,91 = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\mu_2 = 0,16 \times 0,875 = 0,14 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\mu_1} + \frac{1}{\mu_2}} = 0,560 \text{ m}^3$$

$$I = I_0 + 2mc = 5,329 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \alpha = \bar{\omega} \cdot z \quad \text{avec : } \bar{\omega}^2 = \frac{3 \times 0,006}{2,76} \cdot \frac{5,329}{0,560} \cdot \frac{0,295}{0,6^3 \times 2,80} = 0,244$$

$$\text{d'où } \alpha = \sqrt{0,244} \times 14,80 = 7,3 \Rightarrow y_0 \text{ (abaque)} = 0,535$$

$$\text{d'où } I_e = \frac{5,329 \times 0,660}{\frac{60}{11} \cdot \frac{4,59 \times 0,560}{2,76} \cdot \frac{0,535}{7,3^2} + 1} = 3,334 \text{ m}^4$$



	VA23-56 VH56	VB13-57 V657	VC13-57 VF13-F57	VD17 VE17	VEGE-2DE	V48D-4EG	V54D-5EH	V3AG	V6-13		VH23		V3GH	
									El. cour.	Autres	El. Cour.	Autres	E. Cour	Autres
	/	0,815	2,76	12,428	$9,15 \cdot 10^{-4}$	/	0,728	0,815	0,8149	1,716	0,073	/	/	$9,15 \cdot 10^{-4}$
	/	$\begin{matrix} 0,088 \\ 0,3394 \\ 0,4428 \end{matrix}$	0,560	$\begin{matrix} 8,60 \\ 0 \\ 8,60 \end{matrix}$	0,0656	/	$\equiv$	$\equiv$	$\equiv$	0,491	0,3808	/	/	0,0656
I	1,48 m <sup>4</sup>	2,285	5,329	79,078	0,187	4,57	8,563	25,76	2,285	3,74	1,368	1,48	0,488	0,187
2	/	4,05	0,244	0,223	0,746 <del>221</del>	/	3,803	4,86	4,05	4,374	0,026	/	/	0,746
4	/	$29,75 > 10$	7,3	7	$12,77 > 10$	/	$28,86 > 10$	$32,56 > 10$	$28,4 > 10$	$31 > 10$	2,368	/	/	$12,836$
4 <sub>0</sub>	/	0,66	0,535	0,53	0,66	/	0,66	0,66	0,66	0,66	0,35	/	/	0,66
Ic	/	1,491	3,334	37,83	0,022	/	5,38	15,35	1,49	2,448	0,122	/	/	0,022

Niv	I Longit: m <sup>4</sup>	I transv: m <sup>4</sup>
4 <sup>e</sup> et.	35,250	100,357
3 <sup>e</sup> et.	35,738	100,879
2 <sup>e</sup> et.	35,738	100,879
1 <sup>e</sup> et.	35,738	100,879
R.D.C	35,316	100,479

**CENTRE DE  
MASSE &  
d'INERTIE .**

# CENTRE DE MASSE.

Il s'agit de déterminer le centre de masse des éléments soumis à des efforts horizontaux que l'on suppose concentrés au niveau des planchers. Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_M = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i}$$

$$Y_M = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

## 1. Centre de masse du plancher terrasse :

$$q = G + 1,2 q = 0,749 \text{ t/m}^2.$$

$$M_i = q \times S_i. \quad S_i : \text{Surface de la dalle } i.$$

	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16	D17
S (m²)	13,44	20,49	24,59	13,44	24,59	20,49	26,36	32,80	26,36	26,36	26,36	13,44	20,49	24,59	24,59	20,49	13,44
M <sub>i</sub> (t)	10,07	15,35	18,42	10,07	18,42	15,35	19,74	28,31	19,74	19,74	19,74	10,07	15,35	18,42	18,42	15,35	10,07
x <sub>i</sub> (m)	1,58	4,74	8,20	11,66	15,12	18,58	6,62	11,66	16,70	6,62	16,70	1,58	4,74	8,20	15,12	18,58	21,74
y <sub>i</sub> (m)	4,67	3,50	3,50	4,67	3,50	3,50	9,02	13,37	9,02	13,08	13,08	17,43	18,61	18,61	18,61	18,61	17,43

$$\sum M_i = 282,63 \text{ t}$$

$$\sum M_i \cdot x_i = 3193,96 \text{ t.m}$$

$$\sum M_i \cdot y_i = 3208,45 \text{ t.m}$$

$$X_M = 11,30 \text{ m}$$

$$Y_M = 11,35 \text{ m}$$

## 2. Centre de masse du plancher du 4<sup>e</sup> niveau :

$$q_1 = G + 1,2 Q = 0,825 \text{ t/m}^2.$$

$$q_2 = G + 1,2 Q = 0,749 \text{ t/m}^2.$$

D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16	D17	D18
13,44	20,49	24,59	13,44	24,59	20,49	26,36	32,28	26,36	26,36	26,36	13,44	20,49	24,59	24,59	20,49	13,44	13,44
11,09	16,90	20,29	11,09	20,29	16,90	21,75	26,63	21,75	21,75	21,75	11,09	16,90	20,29	20,29	16,90	11,09	11,09
1,58	4,74	8,20	11,66	15,12	18,58	6,62	11,66	16,70	6,62	16,70	1,58	4,74	8,20	15,12	18,58	21,74	21,74
4,67	3,50	3,50	4,67	3,50	3,50	9,02	13,37	9,02	13,08	13,08	17,43	18,61	18,61	18,61	18,61	17,43	4,67

$$\sum M_i = 306,75 \text{ t}$$

$$\sum M_i \cdot x_i = 3683,84 \text{ t.m}$$

$$\sum M_i \cdot y_i = 3499,15 \text{ t.m}$$

$$X_M = 12,01 \text{ m}$$

$$Y_M = 11,41 \text{ m}$$

## 3. Centre de masse du R.D.C :

$$q = G + 1,2 Q = 0,825 \text{ t/m}^2.$$

D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16	D17	D18
13,44	20,49	24,59	13,44	24,59	20,49	26,36	32,28	26,36	26,36	26,36	13,44	20,49	24,59	24,59	20,49	13,44	13,44
11,09	16,90	20,29	11,09	20,29	16,90	21,75	26,63	21,75	21,75	21,75	11,09	16,90	20,29	20,29	16,90	11,09	11,09
1,58	4,74	8,20	11,66	15,12	18,58	6,62	11,66	16,70	6,62	16,70	1,58	4,74	8,20	15,12	18,58	21,74	21,74
4,67	3,50	3,50	4,67	3,50	3,50	9,02	13,37	9,02	13,08	13,08	17,43	18,61	18,61	18,61	18,61	17,43	4,67

$$\sum M_i = 307,77 \text{ t}$$

$$\sum M_i \cdot x_i = 3706,02 \text{ t.m}$$

$$\sum M_i \cdot y_i = 3503,91 \text{ t.m}$$

$$X_M = 12,04 \text{ m}$$

$$Y_M = 11,39 \text{ m}$$

4. Centre de masse des voiles =

Voiles	M(t)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
VA23	5,20	0,08	4,67
VA56	5,20	0,08	17,43
VB13	7,83	3,24	3,50
VB57	7,83	3,24	18,61
Vc13	7,83	6,40	3,50
Vc57	7,83	6,40	18,61
VD17	25,08	10,16	11,05
VE17	25,08	13,32	11,05
VF13	7,83	17,08	3,50
VF57	7,83	17,08	18,61
VG13	7,83	20,24	3,50
VG57	7,83	20,24	18,61
YH23	5,20	23,40	4,67
YH56	5,20	23,40	17,43
V2DE	3,55	11,74	2,35
V2GH	3,55	21,82	2,35
V3AH	26,30	11,74	6,99
V4BD	7,75	6,70	11,05
V4EG	7,75	16,78	11,05
V5AD	11,28	5,12	15,11
V5EH	11,28	18,36	15,11

$$\sum M_i = 205,06 \text{ t.}$$

$$\sum M_i \cdot x_i = 2443,19 \text{ t.m.}$$

$$\sum M_i \cdot y_i = 2190,04 \text{ t.m.}$$

$X_m = 11,91 \text{ m}$
$Y_m = 10,68 \text{ m}$

5. Centre de masse du palier et de la volée :

- palier :

$X_m = 11,66 \text{ m}$
$Y_m = 19 \text{ m}$

- volée :

$X_m = 11,66 \text{ m}$
$Y_m = 20,87 \text{ m}$

6. Centre de masse des façades =

$$M = \gamma \cdot e \cdot h \cdot L$$

	2AB	2BC	1CD	1EF	2FG	2GH	B35	G35
M(t)	1,79	1,79	2,13	2,13	1,79	1,79	4,60	4,60
$x_i$	1,58	4,74	8,20	15,12	18,58	21,74	3,16	20,16
$y_i$	2,35	2,35	0	0	2,35	2,35	11,05	11,05

	6AB	7BC	7CD	7EF	6FG	6GH	2DE	6DE
M(t)	1,79	1,79	2,13	2,13	1,79	1,79	1,79	1,79
$x_i$	1,58	4,74	8,20	15,12	18,58	21,74	11,66	11,66
$y_i$	19,75	19,75	22,10	22,10	19,75	19,75	2,35	19,75

$$\sum M_i = 35,62 \text{ t.}$$

$$\sum M_i \cdot x_i = 415,33 \text{ t.m.}$$

$$\sum M_i \cdot y_i = 393,60 \text{ t.m.}$$

$X_m = 11,66 \text{ m}$
$Y_m = 11,05 \text{ m}$

6. Centre de masse de Placrotère :

Acrotère	Longueur	M(t)	$x_i$	$y_i$
B12	2,35	0,80	3,16	1,18
A23	4,64	1,58	0	4,67
B35	2,12	2,76	3,16	11,05
A56	4,64	1,58	0	17,43
B67	2,35	0,80	3,16	20,93
D12	2,35	0,80	10,08	1,18
D67	2,35	0,80	10,08	20,93
E12	2,35	0,80	13,24	1,18
E67	2,35	0,80	13,24	20,93
G15	15,11	0,80	20,16	7,56
H56	4,64	1,58	23,32	17,43
G67	2,35	0,80	20,16	20,93
2AB	3,16	1,07	1,58	2,35
1BD	6,92	2,35	6,62	0
2DE	3,16	1,07	11,66	2,35
1EG	6,92	2,35	15,12	0
3AB	3,16	1,07	1,58	6,99
5AB	3,16	1,07	<del>20,16</del> 1,58	15,11
5GH	3,16	1,07	20,16	15,11
6AB	3,16	1,07	1,58	19,75
7BD	6,92	2,35	6,62	22,10
6DE	3,16	1,07	11,66	19,75
7EG	6,92	2,35	15,12	22,10
6GH	3,16	1,07	20,16	19,75

$$G + 1,2 Q = 0,340 \text{ t/m}^2.$$

$$\sum M_i = 31,86 \text{ t}$$

$$\sum M_i \cdot x_i = 297,23 \text{ t.m.}$$

$$\sum M_i \cdot y_i = 380,92 \text{ t.m.}$$

$$X_m = 9,33 \text{ m}$$

$$Y_m = 11,96 \text{ m.}$$

7. Centre de masse au niveau terrasse =

	M(t)	$x$ (m)	$y$ (m)	$M \cdot x$ t.m	$M \cdot y$ t.m
Acrotère	31,86	9,33	11,96	299,25	381,05
Pl. terrasse	282,63	11,30	11,35	3195,72	3207,85
1/2 Voiles	102,53	11,91	10,68	1221,13	1095,02
1/2 Façades	17,81	11,66	11,05	207,67	196,80
$\Sigma$	434,83			$\Sigma$ : 4923,77	4880,72

$$X_m = 11,34 \text{ m.}$$

$$Y_m = 11,22 \text{ m.}$$

8/- Centre de masse au niveau de l'étage courant :

	M(t)	x(m)	y(m)	M.x	M.y.
Pl. Gour.	307,77	12,04	11,39	3705,55	3505,50
Façades	35,62	11,66	11,05	415,33	393,60
Voiles	205,06	11,91	10,68	2442,26	2190,04
Palier	3,72	11,66	19	43,38	70,68
Voleé	4,02	11,66	20,87	46,87	83,90
$\Sigma$	556,19			$\Sigma$ 6653,39	6243,72.

$$X_m = 11,96 \text{ m.}$$

$$Y_m = 11,23 \text{ m.}$$

# CENTRE DE TORSION.

## Définition :

Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

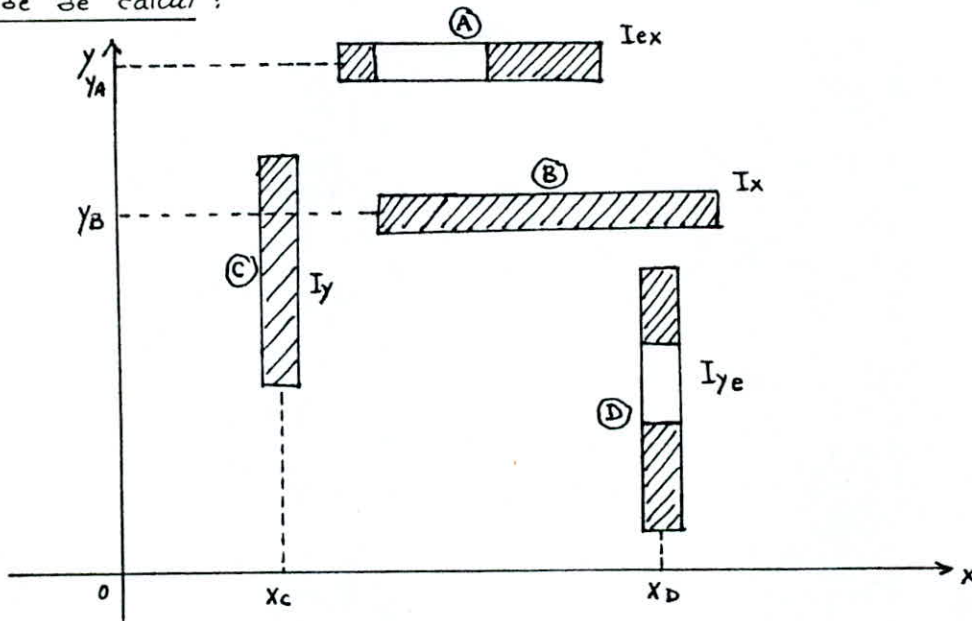
- i) - une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement un déplacement dont le sens est parallèle à la direction de la force.
- ii) - un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends dont le sens est le même que celui du moment.

Les coordonnées du centre de torsion / au repère  $Oxy$  choisi arbitrairement :

$$x_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_{yi}}$$

$$y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

## Mode de calcul :



$$x_T = \frac{I_{yc} \cdot x_c + I_{yD}^e \cdot x_D}{I_{yc} + I_{yD}^e}$$

$$y_T = \frac{I_{xA}^e \cdot y_A + I_{xB} \cdot y_B}{I_{xA}^e + I_{xB}}$$

## Remarque :

Si le refend considéré présente des ouvertures on prendra l'inertie équivalente de ce refend.

## Calcul du Centre de torsion des refends :

voiles	A23	B13	C13	D17	E17	F13	G13	H23	A56	B57	C57	F57	G57	H56
$I_y/I_{ye}$	1,48	1,491	3,334	37,83	37,83	3,334	1,491	1,48	1,48	1,491	3,334	3,334	1,491	1,48
$x_i$	1,10	4,35	7,55	11,30	14,50	18,30	21,40	24,65	1,10	4,35	7,55	18,30	21,40	24,65

$$\sum I_y = 100,879 \text{ m}^4$$

$$\sum I_y \cdot x_i = 1301,367 \text{ m}^4$$

$$X_T = \frac{\sum I_y \cdot x_i}{\sum I_y} = 12,90 \text{ m}$$

Voiles.	3GH	3AG	4BD	4EG	5AD	5EH.	
$I_x/I_{xe}$	0,488	15,35	4,57	4,57	5,38	5,38	
$y_i$	8,20	8,20	12,20	12,20	16,30	16,30	

$$\sum I_x = 35,738$$

$$\sum I_x \cdot y_i = 416,768 \text{ m}^4$$

$$Y_T = \frac{\sum I_x \cdot y_i}{\sum I_x} = 11,66 \text{ m}$$

### Excentricité :

art 3.35 (RPA 81).

La résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs :

a/- 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

$$\frac{5}{100} \times 23,48 \text{ m} = 1,174 \text{ m}$$

b/- Excentricité théorique résultante des plans :

$$e_{thx} = |X_n - X_T|$$

$$e_{thy} = |Y_n - Y_T|$$

\* Plancher terrasse :

$$e_x = |11,32 - 12,90| = 1,59 \text{ m}$$

$$e_y = |11,22 - 11,66| = 0,43 \text{ m}$$

\* Plancher Etage - courant :

$$e_x = |11,96 - 12,90| = 0,94 \text{ m}$$

$$e_y = |11,23 - 11,66| = 0,43 \text{ m}$$

Conclusion :

L'excentricité adoptée est :

$$e_x = e_y = 1,17 \text{ m}$$



**La Periode  
d'Oscillations.**

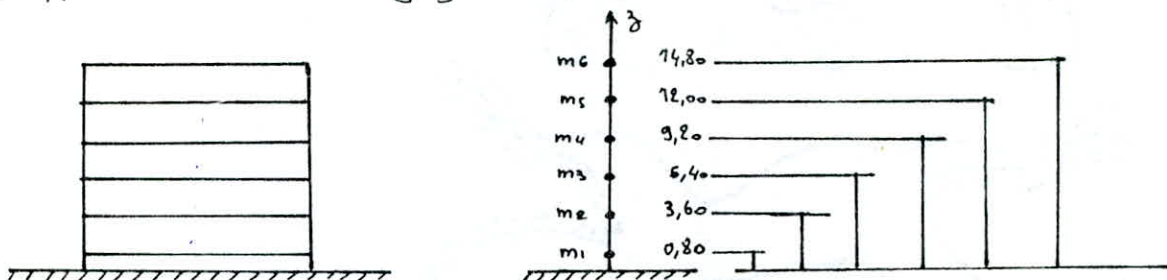
# LA PERIODE D'OSCILLATIONS

## 1. Introduction:

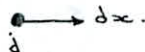
Lors d'une analyse sismique, le but est de trouver un modèle mathématique qui représente la structure réelle à étudier ainsi que le comportement dynamique réel de la structure. Le modèle doit refléter aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure. Après le choix du modèle, il est à bien de mener les calculs avec une assez bonne précision.

## 2. Modélisation:

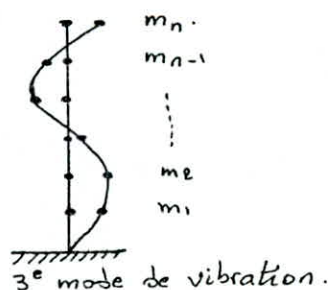
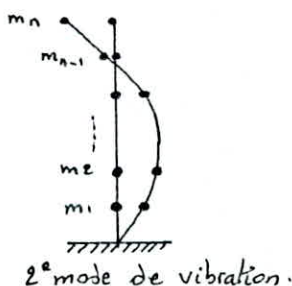
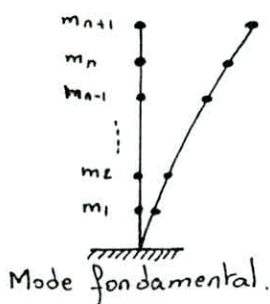
Pour les ouvrages élancés, le modèle mathématique retenu est une console encastree à une de ses extrémités, à masses concentrées  $M_1, \dots, M_n$  accrochées à une tige d'inertie variable ou constante. Cette tige est supposée de masse négligeable.



Les masses concentrées  $M_1, M_2, \dots, M_n$  étant les masses aux différents planchers. Le système présente autant de degrés de liberté que de masses concentrées. Mais, en pratique, on considère un modèle simplifié à un seul degré de liberté par niveau. C'est à dire le déplacement horizontal des noeuds étant seul pris en compte.



Il existe 3 modes de vibration :



## 3. Méthode de Calcul:

Pour le calcul de la période du 1<sup>er</sup> mode de vibration on applique :

- La méthode approchée de : RAYLEIGH, qui s'applique très bien à notre bâtiment, car il est contreventé par des voiles qui sont rigides.

a/- Principe: Cette méthode a été développée à partir de la conservation de l'énergie. Elle est utilisée pour la détermination de la pulsation fondamentale d'un système oscillant ayant un nombre limité ou infini de degrés de liberté.

Après avoir établi l'expression de la pulsation fondamentale, on écrit que l'énergie totale du système conservatif reste constant pendant le mouvement.

$$E_{\text{Tot}} = E_c(t) + E_p(t) = \text{Cste.}$$

Lorsque  $E_p \text{ max} \rightarrow E_c \approx 0.$

$$E_c \text{ max} \rightarrow E_p \approx 0. \quad \text{alors } E_c^{\text{max}} = E_p^{\text{max}} = K \quad (1).$$

$$\text{On a : } E_c^{\text{max}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{w^2}{g} \cdot \sum_{j=1}^n P_j \cdot X_j^2$$

$w$  = pulsation propre du système.

$P_j = m_j \cdot g$  : poids de la masse  $m_j$  à la cote  $j$ .

$X_j$  = déformée à la cote  $j$ .

$$E_p^{\text{max}} = \frac{1}{2} \int_0^H E \cdot I(z) \cdot \left( \frac{d^2 X}{dz^2} \right)^2 dz.$$

soit  $\delta_{\text{st},j}$  = déplacement statique de la masse  $j$  tel que :

$$\delta_{\text{st},j} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ij}$$

$\delta_{ij}$  = déplacement en  $j$  provoqué par l'application de la force unitaire en  $i$ .

On obtient alors :

$$\delta_{\text{st},1}, \delta_{\text{st},2}, \dots, \delta_{\text{st},n}.$$

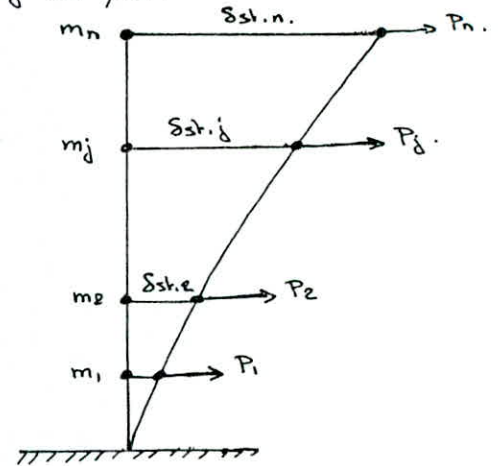
En connaissant les déplacements statiques, on détermine l'équation de la déformée statique.

b/- Etapes de calcul :

$$E_p \text{ max} = \frac{1}{2} \cdot \sum_{k=1}^n F_k \cdot x_k.$$

$$E_c \text{ max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{w^2}{g} \cdot \sum_{k=1}^n P_k \cdot X_k^2$$

$$E_c^{\text{max}} = E_p^{\text{max}} \Rightarrow w^2 = g \cdot \frac{\sum_{k=1}^n F_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n P_k \cdot X_k^2} \quad (2).$$



On impose à toutes les masses un déplacement dû à la charge gravitationnelle appliquée horizontalement.  $\Rightarrow F_k = P_k$ .

La déformée statique du système est :

$$X_k = \sum_{j=1}^n P_j \cdot \delta_{kj}$$

$$(2) \text{ devient : } w^2 = g \cdot \frac{\sum P_k \cdot X_k}{\sum P_k \cdot X_k^2} = g \cdot \frac{\sum m_k \cdot g \cdot X_k}{\sum m_k \cdot g \cdot X_k^2} = g \cdot \frac{\sum m_k \cdot X_k}{\sum X_k^2 \cdot m_k}$$

$$\text{puisque } T = \frac{2\pi}{w} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{\sum m_k X_k^2}{\sum m_k \cdot X_k}}$$

Remarque : RPA 81.

Si la période d'oscillation dépasse 0,5 s, il y a lieu de tenir compte de l'incidence du 2<sup>e</sup> mode de vibration.

Si la période d'oscillation dépasse 0,7 s, il y a lieu de tenir compte de l'incidence du 3<sup>e</sup> mode de vibration.



E. I. St. j :

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	$\Sigma :$
1	0,171	1,067	1,963	2,859	3,755	4,651	/
2	/	15,552	33,836	51,840	69,984	88,128	/
3	/	/	87,381	114,725	202,069	259,413	/
4	/	/	/	259,563	378,059	496,555	/
5	/	/	/	/	576,000	777,600	/
6	/	/	/	/	/	1080,597	/

42/ — Calcul des masses  $m_k$  :

\* plancher terrasse :

$$\begin{aligned}
 \text{pl} &: 0,629 \times 377,32 \text{ m}^2 \text{ ----- } 237,33 \text{ t} \\
 \text{Accr.} &: 0,220 \times 106,56 \text{ m} \text{ ----- } 23,44 \text{ t} \\
 \text{1/2 voiles} &: \text{-----} 94,61 \text{ t} \\
 \text{1/2 Façades} &: \text{-----} 16,92 \text{ t} \\
 \hline
 m_6 &= 372,30 \text{ t}
 \end{aligned}$$

\* plancher 4<sup>e</sup> niveau :

$$\begin{aligned}
 \text{Plancher} &: 0,629 \times 13,44 + 0,615 \times 377,32 \text{ ----- } 240,51 \text{ t} \\
 \text{Accrotère} &: 0,220 \times 10,96 \text{ ----- } 2,41 \text{ " } \\
 \text{Voiles} &: \text{-----} 193,58 \text{ " } \\
 \text{Façades} &: \text{-----} 33,84 \text{ " } \\
 \text{Volée} &: 0,670 \times (1,50 \times 2,76) \text{ ----- } 2,77 \text{ " } \\
 \text{Palier} &: 0,528 \times (1,50 \times 3,00) \text{ ----- } 2,38 \text{ " } \\
 \hline
 m_5 &= 475,47 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

\* Plancher Courant :

$$\begin{aligned}
 \text{Plancher} &: 0,615 \times 386,76 \text{ ----- } 237,86 \text{ t} \\
 \text{Voiles + Façades + Volée + Palier} &: \text{-----} 232,57 \text{ " } \\
 \hline
 m_4 = m_3 = m_2 &= 470,43 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

\* Plancher RDC :

$$\begin{aligned}
 \text{Idem Plancher courant} &: \text{-----} 470,43 \text{ t.} \\
 \text{Voiles 2GH - 2DE} &: \text{-----} 7,10 \text{ " } \\
 \hline
 m_1 &= 477,53 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Valeur de E :

$$E = 21000 \sqrt{1,2 \sigma_{28}} = 3,78 \cdot 10^6.$$

$$\begin{aligned}
 I_{\text{long}} = 35,738 & \rightarrow E I_L = 135,10 \cdot 10^6. \\
 I_{\text{trans}} = 100,879 & \rightarrow E I_t = 381,30 \cdot 10^6.
 \end{aligned}$$

43/- Valeurs de la déformée : (Sens Longitudinal).

$$x_1 = \frac{10}{135,10 \cdot 10^6} \left[ 477,53(0,171) + 470,43(1,067 + 1,963 + 2,859) + 475,47(3,755) + 372,30(4,651) \right]$$

$$= 0,00047.$$

$$x_2 = \frac{10}{135,10 \cdot 10^6} \left[ 477,53(1,067) + 470,43(15,552 + 33,696 + 51,840) + 475,47(69,984) + 372,30(88,128) \right]$$

$$= 0,0084$$

soit le tableau suivant :

$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$
0,00047	0,0084	0,0236	0,0430	0,0645	0,0867.

- Valeurs de la déformée , (Sens transversal) :

$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$
0,00017	0,0030	0,0084	0,0152	0,0229	0,0307.

44/- Evaluation de la période d'oscillations :

- Sens Longitudinal :

$$\sum m_k = 2736,59 \text{ t.}$$

$$\sum m_k \cdot x_k = 98,453 \text{ t.m.}$$

$$\sum m_k \cdot x_k^2 = 5,942 \text{ t.m}^2.$$

$$T_L = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{\sum m_k \cdot x_k^2}{\sum m_k \cdot x_k}} \Rightarrow T_{\text{Long}} = 0,488 \text{ s.}$$

- Sens transversal :

$$\sum m_k = 2736,59 \text{ t.}$$

$$\sum m_k \cdot x_k = 34,93 \text{ t.m.}$$

$$\sum m_k \cdot x_k^2 = 0,746 \text{ t.m}^2.$$

$$T_t = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{\frac{\sum m_k \cdot x_k^2}{\sum m_k \cdot x_k}} \Rightarrow T_{\text{Trans}} = 0,29 \text{ s.}$$

\* PS69 : "Annexe".

$$T = 1,79 \sqrt{\frac{\sum m \cdot H^3}{EI}}$$

$$H = 14,80 \text{ m.}$$

C'est pas la formule exacte.

$$\Rightarrow T_{\text{Long}} = 0,459 \text{ s.}$$

$$T_{\text{Trans}} = 0,273 \text{ s.}$$

\* RPA 81 : "formule analytique".

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

$$L_{\text{Long}} = 23,48 \text{ m.}$$

$$L_{\text{Trans}} = 22,40 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow T_{\text{Long}} = 0,275 \text{ s.}$$

$$T_{\text{Trans}} = 0,281 \text{ s.}$$

## Resume :

	RAYLEIGH	PS69	RPA 81
Long :	0,488 s	0,458 s	0,275 s
Trans :	0,29 s.	0,273 s	0,281 s.

### Conclusion :

On remarque la periode donnée par le RPA dans le sens longitudinal est faible, du fait que l'équation empirique ne considère pas tous les éléments participant à la rigidité de la structure.

RPA 81 ne prend pas en considération le décrochement en élévation du bâtiment qui diminue de la rigidité de la structure.

### Important :

art 3312 "RPA 81".

La valeur de D obtenue pour la valeur de T, calculée d'après la formule du RPA ne devra pas être inférieure à 80% de celle obtenue par "RAYLEIGH".

### Selon RPA :

$$D_t = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,5}{0,281}} = 2,66 \rightarrow \text{palier } D=2$$

$$D_e = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,5}{0,275}} = 2,70 \rightarrow " D=2$$

### selon RAYLEIGH :

$$D_t = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,5}{0,29}} = 2,63 \rightarrow \text{palier } D=2$$

$$D_e = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,5}{0,488}} = 2,02 \rightarrow \text{palier } D=2.$$

### Vérification :

- sens trans :

$$\frac{D_{RPA}}{D_{RAY}} = \frac{2,66}{2,63} = 1,01 > 80\%.$$

- sens long :

$$\frac{D_{RPA}}{D_{RAY}} = \frac{2,70}{2,02} = 1,33 > 80\%.$$

(Vérifiée).

suivant RPA81 D doit être arrêté à 2.

**Etude au**  
**Séisme.**



# ETUDE AU SEISME.

## Calcul des efforts sismiques :

### 1. Généralité :

Dans cette partie nous allons déterminer les sollicitations d'origines sismiques qui peuvent agir sur notre structure. Ces sollicitations peuvent s'évaluer par un calcul pseudo-dynamique qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant défini par :

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

art 331 "RPA 81".

Les effets des forces horizontales seront considérés dans les deux directions correspondantes :

- Sens Longitudinal.
- Sens transversal.

Avec :

A = 0,15	facteur d'accélération de zone (gp2, zone II).
B = 1/3	" de comportement de la structure.
D = $\begin{cases} 2,02 & \text{transversal.} \\ 2,63 & \text{Longitudinal.} \end{cases}$	facteur d'amplification dynamique moyen.
Q = $1 + \sum_{q=1}^5 P_q$	facteur de qualité et $P_q = P_{\text{évalités}}$ .

- cond. min. de files portées (observé)  $\rightarrow P_1 = 0$ .
- Surabondance en plan ( " )  $\rightarrow P_2 = 0$ .
- Symétrie en plan (non obser.)  $\rightarrow P_3 = 0,1$ .
- régularité en plan ( observé )  $\rightarrow P_4 = 0$ .
- Contrôle de qualité des matériaux (non obser.)  $\rightarrow P_5 = 0,1$ .
- " " " de la construction ( " " )  $\rightarrow P_6 = 0,1$ .

d'où :  $Q = 1,3$ .

$W = 2736,59t$  poids de la structure qui est la totalité des charges permanentes (art 3315 "RPA 81").

### 2. Calcul des forces sismiques :

- Sens Long :

$$V_L = 0,15 \times 1/3 \times 2,63 \times 1,3 \times 2736,59 = \underline{467,82 t}.$$

- Sens trans :

$$V_t = 0,15 \times 1/3 \times 2,02 \times 1,3 \times 2736,59 = \underline{359,31 t}.$$

### 3. Distribution de la force sismique :

La force latérale  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

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

$F_t$  = force concentrée au sommet de la structure définie par :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V.$$

Remarque : La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0,25  $V$  et est négligé si la valeur de  $T$  est inférieure à 0,7 s. (art 333 RPA 81).

La partie restante de l'effort horizontal  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la construction suivant la formule :

$$F_k = \frac{V - F_t}{\sum w_i \cdot h_i} \cdot W_k \cdot h_k$$

$k$  = niveau.  
 $h_i$  = hauteur du niveau à la base.

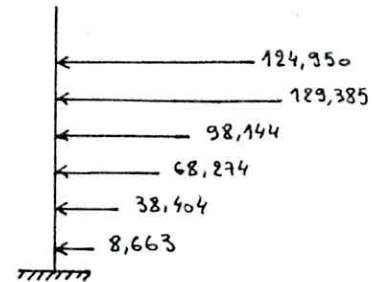
$$\sum w_i \cdot h_i = m_1 \cdot 0,80 + m_2 \cdot 3,60 + m_3 \cdot 6,40 + m_4 \cdot 9,20 + m_5 \cdot 12 + m_6 \cdot 14,80 = 20629,96 \text{ t.m.}$$

#### 4. Résultats :

- Sens Long :  $F_t = 0$  car  $T_p < 0,7 \Delta$ .

$$\Rightarrow F_k = \frac{V_L}{\sum w_i \cdot h_i} \cdot W_k \cdot h_k = \frac{467,82}{20629,96} \cdot W_k \cdot h_k = 0,02268 \cdot W_k \cdot h_k$$

Niveau:	$F_k(t)$	$F_k$ cumulé (eff tranchant).	M. (mt cumulé).
6	124,950	124,950	0
5	129,385	254,335	349,860
4	98,144	352,479	1061,938
3	68,274	420,753	2048,939
2	38,404	459,157	3227,048
1	8,663	467,820	5110,445
0	0	467,820	5805,257

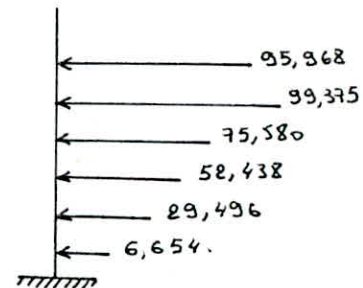


- Sens trans :

$F_t = 0$  car  $T_e < 0,7 \Delta$ .

$$\Rightarrow F_k = \frac{V_t}{\sum w_i \cdot h_i} \cdot W_k \cdot h_k = \frac{359,31}{20629,96} \cdot W_k \cdot h_k = 0,01742 \cdot W_k \cdot h_k$$

Niveau:	$F_k(t)$	$F_k$ Cumulé (eff tranchant).	M (mt cumulé).
6	95,968	95,968	0
5	99,375	195,343	268,710
4	75,580	270,923	815,671
3	52,438	323,361	1574,255
2	29,496	352,857	2479,666
1	6,654	359,511	3467,666
0	0	359,511	4460,988



**CONTREVENTEMENT.**

# CONTREVENTEMENT.

## 1. Introduction :

Notre système de contreventement est constitué de voiles porteurs, soumis aux forces horizontales dues au séisme étant donné que ces dernières sont plus prépondérantes que celles dues au vent en zone II.

### a/. Sollicitations horizontales :

Il s'agit de répartir les efforts horizontaux  $F_{xi}$  de chaque niveau entre les différents éléments de contreventement.

#### - méthode de Calcul :

Pour déterminer les efforts  $H_i$ , repris par chaque voile et à chaque niveau, on utilise la méthode de "M. DIVERS".

#### - Hypothèses de Calcul :

- Les refends sont parfaitement encastres à leur base.
- L'inertie  $I$  est constante ou suit une même loi.
- Le plancher est indéfiniment horizontal.

### b/. Etapas de Calcul et notations :

soit  $XX, YY$  un système d'axes parallèles aux axes principaux des refends, dont l'origine est située au centre de torsion de l'ensemble.

$X'X', Y'Y'$  axes de refends ayant une direction et une origine arbitraire, choisies en fonction de la commodité de calcul.

1-1, 2-2 axes principaux de chaque refend.

La réduction de la force extérieure par rapport au centre de torsion fournit  $\bar{H}_x$  et  $\bar{H}_y$ .

Les forces provenant de la translation deviennent :

$$\text{- Sens Long : } H'_x = \frac{H_x \cdot I_y}{\sum I_y} = \frac{F_{Kx} \cdot I_y}{\sum I_y}$$

$$\text{- Sens trans. : } H'_y = \frac{H_y \cdot I_x}{\sum I_x} = \frac{F_{Ky} \cdot I_x}{\sum I_x}$$

Les forces provenant de la rotation deviennent :

$$\text{- Sens Long : } H''_x = \frac{\bar{M} \cdot y \cdot I_y}{J}$$

$$\text{- Sens trans. : } H''_y = \frac{\bar{M} \cdot x \cdot I_x}{J}$$

$$\text{avec } \begin{cases} x = x' - x_T \\ y = y' - y_T \\ \bar{M} = H \cdot e \end{cases}$$

avec  $J = m^2$  de torsion polaire =  $\sum I_y \cdot y^2 + \sum I_x \cdot x^2$ .

## Conclusion :

Les forces distribuées dans les refends sont en définitive :

$$\text{- Sens Long : } \bar{H}_x = H'_x + H''_x$$

$$\text{- Sens trans. : } \bar{H}_y = H'_y + H''_y$$

Nota : si  $H''_x, H''_y$  sont négatifs elles seront négligées. (art 335 RPA 81).

L'effort sismique dans un sens considéré est repris par les voiles parallèles à la direction de cet effort car leur inertie est grande par rapport à l'axe perpendiculaire à l'effort sismique.

## 2. Caractéristiques géométriques des voiles :

21 - niveau RDC :

\* transversaux :

Voiles	$I_x$	$X$	$I_x \cdot X$	$I_x \cdot X^2$
A23	1,48	-11,80	-17,464	206,07
A56	1,48	-11,80	-17,464	206,07
H5C	1,48	11,75	17,390	204,33
B13	1,491	-8,55	-12,748	109
B57	1,491	-8,55	-12,748	109
G57	1,491	8,50	12,674	107,72
H23	0,022	11,75	1,434	16,84
G13	2,448	8,50	20,808	176,87
C13	3,334	-5,35	-17,837	95,43
C57	3,334	-5,35	-17,837	95,43
F13	3,334	5,40	18,004	97,22
F57	3,334	5,40	18,004	97,22
D17	37,83	-1,60	-60,528	96,84
E17	37,83	1,60	60,528	96,84

\* Longitudinaux :

Voiles	$I_y$	$y$	$I_y \cdot y$	$I_y \cdot y^2$
2DE	0,022	-8,16	-0,180	1,465
2GH	0,022	-8,16	-0,180	1,465
3AG	15,35	-3,36	-51,58	173,30
4BD	4,57	+0,64	2,925	1,872
4EG	4,57	+0,64	2,925	1,872
5AD	5,38	+4,74	25,50	120,88
5EH	5,38	+4,74	25,50	120,88
3GH	0,022	-3,36	-0,07	0,248

$$\sum I_x = 100,479 \text{ m}^4.$$

$$\sum I_y = 35,316 \text{ m}^4.$$

$$\sum I_x \cdot X^2 = 1714,830 \text{ m}^6.$$

$$\sum I_y \cdot y^2 = 421,98 \text{ m}^6.$$

$$J = 2136,87 \text{ m}^6.$$

22. Etage Courant,

Transversaux

Voiles	$I_x$	$x$	$x \cdot I_x$	$x^2 \cdot I_x$
A23	1,48	-11,80	-17,464	206,07
A56	1,48	-11,80	-17,464	206,07
H56	1,48	11,75	17,390	204,33
B13	1,491	-8,55	-12,390	105,93
B57	1,491	-8,55	-12,390	105,93
G57	1,491	8,50	12,674	107,72
H23	1,48	11,75	17,390	204,33
G13	1,49	8,50	12,665	107,653
C13	3,334	-5,35	-17,837	95,43
C57	3,334	-5,35	-17,837	95,43
F13	3,334	5,40	18,004	97,22
F57	3,334	5,40	18,004	97,22
D17	37,83	-1,60	-60,528	96,84
E17	37,83	+1,60	60,528	96,84

Longitudinaux

Voiles	$I_y$	$y$	$y \cdot I_y$	$y^2 \cdot I_y$
3GH	0,488	-3,36	-1,640	5,509
4BD	4,57	0,64	2,925	1,872
4EG	4,57	0,64	2,925	1,872
5AD	5,38	4,74	25,50	120,88
5EH	5,38	4,74	25,50	120,88
3AG	15,35	-3,36	-51,61	173,41

$$\sum I_x = 100,879 \text{ m}^4$$

$$\sum I_y = 35,748 \text{ m}^4$$

$$\sum x^2 \cdot I_x = 1827,027 \text{ m}^6$$

$$\sum y^2 \cdot I_y = 424,423 \text{ m}^6$$

$$J = 2251,450 \text{ m}^6$$

- Dernier étage =

Transversaux :

Voiles	$I_x$	X	$X \cdot I_x$	$X^2 \cdot I_x$
A23	1,48	-11,80	-17,464	206,07
A56	1,48	-11,80	-17,464	206,07
H56	1,48	11,75	17,390	204,33
B13	1,491	-8,55	-12,748	109
B57	1,491	-8,55	-12,748	109
G57	1,491	8,50	12,674	107,72
G13	2,448	8,50	20,808	176,87
C13	3,334	-5,35	-17,837	95,43
C57	3,334	-5,35	-17,837	95,43
F13	3,334	5,40	18,004	97,22
F57	3,334	5,40	18,004	97,22
D17	37,83	-1,60	-60,528	96,84
E17	37,83	1,60	60,528	96,84

Longitudinaux :

Voiles	$I_y$	Y	$Y \cdot I_y$	$Y^2 \cdot I_y$
3AG	15,35	-3,36	-51,576	173,30
4BD	4,57	0,64	2,925	1,872
4EG	4,57	0,64	2,925	1,872
5AD	5,38	4,74	25,50	120,88
5EH	5,38	4,74	25,50	120,88

$$\sum I_x = 100,357 \text{ m}^4$$

$$\sum I_y = 35,250 \text{ m}^4$$

$$\sum y^2 \cdot I_y = 418,791 \text{ m}^6$$

$$\sum x^2 \cdot I_x = 1698,04 \text{ m}^6$$

$$J = 2116,83 \text{ m}^6$$

Voiles Longitudinaux.

	2DE	2GH	3AG	3GH	4BD	4EG	5AD	5EH
$H'_y$	0,004	0,004	2,892	0,804	0,861	0,861	1,014	1,014
$H''_y$	/	/	/	/	0,007	0,007	0,440	0,440
$\bar{H}_y$	0,004	0,004	2,892	0,804	0,868	0,868	1,454	1,454

Voiles transversaux:

	A23	A56	H56	B13	B57	G57	H23	G13	C13	C57	F13	F57	D17	E17
$H'_x$	0,128	0,128	0,128	0,129	0,129	0,129	0,011	0,211	0,287	0,287	0,287	0,287	3,262	3,262
$H''_x$	/	/	0,082	/	/	0,060	0,007	0,099	/	/	0,085	0,085	/	0,287
$\bar{H}_x$	0,128	0,128	0,210	0,129	0,129	0,189	0,018	0,310	0,287	0,287	0,372	0,372	3,262	3,549

- Exemple de Calcul:

Voile F43.

niv 1:

$F_{kx} = 8,663 \text{ t.}$

$$H'_x = \frac{8,663 \times 3,334}{100,479} = 0,287 \text{ t}$$

$$H''_x = \frac{8,663 \times 1,17}{2136,87} \times 18,004 = 0,085 \text{ t.}$$

$$\bar{H}_x = H'_x + H''_x = 0,372 \text{ t.}$$

niveau 1:

$F_k (\text{Long}) = 6,654 \text{ t.}$   
 $F_k (\text{trans}) = 8,663 \text{ t.}$



Voiles Longitudinaux :

F <sub>k</sub> i (t)	Voiles		2DE = 2GH		3AG		3GH		4BD = 4EG		5AD = 5EH	
	niv.		H̄	V̄	H̄	V	H̄	V	H̄	V	H̄	V
95,968	6		/	/	41,790	41,790	/	/	12,597	12,597	16,000	16,000
99,375	5		/	/	42,683	84,473	1,357	1,357	12,859	25,456	16,277	32,277
75,580	4		/	/	32,463	116,936	1,032	2,389	9,780	35,236	12,380	44,657
52,438	3		/	/	22,523	139,459	0,716	3,105	6,786	42,022	8,589	53,246
29,496	2		0,018	0,018	12,665	152,124	0,403	3,508	3,816	45,838	4,830	58,076
6,654	1		0,004	0,022	2,892	155,016	0,004	3,512	0,868	46,706	1,454	59,530
0,000	0		0,000	0,022	0,000	155,016	0,000	3,512	0,000	46,706	0,000	59,530
m <sub>text</sub> à la base	Σ H̄ · h <sub>i</sub>		0,068		1621,402		31,815		488,582		619,541	

Voiles transversaux =

F <sub>Ki</sub> (t)	Voiles niv.	A23 - A56		B13 - B57		C13 - C57		D17		E17		F13 - F57		G13		G57		H23		H56	
		H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
124,95	6	1,843	1,843	1,856	1,856	4,151	4,151	47,100	47,100	51,280	51,280	5,394	5,394	4,485	4,485	2,731	2,731	/	/	3,044	3,044
129,325	5	1,898	3,741	1,912	3,768	4,276	8,427	48,520	95,620	52,590	103,87	5,487	10,881	2,764	7,249	2,764	5,495	3,067	3,067	3,067	6,111
98,144	4	1,440	5,181	1,451	5,219	3,244	11,671	36,804	132,424	39,891	143,761	4,162	15,043	2,097	9,346	2,097	7,592	2,327	5,424	2,327	8,438
68,274	3	1,002	6,183	1,009	6,228	2,256	13,927	25,603	158,027	27,751	171,512	2,895	17,938	1,459	10,805	1,459	9,051	1,619	7,043	1,619	10,057
38,404	2	0,563	6,746	0,568	6,796	1,269	15,196	14,402	172,429	15,610	187,122	1,628	19,566	0,821	11,626	0,821	9,872	0,910	7,953	0,910	10,967
2,663	1	0,128	6,874	0,129	6,925	0,287	15,483	3,262	175,691	3,549	190,671	0,372	19,938	0,310	11,936	0,189	10,061	0,018	7,971	0,210	11,177
0,000	0	0,000	6,874	0,000	6,925	0,000	15,483	0,000	175,691	0,000	190,671	0,000	19,938	0,000	11,936	0,000	10,061	0,000	7,971	0,000	11,177
Σ H <sub>i</sub> · h <sub>i</sub> h <sub>im</sub>		71,842		72,368		161,828		1836,233		1993,663		208,652		131,380		105,324		71,864		117,069	

- 52 -

**Efforts  
dans les  
Refends**

# EFFORTS DANS LES REFENDS

## I. Sollicitations horizontales :

### Introduction :

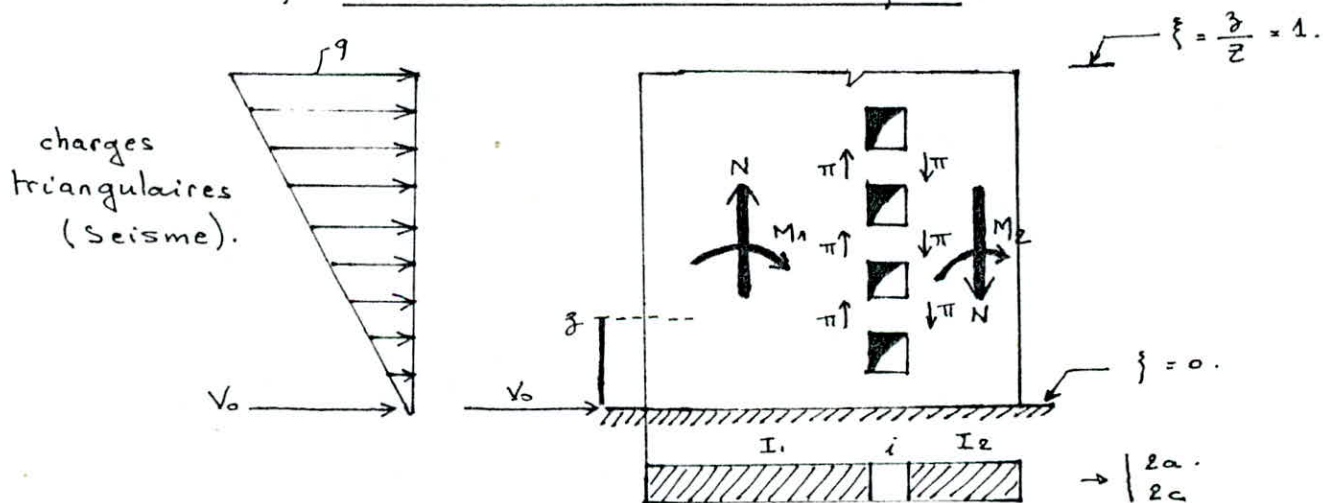
Pour calculer les efforts sollicitant les éléments de refends, on applique la méthode imaginée par "MM ALBIGES et GOULET", fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure.

### Hypothèses :

- Les efforts transmis par les poutres peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- Les éléments de refends subissant le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.
- La hauteur d'étage est constante.
- Les poutres ont une inertie faible vis à vis de chacun des refends.

### 1. Refends à une file d'ouverture :

#### a/- Moments dans les éléments de refends :



Les moments dans chacun des éléments de refend sont donnés par :

$$\text{Trum I : } M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot V_0 \cdot Z \cdot \left[ \frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

$$\text{Trum II : } M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot V_0 \cdot Z \cdot \left[ \frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

Avec :

$\psi$  : Coéf lu sur l'abaque B2.3.b.

$\phi$  : " " " " B2.3.a.

$V_0$  : Effort tranchant d'ensemble à la base du voile.

$Z$  : hauteur du bâtiment.

$I_{1,2}$  : Inerties des trumeaux 1 et 2 par rapport à leurs propres axes.

$I$  : Inertie globale du refend :  $I = I_1 + I_2 + 2mc$ .

$m$  : moment statique des éléments de refends.

b/- Effort tranchant  $\pi$  dans les linteaux :

$$\pi = \frac{V_0 \cdot m \cdot h}{I} \cdot \phi(\alpha, \xi)$$

$h$  = hauteur d'étage.

c/- Effort normal  $N$  dans les trumeaux :

$$N = \sum \pi$$

Vérification :

On vérifie à la base de chaque refend l'équilibre extérieur.

$$M_{ext} = M_1 + M_2 + 2c \cdot N$$

$M_{ext}$  : moment d'ensemble distribué au refend.

$M_1, M_2, N$  : efforts calculés à la base des refends.

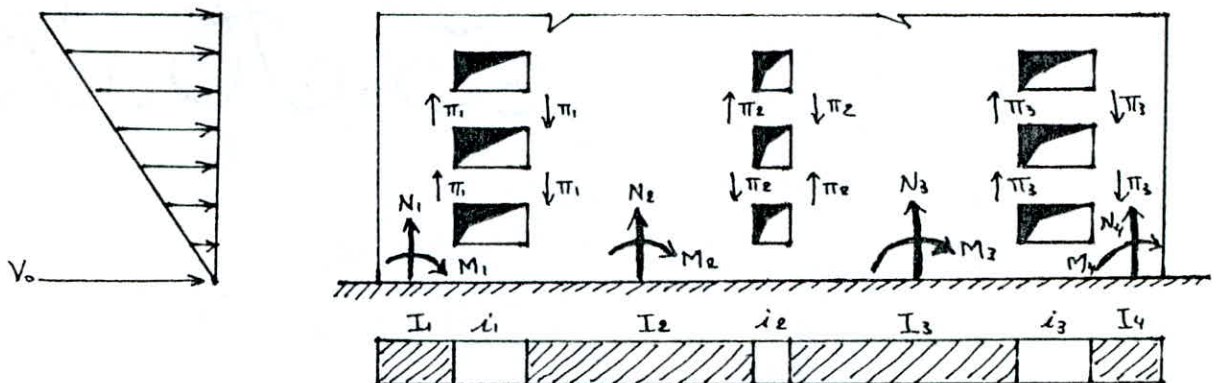
Remarque :

On notera que dans le cas de charges uniformes (Vent) les moments sont :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot V_0 \cdot Z \cdot \left[ \frac{(1-\beta)^2}{2} - \frac{2mc}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot V_0 \cdot Z \cdot \left[ \frac{(1-\beta)^2}{2} - \frac{2mc}{I} \psi \right]$$

2. Refends à plusieurs files d'ouvertures :



a/- Moments dans les éléments de refend :

$$M_j = \frac{I_j}{\sum I_j} \cdot V_0 \cdot Z \cdot \left[ \frac{(1-\xi)^2 \cdot (2+\xi)}{3} - \gamma(\alpha, \xi) \right]$$

b/- Effort tranchant  $\pi$  :

$$\pi_j = V_0 \cdot h \cdot \frac{i_j \cdot C_j}{2 a_j^3 \left( \frac{i_1 \cdot c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 \cdot c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi(\alpha, \xi).$$

Nota :

A cause des approximations effectuées (déformation des éléments de refend provoquée par les efforts normaux considéré comme nulle) les valeurs des efforts tranchants  $\pi$  deviennent peu précises; quand les ouvertures sont assez petites ( $\alpha > 10$ ).

des formules pour plusieurs files d'ouvertures fournissent les valeurs de  $\pi$  par excès pour les ouvertures proches des extrémités du refend, et par défaut pour les ouvertures centrales, sans pouvoir donner des indications précises. Il est donc conseillé, pour les petites ouvertures de prendre :

$$\pi_j = \frac{\pi'_j + \pi''_j}{2}$$

$$\text{avec, } \begin{cases} \pi'_j = V_0 \cdot h \cdot \frac{i_j \cdot C_j}{2 a_j^3 \cdot \sum \left( \frac{i_i \cdot c_i^2}{a_i^3} \right)} \phi(\alpha, \xi). \\ \pi''_j = V_0 \cdot h \cdot \frac{m_j}{I} \cdot \phi(\alpha, \xi). \end{cases}$$

c/- Efforts normaux  $N$  :

$$\begin{cases} N_1 = \sum \pi_1. \\ N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1. \\ N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2. \\ \vdots \\ N_n = \sum \pi_{n-1}. \end{cases}$$

Vérification :

On doit vérifier que l'équilibre extérieur étant assuré conformément à la relation :

$$M = 2 N_1 (c_1 + c_2 + \dots) + 2 N_2 (c_2 + c_3 + \dots) + 2 N_3 (c_3 + \dots).$$

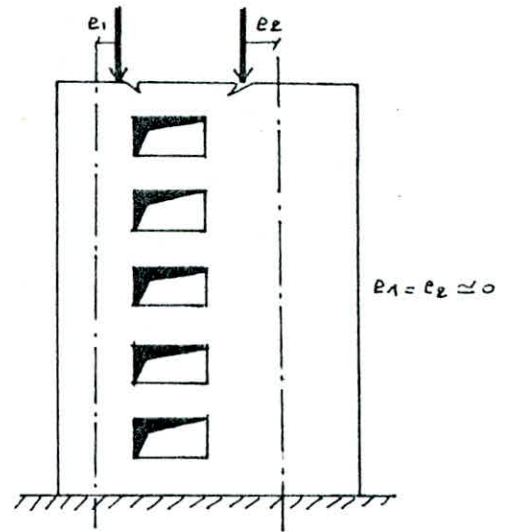
Remarque :

Pour les refends pleins, leur calcul est celui d'une section rectangulaire en béton armé calculée sous les charges verticales et les efforts dus au Seisme. Soient  $M, N, V$ .

## II - Sollicitations Verticales :

D'après "M.V. DAVIDOVICI", si l'agit de charges permanentes ou utiles, appliquées sur les refends dont les ouvertures sont disposées d'une manière assymétrique par rapport à leur axe, alors ces charges sont excentrées.

La redistribution des efforts dont les éléments de refend engendre des moments  $M_1$  et  $M_2$  et des efforts  $N_1$  et  $N_2$ . Mais puisque ces moments sont faibles devant ceux dus par le seisme, alors on néglige ces excentricités et on ne tient compte de se l'effort normal de compression dans les trumeaux.



## III. Application :

a/- Refend à une file d'ouverture :

$$V_{c13} = V_{c57} \quad V_0 = 15,483 \text{ t.}$$

$$2c = 4,59 \text{ m.} \quad I_1 = 2,752 \text{ m}^4.$$

$$m = 0,560 \text{ m}^3. \quad I_2 = 0,009 \text{ m}^4.$$

$$2a = 1,20 \text{ m.} \quad I = I_1 + I_2 + 2mc = 5,329. \quad \alpha = 7,3.$$

Niv	$\xi$	$\phi$	$\psi$	$\psi \cdot \frac{2mc}{I}$	$\pi = V_0 \cdot h \cdot \frac{m}{I} \phi(\xi, \alpha)$	$\frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3}$	$M_1$	$M_2$	$N = \sum \pi$
6	1	0,23	0	0	1,0478	0	0	0	1,0478
5	0,81	0,38	0,051	0,025	1,7312	0,0361	2,535	0,0083	2,7790
4	0,62	0,59	0,15	0,072	2,5879	0,1353	14,458	0,0473	5,3669
3	0,43	0,73	0,28	0,135	3,3257	0,2632	29,281	0,0958	8,6926
2	0,24	0,74	0,415	0,200	3,3712	0,43,13	52,829	0,1728	12,0638
1	0,05	0,28	0,520	0,251	1,2760	0,6167	83,526	0,2732	13,3398
0	0,00	0,00	0,530	0,256	0	0,6667	93,804	0,2918	13,3398

$$M_{ext} = 161,828 \text{ t.m.}$$

$$M = M_1 + M_2 + 2N \cdot c = 155,325 \text{ t.m.}$$

$$e_r \% = \frac{M_{ext} - M}{M_{ext}} = 4\%.$$

b/- Refend à deux files d'ouvertures :

$$V_0 = 6,925 \text{ t.} \quad \alpha = \infty (>10). \quad V_{B13} = V_{B57}.$$

Niv	$\phi$	$\psi$	$\pi_1'$	$\pi_1''$	$\pi_1$	$\pi_2'$	$\pi_2''$	$\pi_2$	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$M_1$	$M_2$	$M_3$
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,34	0,04	0,142	0,254	0,138	2,361	0,978	1,670	0,138	1,472	1,670	$-0,8 \cdot 10^{-5}$	-0,118	$-1,3 \cdot 10^{-3}$
4	0,62	0,13	0,258	0,463	0,361	4,305	1,784	3,045	0,559	4,156	4,715	$-5,1 \cdot 10^{-6}$	-0,074	$-0,8 \cdot 10^{-3}$
3	0,82	0,28	0,342	0,612	0,477	5,634	2,360	4,027	1,036	7,706	8,742	$-2,2 \cdot 10^{-5}$	-0,321	$-3,6 \cdot 10^{-3}$
2	0,94	0,43	0,332	0,702	0,547	6,527	2,705	4,676	1,583	11,775	13,358	$1,7 \cdot 10^{-6}$	0,025	$2,8 \cdot 10^{-4}$
1	0,99	0,62	0,412	0,739	0,576	6,875	2,849	4,862	2,159	16,061	18,220	$-4,3 \cdot 10^{-6}$	-0,063	$-7 \cdot 10^{-4}$
0	1	0,66	0,417	0,747	0,582	6,944	2,876	4,911	2,741	20,390	23,131	$8,8 \cdot 10^{-6}$	0,128	$1,4 \cdot 10^{-3}$

$$e_r \% = 20\%.$$

- Voiles :  $V_{SAD} - V_{SEH}$

$V_0 = 59,530t$

$(\alpha = \infty)$

Niv :	6	5	4	3	2	1	0
$\pi_1$	0	14,577	26,580	35,155	40,300	42,443	42,872
$\pi_2$	0	1,432	2,610	3,452	3,957	4,168	4,210
$\pi_3$	0	1,830	3,337	4,413	5,059	5,329	5,383
$N_1$	0	14,577	41,157	76,312	116,612	159,055	201,927
$N_2$	0	-13,145	-37,115	-68,818	-105,161	-143,436	-182,098
$N_3$	0	0,398	1,125	2,086	3,188	4,349	5,522
$N_4$	0	1,230	5,167	9,580	14,639	19,968	25,351
$M_1$	0	-0,578	0,786	-2,493	0,193	-0,490	0,934
$M_2$	0	-0,012	0,016	-0,050	0,004	-0,010	0,020
$M_3$	0	-0,059	0,080	-0,254	0,020	-0,050	0,101
$M_4$	0	-0,0001	0,0002	-0,0005	0,00004	-0,0001	0,0002

$e_1 \% = 16 \%$

- Voiles :  $V_{F13} - V_{F57}$

$V_0 = 19,938t$

$(\alpha = 7)$

Niv :	6	5	4	3	2	1	0
$\pi$	1,349	2,229	3,333	4,283	4,341	1,643	0
$M_1$	0	3,264	18,618	37,706	68,030	107,559	120,795
$M_2$	0	0,011	0,061	0,123	0,223	0,352	0,376
$N$	1,349	3,578	6,911	11,194	15,535	17,178	17,178

$e_2 \% = 4 \%$

- Voile  $V_{657}$

$V_0 = 10,061t$

Niv :	6	5	4	3	2	1	0
$\pi_1$	0	0,288	0,524	0,693	0,795	0,837	0,845
$\pi_2$	0	2,426	4,424	5,851	6,707	7,064	7,135
$N_1$	0	0,288	0,812	1,505	2,300	3,137	3,982
$N_2$	0	2,138	6,038	11,196	17,108	23,335	29,825
$N_3$	0	2,426	6,850	12,701	19,408	26,472	33,607
$M_1$	0	$-12 \cdot 10^{-5}$	$-0,7 \cdot 10^{-5}$	$-3 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-6}$	$-6 \cdot 10^{-6}$	$12,8 \cdot 10^{-6}$
$M_2$	0	-0,172	-0,109	-0,468	0,036	-0,092	0,186
$M_3$	0	$-1,85 \cdot 10^{-3}$	$-1,2 \cdot 10^{-3}$	$-5,2 \cdot 10^{-3}$	$4,1 \cdot 10^{-3}$	$-1,2 \cdot 10^{-4}$	0,002

$e_2 \% = 16 \%$



- Voile :  $V_{D17}$

$V_0 = 175,691 \text{ t}$

Niv :	6	5	4	3	2	1	0
$\pi_1$	9,803	16,195	25,145	31,112	31,538	11,933	0
$\pi_2$	3,650	6,030	9,363	11,585	11,743	4,444	0
$N_1$	9,803	25,998	51,143	82,255	113,793	125,726	125,726
$N_2$	-6,153	-16,318	-32,100	-51,627	-71,422	-78,911	-78,911
$N_3$	3,650	9,680	19,043	30,628	42,371	46,815	46,815
$M_1$	0	-13,717	-13,532	-15,466	15,005	89,020	125,844
$M_2$	0	-11,310	-11,158	-12,752	12,373	73,401	103,764
$M_3$	0	-13,717	-13,532	-15,466	15,005	89,020	125,844

$e_r \% = 7\%$

- Voile :  $V_{E17}$

$V_0 = 190,671 \text{ t}$

Niv :	6	5	4	3	2	1	0
$\pi_1$	10,638	17,576	27,289	33,765	34,227	12,951	0
$\pi_2$	3,961	6,544	10,161	12,572	12,744	4,823	0
$N_1$	10,638	28,214	55,503	89,268	123,495	136,446	136,446
$N_2$	-6,677	-17,709	-34,837	-56,030	-77,513	-85,641	-85,641
$N_3$	3,961	10,505	20,666	33,238	45,982	50,805	50,805
$M_1$	0	-14,886	-14,686	-16,784	16,285	96,610	136,574
$M_2$	0	-12,274	-12,110	-13,840	13,428	76,660	112,611
$M_3$	0	-14,886	-14,686	-16,784	16,285	96,610	136,574

$e_r \% = 7\%$

- Voiles :  $V_{2GH} = V_{2DE}$

$V_0 = 0,022 \text{ t}$

Niv :	2	1	0
$\pi$	0,018	0,004	0,022
$M_1$	0	-0,016	-0,018
$M_2$	0	-0,016	-0,018
$N$	0,018	0,022	0,044

$e_r \% = 1\%$

- Voile :  $V_{3AG}$  :

$V_0 = 155,016 \text{ t.}$

$\alpha = 20$

Niv:	6	5	4	3	2	1	0
$\pi_1$	0	28,548	52,057	68,850	78,926	83,124	83,964
$\pi_2$	0	4,682	8,537	11,291	12,943	13,631	13,769
$\pi_3$	0	2,374	4,329	5,726	6,564	6,912	6,983
$\pi_4$	0	0,076	0,139	0,183	0,210	0,221	0,223
$\pi_5$	0	0,644	1,175	1,553	1,780	1,875	1,894.
$\pi_6$	0	7,073	12,898	17,059	19,555	20,596	20,804.
$\pi_7$	0	12,153	22,162	29,311	33,600	35,387	35,745
$N_1$	0	28,548	80,605	149,455	228,381	311,505	395,469
$N_2$	0	-23,866	-67,386	-124,945	-190,928	-260,421	-330,616.
$N_3$	0	-2,308	-6,516	-12,081	-18,460	-25,179	-31,965
$N_4$	0	-2,298	-6,488	-12,031	-18,385	-25,076	-31,836
$N_5$	0	0,568	1,604	2,974	4,544	6,198	7,869
$N_6$	0	6,379	18,102	33,608	51,383	70,104	89,014.
$N_7$	0	5,130	14,394	26,646	40,691	55,482	110,423
$N_8$	0	12,153	34,315	63,626	97,226	132,613	168,358.
$M_1$	0	-7,114	9,668	-30,645	2,371	-6,020	12,222
$M_2$	0	-0,143	0,194	-0,615	0,048	-0,121	0,245
$M_3$	0	-0,714	0,970	-3,074	0,238	-0,604	1,226
$M_4$	0	-0,055	0,075	-0,236	0,018	-0,046	0,094.
$M_5$	0	-0,055	0,075	-0,236	0,018	-0,046	0,094.
$M_6$	0	-0,714	0,970	-3,074.	0,238	-0,604	1,226.
$M_7$	0	-0,143	0,194	-0,615	0,048	-0,121	0,245.
$M_8$	0	-0,011	0,015	-0,047	0,004	-0,009	0,019.

$e_2 \% = 20 \%.$

- Voile : VG13 .

$$\begin{aligned} V_{0/0} &= 11,936^t. \\ V_{0/1} &= 11,628^t. \\ V_{0/5} &= 7,249^t. \end{aligned}$$

$$\alpha = \infty .$$

Niv:	6	5	4	3	2	1	0
$\pi_1$	0	0,906	0,672	0,889	1,019	4,344	4,388
$\pi_2$	/	/	4,094	5,415	6,207	/	/
$N_1$	0	0,906	1,578	2,467	3,486	7,830	12,218
$N_2$	0	-0,906	2,516	2,948	2,721	-7,830	-12,218
$N_3$	/	/	4,094	9,509	15,716	/	/
$M_1$	0	-0,002	-0,0009	-0,004	0,0003	-0,0007	0,0015.
$M_2$	0	-0,265	-0,167	-0,718	0,056	-0,141	0,286
$M_3$	/	/	-0,0015	-0,0060	0,0005	/	/

$$e_2 \% = 5\% .$$

- Re-fends Pleins:

	V3GH		V4BD = V4EG		VA23 - VA5B		VH23		VH56	
	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V
6	/	/	0	0	0	0	/	/	0	0
5	0	0	35,272	12,597	5,160	1,843	0	0	8,523	3,044
4	3,800	1,357	106,548	25,456	15,635	3,741	8,588	3,067	25,634	6,111
3	10,489	2,389	205,208	35,236	30,142	5,181	23,775	5,444	49,260	8,438
2	19,183	3,105	322,870	42,022	47,454	6,183	43,495	7,043	77,420	10,057
1	29,005	3,508	451,217	45,838	66,343	6,746	65,764	7,953	108,128	10,967
0	31,815	3,512	488,582	46,706	71,842	6,874	72,140	7,971	117,069	11,177.

**Superposition  
des  
Sollicitations.**

# SUPERPOSITION DES EFFORTS.

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous.  
Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur.

$G$  = Charge permanente.

$P$  = Charge d'exploitation non pondérée.

$E$  = Effets des séismes.

Pour les éléments de refends sans ouvertures:

$$+ G + P.$$

$$+ 0,8 G.$$

Pour les éléments de refends avec ouvertures.

$$+ G + P + E.$$

$$+ 0,8 G + E.$$

$$+ 0,8 G - E.$$

- Refends pleins:

3GH	Comb.	6	5	4	3	2	1	0
	G	/	2,621	8,009	13,397	18,525	23,653	24,664
	P	/	0,633	0,933	1,233	1,533	1,833	1,833
	G+P	/	3,254	8,942	14,630	20,058	25,486	26,497
	0,8G	/	2,097	6,407	10,718	14,820	18,922	19,731
	M	/	0	3,800	10,489	19,183	29,005	31,815

4BD/4EG	Comb.	6	5	4	3	2	1	0
	G	12,710	35,523	58,336	81,149	103,962	126,775	128,989
	P	2,021	7,265	12,509	17,753	22,997	28,241	28,241
	G+P	14,731	42,788	70,845	98,902	126,959	155,016	157,230
	0,8G	10,168	28,418	46,669	64,919	83,170	101,420	103,191
	M	0	35,272	106,548	205,208	322,870	451,217	488,582

A23/AS6	Comb.	6	5	4	3	2	1	0
	G	5,347	14,742	24,137	33,532	42,927	52,322	53,807
	P	1,160	2,354	3,548	4,742	5,936	7,130	7,130
	G+P	6,507	17,096	27,685	38,274	48,863	59,452	60,937
	0,8G	4,278	11,794	19,310	26,826	34,342	41,858	43,046
	M	0	5,160	15,635	30,42	47,454	66,343	71,842

- Refends pleins :

H23	Comb:	6	5	4	3	2	1	0
	G	/	5,347	14,552	23,757	32,962	42,167	43,178
	P	/	1,160	2,354	3,548	4,742	5,936	5,936
	G+P	/	6,507	16,906	27,305	37,704	48,103	49,114
	0,8G	/	4,278	11,642	19,006	26,370	33,734	34,542
	M	/	0	8,588	23,775	43,495	65,764	72,140

H56	Comb:	6	5	4	3	2	1	0
	G	5,347	14,742	24,137	33,532	42,927	52,322	53,807
	P	1,160	2,354	3,548	4,742	5,936	7,130	7,130
	G+P	6,507	17,096	27,685	38,274	48,863	59,452	60,937
	0,8G	4,278	11,794	19,310	26,826	34,342	41,858	43,046
	M	0	8,523	25,634	49,260	77,420	108,128	117,069

- Refends à 02 ouvertures =

		Comb:	6	5	4	3	2	1	0
C 57 ↑ Trumeau I	G	9,712	26,837	43,963	61,089	78,215	95,340	97,164	
	P	1,544	5,202	8,860	12,518	16,176	19,835	19,835	
	$N=2R$ E	1,048	2,779	5,367	8,693	12,064	13,340	13,340	
	G+P+E	12,304	34,818	58,19	82,3	106,455	128,515	130,339	
	0,8G+E	8,818	24,249	40,537	57,564	74,636	89,612	91,071	
	0,8G-E	6,722	18,691	29,803	40,178	50,508	62,932	64,391	
	M <sub>1</sub>	0	2,535	14,458	29,281	52,829	83,526	93,804	
C 13 Trumeau II	G	2,200	6,081	9,961	13,841	17,721	21,602	22,015	
	P	0,350	1,179	2,008	2,836	3,665	4,494	4,494	
	E	1,048	2,779	5,367	8,693	12,064	13,340	13,340	
	G+P+E	3,598	10,039	17,336	25,37	33,45	39,436	39,849	
	0,8G+E	2,808	7,644	13,336	19,766	26,241	30,622	30,912	
	0,8G-E	0,712	2,086	2,602	2,380	2,113	3,942	4,272	
	M <sub>2</sub>	0	0,008	0,047	0,096	0,173	0,273	0,292	



		Comb.	6	5	4	3	2	1	0
F <sub>37</sub> ↑	Trameau I	G	9,712	26,837	43,963	61,089	78,215	95,340	97,164
		P	1,544	5,202	8,860	12,518	16,176	19,835	19,835
		E	1,349	3,578	6,911	11,194	15,535	17,178	17,178
		G+P+E	12,605	35,617	59,734	84,801	109,926	132,353	134,177
		0,8G+E	9,117	25,048	42,081	60,062	78,107	93,45	94,909
		0,8G-E	6,421	17,892	28,259	37,677	47,037	59,094	60,553
		Π <sub>1</sub>	0	3,264	18,618	37,706	68,030	107,519	120,795
F <sub>13</sub> ↓	Trameau II	G	2,200	6,081	9,961	13,841	17,721	21,602	22,015
		P	0,350	1,179	2,008	2,836	3,665	4,494	4,494
		E	1,349	3,578	6,911	11,194	15,535	17,178	17,178
		G+P+E	3,899	10,838	18,88	27,871	36,921	43,274	43,687
		0,8G+E	3,109	8,443	14,880	22,267	29,711	34,460	34,79
		0,8G-E	0,411	1,287	1,058	-0,121	-1,358	0,103	0,434
		Π <sub>2</sub>	0	0,011	0,061	0,123	0,223	0,352	0,376

		Comb:	2	1	0
$V_2 \Delta E$ ↑ Trumeau I	G		0,200	0,785	0,895
	P		0,057	0,114	0,114
	E		0,018	0,022	0,044
	G+P+E		0,275	0,921	1,053
	0,8G+E		0,178	0,650	0,760
	0,8G+E		0,142	0,606	0,672
	M <sub>1</sub>		0	-0,016	-0,018
	G		0,200	0,785	0,895
$V_2 GH$ ↓ Trumeau II	P		0,057	0,114	0,114
	E		0,018	0,022	0,044
	G+P+E		0,275	0,921	1,053
	0,8G+E		0,178	0,650	0,760
	0,8G-E		0,142	0,606	0,672
	M <sub>2</sub>		0	-0,016	-0,018

- Reponds à 03 ouvertures :

		Comb:	6	5	4	3	2	1	0
Trumeau I	G	0,801	2,395	3,990	5,584	7,179	8,773	8,974	
	P	0,136	0,351	0,565	0,780	0,994	1,209	1,209	
	E=N <sub>1</sub>	0	0,198	0,559	1,036	1,583	2,159	2,741	
	G+P+E	0,937	2,944	5,114	7,400	9,756	12,141	12,924	
	0,8G+E	0,641	2,114	3,751	5,503	7,326	9,177	9,920	
	0,8G-E	0,641	1,718	2,633	3,431	4,160	4,859	4,438	
	M <sub>1</sub>	0	-0,8 . 10 <sup>-5</sup>	-5,1 . 10 <sup>-6</sup>	-2,2 . 10 <sup>-5</sup>	1,7 . 10 <sup>-6</sup>	-4,3 . 10 <sup>-6</sup>	8,8 . 10 <sup>-6</sup>	
Trumeau II	G	6,281	18,786	31,291	43,796	56,301	68,806	70,381	
	P	1,068	2,750	4,432	6,114	7,796	9,478	9,478	
	E=N <sub>2</sub>	0	1,472	4,156	7,706	11,775	16,061	20,390	
	G+P+E	7,349	23,008	39,899	57,616	75,872	94,345	100,249	
	0,8G+E	5,025	16,501	29,189	42,743	56,816	71,105	76,695	
	0,8G-E	5,025	13,557	20,877	27,331	33,266	38,984	35,915	
	M <sub>2</sub>	0	-0,118	0,074	-0,321	0,025	-0,063	0,128	
Trumeau III	G	1,835	5,489	9,142	12,796	16,449	20,103	20,563	
	P	0,312	0,803	1,295	1,786	2,278	2,769	2,769	
	E=N <sub>3</sub>	0	1,670	4,715	8,742	13,358	18,220	23,131	
	G+P+E	2,147	7,962	15,152	23,324	32,085	41,092	46,463	
	0,8G+E	1,468	6,061	12,029	18,979	26,517	34,302	39,581	
	0,8G-E	1,468	2,721	2,599	1,495	-0,199	-2,138	-6,681	
	M <sub>3</sub>	0	-1,3 . 10 <sup>-3</sup>	0,8 . 10 <sup>-3</sup>	-3,6 . 10 <sup>-3</sup>	2,8 . 10 <sup>-4</sup>	-7 . 10 <sup>-4</sup>	1,4 . 10 <sup>-3</sup>	

	Comb.	6	5	4	3	2	1	0
Trumeau H	G	13,159	34,838	56,517	78,195	99,874	120,225	123,932
	P	2,068	6,225	10,382	14,539	18,697	22,854	22,854
	E	10,638	28,214	55,503	89,268	123,495	136,446	136,446
	G+P+E	25,865	69,277	122,402	182,002	242,066	279,525	283,232
	0,8G+E	21,165	56,084	100,717	151,824	203,394	232,626	235,592
	0,8G-E	-0,111	-0,344	-10,289	-26,712	-43,596	-40,266	-37,300
	M <sub>1</sub>	0	-14,886	-14,686	-16,784	16,285	96,610	136,574
Trumeau II	G	13,327	35,283	57,239	79,194	101,150	121,761	125,515
	P	2,094	6,304	10,515	14,725	18,936	23,146	23,146
	E	-6,677	-17,709	-34,837	-56,030	-77,513	-85,641	-85,641
	G+P+E	8,744	23,878	32,917	37,889	42,573	59,266	63,020
	0,8G+E	3,985	10,517	10,954	7,325	3,407	11,768	14,771
	0,8G-E	17,339	45,935	10,954	119,385	158,433	18,305	186,053
	M <sub>2</sub>	0	-12,274	-12,110	-13,840	13,428	76,660	112,611
Trumeau III	G	13,159	34,838	56,517	78,195	99,874	120,225	123,932
	P	2,068	6,225	10,382	14,539	18,697	22,854	22,854
	E	3,961	10,505	20,666	33,238	45,982	50,805	50,805
	G+P+E	19,188	51,568	87,565	125,971	164,553	193,884	197,591
	0,8G+E	14,488	38,375	65,880	95,794	125,881	146,985	149,951
	0,8G-E	6,566	17,365	24,548	29,318	33,917	45,375	48,341
	M <sub>3</sub>	0	-14,886	-14,686	-16,784	16,285	96,610	136,574

		Comb:	6	5	4	3	2	1	0
Trumeau I	G	13,159	24,927	36,695	48,463	60,231	71,999	74,378	
	P	2,068	3,405	4,742	6,079	7,417	8,754	8,754	
	E	9,803	25,998	51,143	82,255	113,793	125,726	125,726	
	G+P+E	25,03	54,33	92,58	136,797	181,441	206,479	208,858	
	0,8G+E	20,330	45,940	80,500	121,025	161,978	183,325	185,258	
	0,8G-E	0,724	-6,056	-21,787	-43,485	-65,608	-68,127	-66,224	
	M <sub>1</sub>	0	-13,717	-13,532	-15,466	15,005	89,020	125,844	
Trumeau II	G	13,327	25,246	37,164	49,082	61,000	72,919	75,328	
	P	2,094	3,448	4,803	6,157	7,512	8,866	8,866	
	E	-6,153	-16,318	-32,100	-51,627	-71,422	-78,911	-78,911	
	G+P+E	9,268	12,376	9,867	3,612	-9,91	2,874	5,283	
	0,8G+E	4,509	3,879	-2,369	-12,361	-22,622	-20,576	18,649	
	0,8G-E	16,815	36,515	61,831	90,892	120,222	137,246	139,173	
	M <sub>2</sub>	0	-11,310	-11,158	-12,752	12,373	73,401	103,764	
Trumeau III	G	13,159	24,927	36,695	48,463	60,231	71,999	74,378	
	P	2,068	3,405	4,742	6,079	7,417	8,754	8,754	
	E	3,650	9,680	19,043	30,628	42,371	46,815	46,815	
	G+P+E	18,877	38,012	60,48	85,17	110,019	127,568	129,947	
	0,8G+E	14,177	29,622	48,400	69,398	90,556	104,414	106,317	
	0,8G-E	6,877	10,262	10,26	8,142	5,814	10,784	12,687	
	M <sub>3</sub>	0	-13,717	-13,532	-15,466	15,005	89,020	125,844	

		Comb:	6	5	4	3	2	1	0
Trumeau I	G		1,103	3,298	5,494	7,690	9,885	12,081	12,357
	P		0,187	0,483	0,778	1,073	1,369	1,664	1,664.
	E		0	0,906	1,578	2,467	3,486	7,830	12,218.
	G+P+E		1,29	4,687	7,850	11,230	14,740	21,575	26,239
	0,8G+E		0,882	4,427	5,973	8,619	11,394	17,495	22,104
	0,8G-E		0,882	2,615	2,817	3,685	4,422	1,835	-2,332
	M <sub>1</sub>		0	-0,002	-0,0009	-0,004	0,0003	-0,0007	0,0015.
Trumeau II	G		6,352	14,796	24,645	34,493	44,342	69,585	71,179
	P		0,841	2,166	3,491	4,815	6,140	9,586	9,586.
	E		0	-0,906	2,516	2,948	2,721	-7,830	-12,218
	G+P+E		7,193	16,056	30,652	42,256	53,203	71,341	68,547
	0,8G+E		5,082	10,931	22,232	30,542	38,195	47,838	44,725
	0,8G-E		5,082	12,743	17,200	24,646	32,753	63,498	69,161
	M <sub>2</sub>		0	-0,265	-0,167	-0,718	0,056	-0,141	0,286.
Trumeau III	G		/	0,202	0,603	1,005	1,808	1,808	1,808
	P		/	0,088	0,142	0,196	0,250	0,250	0,250
	E		/	0,0	4,094	9,509	15,716.	15,716	15,716.
	G+P+E		/	0,290	4,839	11,710	17,774	17,774	17,774.
	0,8G+E		/	0,162	4,576.	10,313	17,162	17,162	17,162
	0,8G-E		/	0,162	-3,612	-8,705	-14,270	-14,270	-14,270.
	M <sub>3</sub>		/	0	-0,0015	-0,006	0,005	/	/

		Comb:	6	5	4	3	2	1	0
Trumeau I	G	0,801	2,395	3,990	5,584	7,179	8,773	8,974	
	P	0,136	0,351	0,565	0,780	0,994	1,209	1,209	
	E	0	0,288	0,812	1,505	2,300	3,137	3,982	
	G+P+E	0,937	3,034	5,367	7,869	10,473	13,119	14,165	
	0,8G+E	0,641	2,204	4,004	5,972	8,043	10,155	11,161	
	0,8G-E	0,64	1,628	2,38	2,962	3,443	3,881	3,197	
	M <sub>1</sub>	0	-1,2 · 10 <sup>-5</sup>	-0,7 · 10 <sup>-5</sup>	-3 · 10 <sup>-5</sup>	2 · 10 <sup>-6</sup>	-6 · 10 <sup>-6</sup>	12,8 · 10 <sup>-6</sup>	
Trumeau II	G	6,281	18,786	31,291	43,796	56,301	68,806	70,381	
	P	1,068	2,750	4,432	6,114	7,796	9,478	9,478	
	E	0	2,138	6,038	11,196	17,108	23,335	29,625	
	G+P+E	7,349	23,674	41,761	61,106	81,205	101,619	109,484	
	0,8G+E	5,025	17,167	31,071	46,233	62,149	78,380	85,930	
	0,8G-E	5,025	12,891	18,995	23,841	27,933	31,710	26,680	
	M <sub>2</sub>	0	-0,172	-0,109	-0,468	0,036	-0,092	0,186	
Trumeau III	G	1,835	5,489	9,142	12,796	16,449	20,103	20,563	
	P	0,312	0,803	1,295	1,786	2,278	2,769	2,769	
	E	0	2,426	6,850	12,701	19,408	26,472	33,607	
	G+P+E	2,147	8,718	17,287	27,283	38,135	49,344	56,939	
	0,8G+E	1,468	6,817	14,164	22,938	32,567	42,554	50,057	
	0,8G-E	1,468	1,965	0,464	-2,464	-6,249	-10,390	-17,157	
	M <sub>3</sub>	0	-1,85 · 10 <sup>-3</sup>	-1,2 · 10 <sup>-3</sup>	-5,2 · 10 <sup>-3</sup>	4,1 · 10 <sup>-3</sup>	-10,2 · 10 <sup>-4</sup>	0,002	

Comb.	6	5	4	3	2	1	0	
Trumeau I	G	5,108	14,730	24,353	33,975	43,597	53,219	54,475
	P	0,896	1,013	4,245	5,920	7,594	9,269	9,269
	E	0	14,577	41,157	76,312	116,612	159,055	201,927
	G+P+E	6,004	30,322	69,755	116,207	167,803	221,543	265,671
	0,8G+E	4,086	30,447	60,639	103,492	151,490	201,630	245,507
	0,8G-E	4,086	-2,793	-21,675	-49,132	-81,734	-116,480	-158,347
	$\Gamma_1$	0	-0,578	0,786	-2,493	0,193	0,490	0,994
Trumeau II	G	2,270	6,547	10,823	15,100	19,376	23,653	24,211
	P	0,398	1,142	1,887	2,631	3,375	4,119	4,119
	E	0	-13,145	-37,115	-68,818	-105,161	-143,436	-182,098
	G+P+E	2,668	-5,456	-24,405	-51,087	-82,410	-115,664	-153,768
	0,8G+E	1,816	-0,218	-28,457	-39,007	-66,909	-124,514	-162,729
	0,8G-E	1,816	18,383	45,773	80,898	120,662	162,358	201,467
	$\Gamma_2$	0	-0,012	0,016	-0,050	0,004	-0,010	0,020
Trumeau III	G	3,910	11,275	18,640	26,005	33,371	40,736	41,697
	P	0,686	1,968	3,249	4,531	5,813	7,095	7,097
	E	0	0,398	1,125	2,086	3,188	4,349	5,522
	G+P+E	4,596	13,641	23,014	32,622	42,372	59,18	54,316
	0,8G+E	3,128	9,418	16,037	22,89	29,885	36,938	38,880
	0,8G-E	3,128	8,622	13,787	18,718	23,509	28,240	27,836
	$\Gamma_3$	0	-0,059	0,080	-0,254	0,020	-0,050	0,101
Trumeau IV	G	1,829	5,274	8,719	12,164	15,609	19,054	19,504
	P	0,321	0,920	1,520	2,119	2,719	3,318	3,318
	E	0	1,830	5,167	9,580	14,639	19,968	25,351
	G+P+E	2,15	8,024	15,406	23,863	32,967	42,34	48,173
	0,8G+E	1,463	6,049	12,142	19,311	27,126	35,211	40,954
	0,8G-E	1,463	2,389	1,866	0,151	-2,152	-4,725	-9,748
	$\Gamma_4$	0	-0,0001	0,0002	-0,0005	0,00004	-0,0001	0,0002

5 EH

5 AD



	Comb.	G	S	4	3	2	1	0
Trumeau I	G	6,023	16,712	27,401	38,090	48,779	59,468	60,794
	P	1,002	3,431	5,860	8,289	10,718	13,147	13,147
	E	0	28,548	80,605	149,455	228,381	311,505	395,469
	G+P+E	7,025	48,691	113,866	195,834	287,878	384,12	469,41
	0,8G+E	4,818	41,918	102,526	179,927	267,406	359,079	444,104
	0,8G-E	4,818	-15,178	-58,684	-118,983	-189,358	-263,931	-346,834
	M <sub>1</sub>	0	-7,114	9,668	-30,645	2,371	-6,020	12,222
Trumeau II	G	2,677	7,428	12,178	16,929	21,680	26,430	27,020
	P	0,445	1,525	2,604	3,684	4,763	5,843	5,843
	E	0	-23,866	-67,386	-124,945	-190,928	-260,421	-330,616
	G+P+E	3,122	-14,913	-52,504	-104,332	-164,485	-228,148	-297,739
	0,8G+E	2,142	-17,924	-57,644	-111,402	-173,584	-239,277	-309
	0,8G-E	2,142	29,808	77,128	138,488	208,272	281,565	352,232
	M <sub>2</sub>	0	-0,143	0,192	-0,615	0,048	-0,121	0,245
Trumeau III	G	4,610	12,792	20,974	29,156	37,337	45,519	46,534
	P	0,767	2,626	4,485	6,345	8,204	10,063	10,063
	E	0	-2,308	-6,516	-12,081	-18,460	-25,179	-31,965
	G+P+E	5,377	13,11	18,943	23,42	27,081	30,403	24,632
	0,8G+E	3,688	8,006	10,263	11,244	11,410	11,236	5,262
	0,8G-E	3,688	12,622	23,295	35,406	48,330	61,594	69,192
	M <sub>3</sub>	0	-0,714	0,970	-3,074	0,238	-0,604	1,226
Trumeau IV	G	3,725	10,337	16,948	23,560	30,171	36,782	37,602
	P	0,620	2,122	3,624	5,127	6,629	8,132	8,132
	E	0	-2,298	-6,488	-12,031	-18,385	-25,076	-31,830
	G+P+E	4,345	10,161	14,084	16,626	18,415	19,838	13,898
	0,8G+E	2,99	5,972	7,070	6,817	5,752	4,350	-1,754
	0,8G-E	2,99	10,568	20,046	30,879	42,522	54,502	619,176
	M <sub>4</sub>	0	-0,055	0,075	-0,236	0,018	-0,046	0,094

V<sub>3</sub> AG

		Comb:	6	5	4	3	2	1	0
V	true mean	G	3,725	10,337	16,948	23,560	30,171	36,782	37,602
		P	0,620	2,122	3,624	5,127	6,629	8,132	8,132
		E	0	0,568	1,604	2,974	4,544	6,198	7,869
		G+P+E	4,345	13,027	22,176	31,661	41,344	51,112	53,603
		0.8G+E	2,98	8,838	15,162	21,822	28,681	35,624	37,951
		0.8G-E	2,98	7,702	11,954	15,874	19,593	23,228	22,213
		M <sub>5</sub>	0	-0,055	0,075	-0,236	0,018	-0,046	0,094
VI	true mean	G	4,610	12,792	20,974	29,156	37,337	45,519	46,534
		P	0,767	2,626	4,485	6,345	8,204	10,063	10,063
		E	0	6,379	18,102	33,608	51,383	70,104	89,014
		G+P+E	5,377	21,797	43,561	69,109	96,924	125,686	145,611
		0.8G+E	3,688	16,613	34,881	56,233	81,253	106,519	126,241
		0.8G-E	3,688	03,855	-13,29	-10,283	-21,513	-33,689	-51,787
		M <sub>6</sub>	0	-0,714	0,970	-3,074	0,238	-0,604	1,226
VII	true mean	G	2,677	7,428	12,178	16,929	21,680	26,430	27,020
		P	0,445	1,525	2,604	3,684	4,763	5,843	5,843
		E	0	5,130	14,394	26,646	40,691	55,482	70,423
		G+P+E	3,122	14,083	29,176	47,259	67,134	87,755	103,286
		0.8G+E	2,142	11,072	24,136	40,189	58,035	76,626	92,039
		0.8G-E	2,142	0,812	-4,652	-13,103	-23,347	-34,338	-48,807
		M <sub>7</sub>	0	-0,143	0,194	-0,615	0,048	0,121	0,245
VIII	true mean	G	1,264	3,508	5,751	7,994	10,238	12,481	12,759
		P	0,210	0,720	1,230	1,740	2,249	2,759	2,759
		E	0	12,153	34,315	63,626	97,226	132,613	168,358
		G+P+E	1,474	16,381	41,296	73,36	109,713	147,853	183,876
		0.8G+E	1,011	14,959	38,916	70,021	105,416	142,538	178,565
		0.8G-E	1,011	-9,347	-29,114	-57,231	-89,036	-122,628	-158,151
		M <sub>8</sub>	0	-0,011	0,015	-0,047	0,004	-0,009	0,019

V3AG

**Ferrailage.**

# FERRAILLAGE.

## 1 - Ferraillage des voiles :

### Introduction :

Les voiles sont sollicités par un effort normal et un moment. Le calcul du ferraillage se fera donc en flexion composée sous les sollicitations du deuxième genre, telles qu'elles sont données par le RPA.  
La méthode utilisée pour la détermination des sections d'acier est celle de "P. CHARON".

### Dispositions générales pour le ferraillage = (RPA 81).

— art 4.3.2.1 : La vérification de la résistance aux sollicitations normales les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible du 1<sup>er</sup> genre majorée au plus de 50%, et la contrainte de traction des aciers au plus égale à  $\sigma_{en}$ .

$$\text{si } \epsilon_0 < \frac{h_t}{2} \quad \text{alors } \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2\epsilon_0}{h_t}\right) \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\text{si } \epsilon_0 > \frac{h_t}{2} \quad \text{alors } \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\text{et. } \bar{\sigma}'_b (SP1) = 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\bar{\sigma}'_b (SP2) = 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_b (SP1).$$

$$\bar{\sigma}_e (SP2) = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

— art 4.3.3.2 : Pour les parties courantes, elles doivent être armées par un quadrillage d'armature en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné par :

$$\text{pour } \tau_b \leq 0,025 \sigma_{e8} \quad \rightarrow w_{RPA} = 0,15\%$$

$$\text{pour } 0,025 \sigma_{e8} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma_{e8} \quad \rightarrow w_{RPA} = 0,25\% \quad \left. \vphantom{\text{pour}} \right\} \text{ dans chaque direction.}$$

— art 4.3.3.3 : Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales ou horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,50%.

— art 4.3.3.4 : L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

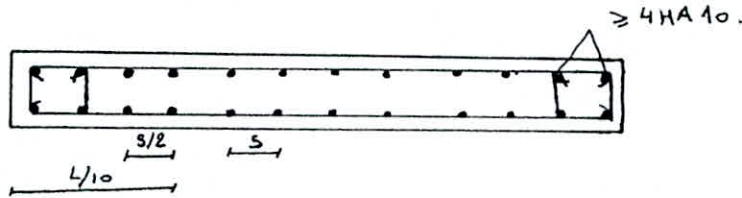
$$s \leq \min(30 \text{ cm}, 1,5b) = (30, 24) \Rightarrow s \leq 24 \text{ cm.}$$

— art 4.3.3.5 : Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'intérieur.

— art 4.3.3.6 : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile :  $\left(\frac{1}{10} \times 160 = 16 \text{ mm}\right)$ .

- art 4.3.3.7 : A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile.

- art 4.3.3.8 : Les barres verticales des zones extrêmes devraient être pigaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Mises en place aux extrémités des refends, des armatures de renforcement (principales) sous forme de potelets de dimensions  $b \times 1,5 b$  avec  $b$  : ép du voile.  
Le potelet est ferrillé comme un poteau avec  $A_{min} = 1\% \times b \times 1,5 b$  en zone II sans toute fois dépasser 4%.



- Vérification au cisaillement dans les trumeaux :

D'après art 4.3.3.1 (RPA 81), la contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau = 1,4 \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec } T : \text{effort tranchant.}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \times 1,02 \times 270 = 33 \text{ kg/cm}^2. \quad b = \text{ép du voile.}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h \text{ bras de levier.}$$

$$h = \text{hauteur du refend.}$$

$$\bar{w} = \frac{\tau_b - z}{\sigma_{cn}} : \text{section d'acier résistant à l'effort tranchant.}$$

Le pourcentage minimum est :

$$w_t = 0,15 \% \quad \text{pour } \tau_b \leq 0,025 \times 1,02 \times 270 = 6,88 \text{ kg/cm}^2.$$

$$w_t = 0,25 \% \quad \text{pour } 6,88 < \tau_b \leq 33 \text{ kg/cm}^2.$$

Toutes les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

avec :  $T_i$  : effort tranchant repris par le trumeau  $i$ .  
 $\tau_{bi}$  : contrainte de cisaillement du " "  
 $I_i$  : Inertie du trumeau  $I$ .

$$\tau_{bi} \leq \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

Voiles	V(H)	$\sum I_i$	L (trum)	$V_i = \frac{I_i}{\sum I} \cdot V$	$T_b = 1,4 \frac{V_i}{b \cdot z}$	$W_{app} \%$	$\bar{W}_E$	
3GH	3,512	0,488	3,32	3,512	1,058	0,15%	-0,165	
4BD-4EG	46,706	4,57	7,00	46,706	6,672	0,15%	-0,032	
A23-A56	6,874	1,48	4,80	6,874	1,432	0,15%	-0,156	
H23	7,971	1,48	4,80	7,971	1,661	0,15%	-0,151	
H56	11,177	1,48	4,80	11,177	2,328	0,15%	-0,135	
C13-C57	15,483	2,761	I	5,21	15,433	2,611	0,15%	-0,128
			II	0,875	0,050	0,057	0,15%	-0,189
F13-F57	49,938	2,761	I	5,91	19,874	3,362	0,15%	-0,110
			II	0,875	0,064	0,073	0,15%	-0,189
2GH-2DE	0,022	$9,2 \cdot 10^{-4}$	I	0,325	0,011	0,034	0,15%	-0,190
			II	0,325	0,011	0,034	0,15%	-0,190
B13-B57	6,925	0,815	I	0,160	$4,67 \cdot 10^{-4}$	0,003	0,15%	-0,190
			II	3,925	6,849	1,889	0,15%	-0,146
			III	0,875	0,076	0,087	0,15%	-0,188
V657	10,061	0,815	I	0,160	$6,78 \cdot 10^{-4}$	0,004	0,15%	-0,190
			II	3,925	9,950	2,535	0,15%	-0,130
			III	0,875	0,110	0,126	0,15%	-0,187
V017	175,691	12,428	I	6,91	62,201	9,002	0,25%	+0,024
			II	6,48	51,288	7,915	0,25%	-0,002
			III	6,91	62,201	9,002	0,25%	+0,024
VE17	190,671	12,428	I	6,91	67,505	9,769	0,25%	+0,042
			II	6,48	55,601	8,580	0,25%	+0,014
			III	6,91	67,505	9,769	0,25%	+0,042
VSAD VSEH	59,530	0,728	I	3,65	52,988	14,517	0,15%	+0,155
			II	1,00	1,063	1,063	0,15%	-0,165
			III	1,70	5,397	3,175	0,15%	-0,115
			IV	0,45	0,082	0,182	0,15%	-0,186
V3AG	155,016	0,815	I	3,65	123,252	33,768	0,25%	+0,614
			II	1,00	2,473	2,473	0,15%	-0,132
			III	1,70	12,363	7,272	0,25%	-0,017
			IV	0,33	0,951	2,882	0,15%	-0,122
			V	0,33	0,951	2,882	0,15%	-0,122
			VI	1,70	12,363	7,272	0,25%	-0,017
			VII	1,00	2,473	2,473	0,15%	-0,132
			VIII	0,45	0,190	0,422	0,15%	-0,180
V613	11,936	0,815	I	0,16	0,0008	0,005	0,15%	-0,190
			II	3,925	11,804	3,007	0,15%	-0,119
			III	0,875	0,130	0,149	0,15%	-0,189

- Exemple : Vc13 - Vc57 :

Trameau I :

$$M = 93,804 \text{ t.m.}$$

$$N_{\min} = 64,391 \text{ t.}$$

$$N_{\max} = 130,339 \text{ t.}$$

$$l_t = 591 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{l_t}{10} = 60 \text{ cm.}$$

$$h = 531 \text{ cm.}$$

1<sup>ère</sup> combinaison :

$$(M, N_{\min}) = (93,804 ; 64,391)$$

N : effort de Compression.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 145,7 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 98,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_0 > \frac{h_t}{6} \Rightarrow \text{S.P.C.}$$

Armatures :

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{e_0}{3 \cdot e_1}\right) \\ 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases}$$

$$\Delta i \quad e_0 < \frac{h_t}{2} = 295,5 \text{ cm.}$$

$$\Delta i \quad e_0 > \frac{h_t}{2} = 295,5 \text{ cm.}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_b = \left(1 + \frac{e_0}{3 \cdot e_1}\right) \cdot \bar{\sigma}'_{b_0} = 78,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\mathcal{M} = M + N' \cdot \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 93,804 + 64,391 \left(\frac{591}{2} - 60\right) = 245,445 \text{ t.m.}$$

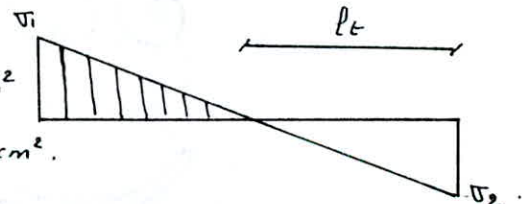
$$\mu = \frac{15 \cdot \mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 245,445 \cdot 10^5}{4200 \times 591 \times 531^2} = 0,0005 \Rightarrow \begin{cases} k = 480 \\ \rho = 0,9899. \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \cdot \rho \cdot h} = \frac{245,445 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9899 \times 531} = 11,12 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \leq 0.$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \times \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{h_t}\right) \Rightarrow$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 16,88 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -3,26 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$



Zone tendue :  $l_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot h_t = 95,66 \text{ cm.}$

Zone courante :  $l_c = h_t - l_t = 495,34 \text{ cm.}$

$$A_{\min} = \frac{0,50}{100} \times b \times l_c = \frac{0,50}{100} \times 16 \times 495,66 \text{ cm} = 7,65 \text{ cm}^2.$$

soit 4HA12 + 6HA10

Pour la zone courante :

$$w(\text{RPA}) = 0,15\%.$$

$$A = \frac{0,15}{100} \times b \times l_c = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2.$$

soit 5HA10 p.m/face.

- Armature horizontale :

$$w_t = \frac{\sigma_b - 8}{\sigma_{en}} < 0.$$

on adopte : 5HA10 p.m/face.

- Armature transversale :

- 1 cadre de  $\phi 8$ .
- 4 épingles de  $\phi 8/m^2$ .

- 2<sup>e</sup> Combinaison :

$$(M, N^{max}) = (93,804 ; 130,339)$$

N : effort de Compression.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 71,97 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} \Rightarrow \text{S.E.C}$$

Donc on ferraille avec la 1<sup>ere</sup> Combinaison.

- Trumeau II :

$$M = 0,292 \text{ t.m.}$$

$$N_{min} = 4,272 \text{ t. (ép. Compression)}$$

$$N_{max} = 39,849 \text{ t. (" " )}$$

$$h_t = 87,5 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{h_t}{10} \approx 8 \text{ cm.}$$

$$h = 79,5 \text{ cm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 6,83 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = 14,58 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.E.C.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_{b_0} \left( 1 + \frac{2 \cdot e_0}{h_t} \right) = 78 \text{ kg/cm}^2.$$

$$s' = \frac{d}{h_t} = 0,091$$

$$C = 0,27 \cdot (1 - 2s')^2 \cdot \rho = 4,618.$$

$$p = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_t}{N'} = 25,56$$

$$D = 0,30(p - \beta) - 0,90(1 - 2s')^2(1 - p) = 22,32.$$

$$\beta = \frac{6 \cdot M}{N' \cdot h_t} = 0,469.$$

$$E = -(1 + \beta - p) = 24,09.$$

$$\bar{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4 \cdot C \cdot E}}{2CE} < 0. \text{ On adopte 4HA10.}$$

- zone Courante :

$$\bar{w}(RPA) = 0,15 \%$$

$$A = \frac{0,15}{100} \cdot 100 \times 16 = 2,4 \text{ cm}^2$$

soit 5HA10 p.m./face.

- Armature horizontale :

$$w_t < 0. \text{ on adopte 5HA10 p.m.}$$

\*\* Vérification des Contraintes :

Trumeau I : (SPC).

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 9,23}{16 \times 531} = 0,11.$$

$$M_s = M - N \cdot \left( \frac{h_t}{2} \right) = -96,471 \text{ t.m.}$$

$$M_a^e = M + N \cdot \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 245,445 \text{ t.m.}$$

$$\beta = \frac{|M_s|}{|M_a^e|} = 0,40.$$

$$\bar{w} = 0,11. \quad \text{abaque} \quad \left| \begin{array}{l} \mu_2 = 0,013. \\ k = 46,8 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_s}{\mu_2 \cdot b \cdot h^2} = 2467,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{k} = 52,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \quad (\text{Vérifiée}).$$



Trumeau II : (S.E.C).

$$A'_1 = A'_2 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$B_0 = B' + n A' = 1447,1 \text{ cm}^2.$$

$$I_{xx'} = I_X + 2n A' \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 10,136 \cdot 10^3 \text{ cm}^4.$$

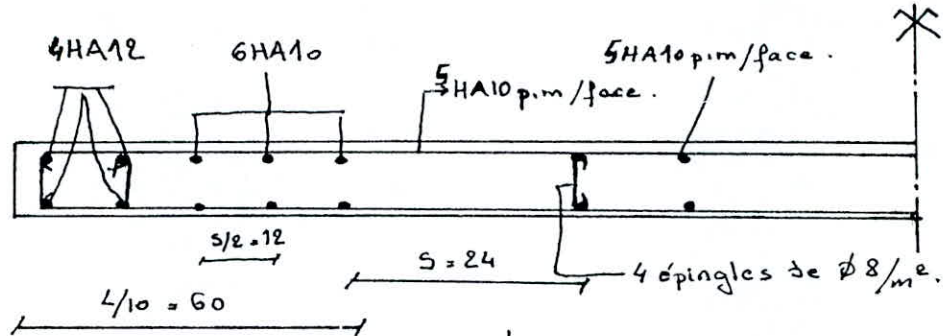
$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B_0} + \frac{M}{I_{xx'}} \cdot v = 4,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N}{B_0} - \frac{M}{I_{xx'}} \cdot v > 0$$

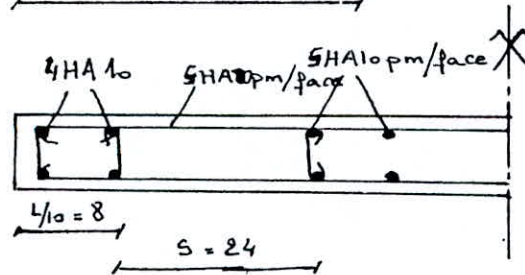
(vérifiée).

Ferraillage

Trumeau I:



Trumeau II:

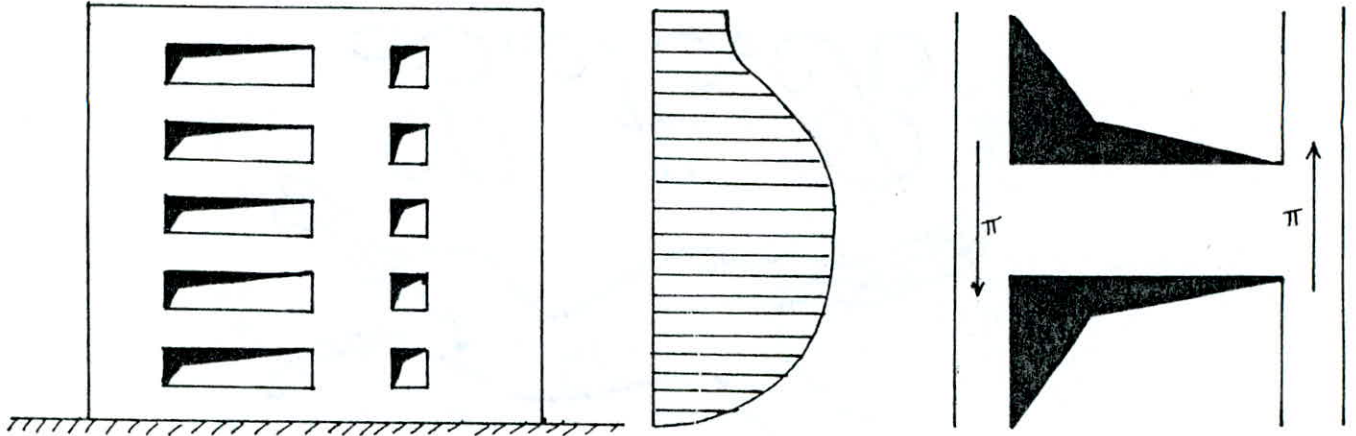


Voiles	Trumeau	Nature Sollicit:	Arm. Verticales.			Arm Horiz.	Arm trans.	Cadre.
			Polelet	Zone tendue	Zone Courant			
C13 C57	I II	SPC SEC	4HA12 4HA10	6HA10 —	8HA10/ml //	8HA10/ml //	4 épingles ø8/m <sup>2</sup>	2 Cadres ø8
F13 F57	I II	SPC SPC	4HA14 4HA10	6HA12 —	8HA10/ml //	8HA10/ml //	//	//
2GH 2DE	I II	SEC SEC	4HA10 —	— —	8HA10/ml —	8HA10/ml //	//	//
B13 B57	I II III	SEC SEC SET	4HA10 6HA20 4HA16	— 6HA16 —	8HA10/ml —	8HA10/ml —		
E17	I II III	SPC SPC SPC	6HA16 4HA20 4HA16	6HA12 6HA16 6HA14	— 8HA12/ml —	8HA10/ml 8HA12/ml 8HA10/ml		
D17	I II III	SET SPC SPC	4HA25 4HA20 4HA20	12HA20 6HA16 6HA16	— 8HA12/ml —	8HA12/ml 8HA10/ml 8HA12/ml		
G57	I II III	SEC SEC SET	4HA10 4HA20 4HA16	— 4HA16 —	8HA10/ml —	8HA10/ml —		
5AD 5EH	I II III IV	SET SET SEC SET	4HA25 4HA20 4HA16 4HA12	6HA16 6HA12 6HA12 —	8HA12/ml 8HA10/ml // //	8HA16/ml 8HA10/ml // //		
3AG	I II III IV V VI VII VIII	SET SET SEC SET SEC SET SET SET	4HA25 4HA25 4HA16 4HA10 4HA10 4HA16 4HA16 4HA20	8HA20 6HA20 6HA12 — — 6HA12 — 6HA12	8HA10/ml 8HA12/ml 8HA10/ml // // 8HA12/ml 8HA10/ml //	8HA16/ml 8HA10/ml // // // // // //		
3GH	/	SPC	4HA14	6HA10	8HA10/ml	8HA10/ml		
4BD 4EG	/	SPC	4HA16	6HA14	//	//		
H23	/	SPC	4HA16	6HA10	//	//		
H56	/	SPC	4HA16	6HA12	//	//		
A23 A56	/	SPC	4HA14	6HA10	//	//		

## 2. Ferrailage des linteaux :

### Introduction :

L'étude des linteaux se fait comme une poutre encastree à son extremité. On doit concevoir des linteaux de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant, dont le sens d'action peut alterer. Ils seront ferrilles sous l'effort tranchant maximum de la file considerée.



### - Caractéristiques :

- $h_t$  = hauteur du linteau.
- $l$  = longueur du linteau.
- $b$  = largeur du linteau.
- $\Pi$  = effort tranchant dû au seisme.

### - Contraintes admissibles :

- de cisaillement :  $\bar{\tau}_b = 0,12 \text{ } \sigma_{e28}$  (RPA).
- du béton en flexion :  $\bar{\sigma}_b = 0,75 \text{ } \sigma_{e28}$  (RPA).
- " " de traction :  $\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### - Exemple de calcul d'un linteau :

Voile > VB13 = VB57 :

#### \* Linteau 1 :

$$\begin{aligned}
 h_t &= 76 \text{ cm.} & \Pi &= 0,582 \text{ t} \\
 l &= 95 \text{ cm.} & q &= 2,5 \times b \times h_t = 2,5 \times 16 \times 76 = 0,304 \text{ t/ml.} \\
 b &= 16 \text{ cm.} \\
 d &= 3 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

\* effort tranchant max :  $T = 1,4\Pi + q \cdot \frac{l}{2} = 0,953 \text{ t.}$

\* le moment est défini par :  $M = 1,4\Pi \cdot a + q \cdot \frac{l^2}{12} = 0,410 \text{ t.m.}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,75 \cdot \bar{\sigma}_{\text{ess}} = 0,75 \times 275 = 206,25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{r,b} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 0,424 \times 0,859 \times 206,25 \times 16 \times 73^2 = 32,025 \text{ t.m.}$$

$$\text{avec } \bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b}{n \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = 0,424.$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859.$$

$M_{r,b} > M \Rightarrow$  Le béton seul suffit à la compression. ( $A' = 0$ ).

- armatures longitudinales :

$$A = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\delta} \cdot h} = 2,34 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_{\text{inf}} = A_{\text{sup}} = 2,34 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 3\text{HA}10.$$

$$\text{Vérif : } A_i = A_s \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 1,83 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérfiée}).$$

- acier de répartition :

$$A_r (\text{RPA}) \geq 0,002 \cdot b \cdot h_t = 2,43 \text{ cm}^2.$$

on adopte 4HA10 (arm. filantes).

- acier transversal :

$$A_t (\text{RPA}) \geq 0,0025 \cdot b \cdot s \quad \text{et } s \leq \frac{h_t}{4}.$$

$$\text{tel que } s \leq \min \begin{cases} h_t/4 \\ A_t \cdot 3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{\text{at}}}{T} \end{cases} \quad 3 = \frac{7}{8} h$$

$$\text{soit } A_t = 1 \text{ cm}^2.$$

on adopte 2 cadre de  $\phi 8$  espacés de 15cm.

- Armature Supplémentaires :

Le RPA recommande des aciers supplémentaires si :

$$\tau_b \geq 0,06 \bar{\sigma}_{\text{ess}} = 16,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{et } A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot 3} = 0,94 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \bar{\sigma}_{\text{ess}}.$$

alors  $A_x = 0$ .

- Longueur d'ancrage :

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi^{\text{max}} = 69 \text{ cm.}$$

soit  $l_d = 70 \text{ cm}$ .

$$\text{si } A_x \neq 0 \Rightarrow \alpha = \arctg \frac{h_t}{l} = 38,7^\circ.$$

$$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + 2 \cdot \frac{l_d}{\cos \alpha} = 300 \text{ cm.}$$

$L = 300 \text{ cm}$ .

- Vérification des Contraintes :

$$\tau_b = 0,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{cisaillement vérifié}).$$

soient :  $D = \frac{15}{b} (A_{inf} + A_{sup}) = 4,406.$

$$E = \frac{30}{b} (A_{sup} \cdot d' + A_{inf} \cdot h) = 334,88.$$

$$y_1 = \sqrt{D^2 + E} - D = 14,42 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y_1^3 + 15 \cdot A_{sup} (y_1 - d')^2 + 15 \cdot A_{inf} (h - y_1)^2 = 1,27 \cdot 10^5 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M}{I} = 0,461$$

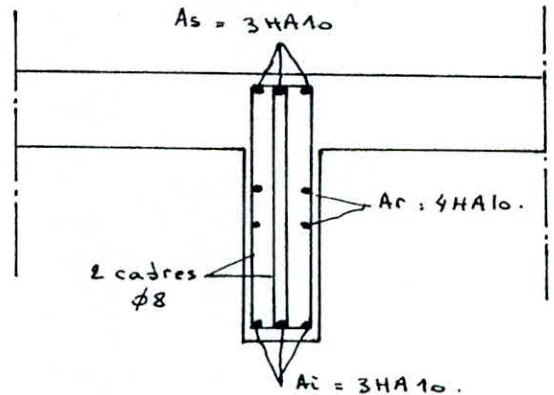
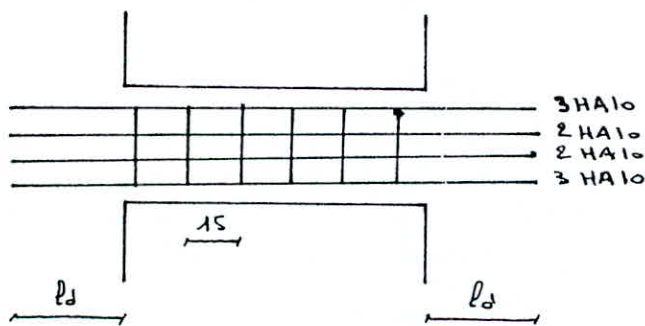
$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 69,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d) = 789,69 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = 15 \cdot K \cdot (h - y_1) = 4050,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

(Vérifiée).

- Disposition Constructive =



\* Linéaire 2 :

$$h_t = 185 \text{ cm}.$$

$$l = 116 \text{ cm}.$$

$$b = 16 \text{ cm}.$$

$$d = 10 \text{ cm}.$$

$$h = 175 \text{ cm}.$$

$$\pi = 4,911 \text{ t}.$$

$$q = 2,5 \cdot b \cdot h_t = 0,740 \text{ t/ml}.$$

$$T = 7,30 \text{ t}.$$

$$M = 4,071 \text{ t.m}.$$

$$M_{r,b} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2 = 18,404 \text{ t.m} > M \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = A_i = A_s = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\delta} \cdot h} = 3,67 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{5 \text{ HA } 16 = A_i = A_s}$$

$$\underline{A_r = 4 \text{ HA } 10}.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 2,98 \text{ kg/cm}^2 < 16,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \underline{A_x = 0}.$$

$$l_d \geq 126 \text{ cm}$$

$$\text{soit } \underline{l_d = 130 \text{ cm}}$$

- Vérification

- Cisaillement:

$$\tau_b = 2,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

- Contraintes:

$$D = 18,13.$$

$$E = 3394,28 > y_1 = 42,56 \text{ cm}$$

$$I = 31,091 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

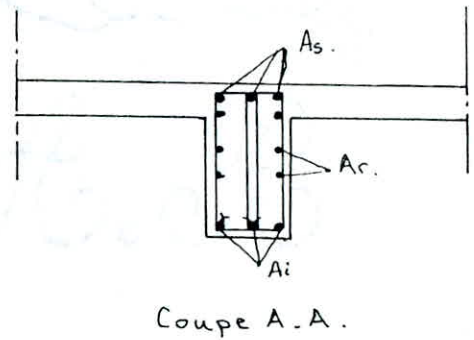
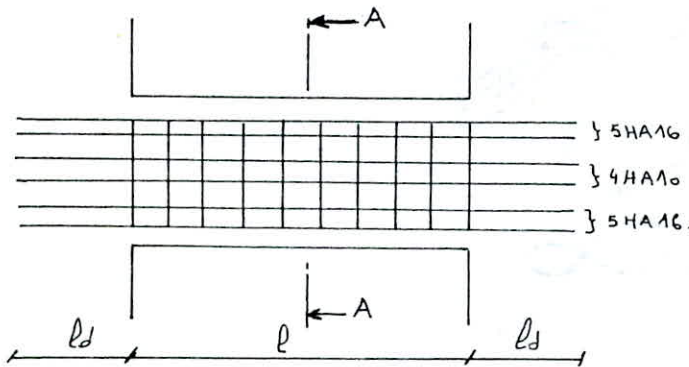
$$K = 1,31$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 55,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = 15 \cdot K (y_1 - d) = 640 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \cdot K (h - y_1) = 3240,7 \text{ kg/cm}^2.$$

(Vérifiée).



Voiles	l cm	ht cm	h cm	$\pi$ t	T t	M t.m	Ai=As	Ar	esp. cm.	$\tau_b$ kg/cm <sup>2</sup>	Ax	ld cm	L cm.
Vc13-C57	120	76	70	3,37	4,90	2,87	2HA10	4HA10	15	4,61	/	70	/
F13-F57	120	76	70	4,34	6,26	3,68	3HA10	//	15	6,39	/	70	/
G57	95	76	70	0,85	1,33	0,59	3HA10	//	16	1,35	/	70	/
	116	185	180	7,14	10,42	5,88	3HA10	4HA14	20	4,13	/	100	/
D17	105	76	70	31,54	44,31	23,21	3HA20	4HA10	15	45,2	2T12	120	426
				11,74	16,60	8,66	3HA12	//	15	16,94	2T12	80	327
E17	105	76	70	34,23	48,08	25,19	5HA16	//	15	46,06	2T12	100	377
				12,74	18,00	9,40	3HA14	//	15	18,37	2T12	100	377
G13	95	76	70	4,39	6,29	2,94	3HA10	//	16	6,42	/	80	/
	116	185	180	6,21	9,12	5,12	3HA10	4HA14	20	3,62	/	100	/
B13 B57	95	76	70	0,58	0,96	0,41	3HA10	4HA10	16	0,94	/	70	/
	116	185	180	4,91	7,30	4,07	5HA16	4HA14	20	2,98	/	130	/
3AG	80	130	120	83,96	117,76	47,05	6HA16	4HA12	16	70,1	2T16	115	592
	80	80	75	13,77	19,41	7,73	3HA12	4HA10	16	18,48	2T12	80	340
	200	80	75	6,98	10,10	9,88	3HA14	4HA10	16	9,62	/	100	/
	235	55	50	0,22	0,57	0,47	3HA10	4HA10	13	0,82	/	65	/
5AD	80	130	120	42,87	60,83	24,04	5HA16	4HA12	16	32,69	2T16	115	592
5EH	80	80	75	4,21	6,02	2,38	3HA10	4HA10	16	5,81	/	70	
	200	80	75	5,38	7,86	7,64	3HA12	4HA10	16	7,58	/	80	

# ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

On a un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau du premier plancher du dessus du sol.  
Le voile périphérique assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

- épaisseur : 16 cm ( $\geq 15$  cm).
- hauteur : 80 cm.

Le ferrailage se fera forfaitairement .

## Armatures longitudinales filantes :

- art 3385 (RPA 81) :

- armatures supérieures et inférieures .

$A \geq 0,2\%$  de la section totale du béton avec recouvrement de  $50.\phi$  en équerre de renforcement dans les angles.

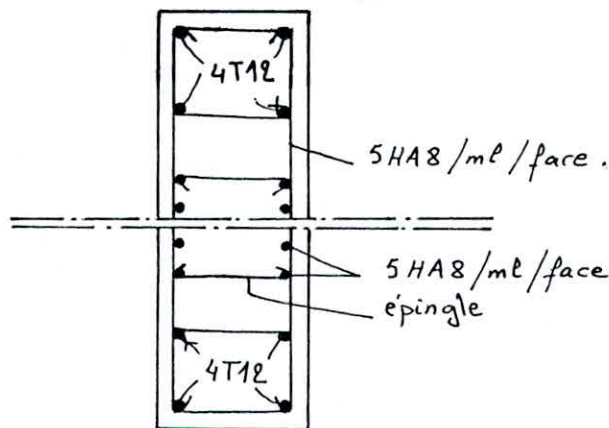
$$A \geq \frac{0,2}{100} \cdot b \cdot ht = \frac{0,2}{100} \times 16 \times 80 = 2,56 \text{ cm}^2.$$

soit 4 HA 12 par partie supérieure et inférieure .

- armatures longitudinales de peau :

$A \geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par mètre linéaire de hauteur

soit 5 HA 8 / ml / face .



**Fondation .**



# FONDATION

## 1. Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible de notre sol a été établie suivant 2 méthodes:

- Par pénétromètre :

Pour une profondeur d'ancrage allant de 1m à 2,50m

$$P = 46 \Rightarrow \bar{\sigma}_s \text{ pén} = \frac{40}{30} = 1,3 \text{ bars.}$$

- A partir des caractéristiques géotechniques du sol,

Sur des échantillons intacts d'argile (sol cohérent) nous avons obtenus les caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique  $\gamma = 0,18 \text{ kg/cm}^3$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 5^\circ$ .
- Cohésion :  $c = 0,5 \text{ bar.}$
- Profondeur d'ancrage :  $D = 1,50 \text{ m.}$

Pour  $\varphi = 5^\circ \Rightarrow$

$N_\gamma = 0.$	(tableau Fonctions de portance).
$N_q = 1,56.$	
$N_c = 6,47.$	

Formule de TERZAGHI :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= \frac{\gamma \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) + c \cdot N_c}{F} + \gamma \cdot D. \\ &= \frac{1,8 \times 1,50 \times (1,56 - 1) + 5 \times 6,47}{4} + 1,8 \times 1,5 = 11,2 \text{ t/m}^2. \\ &= 1,12 \text{ bar.} \end{aligned}$$

On adopte  $\bar{\sigma}_s = 1 \text{ bar.}$

## 2. Justification du choix du radier :

- Semelle sous VA23 :

$M = 71,842 \text{ t.m.}$
$N = G + 1,2 P = 62,363 \text{ t.}$
$l = 4,64 \text{ m.}$

$$\begin{aligned} 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s &\geq \frac{Q}{S} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{M}{\frac{B \cdot l^3}{12}} \times \frac{l}{2} + \frac{N}{B \cdot l}. \\ \Rightarrow B &\geq \left( \frac{6 \cdot M}{1,33 \cdot l^2} + \frac{N}{1,33 l} \right) \cdot \frac{1}{\bar{\sigma}_s} = 255 \text{ cm.} \end{aligned}$$

soit

$B = 255 \text{ cm.}$
$h = 60 \text{ cm.}$
$h_t = 65 \text{ cm.}$

- Semelle sous VB13,

$$M = 72,368 \text{ t.m.}$$

$$N = 116,065 \text{ t.m.}$$

$$l = 7,00 \text{ m.}$$

$$B \geq 254,4 \text{ cm.}$$

soit

$$B = 255 \text{ cm.}$$

$$h = 60 \text{ cm.}$$

$$h_t = 65 \text{ cm.}$$

Remarque :

On trouve : comme distance entre 2 voiles : 3,16 m.

- comme vide entre 2 semelles : 50 cm.

De plus :

La somme des aires des semelles filantes dépassent de 60% celle de l'emprise du bâtiment.

Il est plus économique d'opter pour un radier général que de perdre en coffrage.

3/ Prédimensionnement de l'épaisseur du radier "ht" :

$$S_0 = 430,08 \text{ m}^2 \text{ (surface de l'emprise du bâtiment).}$$

$$S_{rad} = S_0 + S_{débord.}$$

$$\text{soit un débord de 30 cm.} \Rightarrow S_{rad} = 463,94 \text{ m}^2$$

$$\tau_b = \frac{T^{max}}{b \cdot z} \leq 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \Rightarrow z \geq \frac{T^{max}}{1,15 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b}$$

avec :  $z = \frac{7}{8} \cdot h_t$

$$T^{max} = q \cdot \frac{p^{max}}{2}$$

$$q = \frac{N}{S_{rad}}$$

$N$  = effort total transmis au sol.

$$= G_{bat} + G_{v.péri} + 1,2 P.$$

$$= 3096,03 \text{ t.}$$

d'où :

$$h_t \geq \frac{8 \cdot T^{max}}{7 \times 1,15 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$q = \frac{3096,03}{463,94} = 6,673 \text{ t/m}^2.$$

$$\rightarrow T^{max} = 6,673 \times \frac{4,06}{2} = 13,547 \text{ t/m}$$

$$h_t \geq \frac{8 \times 13,547 \cdot 10^3}{7 \times 1,15 \times 100 \times 5,85} = 23,01 \text{ cm.}$$

$$\text{soit : } \underline{h_t = 25 \text{ cm.}}$$

4/ Vérification :

41. Vérification de la stabilité du radier sous SPe :

art 4131 "RPA 81" : La contrainte du sol de fondation doit être prise égale à la contrainte admissible pour les charges verticales majorée de :

- 30% pour les sols meubles.

- 50% pour les sols fermes.

$$\text{donc, } \bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s.$$

$$\begin{aligned}
 N &= G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} + P \\
 &= 2527,80 + (2,5 \times 0,25 \times 463,94) + 444,05 \\
 &= 3261,8 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= \text{moment / à la base du radier.} \\
 &= M_{\text{RDC}} + V \cdot D \quad \text{avec } D = d(\text{RDC, face inf radier}). \\
 &= 0,80 + 0,25 = 1,05 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{RDCx}} &= 3869,60 \text{ t.m.} \\
 V_x &= 371,04 \text{ t.} \quad \rightarrow M_x = 4259,2 \text{ t.m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{RDCy}} &= 5284,91 \text{ t.m.} \\
 V_y &= 505,95 \text{ t.} \quad \rightarrow M_y = 5816,15 \text{ t.m.}
 \end{aligned}$$

Radier :  $I_x = 84381,4 \text{ m}^4$  ;  $X_G = 9,16 \text{ m}$  ;  $v = 14,92 \text{ m}$ .  
 $I_y = 82498,1 \text{ m}^4$  ;  $Y_G = 8,12 \text{ m}$ . ;  $v = 14,88 \text{ m}$ .

-° Sens X :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v = 7,78 \text{ t/m}^2 = 0,78 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot v = 6,28 \text{ t/m}^2 = 0,63 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + 3 \cdot \sigma_2}{4} = 0,67 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s \quad (\text{Vérfiée}).$$

- Sens y :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v = 8,08 \text{ t/m}^2 = 0,81 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot v = 5,98 \text{ t/m}^2 = 0,60 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + 3 \sigma_2}{4} = 0,65 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s. \quad (\text{Vérfiée}).$$

43. Vérfication au non poinçonnement =

Le voile le plus chargé étant VE17 :

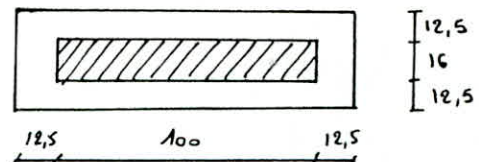
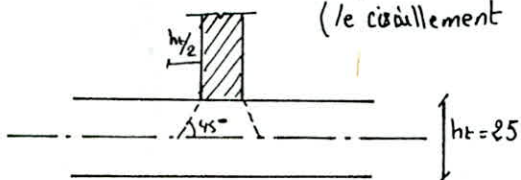
$$\begin{array}{l}
 G = 373,38 \text{ t.} \\
 Q = 68,85 \text{ t} \\
 \ell = 22,40 \text{ m.}
 \end{array}$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1,5 \cdot q}{P_c \cdot h_t} \leq 1,15 \cdot \bar{\tau}_b.$$

avec :  $q_{\text{m}^2} = G + 1,2 Q = 456 \text{ t/m}^2.$

$$q_{\text{ml}} = \frac{456}{22,40} = 20,36 \text{ t/ml.}$$

$P_c$  = périmétre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle.  
 (le cisaillement se fait suivant un angle de  $45^\circ$ ).



$$P_c = 2 \times (4 \times 12,5 + 16 + 100) = 332 \text{ cm.}$$

$$\tau^{\max} = \frac{1,5 \times 20,36}{332 \times 25} = 3,68 \text{ kg/cm}^2.$$

(Vérfiée).

$$1,15 \bar{\sigma}_s = 6,73 \text{ kg/cm}^2.$$

#### 44 - Vérification à l'effet de sous pression :

On doit vérifier que sous cet effet de sous pression hydrostatique le bâtiment ne risque pas de se soulever.

$$P > 1,5 \cdot S \cdot z.$$

avec :

$$\begin{cases} P = \text{poids du bâtiment avec surcharge.} \\ = G + G_{\text{rad}} + 1,2 Q = 3350,6 \text{ t.} \\ S = \text{Surface du radier} = 463,94 \text{ m}^2 \\ z = S \cdot g \cdot h = 1,05 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

$$P = 3350,6 \gg 1,5 \times 463,94 \times 1,05 = 730,7 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{Vérfiée}).$$

#### 5/- Charges prises en compte :

Le plancher renversé est assimilable à un radier, dont les points d'appui sont constitués par les murs porteurs. Le radier est soumis à une charge uniformément répartie ( $q$ ) dirigée de bas en haut, et est égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier  $q_r$ .

$$q_r = 2,5 \times 0,25 = 0,063 \text{ kg/cm}^2.$$

- Sollicitation du premier genre : (SP1).

$$q = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{3350,6}{463,94} = 7,22 \text{ t/m}^2 = 0,722 \text{ kg/cm}^2.$$

- Sollicitation du second genre : (SP2).

$$q = 1,3 \bar{\sigma}_s - q_r/m^2 = 1,33 - 0,063 = 1,267 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\frac{q(\text{SP2})}{q(\text{SP1})} = \frac{0,722}{1,267} = 1,75 > \frac{\bar{\sigma}_a(\text{SP2})}{\bar{\sigma}_a(\text{SP1})} = \frac{4200}{2800} = 1,5.$$

Ce qui montre, par conséquent que les contraintes du second genre sont plus défavorables que celles dues au premier genre.

Donc le radier sera calculé sous SP2 avec  $q = 1,267 \text{ kg/cm}^2$ .  
 $= \underline{12,67 \text{ t/m}^2}$ .

#### 51 - Calcul des moments dans les panneaux de dalles :

Les panneaux de dalles étant sollicités par des charges uniformément réparties,  $q$  étant la charge par unité de surface et couvrant entièrement le panneau considéré.

On considère au milieu de chaque portée une bande de  $1\text{m}$  de largeur.

Les moments développés au centre du panneau dans la direction des deux bandes ont pour expressions :

$$\begin{aligned} - \text{suivant } \rho_x : & \quad M_{0x} = M_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ - \text{suivant } \rho_y : & \quad M_{0y} = M_y \cdot M_{0x}. \end{aligned}$$

$M_x$  et  $M_y$  sont donnés en fonction de  $\beta = \frac{P_x}{P_y}$ . (CCBA 68 page 147).

On se trouve dans le cas de dalles continues, les moments en travée sont des fractions de  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$ .

On prendra forfaitairement :

- Pour les panneaux de rive :
  - en travée :
    - $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$ .
    - $M_{ty} = 0,85 M_{0y}$ .
  - Sur Appui :
    - $M_{ax} = 0,5 M_{0x}$ .
    - $M_{ay} = 0,5 M_{0y}$ .
- Pour les panneaux intermédiaires :
  - En travée :
    - $M_{tx} = 0,75 M_{0x}$ .
    - $M_{ty} = 0,75 M_{0y}$ .
  - Sur appui :
    - $M_{ax} = 0,5 M_{0x}$ .
    - $M_{ay} = 0,5 M_{0y}$ .

52. Application :

- Panneau  $P_i$  (de rive).

$$P_x = 3,00 \text{ m} \quad P_y = 4,48 \text{ m} \quad \beta = \frac{P_x}{P_y} = 0,67 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} M_x = 0,0762 \\ M_y = 0,5128 \end{cases}$$

$$M_{0x} = M_x \cdot q \cdot P_x^2 = 8,689 \text{ t.m.}$$

$$M_{0y} = M_y \cdot P_{0x} = 04,456 \text{ t.m.}$$

- Sens X :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} = 7,386 \text{ t.m.}$$

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_{0x} = 4,345 \text{ t.m.}$$

- travée :

$$M = \frac{15 \cdot M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 7,386 \cdot 10^5}{4200 \times 100 \times 20^2} = 0,066 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} k = 32,3 \\ \epsilon = 0,8943 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 130 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{7,386 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8943 \times 20} = 9,83 \text{ cm}^2.$$

soit 7HA14/ml (e = 14).

$$t \leq \min(3 \cdot h_t, 33) = 33 \text{ cm.}$$

- Sur appui :

$$M = \frac{15 \cdot M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,039 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} k = 44,6 \\ \epsilon = 0,9161 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}_b.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 5,65 \text{ cm}^2$$

soit 5HA12/ml (e = 18).

- Sens Y :

$$M_{ty} = 0,85 \quad P_{0y} = 3,788 \text{ t.m.}$$

$$M_{ay} = 0,5 \quad P_{0y} = 2,228 \text{ t.m.}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,034 \rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 48,2 \\ \varepsilon = 0,5209 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \varepsilon} = 4,90 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5HA12/ml \text{ (e = 18)}.$$

- Sur appui :

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{ay}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,020 \rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 65,5 \\ \varepsilon = 0,9379 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 2,83 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4HA10/ml \text{ (e = 24)}.$$

$$t \leq \min(4 \cdot h_t, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

			P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>2'</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>
Sens X.	Travée	M <sub>tx</sub>	7,386	9,014	11,515	12,592	11,403	6,517
		A <sub>tx</sub>	9,83	12,13	15,71	17,27	15,54	8,62
		A <sub>adop</sub>	7HA14	8HA14	8HA16	9HA16	8HA16	8HA12
		t	14	12	12	10	12	12
	Appui	Max	4,345	6,010	7,677	8,395	5,702	4,345
		A <sub>ax</sub>	5,65	7,92	10,24	11,25	7,77	5,65
		A <sub>adop</sub>	5HA12	7HA12	7HA14	10HA12	7HA12	5HA12
		t	18	14	14	9	14	18
Sens Y	Travée	M <sub>ty</sub>	3,788	2,504	4,099	5,150	/	3,342
		A <sub>ty</sub>	4,90	3,19	5,31	6,74	3,88	4,30
		A <sub>adop</sub>	5HA12	3HA12	5HA12	6HA12	4HA12	4HA12
		t	18	30	18	16	15	18
	Appui	M <sub>ay</sub>	2,228	1,669	2,733	3,433	/	2,228
		A <sub>ay</sub>	2,83	2,10	3,49	4,42	1,95	2,83
		A <sub>adop</sub>	4HA10	3HA10	5HA10	6HA10	3HA10	4HA10
		t	24	30	18	16	30	24

### 53 - Ferraillage du débord =

La dalle du débord du radier est étudiée comme une consôle.

$$q = 12,67 \text{ t/m}^2 \times 0,30 = 3,801 \text{ t/ml.}$$

$$M = q \cdot \frac{l^2}{2} = 3,801 \times \frac{0,30^2}{2} = 0,171 \text{ t.}$$

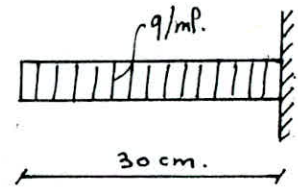
$$A = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0015$$

$$\rightarrow k = 260$$

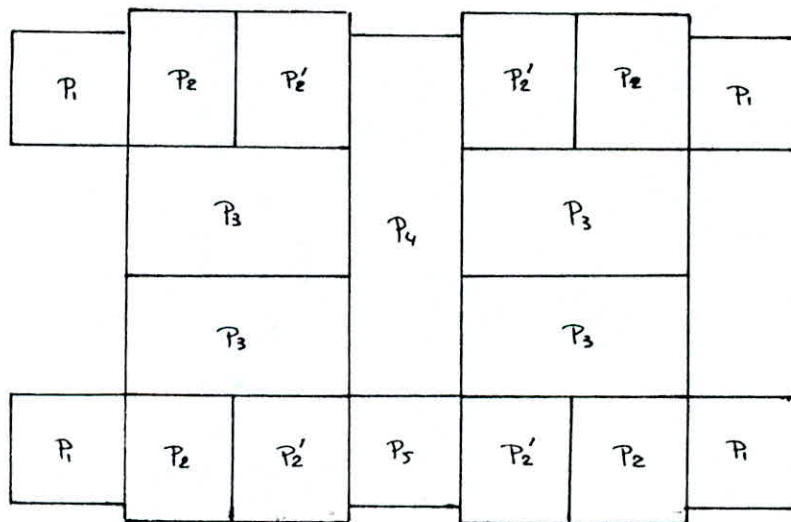
$$\varepsilon = 0,9818.$$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

soit 2HA10/ml.



Identification : Panneaux Radier.



# CONCLUSION.

Pour conclure cette étude, j'énumère quelques avantages et quelques inconvénients d'une structure contreventée par voiles et ceci en comparaison avec une structure auto-stable.

## - Avantages =

\* Les structures en voiles sont plus rigides donc plus stables que les structures auto-stable.

## \* En Coffrage :

- Rapidité d'exécution.
- Simplicité d'utilisation.
- Economique.

## - Inconvénients :

- \* Les structures en voiles sont plus lourdes que les structures auto-stable.
- \* Les structures en voiles sont plus rigides, vis à vis du séisme, elles encaissent plus les efforts sismiques.
- \* Utilisation d'une grande quantité de béton et d'aciers.
- \* D'une façon générale, les méthodes de calcul sont compliquées.



# Bibliographie

- RPA 81
  - CCBA 68. Règles techniques.
  - Calcul pratique des tours en béton armé. "M. DIVERS".
  - Contreventement des bâtiments "ALBIGES & GOULET".
  - Calcul et vérification des ouvrages en béton armé. "P. CHARON".
    - Cours
    - Exercices.
  - Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé. "A. FUENTES".
  - Tables de calcul des dalles et des parois "R. BARES".
  - Calcul dynamique des structures en zone sismique. "A. CAPRA  
V. DAVIDOVICI".
  - Aide mémoire béton armé.
  - Aide mémoire R.D.M.
  - Cours de béton armé Tome II. "M. BELAZOUGHI".
  - Traité de béton armé tome 4. "A. GUERRIN".
  - Les Fondations et les souterrains. "P. GALABRU".
-



لنور على نور

