

# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie Civil

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT  
R+6  
A USAGE D'HABITATION

Proposé par :  
C.T.C

Etudié par :  
A. Benamara  
M. SOUCI

Dirigé par :  
A. ABED



PROMOTION : Janvier 84



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

Bâtiment à Usage d'Habitation  
(R + 6)

Ossature en Voiles

Proposé par :  
C. T. C.

Supervisé par :  
A. ABED

Etudié par :  
A. BENAMARA  
M. SOUCI

REMERCIEMENTS.

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur, Monsieur A. ABED, pour son aide si efficace.

Nous exprimons également tous nos remerciements à tous les ingénieurs du C.T.C. pour leurs conseils judicieux ; en particulier, Messieurs BOUCOUX, De GRAND MAISON et DERMOUNE.

La frappe et le tirage de ce document ont été réalisés par une équipe de secrétaires et de ronéotypistes. Qu'ils en soient remerciés.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui ont contribué à notre formation, et tout particulièrement aux membres de notre jury qui nous font l'honneur de juger ce modeste travail.

Ali & Messaoud.

DEDICACES.

---

Je dédie ce travail :

- à ma mère,
- à mon père,
- à mes frères et soeurs,
- à toute ma famille,
- à tous mes amis.

B. Ali.

---

Je dédie ce travail :

- à la mémoire de mon cher et regretté père,
- à ma mère,
- à mon oncle,
- à mes frères et soeurs,
- à toute ma famille,
- à tous mes amis.

S. Messaoud.

---

SOMMAIRE

Chapitre I	INTRODUCTION	
-	présentation de l'ouvrage .....	1
-	caractéristiques mécaniques des matériaux .....	2
-	caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	7
-	descente de charge .....	10
Chapitre II	ETUDE AU SEISME	
-	généralités .....	23
-	étude dynamique .....	24
-	action sismique .....	33
Chapitre III	ETUDE DU CONTREVENTEMENT	
-	inertie équivalente .....	36
-	centre de torsion .....	50
-	efforts dans les refends .....	52
Chapitre IV	ETUDE DES VOILES	
-	exposé de la méthode .....	57
-	voiles pleins .....	64
-	voiles avec une file d'ouvertures .....	65
-	voiles avec deux files d'ouvertures .....	72
Chapitre V	SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS	
-	sollicitations à prendre en compte .....	74
-	voiles pleins .....	75
-	voiles avec une file d'ouvertures .....	77
-	voiles avec deux files d'ouvertures .....	84

Chapitre VI	FERRAILLAGE DES VOILES	
-	prescriptions relatives au ferrailage .....	36
-	ferrailage des voiles pleins .....	92
-	ferrailage des trumeaux .....	93
-	ferrailage des linteaux .....	95
Chapitre VII	CALCUL DES DEFORMATIONS	
-	méthode des moments des aires .....	101
-	méthode RDM .....	106
Chapitre VIII	CALCUL DES ELEMENTS	
-	calcul de l'acrotère .....	107
-	calcul de l'escalier .....	110
-	calcul du plancher courant .....	123
-	calcul du plancher R.D.C. ....	142
Chapitre IX	CALCUL DES FONDATIONS	
-	calcul du radier .....	152

# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

PRESENTATION ET DESCRIPTION  
DE L'OUVRAGE

---

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à l'usage d'habitation.

Ce bâtiment sera implanté dans la région d'Alger (Bab-Ezzouar) : zone de moyenne sismicité.

Il est composé de 6 planchers courants et d'un plancher terrasse supposé non accessible.

Les planchers d'étage sont constitués d'une dalle pleine d'épaisseur 16 cm; le plancher rez de chaussée se compose de poutres creux à poutrelles préfabriquées solidaire de la structure et reposant sur un vide sanitaire de hauteur 1,41 m. (~~acrotère comprise~~)

La hauteur de plancher à plancher est de 2,82 m.

La hauteur totale du bâtiment au dessus du sol est 21,85 m (acrotère comprise).

Les dimensions en plan sont : (19,34 x 17,16)

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles transversaux et longitudinaux.

Il est à noter que ce bâtiment sera réalisé par un coffrage dit "coffrage tables et banches"

Les façades sont constituées en préfabriquées :

Taux de travail du sol : la contrainte admissible du sol est évaluée à 1 bar à une profondeur de 1,50 m.

CARACTERISTIQUES MECANQUES ET CONTRAINTES  
ADMISSIBLES DES MATERIAUX UTILISES.

---

I- BETON :

Dans nos calculs, nous utilisons les règlements préconisés par le document technique "Règles CCBA 68" et le règlement en vigueur en Algérie.

Le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA 325 à contrôle atténué.

La résistance nominale de compression à 28 jours est  $\sigma'_m = 275 \text{ kg/cm}^2$  et de  $23,7 \text{ kg/cm}^2$  dans le cas d'une traction.

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge.

a) CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE.

Elle est égale à une fraction de sa résistance à 28 jours

$$\sigma'_{b_0} = \rho'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

$\alpha$  : dépend de la classe du ciment utilisé

$\alpha = 1$  pour un ciment CPA 325

$\beta$  : dépend de l'efficacité du contrôle

$\beta = \frac{5}{6}$  pour un contrôle atténué

$\gamma$  : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats ( $C_g = 5/15$ ) pour  $\gamma = 1$

$\delta$  : dépend de la nature de la sollicitation

- compression simple  $\delta = 0,30$

- flexion simple  $\delta = 0,60$

- flexion composée  $\delta = 0,60$  si N est une traction

$$\delta = \left\{ \begin{array}{ll} 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{array} \right\} \text{ si N est une compression}$$

avec :

$e_0$  : excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

$e_1$  : rayon vecteur, de même signe que  $e_0$ , du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.

$\epsilon$  : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre  
 $\epsilon = 1$  dans le cas de la compression quelle que soit la forme de la section et dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple ou composée avec traction.

$\epsilon$  est déterminé par la condition  $\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$  dans les autres cas.

$F'_b$  : résultante des forces de compression

$B'$  : section du béton comprimé.

#### RECAPITULATION/

- pour une compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = (\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon) \cdot \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

- pour une flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = (\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon) \cdot \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

#### b) CONTRAINTE LE REFERENCE DE TRACTION /

Comme le béton tendu est négligé, nous ne parlerons pas de contrainte admissible, mais plutôt de contrainte de référence.

Elle est prise égale à une fraction de la résistance à 28 jours du béton.

$$\bar{\sigma}'_b = \rho_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{où } \rho = \alpha, \beta, \gamma, \theta$$

$\alpha, \beta, \text{ et } \gamma$  ont été définis précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } \bar{\sigma}'_b &= (\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta) \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left( 0,018 + \frac{2,1}{270} \right) \\ &= 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

## 2- ACIERS.

Les aciers utilisés sont classés en 3 catégories

### a) Aciers doux:

Ils sont de nuance Fe E 24 dont la limite d'élasticité nominale est fixée à  $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ .

Les contraintes admissibles sont :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP 1})$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP 2})$$

### b) Aciers à haute adhérence :

Ce sont des armatures qui ont subi un traitement mécanique leur conférant une limite d'élasticité élevée.

La haute adhérence est généralement obtenue par des ~~épaulements~~ saillies sur le corps de l'armature, ou par torsion d'un profil circulaire, ou par les 2 procédés à la fois.

Les aciers HA sont de nuance Fe E 40 A dont la limite d'élasticité nominale est :

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi \leq 20 \text{ m.m.}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi > 20 \text{ m.m.}$$

Les contraintes admissibles sont :

$$\phi \leq 20 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP1}) \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{S.P2}) \end{array} \right.$$

$$\phi > 20 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP1}) \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{S.P2}) \end{array} \right.$$

c) Treillis soudés

Les treillis soudés sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur point de croisement.

Les caractéristiques mécaniques des treillis soudés sont :

- pour  $\phi \leq 6$  mm  $\sigma_{en} = 53 \ 00 \text{ Kg/cm}^2$
- pour  $\phi > 6$  mm  $\sigma_{en} = 45 \ 00 \text{ Kg/cm}^2$

3- CONDITIONS DE FISSURATION DU BETON (CCBA 68 art.4 - 9)

La théorie de fissuration permet le calcul de répartition et d'ouvertures des fissures en flexion et en traction supposées normales à la direction de l'armature.

- Fissuration systématique :

Lors de la mise en traction, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture.

$$\sigma_t = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

$\tilde{\omega}_f$  : pourcentage de fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \left\{ \begin{array}{l} A : \text{section d'acier} \\ B_f : \text{section du béton tendu} \end{array} \right.$$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$  aciers à haute adhérence

$\phi$  : diamètre nominal de la plus grosse barre tendue (mm)

$k$  : coefficient de conséquence de fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$k = 1,5 \times 10^6$	fissuration peu nuisible
$k = 1 \times 10^6$	fissuration préjudiciable
$k = 0,5 \times 10^6$	fissuration très préjudiciable

- Fissuration accidentelle :

Elle est due aux effets de retrait et de variations de température.

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

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte de traction de référence du béton en bars.

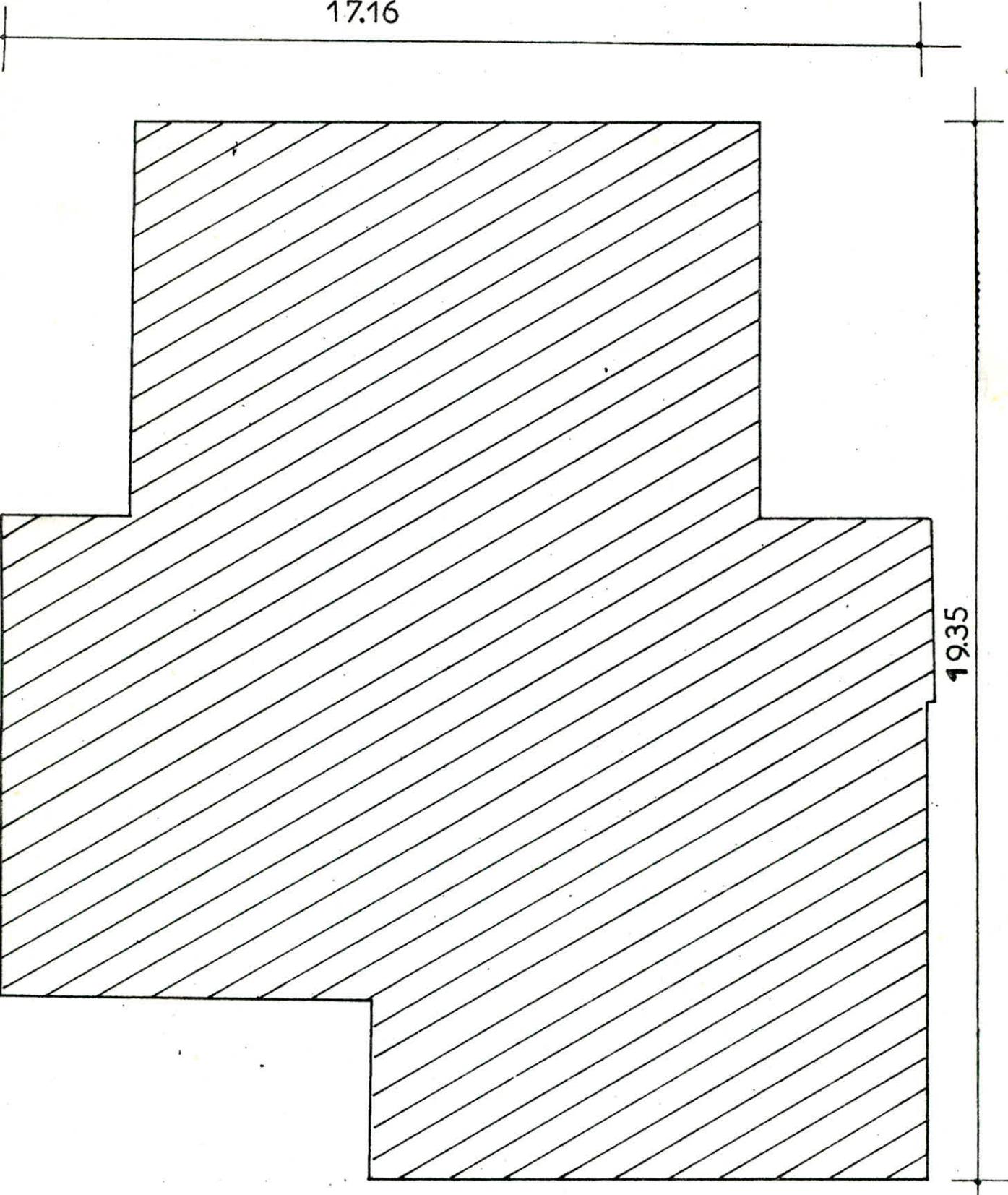
4- Coefficient d'équivalence.

Les règlements CCBA 68 fixent pour un béton moyen, le coefficient d'équivalence  $n = 15$ .

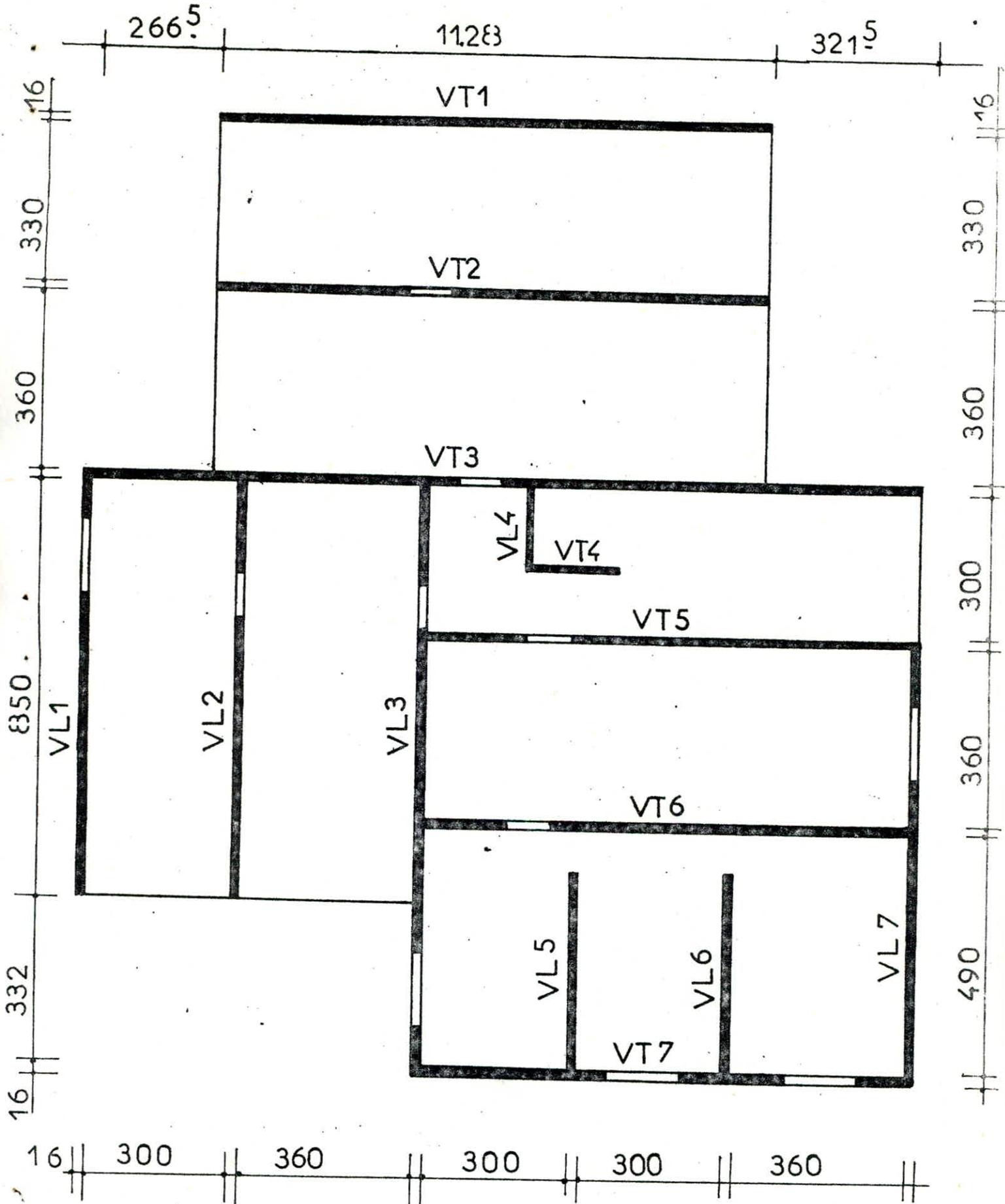
VUE EN PLAN

17.16

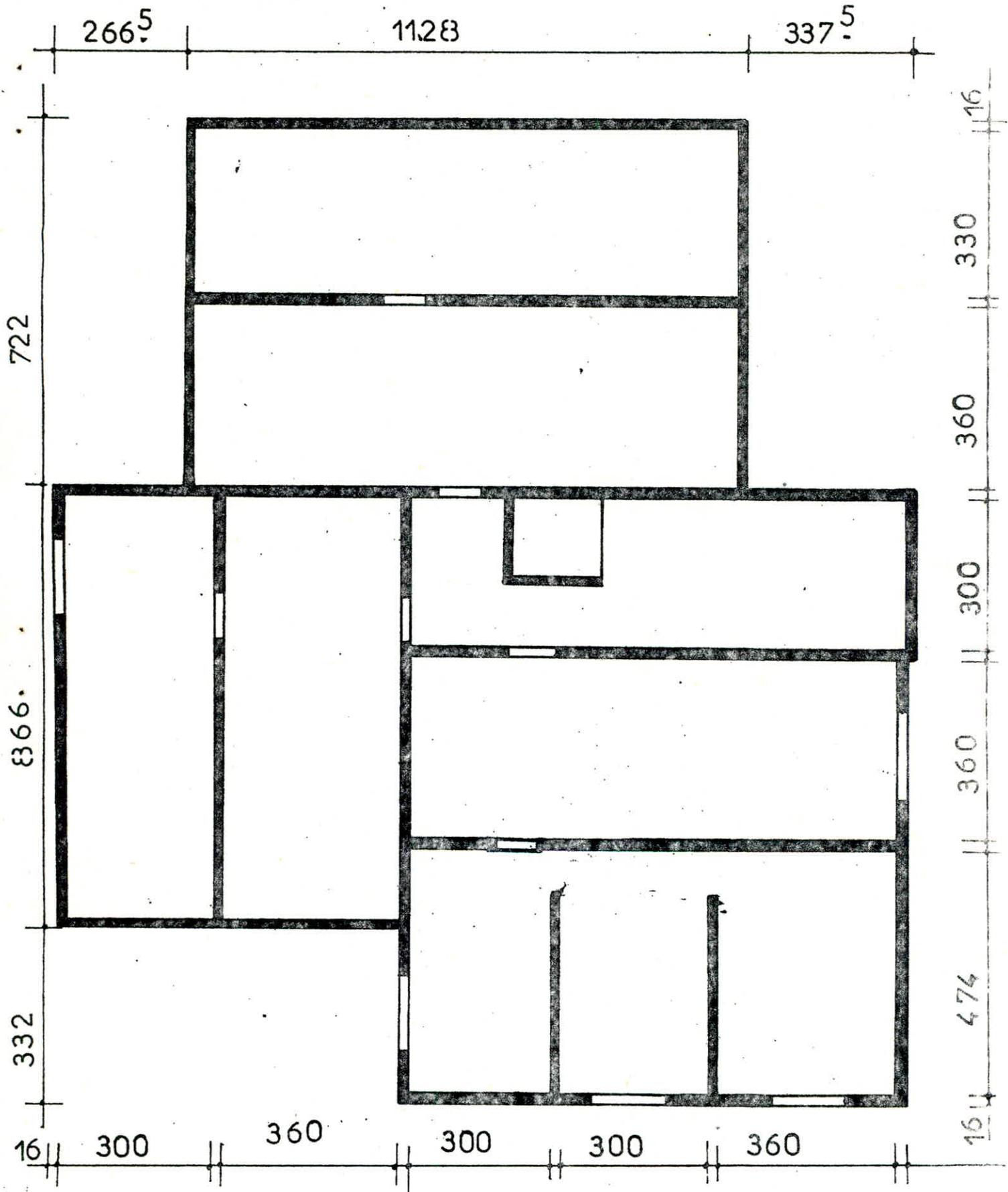
19.35



DIMENSION DES VOILES



VIDE SANITAIRE

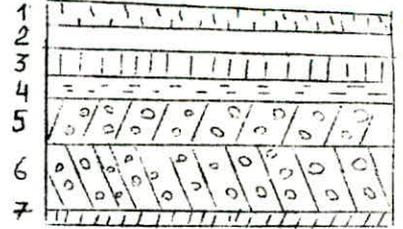


DESCENTE DE CHARGE

I. Charges et sur charges.

Plancher terrasse.

- |   |   |
|---|---|
| 1 - Gravier (4 cm):   | $0,04 \times 1800 = 72 \text{ Kg/m}^2$    |
| 2 - Chape de béton:   | $= 40 \text{ Kg/m}^2$                     |
| 3 - Multicouche :   | $= 12 \text{ Kg/m}^2$                     |
| 4 - Isolation thermique liège (4cm)                                       | $= 16 \text{ Kg/m}^2$                     |
| 5 - Forme de pente 1%; em = 10cm : $0,1 \times 2200 = 220 \text{ Kg/m}^2$ |   |
| 6 - Dalle (16cm) :  | $0,16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2$   |
| 7 - Plâtre (1,5cm):   | $0,015 \times 1300 = 19,5 \text{ Kg/m}^2$ |
| soit $G = 780 \text{ Kg/m}^2$   |   |

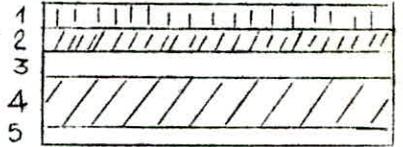


Sur charge d'exploitation

- on a une terrasse non accessible :  $P = 100 \text{ Kg/m}^2$
- combinaison sous SP 1 :  $G + 1,2 P = 900 \text{ Kg/m}^2$
  - charge soumise à l'action sismique :  $G + \frac{P}{5} = 800 \text{ Kg/m}^2$

Plancher étage courant

- |                               |   |
|-------------------------------|---|
| 1 - Carrelage (2 cm)          | $= 40 \text{ Kg/m}^2$                     |
| 2 - Mortier de pose (2 cm)    | $= 40 \text{ Kg/m}^2$                     |
| 3 - Sable (3 cm)              | $: 0,03 \times 1700 = 51 \text{ Kg/m}^2$  |
| 4 - Dalle en B.A.             | $: 0,16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2$ |
| 5 - Enduit plafond            | $= 20 \text{ Kg/m}^2$                     |
| - cloisons                    | $= 75 \text{ Kg/m}^2$                     |
| soit $G = 630 \text{ Kg/m}^2$ |   |



Plancher rez de chaussée.

Surcharge d'exploitation

- Pour tous les planchers on prévoit une surcharge  $P = 175 \text{ Kg/m}^2$
- combinaison sous SP 1 :  $G + 1,2 P = 840 \text{ Kg/m}^2$
  - charge soumise à l'action sismique :  $G + \frac{P}{5} = 665 \text{ Kg/m}^2$

Plancher R.D.C.

- |  |                        |
|--|------------------------|
| 1 - Carrelage (2 cm)                             | $: 44 \text{ kg/m}^2$  |
| 2 - mortier de pose (2 cm)                       | $: 40 \text{ kg/m}^2$  |
| 3 - sable (1 cm)                                 | $: 15 \text{ kg/m}^2$  |
| 4 - isolation phonique                           | $: 12 \text{ kg/m}^2$  |
| 5 - hourdis + table de compression               | $: 325 \text{ kg/m}^2$ |
| 6 - enduit + plâtre (1,5 cm)                     | $18 \text{ kg/m}^2$    |
| $\underline{\underline{G = 479 \text{ kg/m}^2}}$ |                        |

cloison :  $75 \text{ kg/m}^2$   
 $G = 530 \text{ kg/m}^2$

LOGGIAS ET BALCONS.

charge permanente : plancher identique a celui de l'étage courant :  
soit  $G = 630 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation

on a une plus forte concentration de surcharge soit  $P = 400 \text{ Kg/m}^2$

- combinaison sous SP1 :  $G + 1,2 P = 1110 \text{ Kg/m}^2$
- charge soumise à l'action sismique :  $G + \frac{P}{5} = 710 \text{ Kg/m}^2$

E S C A L I E R S

a) palier

- dalle pleine (16 cm) :  $0,16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2$
  - revêtement (5cm) :  $0,05 \times 2200 = 110 \text{ Kg/m}^2$
- soit  $G = 510 \text{ Kg/m}^2$

surcharge d'exploitation :  $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

combinaison sous SP 1 :  $G + 1,2 P = 810 \text{ Kg/m}^2$

charge soumise à l'action sismique :  $G + \frac{P}{5} = 560 \text{ Kg/m}^2$

b) Volée

- poids propre paillasse :  $\frac{0,16 \times 2500}{\cos \alpha} = 499,375 \text{ Kg/m}^2$
  - poids des marches :  $\frac{0,17 \times 2200}{2} = 187 \text{ Kg/m}^2$
  - mortier (1cm) :  $2000 \times 0,01 = 20 \text{ Kg/m}^2$
  - revêtement (3cm) :  $2200 \times 0,03 = 66 \text{ Kg/m}^2$
  - enduit plâtre (1cm) :  $1800 \times 0,01 = 17 \text{ Kg/m}^2$
- soit  $G = 789,375 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

- combinaison sous SP 1 :  $G + 1,2 P = 1089,375 \text{ Kg/m}^2$
- charge soumise à l'action sismique :  $G + \frac{P}{5} = 839,375 \text{ Kg/m}^2$

SURFACES DES VOILES

a) Voiles longitudinaux

Voiles	VL 1	VL 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
S (m <sup>2</sup> )	21,95	19,7	19,67	4,51	11,28	11,28	22,396

b) Voiles transversaux

Voiles	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7
S (m <sup>2</sup> )	31,8	26,55	46,456	5,245	26,49	26,46	24,826

SURFACES DES FACADES

Façades	F 1	F 2	F 3	F 4
S (m <sup>2</sup> )	8,18	8,18	6,23	8,17

SURFACE DU PLANCHER REVENANT A CHAQUE VOILE.

a) Voiles longitudinaux

Voiles	VL 1	VL 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
S (m <sup>2</sup> )	11,625	24,922	23,14	0	9,39	10,89	10,44

b) Voiles transversaux

Voiles	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7
S (m <sup>2</sup> )	18,612	38,914	34,164	1,153	22,8	22,64	7,74

c) Poutre noyée

$$SP 1 = SP 2 = 0,81 \text{ m}^2$$

POIDS DES VOILES ET DES FACADES

a) Niveaux étage courant

Voiles longitudinaux

Voiles	VL 1	VL 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
Mi (t)	8,778	7,88	11,839	1,8	4,51	4,51	8,958

Voiles transversaux

Voiles	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7
Mi (t)	12,72	11,02	18,58	2,1	10,596	10,596	9,93

F A C A D E S

Façades	F 1	F 2	F 3	F 4
Mi (t)	3,06	3,06	2,33	3,06

b) Niveau rez de chaussée

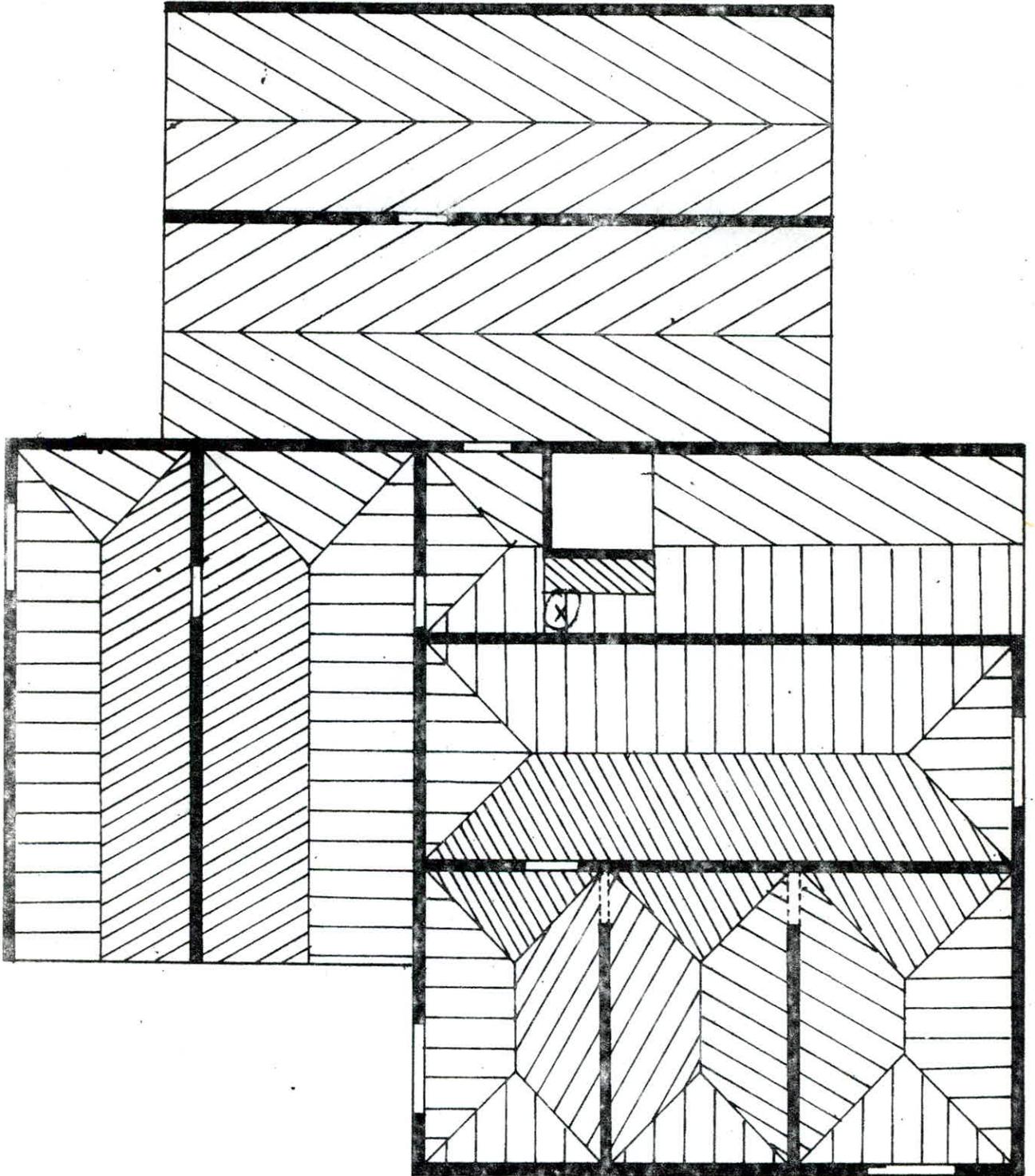
Voiles longitudinaux

Voiles	VL 1	VL 2	VL' 2	VL'' 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
Mi (t)	8,778	3,84	0,9	2,137	11,349	1,8	4,51	4,51	8,598

Voiles transversaux

Voiles	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7
Mi (t)	12,72	11,02	18,58	2,1	10,596	10,596	9,93

SURFACE DU PLANCHER REVENANT A CHAQUE VOILE



POIDS PROPRE DES ELEMENTS

a) Etage courant

Voile VL 1

- voile : = 8,778 t
- plancher :  $11,625 \times 0,63$  = 7,323 t
- $\Sigma$  = 16,1 t

Voile VL 2

- voile = 7,88 t
- plancher :  $24,922 \times 0,63$  = 15,70 t
- gaines type I et II = 4,34 t
- Façade :  $\frac{1}{2} F4$  = 1,53 t
- $\Sigma$  = 29,45 t

Voile VL 3

- voile = 11,839 t
- plancher :  $23,14 \times 0,63$  = 14,578 t
- gaines type I et II = 4,34 t
- façade :  $1/2 F 4$  = 1,53 t
- $\Sigma$  = 32,287 t

Voile VL 4

- Voile = 1,80 t

Voile VL 5

- voile = 4,51 t
- plancher :  $9,39 \times 0,63$  = 5,915 t
- $\Sigma$  = 10,42 t

Voile VL 6

- voile = 4,51 t
- plancher :  $10,89 \times 0,63$  = 6,86 t
- $\Sigma$  = 11,37 t

Voile VL 7

- voile = 8,958 t
- plancher :  $10,44 \times 0,63$  = 6,577 t
- $\Sigma$  = 15,535 t

Voile VT 1

- voile	= 12,72 t
- plancher : 18,612 x 0,63	= 11,725 t
- gaine type II	= 2,42 t
- façade : 1/2 F 1	= <u>1,53 t</u>
	$\Sigma = 28,395 t$

Voile VT 2

- voile	= 11,02 t
- plancher: 38,914 x 0,63	= 24,515 t
- gaine type I et II	= 4,34 t
- façade : 1/2 F1 et 1/2 F2	= <u>3,06 t</u>
	$\Sigma = 42,935 t$

Voile VT 3

- voile	= 18,58 t
- plancher : 21,303 x 0,63	= 13,42 t
- palier : 12,861 x 0,51	= 6,559 t
- gaines : type II et III	= 3,67 t
- façade : 1/2 F2 et 1/2 F3	= <u>2,695 t</u>
	$\Sigma = 44,924 t$

Voile VT 4

- voile	= 2,1 t
- palier : 1,153 x 0,51	= <u>0,588 t</u>
	$\Sigma = 2,688 t$

Voile VT 5

- voile	= 10,596 t
- plancher : 12,096 x 0,63	= 7,62 t
- palier : 10,704 x 0,51	= 5,459 t
- escaliers	= 3,371 t
- Façade : 1/2 F3	= <u>1,16 t</u>
	$\Sigma = 28,2 t$

Voile VT 6

- voile	= 10,596 t
- plancher : 22,64 x 0,63	= 14,263 t
- gaine type I	= <u>1,92 t</u>
	$\Sigma = 26,779 t$

Voile VT 7

$$\begin{aligned} - \text{voile} &= 9,93 \text{ t} \\ - \text{plancher : } 7,74 \times 0,63 &= \underline{4,876 \text{ t}} \\ \Sigma &= 14,806 \text{ t} \end{aligned}$$

b) PLANCHER TERRASSE

Voile VL 1

$$\begin{aligned} - \text{dalle : } 11,625 \times 0,78 &= 9,075 \text{ t} \\ - \text{acrotère : } 1,5 \times 0,7 \times 0,15 \times 2,5 &= 0,39 \text{ t} \\ - \text{préfabriqué : } 8,5 \times 1,4 \times 0,16 \times 2,5 &= \underline{4,76 \text{ t}} \\ \Sigma &= 14,226 \text{ t} \end{aligned}$$

Voile VL 2

$$\begin{aligned} - \text{dalle : } 24,922 \times 0,78 &= 19,439 \text{ t} \\ - \text{acrotère : } 3,3 \times 0,7 \times 0,15 \times 2,5 &= \underline{0,866 \text{ t}} \\ \Sigma &= 20,305 \text{ t} \end{aligned}$$

Voile VL 3

$$\begin{aligned} - \text{dalle : } 23,14 \times 0,78 &= 18,049 \text{ t} \\ - \text{préfabriqué : } 3,47 \times 1,4 \times 0,16 \times 2,5 &= \underline{1,94 \text{ t}} \\ \Sigma &= 19,989 \text{ t} \end{aligned}$$

Voile VL 5

$$- \text{dalle : } 10,2 \times 0,78 = 7,956 \text{ t}$$

Voile VL 6

$$- \text{dalle : } 11,7 \times 0,78 = 9,126 \text{ t}$$

Voile VL 7

$$\begin{aligned} - \text{dalle : } 10,44 \times 0,78 &= 8,143 \text{ t} \\ - \text{préfabriqué : } 8,66 \times 1,4 \times 0,16 \times 2,5 &= \underline{4,849 \text{ t}} \\ \Sigma &= 12,992 \text{ t} \end{aligned}$$

Voile VT 1

$$\begin{aligned} - \text{dalle : } 18,612 \times 0,78 &= 14,517 \text{ t} \\ - \text{acrotère : } 3,62 \times 0,7 \times 0,15 \times 2,5 &= 0,95 \text{ t} \\ - \text{préfabriqué : } 11,28 \times 0,16 \times 1,4 \times 2,5 &= \underline{6,31 \text{ t}} \\ \Sigma &= 21,777 \text{ t} \end{aligned}$$

Voile VT 2

- dalle :  $38,915 \times 0,78$  = 30,353 t
- acrotère :  $7,22 \times 0,7 \times 0,15 \times 2,5$  = 1,89 t
- $\Sigma$  = 32,243 t

Voile VT 3

- dalle :  $34,164 \times 0,78$  = 26,647 t
- préfabriqué :  $5,71 \times 1,4 \times 0,16 \times 2,5$  = 3,22 t
- acrotère :  $5,1 \times 0,7 \times 0,15 \times 2,5$  = 1,338 t
- $\Sigma$  = 31,205 t

Voile VT 4

- dalle :  $1,153 \times 0,78$  = 0,899 t

Voile VT 5

- dalle :  $27,714 \times 0,78$  = 21,616 t

Voile VT 6

- dalle :  $22,64 \times 0,78$  = 17,659 t

Voile VT 7

- dalle :  $7,74 \times 0,78$  = 6,037 t
- préfabriqué :  $10,24 \times 0,16 \times 1,4 \times 2,5$  = 5,734 t
- $\Sigma$  = 11,771 t

VOILES LONGITUDINAUX

P. SANS DEGRESSION							
voiles niveau	VL1	VL 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
T	1,625	2,492	2,314	0	1,02	1,17	1,044
6	2,578	4,361	4,049	0	1,643	1,905	1,827
5	2,578	4,361	4,049	0	1,643	1,905	1,827
4	2,578	4,361	4,049	0	1,643	1,905	1,827
3	2,578	4,361	4,049	0	1,643	1,905	1,827
2	2,578	4,361	4,049	0	1,643	1,905	1,827
1	2,578	4,361	4,049	0	1,643	1,905	1,827
R.D.C	2,578	4,361	4,049	0	1,643	1,905	1,827

P. AVEC DEGRESSION							
Voile niveau	VL 1	VL 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
T	1,625	2,492	2,314	0	1,02	1,17	1,044
6	2,578	4,361	4,049	0	1,643	1,905	1,827
5	2,32	3,924	3,644	0	1,478	1,714	1,644
4	2,062	3,488	3,239	0	1,314	1,524	1,461
3	1,804	3,052	2,834	0	1,15	1,333	1,278
2	1,546	2,616	2,429	0	0,985	1,143	1,096
1	1,289	2,18	2,024	0	0,821	0,952	0,913
R.D.C	1,289	2,13	2,024	0	0,821	0,952	0,913
Σ	14,513	24,293	22,557	0	9,232	10,693	10,176

b) Voiles transversaux

P. SANS DEPRESSION							
Voiles niveau	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7
T	1,861	3,891	3,416	0,115	2,771	2,264	0,774
6	3,835	7,939	9,422	0,201	8,363	3,962	1,354
5	3,835	7,939	9,422	0,201	8,363	3,962	1,354
4	3,835	7,939	9,422	0,201	8,363	3,962	0,354
3	3,835	7,939	9,422	0,201	8,363	3,962	1,354
2	3,835	7,939	9,422	0,201	8,363	3,962	1,354
1	3,835	7,939	9,422	0,201	8,363	3,962	1,354
R.D.C	3,835	7,939	9,422	0,201	8,363	3,962	1,354

P. AVEC DEPRESSION							
Voiles niveau	VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7
T	1,861	3,891	3,416	0,115	2,771	2,264	0,774
6	3,835	7,939	9,422	0,201	8,363	3,962	1,354
5	3,451	7,145	8,479	0,19	7,526	3,565	1,218
4	3,068	6,351	7,537	0,16	6,69	3,169	1,083
3	2,684	5,557	6,595	0,14	5,854	2,773	0,947
2	2,301	4,763	5,653	0,12	5,017	2,377	0,812
1	1,917	3,969	4,711	0,10	4,181	1,981	0,677
D.C.C	1,917	3,969	4,711	0,10	4,181	1,981	0,677
Σ	21,034	43,584	50,524	1,116	44,583	22,072	7,542

EFFORTS TOTAUX SUR LES REFENDS

a) Voiles longitudinaux

		V O I L E S						
ni- veau.		VL 1	VL 2	VL 3	VL 4	VL 5	VL 6	VL 7
T	G	14,226	20,305	19,989	0	7,956	9,126	12,992
	1,2 P	1,950	2,99	2,776	0	1,224	1,404	1,252
6	G	16,1	29,45	32,287	1,8	10,425	11,37	15,535
	1,2 P	3,093	5,233	4,858	0	1,971	2,286	2,192
5	G	16,1	29,45	32,287	1,8	10,425	11,37	15,535
	1,2 P	2,784	4,708	4,372	0	1,773	2,057	1,972
4	G	16,1	29,45	32,287	1,8	10,425	11,37	15,535
	1,2 P	2,474	4,185	3,886	0	1,576	1,828	1,753
3	G	16,1	29,45	32,287	1,8	10,425	11,37	15,535
	1,2 P	2,164	3,663	3,4	0	1,379	1,6	1,534
2	G	16,1	29,45	32,287	1,8	10,425	11,37	15,535
	1,2 P	1,855	3,139	2,914	0	1,182	1,371	1,315
1	G	16,1	29,45	32,207	1,8	10,425	11,37	15,535
	1,2 P	1,546	2,616	2,429	0	0,985	1,143	1,096
R.D.C	G	16,1	28,447	30,085	1,8	10,425	11,37	15,535
	1,2 P	1,546	2,616	2,429	0	0,985	1,143	1,096
MURS V.S	G	8,778	7,879	11,839	1,8	4,51	4,51	8,958
	Σ	152,561	262,481	282,599	14,4	96,516	106,058	142,905

T = 1057,620

b) Voiles transversaux

ni- veau.		V O I L E S						
		VT 1	VT 2	VT 3	VT 4	VT 5	VT 6	VT 7
T	G	21,777	32,243	31,205	0,899	21,616	17,659	11,771
	1,2 P	2,233	4,669	4,099	0,138	3,325	2,716	0,928
6	G	28,395	42,935	44,924	2,688	28,2	26,779	14,806
	1,2 P	4,602	9,526	11,306	0,241	10,035	4,754	1,624
5	G	28,395	42,935	44,924	2,688	28,2	26,779	14,806
	1,2 P	4,141	8,573	10,175	0,216	9,031	4,278	1,461
4	G	28,395	42,935	44,924	2,688	28,2	26,779	14,806
	1,2 P	3,681	7,620	9,044	0,192	8,028	3,803	1,299
3	G	28,395	42,935	44,924	2,688	28,2	26,779	14,806
	1,2 P	3,221	6,668	7,914	0,168	7,024	3,327	1,136
2	G	28,395	42,935	44,924	2,688	28,2	26,779	14,806
	1,2 P	2,761	5,710	6,783	0,144	6,021	2,852	0,974
1	G	28,395	42,935	44,924	2,688	28,2	26,779	14,806
	1,2 P	2,301	4,763	5,653	0,12	5,017	2,377	0,812
D.C	G	28,395	42,935	44,924	2,688	28,2	26,779	14,806
	1,2 P	2,301	4,763	5,653	0,12	5,017	2,377	0,812
IS S	G	12,72	11,02	18,58	2,1	10,596	10,596	9,93
	Σ	258,503	396,1	424,88	23,154	283,11	242,192	134,389

T = 1762,328

P<sub>t</sub> = 2819,948 t  
 = 2820 t

# CHAPITRE 2

ETUDE

AU

SEISME

## I. Généralités

Les actions sismiques sont jusqu'à présent données par le "D.T.U." "Règles PS 69" qui est actuellement en cours de révision suite principalement aux séismes qui ont affecté le pourtour méditerranéen (Algérie, Italie, Grèce, ...).

Ces règles ne sont jusqu'à présent à prendre en considération que lorsque ce D.T.U. est mentionné dans les documents particuliers du marché à l'exception du cas des immeubles de grande hauteur ( $H > 30$  m) pour lesquels elles sont obligatoires.

En Algérie, nous vivons la même situation réglementaire sauf que depuis un certain temps, le C.T.C. exige pour les constructions qu'il contrôle que ces règles "PS 69" auxquelles il a adjoint un additif intitulé "Complément aux règles PS 69", soient effectivement appliquées. Il a par la suite produit un règlement parasismique algérien "RPA 81" qui a été envoyé pour appréciation à toutes les structures et organismes intéressés en vue de l'officialiser par la suite, après d'éventuelles retouches. C'est ce règlement que nous avons envisagé pour notre étude sismique.

### Règlement utilisé

#### a) Introduction :

Le but des "règlements parasismiques algériens" (RPA 81) est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions, de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

- Suivant le RPA 81, les forces réelles qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

- Le mouvement du sol peut se produire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes sont considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales, caractéristiques choisies par le projecteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- Les forces sismiques

## ETUDE DYNAMIQUE

L'étude dynamique d'une structure est en général nécessaire quand celle-ci présente un élancement important ou une dimension en plan importante.

Notre structure ne présentant pas de telles caractéristiques géométriques (dimension en plan max. 19,34 m et hauteur de 21,15 m), pourrait ne pas nécessiter une étude dynamique. Il faudrait alors se baser sur les règles parasismiques pour déterminer la période propre de vibration de notre structure.

Cependant, nous remarquons que par ces règles, et pour la détermination de la période propre  $T$ , il n'est pas tenu compte de l'inertie de la structure,  $T$  est calculée en fonction des dimensions en plan de l'ouvrage.

Pour raison de dissymétrie dans les 2 plans, nous avons préféré une étude dynamique qui tiendra compte des variations d'inertie.

L'étude dynamique nous permettra de prévoir avec précision le comportement dynamique de notre bâtiment.

### Introduction :

Le plus important dans l'étude dynamique est de représenter la structure réelle par un modèle mathématique qui reflète ainsi le comportement dynamique de la structure.

#### 1/ Choix du modèle mathématique

\* Pour les ouvrages ayant une dimension en plan importante ( $H \geq 40$  m), le modèle à choisir est un portique symétrique à 2 travées.

\* Ouvrages élancés  $\rightarrow$  modèle : une console encastrée à l'une de ses extrémités.

\* Cheminées, antennes, pylones : 1 système de masse uniformément répartie sur toute la hauteur, ce système présente une infinité de degrés de liberté.

\* Bâtiments à étages : on pourra choisir un système de masses concentrées  $M_1, M_2 \dots$  accrochées à un support d'inertie variable ou constante et de masse négligeable (ce support n'est que le contreventement de la structure). Les masses  $M_1, M_2 \dots$  sont les masses des différents planchers.

Ce système présente autant de degrés de liberté qu'il y a de masses concentrées. Pour notre structure, c'est bien ce modèle mathématique que nous adopterons.

## 2/ Méthode de calcul

Il existe des méthodes exactes et des méthodes approchées, l'inconvénient de la première méthode est qu'elle prend un grand volume de calculs qui sont longs, s'ils sont faits à la main ; de plus, on fait appel à un grand nombre d'approximations, la méthode exacte de calcul constituerait alors une précision presque inutile, alors que les méthodes numériques approchées donnent des résultats avec une précision satisfaisante.

Les méthodes approchées donnent la période propre fondamentale de la structure et le mode de vibration par une série d'opérations d'itération à partir d'une déformée arbitraire.

Il existe plusieurs approches pour la détermination de la période propre, pour notre étude, nous avons choisi la méthode de RAYLEIGH.

Remarque : Dans tout ce qui suivra, on admettra que le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration.

Nous ne tiendrons compte que des déformations de flexion plane, et nous admettrons aussi qu'il n'y a pas de rotation autour de l'axe vertical du système et pas d'oscillations couplées.

### Méthode de RAYLEIGH

La méthode est basée sur le principe de conservation de l'énergie. Elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs, seulement en admettant que les frottements sont négligeables et que l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes propres est négligeable. Cette méthode peut s'appliquer à des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Pour un système élastique, la loi de conservation de l'énergie s'écrit

$$E_t = E_p + E_c \quad (1)$$

avec  $E_t$  : énergie totale

$E_p$  : énergie potentielle

$E_c$  : énergie cinétique

Quand  $E_p$  est max.  $E_c \approx 0$

$E_c$  est max  $E_p \approx 0$

d'où on peut écrire  $E_t = E_p \text{ max} + 0 = \text{Cte}$

$$E_t = 0 + E_c \text{ max} = \text{Cte}$$

Donc, on aura

$$E_t = E_p = E_c = C \quad (2)$$

L'équation (2) est fondamentale, c'est à partir de ce point que découle la méthode de RAYLEIGH.

Pour un système à n degrés de libertés (masses concentrées),

l'énergie cinétique s'écrit :

$$E_c = \frac{1}{2} \frac{w^2}{g} \cdot \sum_{j=1}^n P_j X^2(z_j)$$

avec : w : pulsation propre

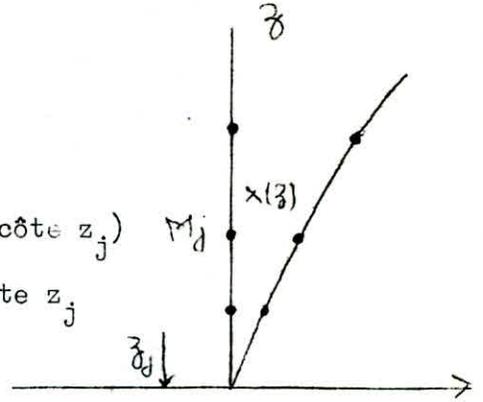
$$P_j = M_{jq} \quad (M_i : \text{masse concentrée à la côte } z_j)$$

X(z<sub>j</sub>) : valeur de la déformée à la côte z<sub>j</sub>

et l'énergie potentielle s'écrit :

$$E_p = \frac{1}{2} \int_0^H E I(Z) \left( \frac{d^2 X}{dZ^2} \right)^2 dZ$$

où X = f(Z) : équation de la déformée.



Pour déterminer w, on choisit une déformée, trouve E<sub>p max</sub>, égale E<sub>p max</sub> à E<sub>c max</sub> et on en tire w puis T.

Seulement, l'approximation de cette méthode réside dans le choix de la déformée. Ce choix arbitraire de la déformée peut être éliminé et ceci en utilisant la méthode de déplacements statiques suivantes.

Soit δ<sub>stj</sub> : les déplacements statiques qui en résultent

On écrira 
$$\delta_{stj} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ij}$$

Avec δ<sub>ij</sub> : déplacement en j, résultant d'une force appliquée en i

De cette manière, on obtiendra

$$\delta_{st1}, \delta_{st2}, \dots, \delta_{stn}$$

Et, connaissant les déplacements statiques en chaque point, on peut alors déterminer l'équation de la déformée statique.

Ultérieurement, on présentera le calcul des déplacements unitaires δ<sub>ij</sub>. Pour améliorer la précision de nos résultats, on utilisera un procédé itératif de correction de la déformée choisie (déformée statique).

Procédé de calcul :

Lorsqu'on choisit une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie F<sub>j</sub> qui représentent une approximation des forces réelles d'inertie qui produisent les déplacements "x'<sub>j</sub>". L'énergie potentielle max qui n'est autre que le travail de la force d'inertie, sera égale à

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^n F_j X_j \quad \text{et l'énergie cinétique sera alors :}$$

$$E_c = \frac{1}{2} \frac{W}{g} \sum_{j=1}^n P_j \cdot X_j^2$$

de la formule (2)  $E_p \max = E_c \max$  d'où  $\frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_j \cdot X_j = \frac{1}{2} \frac{W}{g} \sum_{j=1}^n P_j \cdot X_j^2$

$$w^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_j \cdot X_j}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot X_j^2} \quad (3)$$

En admettant que  $F_j = P_j$ , on calcule la déformée statique du système de la 1ère approximation des déplacements et  $x_{oj} = \delta_{stj}$

On détermine ensuite les coefficients adimensionnels.

$$\rho_{ij} = \frac{x_{oj}}{x_{on}} \quad (x_{on} : \text{flèche au sommet de la console } x_{on} = \delta_{stn}).$$

La 1ère correction consiste à calculer une force notée

$$F_j^1 \text{ avec } F_j^1 = \rho_{ij} \cdot P_j$$

L'indice 1 veut dire "1ère correction"  
L'indice j correspond à la côte j à laquelle on veut avoir  $\rho$  ou F.

Avec  $F_{1j}^1$ , on calcule en 2ème approximation les déplacements  $X_{1j}$  ;

$$\text{avec } x_{1j} = \sum_{i=1}^m F_i^1 \cdot \delta_{ij} \text{ on calcule ensuite } \rho_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$$

La 2ème correction consistera à calculer  $F_j^2 = \rho_{2j} \cdot P_j$

De cette manière, on continue le processus itératif jusqu'à aboutir à  $\rho_{mj} = \rho_{(m-1)j}$

$$\text{On aura alors : } F_j^m = \rho_{mj} \cdot P_j \text{ avec } \rho_{mj} = \rho_{(m+1)j} = \frac{x_{mj}}{x_{mn}}$$

La formule (3) nous donne

$$w^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_{jm} \cdot X_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot X_{mj}^2} = g \frac{\sum \rho_{mj}^2 \cdot P_j \cdot X_{mn}}{\sum \rho_{mj}^2 \cdot P_j \cdot X_{mn}^2}$$

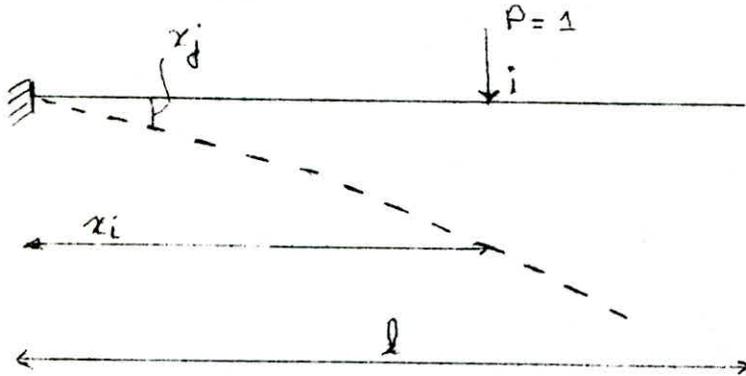
$$w = \sqrt{\frac{g}{X_{mn}}} \text{ avec } F = \frac{2\pi}{w} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{X_{mn}}{g}}$$

$X_{mn}$  est le déplacement de la n<sup>ième</sup> itération, si cette période correspond à la période du mode fondamental est comprise entre 0,5 et 0,75, il y a lieu de tenir compte de l'indice du 2ème mode.

Si la période du mode fondamental est supérieure à 0,75 s., il y a lieu de tenir compte du 2è et 3è mode.

4/ Détermination des formules

\* Détermination des formules de calcul des déplacements unitaires :



On appelle déplacement unitaire  $\rho_{ij}$  le déplacement d'une section, j provoqué par une force unitaire, agissant à la section i, d'une manière générale, on a :

$$\rho_{ij} = \int_0^{x_j} \frac{m_j \cdot m_i}{E \cdot I} dx \quad \text{où}$$

$m_i$  : moment fléchissant en i provoqué par une force unitaire positive en i  
 $m_j$  : moment fléchissant en j provoqué par une force unitaire positive en j.

Dans le cas d'une console, on a :

$$\left. \begin{aligned} m_i &= x_i - x \\ m_j &= x_j - x \end{aligned} \right\} i \geq j$$

Dans les intégrations, on tient compte des changements d'inertie. Les calculs sont facilités par la théorie de réciprocité de MAXWELL - BEUVE d'après laquelle  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

cas de changement d'inertie entre 0 et  $x_j$

$$I = \text{cte} \quad \rho_{ij} = \frac{1}{E \cdot I} \int_0^{x_j} m_i m_j dx$$

$$\rho_{ij} = \frac{1}{E \cdot I} \int_0^{x_j} (x_i - x) (x_j - x) dx = \frac{x_j^2}{2EI} (x_j - \frac{x_j}{3}) \quad \text{pour } i \geq j$$

5/ Calcul des déplacements unitaires

Dans le sens longitudinal (de même pour le sens transversal), le déplacement unitaire sera calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\delta_{ij} = \frac{1}{E \cdot I} \frac{x_j^2}{2} (x_j - \frac{x_j}{3}) \quad \text{avec } \begin{aligned} i &= 1, 2, \dots, 8 \\ j &= 1, 2, \dots, 8 \end{aligned}$$

ex. :  $E \cdot I \cdot \delta_{11} = \frac{2,82^2}{2} (2,82 - \frac{2,82}{3}) = 7,475256$

théorème d'ALEMBERT - BEUVE :  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

Les résultats sont présentés sous la forme d'un tableau.

Valeur des  $K \delta_{ij}$

$K = E.I.$

$j$ niveau	$K \delta_{0j}$	$K \delta_{1j}$	$K \delta_{2j}$	$K \delta_{3j}$	$K \delta_{4j}$	$K \delta_{5j}$	$K \delta_{6j}$	$K \delta_{7j}$
R.D.C.	7,475256	18,68814	29,901024	41,113908	52,32679	63,539676	74,75259	85,965444
1		59,802048	104,65358	149,50512	194,35665	239,20819	284,05972	328,91126
2			201,83191	302,74786	403,66382	504,57978	605,49573	706,41169
3				478,41638	657,82252	837,22867	1016,6348	1196,0409
4					934,407	1214,7291	1495,0512	1775,3733
5						1614,6553	2018,3191	2421,9829
6							2564,0128	3113,4441
7								3827,3311

Calcul de la période du mode fondamental :

Toutes les formules de calcul sont indiquées dans l'introduction, et, vu le caractère répétitif des calculs, nous préférons présenter les résultats de toutes les différentes étapes sous forme de tableaux.

D'après la descente de charge, nous avons sous  $G + \frac{P}{5}$

Niveau 8	295 tonnes
Niveau 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1 :	318,3 tonnes
Niveau 0	311,33 tonnes.

Déplacement statique

1ère Itération

$W_j = P_j = P_{0j}$	$Q_j = Q_j$ E.I.	$P_{1j}$	F 1j	X 1j E.I.	$P_{2j}$
295	4192806,53	1	294,949	2938262,152	0,8250637
318,3	3482671,501	0,8306301	264,381254	2424253,529	0,8250637
"	2780340,574	0,6631216	211,064974	1917847,522	0,6527149
"	2099566,121	0,5007543	159,385086	1431388,285	0,4871547
"	1461238,344	0,3485107	110,927470	981959,3027	0,3341973
"	893385,4817	0,2130757	67,819864	590230,5809	0,2008774
"	431173,5135	0,1028364	32,731797	279379,6047	0,0950832
311,33	116906,4138	0,0278826	8,680689	74134,83923	0,0252308

2ème Itération

3ème Itération

F 2j	X 2j E.I.	$P_{3j}$	F 3j	X 2j E.I.	$P_{4j}$
294,949	2907964,312	1	294,949	2907167,271	1
262,609525	2398808,712	0,8249099	262,560572	2398139,75	0,824906
207,752625	1897249,105	0,6524320	207,662581	1896708,041	0,652424
155,056469	1415584,156	0,4867955	154,942139	1415169,555	0,486786
106,371658	970779,5365	0,3338347	106,256246	970486,7557	0,333825
63,937267	583293,3155	0,2005847	63,8441041	583112,028	0,2005773
30,2640317	275992,2403	0,0949090	30,2085856	275903,9327	0,0949072
7,8551049	73209,7395	0,0251755	7,8378884	73185,6806	0,0251742

On s'arrête à la 4ème itération, car on a  $\rho_{4j} = \rho_{3j}$   
et on calcule la période.

Sens transversal

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{x_{35}}{g}} \quad \text{avec } E = 21.000 \times \sigma_{28}^1 = 378.000 \text{ bars}$$
$$= 385 \times 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$I_{et} = 128,674 \text{ m}^4$$

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{2907167,2}{385 \times 10^4 \times 128,674 \times 9,81}} = 0,153 \text{ s}$$

Sens longitudinal

$$I_{el} = 35,857 \text{ m}^4$$

$$T_l = 2\pi \sqrt{\frac{2907167,2}{385 \times 10^4 \times 35,857 \times 9,81}} = 0,29 \text{ s}$$

TABLEAU DES DEPLACEMENTS :

	$T$ (s)	$x_1$ (cm)	$x_2$ cm	$x_3$ cm	$x_4$ cm	$x_5$ cm	$x_6$ cm	$x_7$ cm	$x_8$ cm
transversal	0,153	0,014	0,055	0,11	0,19	0,28	0,38	0,48	0,53
longitudinal	0,290	0,053	0,19	0,42	0,7	1,02	1,30	1,70	2,10

## II. Action sismique

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément :

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

### II.1. Définition et valeurs des coefficients :

#### II.1.1. Coefficients d'accélération des zones (A) : Art. 33.1.1.

Le coefficient d'accélération de zone A dépend du groupe d'usage, de la structure et de la zone sismique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II} \end{array} \right\} A = 0,15$$

#### II.1.2. Facteur d'amplification dynamique : D - Art. 33.12

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

$$\text{- sens transversal } T = 0,155 \quad D = 2$$

$$\text{- sens longitudinal } T = 0,29 \quad D = 2$$

#### II.1.3. Facteur de comportement de la structure : B - Art. 33.13

On a une structure à voiles porteurs, suite au rectificatif apporté au RPA 81, version 1983

$$B = 1/4$$

#### II.1.4. Facteur de qualité : Q : Art. 33.14

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

La valeur de Q devra être déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

où  $P_q$  est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité Q.

Si critère observé :  $P_q = 0$

Si critère non observé :  $P_q = 0,1$

- critère des files porteuses :

$$\frac{h}{l} = \frac{2,82}{8,7} = 0,32 < 0,67 \longrightarrow P_1 = 0$$

- critère de surabondance en plan :

non observé  $p_2 = 0,1$

- critère de symétrie en plan :

sens longitudinal  $L_x = 19,34$  15 %  $L_x = 2,90 > e_L$

sens transversal  $L_y = 17,16$  15 %  $L_y = 2,57 > e_T$

puisque l'excentricité entre le C.d.g. et le C.T. ne dépasse pas 15 % de la dimension effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction des forces latérales, donc le critère est observé.

$$p_3 = 0$$

- critère de la régularité en élévation :

critère observé, donc  $p_4 = 0$

- critère de contrôle de la qualité des matériaux :

non observé  $p_5 = 0,1$

- critère de la qualité de construction

non observé  $p_6 = 0,1$

d'où, en définitive :

$Q = 1,3$
-----------

### II.1.5. Poids de la structure : W : Art. 3.3.1.5.

W : doit comprendre la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements, etc...).

- étage courant  $W_e = 304,16$  t

- R.D.C.  $W_R = 297,66$  t

- Terrasse  $W_T = 289,42$  t

$$W = 2412,064$$

### II.2. Action sismique

Comme on a  $D_L = D_T = 2$  ; alors

$$V_L = V_T = 0,15 \times 2 \times 1/4 \times 1,3 \times 2412,064 = 235,176$$

#### II.2.1. Distribution en hauteur des forces latérales : Art. 3.3.3.

Les forces latérales  $V_i$  seront distribuées sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$V = F_t + \sum_1^p F_i$$

$F_t$  : est une force au sommet de la structure dont la valeur est

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

T : est la période donnée en secondes.

De plus, le RPA 81 stipule que dans le cas où  $T \leq 0,7$  s :  
 $F_t$  peut être prise égale à zéro, ce qui est notre cas. Donc, l'effort horizontal total  $V$  sera distribué sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i h_i} = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum W_i h_i}$$

Sens transversal, longitudinal

Niv	$W_k$	$h_k$	$W_k \cdot h_k$	F	$F_k$ (cumulé)	M
T	297,66	22,56	6529,315	50,299	50,299	0
6	304,164	19,74	6004,20	46,254	96,553	141,843
5	304,164	16,92	5146,454	39,646	136,199	414,122
4	304,164	14,1	4288,71	33,038	169,237	798,203
3	304,164	11,28	3430,96	26,431	195,668	1275,451
2	304,164	8,46	2573,22	19,823	215,491	1827,234
1	304,164	5,64	1715,48	13,215	228,706	2434,918
RDC	289,42	2,82	839,40	6,466	235,172	3079,688
N.O					235,172	3743,053

$$(\sum W_i h_i = 30527,757)$$

# CHAPITRE 3

ETUDE

DU

CONTREVENTEMENT

## I. Introduction

L'étude du contreventement constitue en général un des problèmes les plus difficiles posés par le calcul de la structure des bâtiments, cette difficulté est due au fait que la recherche de la solution exacte nécessite le calcul préalable de toutes les forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et des planchers.

La présente note n'a pas pour but de permettre une évaluation exacte des contraintes dues à l'action sismique, mais simplement de préciser les opérations qui peuvent être effectuées pour s'assurer que les bâtiments à refends présentent une sécurité suffisante sous l'action des forces horizontales.

## II. Hypothèses de calcul de distribution des efforts d'ensemble

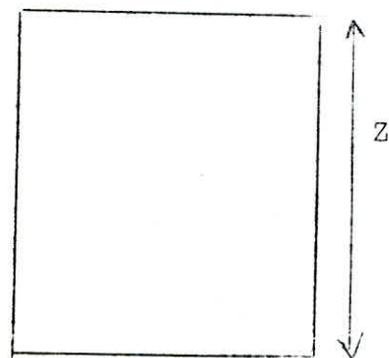
On simplifie l'étude des systèmes hyperstatiques en posant les hypothèses suivantes :

- Les refends sont parfaitement encastrés à leur base.
- Les planchers sont indéformables horizontalement.
- L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur, dans le cas où les refends présentent des ouvertures, on fera appel à la notion d'inertie équivalente.

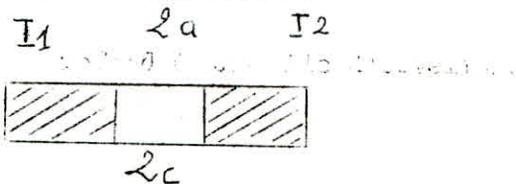
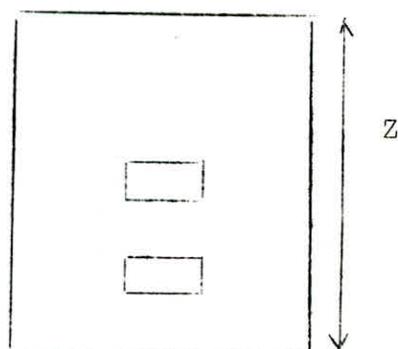
### 1 - Inertie équivalente :

On appellera "inertie équivalente" " $I_e$ " du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au même effort horizontal uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment, présente à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

#### a) Refend à une file d'ouvertures



refend fictif



refend à une file d'ouvertures

Pour un refend fictif, la flèche au sommet est égale à :

$$f = \frac{H_0 Z^3}{8 E I_e} \quad (a) \quad \text{où } H_0 \text{ est l'effort tranchant à la base du refend}$$

La flèche au sommet d'un refend à une seule file d'ouverture est :

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\Psi}{\alpha^2} + \frac{H_0 Z^3}{8 EI} \quad (b)$$

En égalant les 2 expressions (a) et (b), on obtient :

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c \Psi_0}{(I_1+I_2) \cdot \alpha^2} + 1}$$

avec  $I_1$  et  $I_2$  : moment d'inertie de chaque élément de refend

$I$  : moment d'inertie totale du refend  $I = I_1 + I_2 + 2 mc$

$\Psi_0$  : coefficient donné par l'abaque (page 105) du livre M. DIVERS

$m$  : moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble

$$m = \frac{2 C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

$\Omega_1$  et  $\Omega_2$  : Aires des éléments de refend 1 et 2

$C$  : demi-distance entre les centres de gravité des 2 éléments

$\alpha = w Z$  : degré de monolithisme

$$w^2 = \frac{3 i E' I C}{E(I_1+I_2) m a^3 h_e}$$

$i$  : inertie du linteau

$E'$  : coefficient d'élasticité longitudinale des linteaux

$E$  : " " " des refends

$a$  : demi-portée de l'ouverture

$h_e$  : hauteur d'étage

$Z$  : hauteur totale du refend

Le refend et le linteau étant constitués du même matériau, nous aurons  $E' = E$ , et par conséquent :

$$w^2 = \frac{3 i I C}{I_1+I_2 m a^3 h_e}$$

B) Refend à plusieurs files d'ouvertures

Nous obtenons, d'après le même principe :

$$I_e = \frac{I}{\frac{8 I \cdot \psi_0}{(I_1 + I_2 + \dots) \alpha^2} + 1}$$

$$\alpha = wZ$$

$$w^2 = \frac{6 E'}{E h_e \sum I_i} \cdot \sum \frac{i_i \cdot c_i^2}{a_i^3}$$

avec  $E' = E$ , on a :

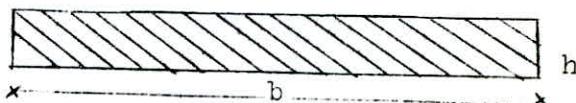
$$w^2 = \frac{6}{h_e \sum I_i} \cdot \sum \frac{i_i \cdot c_i^2}{a_i^3}$$

c) APPLICATIONS :

- Voiles sans ouvertures :

$$I_i = \frac{h_i \cdot b_i^3}{12}$$

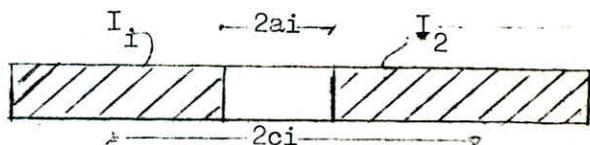
$$h = h_i = 16 \text{ cm}$$



Voiles	V <sub>T1</sub>	V <sub>T4</sub>	V <sub>L4</sub>	V <sub>L5</sub>	V <sub>L6</sub>
b <sub>i</sub> (m)	11,28	1,86	1,6	4,00	4,00
I <sub>i</sub> (m <sup>4</sup> )	19,136	0,0858	0,0546	0,853	0,853

ii) Voiles avec une file d'ouvertures

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c \cdot \psi_0}{\sum I_i \cdot \alpha^2} + 1}$$



$$I = I_1 + I_2 + 2 m c$$

$$I_1 = h b_1^3 / 12$$

$$\text{et } I_2 = h b_2^3 / 12$$

$$i_i = \frac{h l_i^3}{12 i}$$

$$m = 2 c / \left( \frac{1}{i_1} + \frac{1}{i_2} \right)$$

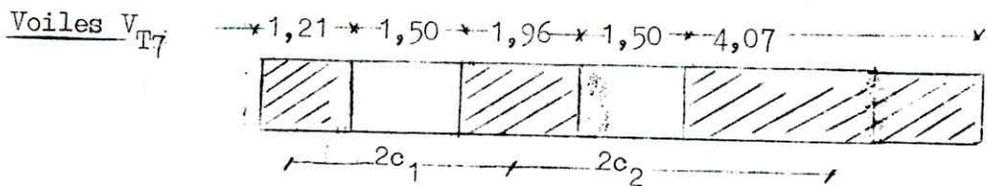
$$E' = E$$

$$w^2 = \frac{3 i_i}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I_i}{m} \cdot \frac{i_i c_i}{a_i^3 h_e}$$

Tous les calculs seront exposés sous la forme d'un tableau

	$V_{L1}$	$V_{L2}$	$V_{L7}$	$V_{T2}$	$V_{T3}$	$V_{T5}$	$V_{T6}$
b	8,5	8,5	8,66	11,28	17,16	10,08	10,08
$l_i$	1,47	0,67	1,47	0,67	0,67	0,67	0,67
$I_1$	3,177	0,0907	3,041	3,653	8,525	4,894	5,155
$I_2$	0,0068	2,475	0,0154	0,782	5,957	0,11	0,09
a	0,75	0,45	0,75	0,45	0,45	0,45	0,45
c	2,5	2,35	2,54	3,045	4,525	2,745	2,745
m	0,566	1,069	0,728	2,357	5,85	1,383	1,321
$\Omega_1$	0,992	0,3032	0,977	1,039	1,378	1,145	1,165
$\Omega_2$	0,128	0,9128	0,168	0,621	1,223	0,323	0,303
I	6,018	7,59	6,754	18,85	67,42	12,596	12,497
w	0,94	0,551	0,9	0,505	0,409	0,483	0,480
$\alpha$	21,2	12,43	20,3	11,39	9,22	10,89	10,82
$\Psi_0$	0,66	0,66	0,66	0,66	0,56	0,66	0,66
$I_c$	5,94	7,148	6,634	17,100	55,4	11,800	11,764

c) Voiles à deux files d'ouvertures :



Calcul de  $X_G$  :

$$I_1 = \frac{0,16 (1,21)^3}{12} = 0,023 \text{ m}^4 \quad \Omega_1 = 0,193 \text{ m}^2$$

$$I_2 = \frac{0,16 (1,96)^3}{12} = 0,100 \text{ m}^4 \quad \Omega_2 = 0,313 \text{ m}^2$$

$$I_3 = \frac{0,16 (4,07)^3}{12} = 0,899 \text{ m}^4 \quad \Omega_3 = 0,651 \text{ m}^2$$

$$X_G = \frac{\sum I_i \cdot x_i}{\sum I_i}$$

$$= \frac{0,605 \times 0,023 + 3,69 \times 0,1 + 8,205 \times 0,899}{0,023 + 0,10 + 0,899} = 7,59 \text{ m}$$

$$I = \sum I_i + S_1 \overline{G_1 G^2} + S_2 \overline{G_2 G^2} + S_3 \overline{G_3 G^2}$$

$$I = 1,022 + 6,98^2 \times 0,193 + 3,9^2 \times 0,313 + 0,613^2 \times 0,651$$

$$I = 15,449 \text{ m}^4$$

$$w^2 = \frac{6}{h_e \sum I_i} \cdot \sum \left[ \frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right]$$

$$= \frac{6}{2,82 \times 1,022} \left[ \frac{0,04 \times 1,54^2}{(0,75)^3} + \frac{0,04 \times (2,257)^2}{(0,75)^3} \right]$$

$$w = 1,078 \quad \rightarrow \quad \alpha = 22,79 \quad \rightarrow \quad \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{15,449}{\frac{8 \times 15,449 \times 0,66}{1,022 (22,79)^2} + 1} = 13,38 \text{ m}^4$$

$I_e = 13,38 \text{ m}^4$

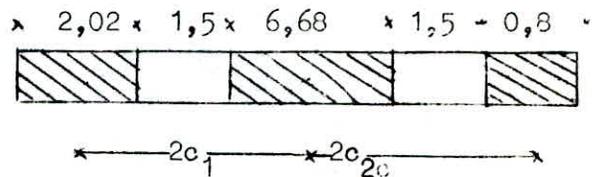
Voile  $V_{L3}$

$$I_1 = 0,11 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 3,974 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0,007 \text{ m}^4$$

$$\sum I = 4,091 \text{ m}^4$$



$$X_G = 6,127 \text{ m}$$

$$I = 16,265 \text{ m}^4$$

$$w = 0,57$$

$$\alpha = 12,85$$

$$\psi_G = 0,66$$

$I_e = 14,375 \text{ m}^4$
----------------------------

### III. Efforts dans les refends dus au séisme

Hypothèses :

On suppose que :

- la raideur de torsion de chaque refend est nulle,
- l'assemblage de plusieurs ne forme pas un ensemble rigide pouvant présenter une raideur à la torsion.

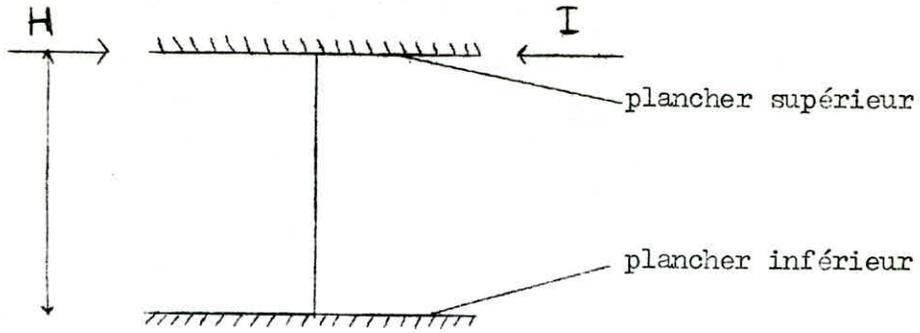
#### 1) EXPOSE DE LA METHODE DU CENTRE DE TORSION :

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

- a) Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends; la direction de la translation est parallèle à la direction de la force.
- b) Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de rotation est le même que le sens du moment.

La méthode du centre de rotation dépend de la rigidité à la flexion du refend.

La rigidité à la flexion  $I$  d'un refend est la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force (ou le couple) extérieure  $H$  produit une translation ou une rotation unitaire.



$$I = \frac{12 E \bar{I}}{L^3}$$

$\bar{I}$  : moment d'inertie  
 I : rigidité à la flexion

Dans le cas général, tous les refends ont le même module d'élasticité E, la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis. Ainsi il est possible de simplifier les calculs et remplacer la rigidité par le moment d'inertie. Le calcul simplifié s'applique dans des cas très fréquents où les axes d'inertie principaux 1-1 et 2-2 sont parallèles; les refends disposés avec une autre direction constituent une exception.

2) Etapes de calcul :

- a) On considère que x-x et y-y (système d'axes parallèles aux axes principaux d'un groupe de refends dont l'origine est située au centre de torsion du groupe) sont parallèles aux axes 1-1 et 2-2.
- b) Tous les refends ont les axes propres d'inertie disposés selon une direction qui coïncide avec les directions des axes x-x et y-y
- c) Les rigidités transversales  $I_{xy}$  sont nulles dans tous les cas.

En conséquence, le centre de torsion peut être considéré comme le centre de gravité des moments d'inertie des refends. Soient x'-x et y'-y, deux axes d'un groupe de refends, ayant une direction et une origine arbitraires, choisis en fonction de la commodité du calcul.

Par rapport à ces axes, on obtient :

$$d_x = \frac{\sum I_{ex} \cdot x'}{\sum I_{ex}} \quad \text{et} \quad d_y = \frac{\sum I_{ey} \cdot y'}{\sum I_{ey}}$$

x' et y' sont les coordonnées du centre de gravité de chaque refend par rapport aux axes x'-x et y'-y.

d) La réduction de la force extérieure  $H$  par rapport au centre de torsion fournit  $\bar{H}.x$  et  $\bar{H}.y$  et  $M = \bar{H}.e$

e) Les forces provenant des translations deviennent

$$H'_x = \frac{\bar{H}_x \cdot I_{ex}}{\sum I_{ex}} \quad \text{et} \quad H'_y = \frac{\bar{H}_y \cdot I_{ey}}{\sum I_{ey}}$$

f) Les forces provenant des rotations deviennent :

$$H''_x = \frac{M_x \cdot I_{ex}}{J} \quad \text{et} \quad H''_y = \frac{M_y \cdot I_{ey}}{J}$$

$$\text{avec } J = \sum I_{ex} \cdot X^2 + \sum I_{ey} \cdot Y^2$$

X et Y étant les distances du centre de torsion aux axes 1-1 et 2-2.

g) Les forces finales distribuées aux refends :

- séisme agissant transversalement :

$$\text{voile transversal (i)} \quad H_i = H'_x + H''_x$$

$$\text{voile longitudinal (j)} \quad H_j = H''_y$$

- séisme agissant longitudinalement :

$$\text{voile transversal (i)} \quad H_i = H''_x$$

$$\text{voile longitudinal (j)} \quad H_j = H'_y + H''_y$$

On note que :

$H'_x, H'_y$  : forces de translation

$H''_x, H''_y$  : forces de rotation

IV. DETERMINATION DU CENTRE DE MASSE

1) éléments verticaux  
niveau - étage courant - vide sanitaire

Eléments	Mi (t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
VL1	8,778	12,2	0,08	107,09	0,702
VL2	7,879	11,63	3,24	91,632	25,527
VL3	11,839	13	7,00	153,90	82,873
VL4	1,8	8,18	9,18	14,724	16,524
VL5	4,51	17,2	10,16	77,572	45,82
VL6	4,51	17,2	13,32	77,572	60,07
VL7	8,958	15,0	17,08	134,37	153,0
VT1	12,72	0,08	8,3	1,01	105,57
VT2	11,02	3,54	8,3	39,01	91,466
VT3	18,58	7,3	8,6	135,63	159,788
VT4	2,1	9,06	9,98	19,02	20,958
VT5	10,596	10,46	12,21	110,834	129,377
VT6	10,596	14,22	12,21	150,675	129,377
VT7	9,93	19,2	12,21	190,65	121,245
$\Sigma$	123,816			1277,164	1142,297

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} = \frac{1277,164}{123,816} = 10,32 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i} = \frac{1142,297}{123,816} = 9,225 \text{ m}$$

b) Niveau Rez-de-Chaussée

Eléments	Mi(t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
VL1	8,778	12,2	0,08	107,9	0,702
VL2	3,84	14,17	3,24	54,41	12,44
V'L2	0,9	10,575	3,24	9,517	2,916
V'L2	2,137	8,32	3,24	17,795	6,923
VL3	11,349	13,6	7,00	154,346	79,443
VL4	1,8	8,18	9,18	14,724	16,524
VL5	4,51	17,2	10,16	77,572	45,82
VL6	4,51	17,2	13,32	77,572	60,07
VL7	8,598	15	17,08	134,37	153,00
VF1	12,72	0,08	8,3	1,01	105,57
VF2	11,02	3,54	8,3	39,01	91,466
VF3	18,58	7,3	8,6	135,63	159,788
VF4	2,1	9,06	9,98	19,02	20,958
VF5	10,596	10,46	12,21	110,834	129,377
VF6	10,596	14,22	12,21	150,675	129,377
VF7	9,93	19,2	12,21	190,65	121,245
$\Sigma$	122,324			1263,6	1135,019

$$X_G = \frac{1263,6}{122,324} = 10,33 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{1135,019}{122,324} = 9,279 \text{ m}$$

Gaines

Eléments	Mi(t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
G1	1,92	7,71	2,765	14,8	5,3
G2	2,42	10,53	3,785	25,48	9,159
G3	1,92	3,925	6,3	7,536	12,09
G4	2,42	7,845	5,95	18,98	14,4
G5	2,42	3,785	7,725	9,159	18,694
G6	2,42	1,81	7,16	4,38	17,327
G7	1,92	14,6	6,78	28,03	13,01
G8	2,42	11,51	7,545	27,85	18,256
G9	2,42	13,675	10,15	33,09	24,56
G10	0,85	7,63	16,65	6,485	14,152
$\sum 21$	21,13			175,79	146,948

$$X_G = \frac{175,79}{21,13} = 8,319 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{146,948}{21,13} = 6,954 \text{ m}$$

Facades

Eléments	Mi(t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
F1	3,06	1,81	2,59	5,538	7,92
F2	3,06	5,34	14,02	16,34	42,9
F3	2,33	8,88	17,085	20,69	39,8
F4	3,06	15,955	5,04	48,822	15,42
$\sum 1$	11,51			91,39	106,04

$$X_G = \frac{91,39}{11,51} = 7,94 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{106,04}{11,51} = 9,212 \text{ m}$$

Acrotère

	Mi(t)	Mi.Xi	Mi.Yi
$\Sigma$	29,287	263,47	248,08

$$X_G = \frac{263,47}{29,287} = 8,996 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{248,08}{29,287} = 8,47 \text{ m}$$

2. Eléments horizontaux

$$M_i = F_i (G + P/5)$$

$F_i$  : surface de la dalle

Niveau étage courant :  $G + \frac{P}{5} = 0,665 \text{ t/m}^2$  pour les chambres

$G + \frac{P}{5} = 0,710 \text{ t/m}^2$  pour les loggias

Eléments	Mi(t)	Xi	Yi	MiXi	MiYi
S1	21,33	1,81	7,52	38,6	160,5
S'1	3,655	1,81	13,165	6,615	48,118
S2	23,74	5,42	8,985	128,67	213,3
S'2	3,476	5,42	3,345	18,84	11,627
S3	13,84	10,85	1,66	150,16	22,97
S'3	3,322	15,1	1,66	50,16	5,514
S4	20,35	11,63	5,12	236,67	104,192
S5	24,383	12,34	12,0	300,886	292,596
S6	9,958	16,75	8,58	166,796	85,439
S7	9,775	16,75	11,74	163,73	114,75
S8	11,73	16,75	15,20	196,477	178,296
S9	12,56	8,97	12,1	112,66	151,97
S10	3,715	8,88	13,415	32,98	49,83
$\Sigma$	161,834			1603,244	1439,151

$$X_G = \frac{1603,244}{161,834} = 9,906 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{1439,151}{161,834} = 8,892 \text{ m}$$

Niveau terrasse :  $G + \frac{P}{5} = 0,800 \text{ t/m}^2$

Eléments	Mi(t)	Xi	Yi	MiXi	MiYi
S1	29,779	1,81	8,305	53,9	247,31
S2	32,486	5,42	8,305	176,07	269,79
S3	20,4	11,63	1,66	237,25	33,864
S4	24,48	11,63	5,12	284,7	125,33
S5	29,03	12,34	12,12	358,23	351,84
S6	11,76	16,75	8,58	196,98	100,9
S7	11,76	16,75	11,74	196,98	138,06
S8	14,112	16,75	15,2	236,376	214,5
S9	24,192	8,88	12,12	214,82	293,2
$\Sigma$	197,999			1955,306	1774,79

$$X_G = \frac{1955,306}{197,999} = 9,875 \text{ m} \quad Y_G = \frac{1774,79}{197,99} = 8,963 \text{ m}$$

En supposant que les masses sont concentrées au niveau du plancher, on déterminera le centre de gravité par plancher.

Niveau terrasse

	Mi(t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
plancher	198,0	9,875	8,963	1955,306	1774,79
acrotère	29,287	8,996	8,47	263,47	248,08
$\frac{1}{2}$ façades	5,755	7,24	9,212	45,695	53,02
$\frac{1}{2}$ voiles	61,909	10,32	9,225	638,89	571,10
$\Sigma$	294,95			2903,361	2647,19

$$X_G = \frac{2903,361}{294,95} = 9,84 \text{ m} \quad Y_G = \frac{2647,19}{294,95} = 8,975 \text{ m}$$

Niveau étage courant

	Mi(t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
plancher	161,834	9,906	8,892	1603,244	1439,151
façades	11,51	7,94	9,212	91,39	106,04
gaines	21,13	8,319	6,954	175,79	146,948
voiles	123,816	10,32	9,225	1277,78	1142,202
$\Sigma$	318,29			3148,204	2834,341

$$X_G = \frac{3148,204}{318,29} = 9,89 \text{ m} \quad Y_G = \frac{2834,341}{318,29} = 8,9 \text{ m}$$

Niveau rez-de-chaussée

	Mi(t)	Xi	Yi	MiXi	MiYi
plancher	161,834	9,906	8,892	1603,244	1439,151
$\frac{1}{2}$ voile sup.	61,162	10,33	9,279	631,803	567,522
$\frac{1}{2}$ voile inf.	61,906	10,32	9,225	638,87	571,08
$\frac{1}{2}$ façade	5,755	7,94	9,212	45,695	53,02
gaines	21,13	8,319	6,954	175,79	146,948
$\Sigma$	311,781			3095,402	2777,72

$$X_G = \frac{3095,402}{311,781} = 9,928 \text{ m} \quad Y_G = \frac{2777,72}{311,781} = 8,909 \text{ m}$$

V. DETERMINATION DU CENTRE DE TORSION

\* Niveau étage courant + R.D.C.

1. éléments longitudinaux

éléments	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VL6	VL7	$\Sigma$
$I_e(Y)m^4$	5,94	7,148	14,375	0,0546	0,853	0,853	6,634	35,857
Y	0,08	3,24	7,00	9,18	10,16	13,32	17,08	
$I_e.Y$	0,4752	23,159	100,625	0,501	8,666	11,362	113,308	258,096

$$Y_T = \frac{\sum I_{ey}.Y}{\sum I_{ey}} = \frac{258,096}{35,857} = 7,197 \text{ m}$$

2. éléments transversaux

éléments	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6	VT7	$\Sigma$
$I_e(X)$	19,136	17,1	55,4	0,0858	11,8	11,764	13,38	128,674
$X_i$	0,08	3,54	7,3	9,06	10,46	14,22	19,27	
$I_e.X_i$	1,531	60,354	404,42	0,777	123,428	167,284	258	1015,974

$$X_T = \frac{1015,974}{128,674} = 7,895 \text{ m}$$

3. Calcul de l'excentricité

$$e_t = X_G - X_T$$

$$e_l = Y_G - Y_T$$

- Niveau terrasse

$$e_t = 9,84 - 7,895 = 1,945 \text{ m}$$

$$e_l = 8,975 - 7,197 = 1,778 \text{ m}$$

- Niveau étage ourant

$$e_t = 9,89 - 7,895 = 1,995 \text{ m}$$

$$e_l = 8,900 - 7,197 = 1,703 \text{ m}$$

- Niveau rez-de-chaussée

$$\text{et} = 9,928 - 7,895 = 2,033 \text{ m}$$

$$\text{el} = 8,909 - 7,197 = 1,712 \text{ m}$$

- Vide sanitaire

$$\text{et} = 10,32 - 7,895 = 2,425 \text{ m}$$

$$\text{el} = 9,225 - 7,197 = 2,028 \text{ m}$$

VI. Effort dans les voiles

Pour calculer les efforts horizontaux sollicitant chaque élément de contreventement ; pour simplifier les calculs donnant les efforts horizontaux, on utilise un artifice de calcul qui consiste à prendre  $H = 100$  tonnes ( $H$  étant la force horizontale) et  $e = 2,3$  m, puis, en se servant de la règle de trois, on déduit l'effort horizontal  $H$  réel.

Caractéristiques géométriques des voiles :

1) voiles transversaux

Eléments	$I_{ex}$	$X_i$	$X_i^2$	$I_{ex} \cdot X_i$	$I_{ex} \cdot X_i^2$
VT1	19,136	- 7,81	60,90	- 149,46	1165,3
VT2	17,1	- 4,35	18,90	- 74,39	323,1
VT3	55,4	- 0,595	0,35	- 32,96	19,39
VT4	0,0858	1,165	1,35	0,099	0,115
VT5	11,8	2,56	6,55	30,2	77,29
VT6	11,764	6,32	39,9	74,34	469,2
VT7	13,38	11,37	129,2	152,13	1728,6
$\Sigma$	128,674				3782

2) voiles longitudinaux

Eléments	$I_{ey}$	$Y_i$	$Y_i^2$	$I_{ey} \cdot Y_i$	$I_{ey} \cdot Y_i^2$
VL1	5,94	- 7,11	50,55	- 42,23	300,26
VL2	7,148	- 3,95	15,6	- 28,33	111,50
VL3	14,375	- 0,197	0,038	- 2,83	0,546
VL4	0,0546	1,98	3,92	0,107	0,214
VL5	0,853	2,97	8,82	2,53	7,52
VL6	0,853	6,13	37,57	5,22	32,04
VL7	6,634	9,89	97,81	65,61	648,80
	35,857				1100

$$J = \Sigma I_{xi} \cdot X_i^2 + \Sigma I_{iy} \cdot Y_i^2 = 4882 \text{ m}^6$$

	Séisme agissant transversalement		Séisme agissant longitudinalement	
	H <sub>i</sub>	H <sub>j</sub>	H' <sub>i</sub>	H' <sub>j</sub>
VT1	7,47		- 7,4	
VT2	9,6		- 3,68	
VT3	41,02		- 1,985	
VT4	0,07		0,004	
VT5	10,66		1,49	
VT6	12,82		3,68	
VT7	17,93		7,54	
VL1		- 2,09		14,46
VL2		- 1,390		18,54
VL3		- 0,140		39,94
VL4		0,005		0,157
VL5		0,125		2,495
VL6		0,288		2,628
VL7		3,25		21,75

	6		5		4		3		2		1		RDC		NO	
	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
V <sub>T1</sub>	-3,722	-10,49	-7,144	-30,645	-10,07	-59,067	-12,59	-94,38	-14,479	-135,21	-15,946	-180,18	-16,92	-227,9	-17,40	-276,98
V <sub>T2</sub>	-1,851	-5,219	-3,55	-15,239	-5,012	-29,37	-6,227	-46,93	-7,2	-67,24	-7,93	-89,60	-8,416	-113,33	-8,654	-137,74
V <sub>T3</sub>	-0,998	-2,815	-1,916	-8,22	-2,703	-15,84	-3,359	-25,31	-3,884	-36,27	-4,277	-48,33	-4,539	-61,13	-4,668	-74,29
V <sub>T4</sub>	0,0020	0,0056	0,0038	0,016	0,0054	0,031	0,0067	0,051	0,0078	0,073	0,0086	0,097	0,0091	0,123	0,0094	0,149
V <sub>T5</sub>	0,749	2,113	1,438	6,170	2,029	11,89	2,52	19,00	2,915	27,22	3,210	36,28	3,407	45,89	3,504	55,77
V <sub>T6</sub>	1,851	5,219	3,553	15,239	5,012	29,37	6,227	46,93	7,200	67,24	7,93	89,60	8,416	113,33	8,654	137,74
V <sub>T7</sub>	3,799	10,694	7,28	31,224	10,269	60,18	12,76	96,16	14,75	137,77	16,24	183,59	17,24	232,22	17,73	282,22
V <sub>L1</sub>	7,273	20,51	13,96	59,88	19,694	115,42	24,47	184,43	28,29	264,21	31,159	352,08	33,00	445,34	34,00	541,245
V <sub>L2</sub>	9,325	26,29	17,90	76,77	25,25	147,98	31,37	236,46	36,27	338,77	39,95	451,43	42,40	571,00	43,600	693,96
V <sub>L3</sub>	20,08	56,65	38,56	165,40	54,397	318,80	67,59	509,41	78,15	729,79	86,067	972,5	91,34	1230,09	93,92	1494,97
V <sub>L4</sub>	0,078	0,222	0,151	0,650	0,213	1,253	0,265	2,002	0,307	2,868	0,338	3,822	0,359	4,835	0,369	5,876
V <sub>L5</sub>	1,254	3,538	2,408	10,332	3,398	19,91	4,222	31,82	4,881	45,58	5,376	60,75	5,706	76,84	5,867	93,38
V <sub>L6</sub>	1,321	3,727	2,537	10,883	3,579	20,97	4,447	33,518	5,142	48,01	5,660	63,98	6,010	80,73	6,180	98,36
V <sub>L7</sub>	10,94	30,85	21,00	90,07	29,62	173,6	36,86	277,41	42,55	397,42	46,87	529,59	49,74	669,87	51,149	814,11

Distribution des efforts par niveau et par voiles : séisme longitudinal.

	6		5		4		3		2		1		RDC		NO	
	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
V <sub>T1</sub>	3,757	10,595	7,212	30,93	10,174	59,625	12,642	95,27	14,61	136,49	16,097	181,88	17,084	230,06	17,567	279,60
V <sub>T2</sub>	4,828	13,62	9,268	39,75	13,075	76,62	16,246	112,44	18,78	175,41	20,687	235,75	21,955	295,66	22,576	359,33
V <sub>T3</sub>	20,632	58,18	39,60	1069,075	55,86	327,42	69,42	523,19	80,26	749,53	88,39	998,80	93,81	1263,36	96,46	1535,40
V <sub>T4</sub>	0,035	0,099	0,037	0,289	0,095	0,558	0,118	0,892	0,136	1,279	0,150	1,704	0,160	2,155	0,164	2,620
V <sub>T5</sub>	5,360	15,12	10,29	44,14	14,518	85,08	18,04	135,36	20,85	194,78	22,97	259,56	24,38	328,31	25,069	399,00
V <sub>T6</sub>	6,448	18,184	12,378	53,09	17,46	102,32	21,696	163,51	25,08	234,25	27,625	312,15	29,32	394,83	30,149	479,85
V <sub>T7</sub>	9,018	25,43	17,31	74,25	24,42	143,11	30,34	228,68	35,08	327,62	38,63	436,58	41,00	552,22	42,16	671,13
V <sub>L1</sub>	-1,052	-2,968	-2,02	-8,667	-2,85	-16,70	-3,54	-26,69	-4,05	-38,24	-4,51	-50,96	-4,786	-64,46	-4,92	-78,34
V <sub>L2</sub>	-0,699	-1,97	-1,34	-5,756	-1,89	-11,09	-2,352	-17,72	-2,70	-25,39	-2,995	-33,84	-3,179	-42,81	-3,268	-52,028
V <sub>L3</sub>	-0,070	-0,198	-0,135	-0,579	-0,190	-1,11	-0,236	-1,785	-0,273	-2,55	-0,301	-3,408	-0,320	-4,311	-0,329	-5,24
V <sub>L4</sub>	0,0025	0,0070	0,0048	0,020	0,0068	0,039	0,0084	0,063	0,0097	0,091	0,010	0,121	0,011	0,153	0,012	0,187
V <sub>L5</sub>	0,062	0,174	0,120	0,517	0,170	0,997	0,211	1,594	0,244	2,284	0,269	3,043	0,285	3,849	0,293	4,678
V <sub>L6</sub>	0,129	0,363	0,249	1,068	0,351	2,059	0,436	3,29	0,504	4,714	0,555	6,282	0,590	7,946	0,606	9,657
V <sub>L7</sub>	1,634	4,607	3,137	13,458	4,426	25,94	5,5	41,45	6,350	59,38	7,003	79,13	7,432	100,09	7,643	121,64

Distribution des efforts par niveau et par voiles : séisme transversal

# CHAPITRE 4

## ETUDE DES VOILES

ETUDE DES VOILES

Généralités :

Chaque refend sera calculé sous l'action des charges horizontales et des charges verticales qui lui sont attribuées.

La méthode utilisée pour calculer ces efforts, sollicitant chaque élément de refend est exposée dans l'ouvrage de M. DIVERS intitulé "Calcul pratique des tours en béton armé". Ainsi, à l'aide des abaques données par cette méthode, on déterminera les efforts tranchants et les moments fléchissants dans les éléments du refend considéré sous l'action des forces sismiques.

Nota :

On note que les formules exposées par M. DIVERS dans son ouvrage ont été établies pour des efforts tranchants et les moments des éléments de refend sous l'action du vent; mais il y a lieu de tenir compte dans notre exposé, et d'établir le calcul de ces efforts pour le cas du séisme, charge répartie triangulairement sur toute la hauteur.

Moment d'encastrement  $M_e$  est égal :

$$M_e = \left( q \cdot \frac{Z}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} Z = q \frac{Z^2}{3}$$

Effort tranchant à la base  $H_0$  :

$$H_0 = q \frac{Z}{2}$$

Moment fléchissant dans une section droite :

$$m(z) = H_0 z - q \frac{z^2}{2} - \frac{1}{2} q_z z \cdot \frac{1}{3} z$$

$$\text{on a } q_z/q = z/Z = \xi \Rightarrow q_z = q \cdot \xi$$

$$m(z) = \frac{1}{2} q Z z - q \frac{z^2}{2} - \frac{q}{6} z \frac{z^2}{3}$$

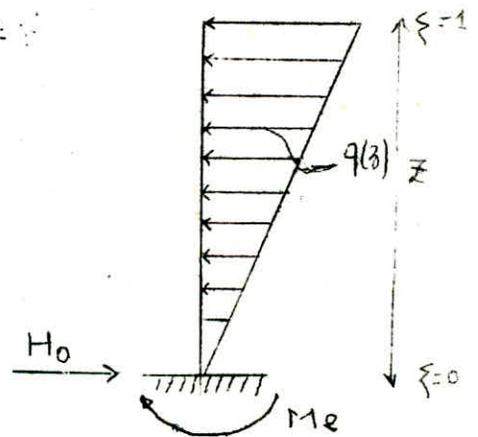
$$= \frac{1}{2} q Z z - q \frac{z^2}{2} - \frac{q}{6} \frac{z^3}{3}$$

$$m'(z) = \left( \frac{1}{2} q Z \right) z \left( \frac{z}{Z} - \frac{2}{3} - \frac{1}{3} \frac{z^2}{Z^2} \right)$$

En remplaçant  $z/Z$  par  $\xi$  on obtient :

$$m(z) = H_0 Z \left[ \frac{3 \cdot \xi - 2 - \xi^3}{3} \right] \quad \text{d'où on peut écrire que :}$$

$$m(z) = H_0 Z \frac{(1 - \xi^2)(2 + \xi)}{3}$$



### I. Refends sans ouvertures

Les refends sans ouvertures (refends pleins) ne posent pas de problèmes particuliers.

Leur calcul est celui d'un mur en béton armé de section rectangulaire soumis à l'action des sollicitations extérieures M et H.

### II. Refends avec ouvertures

Cette méthode suppose que :

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

- Les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

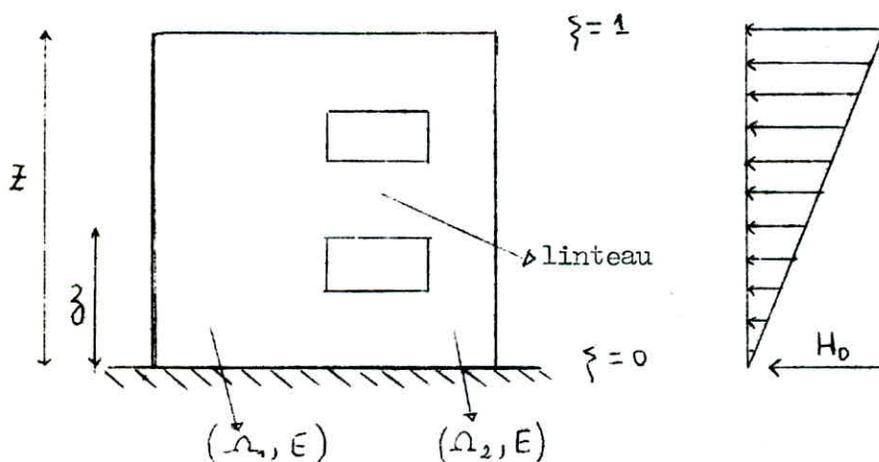
On admettra en outre que :

- La hauteur d'étage est constante.

- Les linteaux qui lient les 2 éléments de refend, ont tous les mêmes caractéristiques.

- Les linteaux ont une inertie transversale faible vis-à-vis de celle de chacun des éléments de refend.

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



a) Etude des éléments de refends :

Le calcul des éléments de refend est effectué au droit de chaque linteau.

Etapas de calcul :

Calculer  $w^2$  puis  $w$  avec la relation :

$$w^2 = \frac{3i_1}{I_1 + I_2} \frac{I}{m} \frac{C}{a^3 h_e}$$

Calculer  $\alpha = w Z$

On note que  $\alpha$  est une caractéristique géométrique du refend.

Calculer les moments dans les éléments de refend avec :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} Ho Z \left[ \frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \frac{2 c m \Psi}{I} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} Ho Z \left[ \frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \frac{2 c m \Psi}{I} \right]$$

Etude des linteaux

- établir  $\xi = z/Z$

- avec  $\alpha$  et  $\xi$  trouver la valeur de  $\Phi$  sur l'abaque B-2-3-a

- calculer l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau

avec la relation :

$$\pi = \frac{Ho m l}{I} \Phi \quad l = \text{hauteur d'étage}$$

- dimensionner le linteau en le considérant comme une poutre encastree aux extrémités, le moment d'encastrement est  $M = \pi . a$

1.5. Calculer les forces axiales dans les éléments de refends (provoquées uniquement par le séisme).

A chaque étage, on obtient  $N = \sum \pi$

( $\sum \pi$  est la somme des efforts  $\pi$  à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré)

Vérifications

Il est conseillé d'effectuer à la base du refend une vérification de l'équilibre extérieur avec

$$M = M_1 + M_2 + 2 N C$$

$M$  : moment d'ensemble distribué au refend pris en considération

$M_1, M_2$  et  $N$  sont celles calculées à la base du refend.

Le processus exposé précédemment pour le calcul des éléments de refends est général, c'est-à-dire :

$$1 < \alpha < 10$$

Cas où  $\alpha > 10$  Petites ouvertures :

Quand  $\alpha > 10$ , on peut considérer que pratiquement  $\alpha \rightarrow \infty$  ;

les variations de  $\Phi$  et  $\pi$  sont linéaires.

A la base  $\Phi = 1$  et  $\pi = \frac{H_0 m l}{I}$

Au sommet  $\Phi = 0$  et  $\pi = 0$

On écrira, en définitive :

$$\pi = \frac{H_0 m l}{I} (1 - \xi^2)$$

Le calcul de  $M_1$  et  $M_2$  est sans objet .

Cas où  $\alpha < 1$  Grandes ouvertures :

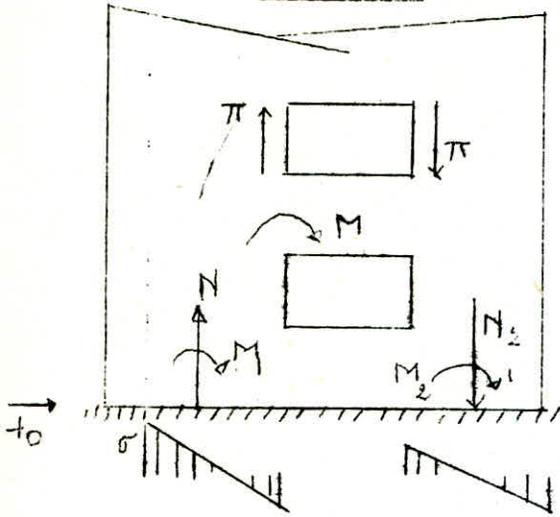
On peut considérer que, pratiquement,  $\alpha \rightarrow 0$

En conséquence,  $\Phi = 0$  et  $\pi = 0$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0/2$$

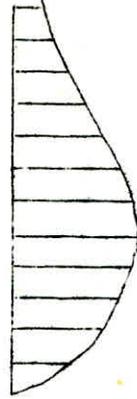
$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0/2$$

Cas général



- 60 -

10



$$m = \frac{2c}{1 + \frac{\Omega_2}{\Omega_1}}$$

$$w^2 = \frac{3i_1}{I_1 + I_2} \frac{I}{m} \frac{\Omega_2}{a^2 l}$$

$$\pi = \frac{H_0 m l}{I}$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \frac{2nc}{I}$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[ \frac{(1 + \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \frac{2nc}{I} \psi \right]$$

$$N = \sum \pi$$

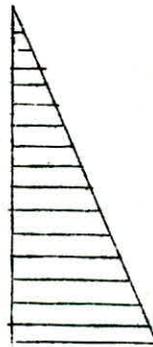
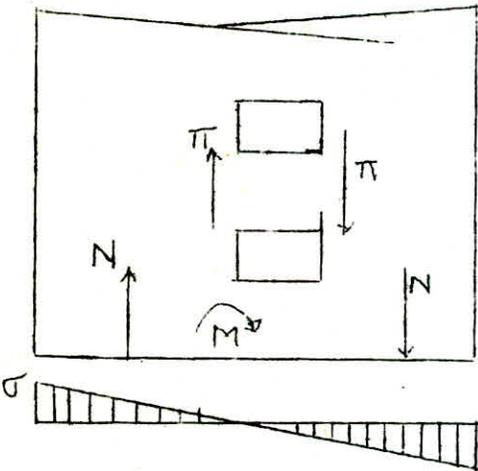
Petites ouvertures :

$$\alpha > 10$$

$$\pi = \frac{H_0 m l}{I} (1 - \xi^2)$$

$$M_1 = M_2 = 0$$

$$N = \sum \pi$$



Grandes ouvertures

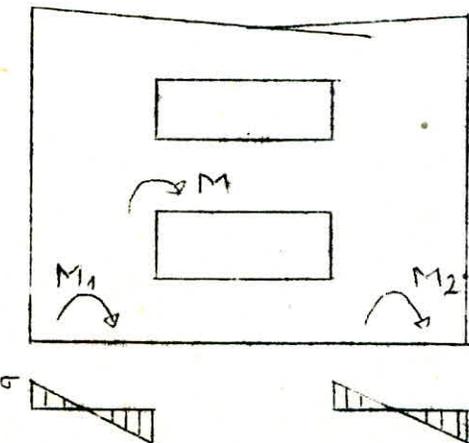
$$\alpha < 1 \quad (\alpha \rightarrow 0)$$

$$\pi = 0$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z/2$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z/2$$

$$N = 0$$



b. Conclusion

Pour  $1 < \alpha < 10$ , les ouvertures sont considérées comme moyennes, la valeur de l'effort tranchant diminue généralement au fur et à mesure que les ouvertures augmentent pour devenir négligeables quand  $\alpha < 1$  sauf pour les linteaux proches du sommet.

Au voisinage de la section d'encastrement pour  $1 \leq \alpha \leq 10$ , on étudie le linteau le plus sollicité au niveau correspondant à la valeur de  $\xi$  d'environ 0,0 à 0,3 et on ferraille pratiquement de manière identique les autres linteaux du refend considéré.

Remarque :

Dans le cas où on ne dispose pas d'abaques, les coefficients  $\Psi$  et  $\Phi$  peuvent être déterminés par les formules :

$$\Phi = \frac{1}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} \left[ 1 - \xi - \alpha \operatorname{ch} \alpha (\alpha (1 - \xi)) - \operatorname{sh} \alpha \cdot \xi \right]$$

$$\Psi = \frac{1}{2} (1 - \xi)^2 - \frac{\operatorname{sh} \alpha (1 - \xi)}{\alpha \operatorname{ch} \alpha} + \frac{1}{\alpha^2} \frac{(1 - \operatorname{ch} \alpha \cdot \xi)}{\operatorname{ch} \alpha}$$

Exceptions :

$\alpha$ , peut être caractérisé comme le degré de concordance entre le refend, monolithique pour lequel  $\pi = f (1 - \xi^2)$  et le refend réel pour lequel  $\pi = f (\Phi)$

Si  $\alpha \rightarrow \infty$ ,  $\Phi \rightarrow (1 - \xi^2)$

Cette situation limite correspond aux petites ouvertures, mais peut aussi bien se rencontrer dans le cas des refends dont les caractéristiques géométriques sont telles que la valeur des cisaillements est voisine de celle du refend monolithique.

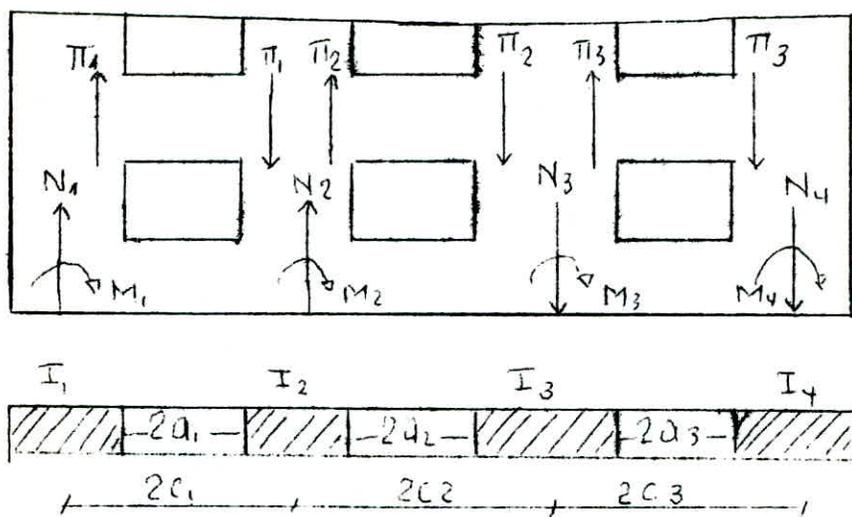
En fait, on peut dire qu'aux petites ouvertures correspond une grande valeur de  $\alpha$ , mais que la réciproque n'est pas toujours valable.

Les exceptions mentionnées n'ont pas de répercussions sur le calcul pratique, où l'on peut toujours appliquer la relation générale

$$\pi = H_0 \cdot m \cdot l \cdot \phi / I$$

2. Refends avec plusieurs files d'ouvertures:

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouvertures peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures, en négligeant la déformation due aux efforts normaux.



La valeur de  $\alpha = w Z$  est évaluée à partir de :

$$\omega^2 = \frac{6 E}{H l \sum I_i} \cdot \sum \left( \frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right)$$

On calcule ensuite l'effort tranchant dans les linteaux, par :

$$\pi_i = H_0 l \frac{i_i c_i}{2 a_i^3 \sum \left( \frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right)}$$

On évalue ainsi  $\pi_1, \pi_2, \dots$

Les forces axiales provoquées dans chaque élément de refend par l'action du séisme sont :

$$\begin{aligned} N_1 &= \sum \pi_1 \\ N_2 &= \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \\ N_3 &= \sum \pi_3 - \sum \pi_2 - \dots \end{aligned}$$

Les moments dans chaque élément de refend sont donnés par :

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 z \left[ \frac{(1 - \xi)^2 (2 + \xi)}{3} - \psi \right]$$

Comme dans le cas des refends à une file d'ouvertures, il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation :

$$M = \sum M_i + 2 N_1 (c_1 + c_2 + \dots) + 2 N_2 (c_2 + c_3 + \dots + \dots)$$

Remarques :

Pour les petites ouvertures (dont la surface ne dépasse pas 25 % de la surface totale du refend), il est conseillé d'effectuer 2 évaluations de  $\pi$ , Une première avec les formules précédentes, et une 2ème évaluation avec la relation  $\pi_i = H_0 m_i l_i (1 - \xi^2) / I$  et d'utiliser dans l'étude une valeur intermédiaire.

Par ailleurs, si la surface des ouvertures est plus petite d'environ 10 % de la surface totale du refend on peut considérer le refend monolithique et employer la relation:

$$\pi_i = H_0 m_i l_i (1 - \xi^2) / I$$

Dans cette relation,  $m_i$  est le moment statique de l'élément (ou des éléments) de refends qui tend(ent) à glisser par rapport au linteau.

A) REFENDS PLEINS

Voiles longitudinaux

	$V_{L 4}$		$V_{L 5}$		$V_{L 6}$	
	H (t)	M (tm)	H (t)	M (tm)	H (t)	M (tm)
T	/	/	/	/	/	/
6	0,078	0,222	1,254	3,538	1,321	3,727
5	0,151	0,650	2,408	10,332	2,537	10,883
4	0,213	1,253	3,398	19,91	3,579	20,97
3	0,265	2,002	4,222	31,82	4,447	33,518
2	0,307	2,868	4,881	45,58	5,142	48,01
1	0,338	3,822	5,376	60,75	5,660	63,98
R	0,359	4,835	5,706	76,84	6,010	80,93
NO	0,369	5,876	5,867	93,38	6,180	98,36

Voiles transversaux :

	$V_{T 1}$		$V_{T 4}$	
	H (t)	M (tm)	H (t)	M (tm)
T	/	/	/	/
6	3,757	10,595	0,099	0,099
5	7,212	30,930	0,289	0,289
4	10,174	59,625	0,558	0,558
3	12,642	95,27	0,892	0,892
2	14,61	136,49	1,279	1,279
1	16,097	181,880	1,704	1,704
R	17,084	230,06	2,155	2,155
NO	17,560	279,60	2,620	2,620

$$V_{L1} : \alpha = 21,2$$

Eléments	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} = A$	$\psi$	$\frac{2mc}{I} \psi = B$	A-B	$M_1$	$M_2$	N
7	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,875	0,20	1,80	0,014	0,01	0,004	0,01	7,65	0,016	1,80
5	0,75	0,40	3,606	0,046	0,05	0,023	0,023	17,60	0,037	5,409
4	0,625	0,61	5,500	0,123	0,12	0,056	0,067	51,28	0,109	10,909
3	0,5	0,75	6,762	0,208	0,21	0,098	0,11	84,19	0,180	17,671
2	0,375	0,84	7,574	0,309	0,31	0,145	0,164	125,52	0,268	25,245
1	0,25	0,92	8,295	0,421	0,43	0,202	0,219	167,52	0,358	33,540
RDC	0,125	0,96	8,656	0,542	0,56	0,263	0,279	213,54	0,457	42,196
N 0	0,0	1,0	0,017	0,666	0,66	0,320	0,34	260,23	0,557	51,21

$$I_1 = 3,177 \text{ m}^4 \quad m = 0,556 \text{ m}^3 \quad H_0 = 34,00 \text{ t}$$

$$I_2 = 0,0068 \text{ m}^4 \quad I = 6,018 \text{ m}^4$$

$$\sum I = 3,1838 \text{ m}^4 \quad I_e = 5,99 \text{ m}^4$$

$$a = 0,75 \text{ m} \quad \psi_0 = 0,66$$

$$c = 2,5 \text{ m}$$

Vérification de l'équilibre

$$M_{\text{ext}} = 34,00 \times \frac{2}{3} \times 22,56 = 511,36 \text{ tm}$$

$$M_1 + M_2 + 2 \text{ NC} = 516,83 \text{ tm}$$

$$\% = \frac{516,83 - 511,36}{516,83} = 1\% \quad \text{équilibre vérifié}$$

$$V_{L2} : \alpha = 12,43$$

Eléments	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} = A$	$\psi$	$\frac{2 mc}{I} \psi = B$	A - B	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	N
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,875	0,20	3,46	0,014	0,01	0,006	0,008	0,278	7,58	3,46
5	0,75	0,40	6,92	0,046	0,05	0,033	0,013	0,451	12,33	10,38
4	0,625	0,61	10,55	0,123	0,12	0,079	0,044	1,529	41,74	20,93
3	0,5	0,75	12,97	0,208	0,21	0,139	0,069	2,39	65,46	33,9
2	0,375	0,84	14,53	0,309	0,31	0,205	0,104	3,62	98,66	48,43
1	0,25	0,92	15,90	0,421	0,43	0,284	0,137	4,76	129,97	64,33
R	0,125	0,96	16,60	0,542	0,56	0,370	0,172	5,97	163,17	80,93
N.0	0,0	1,0	17,30	0,666	0,66	0,436	0,230	7,99	208,2	98,23

66

$$I_1 = 0,0907 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 2,475 \text{ m}^4$$

$$\sum I = 2,566 \text{ m}^4$$

$$I = 7,59 \text{ m}^4$$

$$c = 2,35 \text{ m}$$

$$m = 1,069 \text{ m}^3$$

$$l = 2,82 \text{ m}$$

$$I_e = 7,148 \text{ m}^4$$

$$H_0 = 43,6 \text{ t}$$

$$\psi_0 = 0,66$$

$$M_{ex} = \frac{2}{3} H_0 \cdot Z = 655,74 \text{ t.m}$$

$$M_m = M_1 + M_2 + 2 \text{ N.C.} = 687,87 \text{ t.m}$$

$$\% = \frac{687,87 - 655,74}{687,87} = 4\% \text{ équilibre vérifié}$$

$$V_{L7} \quad \alpha = 20,3$$

Eléments	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)-A}{3}$	$\psi$	$\frac{2 m c \cdot \psi \cdot b}{I}$	A-B	$M_1$	$M_2$	N
E	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,875	0,20	3,10	0,014	0,01	0,005	0,009	10,334	0,052	3,10
5	0,75	0,40	6,20	0,046	0,05	0,027	0,019	21,81	0,110	0,30
4	0,625	0,61	9,17	0,123	0,12	0,065	0,053	66,598	0,337	18,47
3	0,5	0,75	11,65	0,208	0,21	0,114	0,094	107,935	0,546	30,12
2	0,375	0,84	13,05	0,309	0,31	0,169	0,140	160,755	0,813	43,17
1	0,25	0,92	14,29	0,421	0,43	0,235	0,186	213,57	1,081	57,46
R	0,125	0,96	14,91	0,542	0,56	0,306	0,236	270,98	1,372	72,37
N O	1,0	1,0	15,54	0,66	0,66	0,360	0,300	334,47	1,744	87,91

- 67 -

$$I_1 = 3,041 \text{ m}^4$$

$$a = 0,75 \text{ m}$$

$$H_0 = 51,142 \text{ t}$$

$$I_2 = 0,0154 \text{ m}^4$$

$$m = 0,728 \text{ m}^3$$

$$\sum I = 3,056 \text{ m}^4$$

$$c = 2,54 \text{ m}$$

$$I = 6,754 \text{ m}^4$$

$$\psi_0 = 0,66$$

$$I_e = 6,634 \text{ m}^4$$

$$M_i = M_1 + M_2 + 2 N C = 792,7 \text{ t.m}$$

$$M_{ex} = 769,2 \text{ t.m}$$

$$\frac{782,7 - 769,2}{792,7} = 2,9 \% \quad \text{équilibre vérifié}$$

$$V_{T2} : \alpha = 11,39$$

Eléments	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi) \cdot (2+\xi)}{3}$	$\psi$	$\psi \cdot \frac{2 mc}{I}$	A - B	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	N
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	/	/	/	/	0,0
6	0,875	0,20	1,52	0,014	0,01	0,007	0,007	2,937	0,627	1,52
5	0,75	0,40	3,04	0,046	0,05	0,038	0,008	3,356	0,717	4,56
4	0,625	0,61	4,75	0,123	0,12	0,091	0,032	13,427	2,870	9,31
3	0,500	0,75	5,87	0,208	0,21	0,159	0,049	20,560	4,395	15,18
2	0,375	0,84	6,58	0,309	0,31	0,235	0,074	31,050	6,637	21,76
1	0,25	0,92	7,22	0,421	0,43	0,327	0,094	39,44	8,431	28,98
R	0,125	0,96	7,54	0,542	0,56	0,426	0,116	48,67	10,405	36,52
N.O.	0,0	1,0	7,69	0,66	0,66	0,502	0,158	66,296	14,17	44,21

$$I_1 = 3,653 \text{ m}^4$$

$$a = 0,45 \text{ m}$$

$$H_0 = 22,576 \text{ t}$$

$$I_2 = 0,781 \text{ m}^4$$

$$e = 3,045 \text{ m}$$

$$\sum I = 4,434 \text{ m}^4$$

$$m = 2,357 \text{ m}^3$$

$$I = 18,85 \text{ m}^4$$

$$\psi_0 = 0,66$$

$$I_e = 17,1 \text{ m}^4$$

$$M_1 + M_2 + 2 \text{ N.C.} = 349,7 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ex}} = 339,54 \text{ t.m}$$

$$\frac{349,7 - 339,54}{349,7} = 2,9 \% \text{ équilibre vérifié}$$

$$V_{T3} : \alpha = 9,22$$

Eléments	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} = A$	$\psi$	$\frac{2mc}{I} \psi = B$	A-B	$M_1$	$M_2$	N
T	1,0	0,20	4,72	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,72
6	0,875	0,26	6,136	0,014	0,025	0,019	-0,005	-6,40	-4,475	10,856
5	0,75	0,45	10,62	0,046	0,070	0,054	-0,008	-10,246	-7,160	21,476
4	0,625	0,64	15,104	0,123	0,14	0,109	0,014	17,93	12,53	36,58
3	0,5	0,72	16,992	0,208	0,22	0,172	0,036	46,110	32,22	53,572
2	0,375	0,80	18,88	0,309	0,32	0,251	0,058	74,289	51,92	72,452
1	0,25	0,78	18,4	0,421	0,42	0,329	0,092	117,83	82,35	90,852
RDC	0,125	0,66	15,576	0,542	0,51	0,400	0,142	181,880	127,107	106,428
N 0	0,0	0,0	0,0	0,666	0,56	0,439	0,227	290,750	203,19	106,428

$$I_1 = 8,524 \text{ m}^4 \quad m = 5,85 \text{ m}^3 \quad H_0 = 96,46 \text{ t}$$

$$I_2 = 5,957 \text{ m}^4 \quad c = 4,525 \text{ m}$$

$$\sum I = 14,482 \text{ m}^4 \quad a = 0,45 \text{ m}$$

$$I = 67,42 \text{ m}^4 \quad \psi = 0,56$$

$$I_e = 55,4 \text{ m}^4$$

$$\text{vérification de l'équilibre : } M_{ex} = \frac{2}{3} \times 22,56 \times 96,46 = 1450,75 \text{ t.m}$$

$$M_1 + M_2 + 2 \text{ NC} = 1457,11 \text{ t.m}$$

$$\% = \frac{1457,11 - 1450,75}{1457,11} = 0,4 \%$$

équilibre vérifié

$V_{T5} :$ 

$\alpha = 10,89$

Eléments	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} = A$	$\psi$	$\frac{2m\alpha}{I} \psi = B$	A-B	$M_1$	$M_2$	N
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,875	0,20	1,552	0,014	0,01	0,006	0,008	4,424	0,099	1,552
5	0,75	0,40	3,104	0,046	0,05	0,030	0,016	8,849	0,198	4,656
4	0,625	0,61	4,734	0,123	0,12	0,072	0,051	28,209	0,634	3,393
3	0,5	0,75	5,82	0,208	0,21	0,126	0,082	45,355	1,019	15,213
2	0,375	0,84	6,52	0,309	0,31	0,186	0,123	68,033	1,529	21,733
1	0,25	0,92	7,14	0,421	0,43	0,258	0,163	90,158	2,026	28,873
RDC	0,125	0,96	7,45	0,542	0,56	0,337	0,205	113,38	2,548	36,323
N 0	0,0	1,0	7,762	0,666	0,66	0,397	0,269	148,78	3,344	44,08

$I_1 = 4,894 \text{ m}^4 \quad m = 1,383 \text{ m}^3$

$H_0 = 25,069 \text{ t}$

$I_2 = 0,11 \text{ m}^4 \quad c = 2,745 \text{ m}$

$\sum I = 5,004 \text{ m}^4 \quad e = 0,45 \text{ m}$

$I = 12,567 \text{ m}^4 \quad l = 2,82 \text{ m}$

$I_e = 11,8 \text{ m}^4 \quad \psi_0 = 0,66$

$M_1 + M_2 + 2 N c = 394,12 \text{ tm}$

$M_{\text{ext}} = \frac{2}{3} H_0 l = 377,03 \text{ tm}$

$$\frac{M_i - M_{\text{ext}}}{M_i} = \frac{394,12 - 377,03}{394,12} = 0,04 = 4 \%$$

équilibre vérifié

$V_{T6}$  $\alpha = 10,8$ 

Eléments	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} = A$	$\psi$	$\frac{2 m c \psi}{I} = B$	A - B	$M_1$	$M_2$	N
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,875	0,2	1,79	0,014	0,01	0,05	0,009	6,016	0,105	1,79
5	0,75	0,4	3,59	0,046	0,05	0,029	0,017	11,364	0,198	5,38
4	0,625	0,61	5,47	0,123	0,12	0,069	0,054	36,097	0,63	10,65
3	0,5	0,75	6,73	0,208	0,21	0,121	0,087	58,157	1,015	17,38
2	0,375	0,84	7,54	0,309	0,31	0,179	0,130	86,90	1,517	24,92
1	0,25	0,92	8,26	0,421	0,43	0,249	0,172	114,97	2,007	33,18
RDC	0,125	0,96	8,62	0,542	0,56	0,324	0,218	145,72	2,544	41,8
N 0	0,0	1,0	8,98	0,660	0,66	0,382	0,278	185,80	3,240	50,7

- 71 -

$$I_1 = 5,155 \text{ m}^4 \quad m = 1,321 \text{ m}^3 \quad H_0 = 30,149 \text{ t}$$

$$I_2 = 0,09 \text{ m}^4 \quad c = 2,745 \text{ m}$$

$$\sum I = 5,245 \text{ m}^4 \quad l = 2,82 \text{ m}$$

$$I = 12,497 \text{ m}^4 \quad \psi_0 = 0,66$$

$$M_i = M_1 + M_2 + 2 N C = 467,9 \text{ tm}$$

$$M_{ex} = 453,44 \text{ tm}$$

$$\frac{467,9 - 453,4}{467,9} = 3 \% \quad \text{équilibre vérifié}$$

$$V; \alpha = 12,85$$

Elements	$\xi$	$\phi$	$1 - \xi^2$	$\pi_1$	$\pi_2$	$N_1$	$N_2$	$N_3$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,875	0,20	0,23	4,53	2,72	4,53	1,81	2,72
5	0,75	0,40	0,43	8,47	5,44	13,00	4,84	8,16
4	0,625	0,61	0,60	11,82	8,29	24,82	8,37	16,45
3	0,5	0,75	0,75	14,77	10,2	39,59	12,94	26,65
2	0,375	0,84	0,85	16,74	11,56	56,33	18,12	38,21
1	0,25	0,92	0,93	18,32	12,64	74,65	23,8	50,85
R	0,125	0,96	0,98	19,3	13,32	93,95	29,78	64,17
N.0	0,0	1,0	1,0	19,7	13,6	113,6	35,8	77,8

- 72 -

$$\begin{aligned}
 I_1 &= 0,11 \text{ m}^4 & C_1 &= 2,725 \text{ m} & \psi_0 &= 0,66 & H_0 &= 93,92^t \\
 I_2 &= 3,974 \text{ m}^4 & C_2 &= 2,72 \text{ m} \\
 I_3 &= 0,007 \text{ m}^4 & m_1 &= 1,47 \text{ m}^3 \\
 \sum I &= 4,091 \text{ m}^4 & m_2 &= 0,747 \text{ m}^3 \\
 I &= 16,265 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$M_{ext} = \frac{2}{3} H_0 - Z = 1412,55 \text{ t.m}$$

$$M_{int} = 2 N_1 (C_1 + C_2) + 2 N_2 C_2 = 1431,85 \text{ t.m}$$

$$\frac{1431,85 - 1412,55}{1431,85} = 1,3\% \text{ . donc \u00e9quilibre v\u00e9rifi\u00e9}$$

$$V_{T7} \quad \alpha = 22,79$$

Eléments	$\xi$	$\phi$	$1 - \xi^2$	$\pi_1$	$\pi_2$	$N_1$	$N_2$	$N_3$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	0,875	0,20	0,23	1,45	3,6	1,45	2,15	-3,6
5	0,75	0,40	0,43	3,91	7,19	5,36	5,43	-10,79
4	0,625	0,61	0,60	6,49	10,96	11,85	9,9	-21,75
3	0,5	0,75	0,75	8,2	13,48	20,05	15,18	-35,23
2	0,375	0,84	0,85	9,30	15,09	29,35	20,97	-50,32
1	0,25	0,92	0,96	10,28	16,53	39,63	27,22	-66,85
R.D.C.	0,125	0,96	0,98	10,7	17,25	50,41	33,69	-84,1
N.O.	1,0	1,0	1,0	11,27	17,97	61,68	40,39	-102,07

$$I_1 = 0,023 \text{ m}^4 \quad c_1 = 1,542 \text{ m} \quad \psi_0 = 0,66 \quad H_0 = 42,16 \text{ t}$$

$$I_2 = 0,1 \text{ m}^4 \quad c_2 = 2,257 \text{ m}$$

$$I_3 = 0,889 \text{ m}^4 \quad 2a_1 = 1,5 = 2a_2 \text{ m}$$

$$\sum I = 1,022 \text{ m}^4$$

$$I = 15,449 \text{ m}^4$$

$$M_{\text{ext}} = \frac{2}{3} H_0 Z = 634,08 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{in}} = 2 N_1 (c_1 + c_2) + 2 N_2 c_2 = 650,96 \text{ t.m}$$

$$\% = \frac{650,96 - 634,08}{650,96} = 2,5 \%$$

équilibre vérifié

CHAPITRE 5  
SUPERPOSITION  
DES  
SOLLICITATIONS

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Sollicitations à prendre en compte :

Dans les justifications de calcul relatif à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend les sollicitations

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation non pondérée

E : effets des séismes

Combinaisons :

Base de calcul des éléments structuraux : Art. 3.3.2.

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

Les combinaisons sont :

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 G + E \quad (2)$$

$$0,8 G - E \quad (3)$$

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ses effets sont inclus comme suit :

La combinaison (1) comprend la totalité de la charge de l'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que la charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (40 à 60 %) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales du séisme.

Les combinaisons (2) et (3) tiennent compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.

La valeur  $\pm E$  permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction ou de compression dans les voiles.

		Comb.	T	6	5	4	3	2	1	R	N.O
V <sub>T1</sub>	Eff. normaux	G	13,58	28,30	54,74	81,18	107,62	134,06	160,5	186,94	213,38
		Q	1,86	5,11	8,36	11,61	14,86	18,11	21,36	24,61	27,86
		G+Q	15,44	33,41	63,1	92,79	122,48	152,17	181,86	211,55	241,24
		0,8 G	10,86	22,6	43,79	64,94	86,09	107,24	128,4	149,55	170,7
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	10,595	30,93	59,62	95,27	136,49	181,88	230,06	279,60
V <sub>T4</sub>	Eff. normaux	G	0,39	2,69	5,27	7,85	10,43	13,01	15,59	18,17	20,75
		Q	0,13	0,35	0,57	0,79	1,01	1,23	1,45	1,67	1,89
		G+Q	1,02	3,04	5,84	8,64	11,44	14,24	17,04	19,84	22,64
		0,8 G	0,71	2,15	4,22	6,28	8,35	10,4	12,47	14,53	16,6
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	0,099	0,289	0,558	0,892	1,279	1,704	2,155	2,620

		Comb.	E	6	5	4	3	2	1	R	N.0
V <sub>L6</sub>	N	G	9,12	13,63	25,10	36,37	47,74	59,11	70,48	81,85	93,22
		Q	1,24	3,42	5,60	7,78	9,96	12,14	14,32	16,50	18,68
		G+Q	10,36	17,05	30,7	44,15	57,7	71,25	84,8	98,35	111,9
		0,8G	7,29	10,90	20,08	29,10	38,19	47,28	56,38	65,48	74,57
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	3,72	10,883	20,97	33,518	48,01	63,98	80,93	98,36
V <sub>L5</sub>	N	G	7,95	12,46	23,83	35,20	46,57	57,94	69,31	80,68	92,05
		Q	1,09	2,99	4,89	6,79	8,69	10,59	12,49	14,39	16,29
		G+Q	9,04	15,45	28,72	41,99	55,26	68,53	81,8	95,07	108,34
		0,8G	6,36	9,96	19,06	28,16	37,25	46,35	55,44	64,54	73,64
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	3,538	10,332	19,910	31,82	45,58	60,75	76,84	93,38
V <sub>L4</sub>	N	G	1,98	3,96	5,94	7,92	9,90	11,88	13,86	15,84	17,82
		Q	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		G+Q	1,98	3,96	5,94	7,92	9,90	11,88	13,86	15,84	17,82
		0,8G	1,58	3,16	4,75	6,34	7,92	9,50	11,08	12,67	14,25
Moments dus à SH			0,0	0,222	0,650	1,253	2,002	2,868	3,822	4,835	5,876

Voiles pleins (E = 0)

		Comb.	T	6	5	4	3	2	1	R	N.0
Trameau 1	Eff. Normaux	G	18,42	25,74	47,95	70,16	92,37	114,58	136,79	159,0	181,21
		Q	2,24	4,50	9,00	13,50	18,00	22,5	27,00	31,50	36,00
		E	0,0	1,52	4,56	9,31	15,18	21,76	28,98	36,52	44,21
		G+Q+E	20,66	31,76	61,51	92,97	125,55	158,84	192,77	227,02	261,42
		0,8G+E	14,73	22,11	42,92	65,43	89,07	113,42	138,41	163,72	189,17
		0,8G-E	14,73	19,07	33,8	46,81	58,71	69,9	80,45	90,68	100,57
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	2,93	3,36	13,43	20,56	31,05	39,44	48,67	66,29
Trameau 2	Eff. Normaux	G	11,39	15,77	28,97	42,17	55,37	68,57	81,77	94,97	108,17
		Q	1,34	2,89	5,29	8,09	10,89	13,69	16,58	19,47	22,36
		E	0,0	1,52	4,56	9,31	15,18	21,76	28,98	36,52	44,21
		G+Q+E	12,73	20,11	38,82	59,57	81,44	104,02	127,33	150,96	174,74
		0,8G+E	9,11	14,13	27,73	43,04	59,47	76,83	94,39	112,49	130,74
		0,8G-E	9,11	11,09	18,61	24,42	29,11	33,09	36,43	39,45	42,32
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	0,627	0,717	2,87	4,395	6,637	8,43	10,4	14,17

		Comb.	T	6	5	4	3	2	1	R	N.0
Trameau 1	Eff. Normaux	G	14,89	24,61	47,18	69,75	92,32	114,89	137,46	160,08	182,6
		Q	1,70	4,98	8,26	11,54	14,82	18,1	21,38	24,66	27,94
		E	4,72	10,85	21,47	36,58	53,57	72,45	90,85	106,42	106,42
		G+Q+E	21,31	40,44	76,91	117,87	160,71	205,44	249,69	291,16	316,96
		0,8G+E	16,63	30,53	59,21	92,38	127,42	164,36	200,81	234,48	252,5
		0,8G-E	7,19	8,83	16,27	19,22	20,28	19,46	19,11	21,64	39,66
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	-6,4	-10,24	17,93	46,11	74,28	117,83	181,88	290,75
Trameau 2	Eff. Normaux	G	13,55	22,17	42,48	62,79	83,1	103,41	123,72	144,03	164,34
		Q	1,44	4,42	7,4	10,3	13,28	16,18	19,08	21,98	24,80
		E	4,72	10,85	21,47	36,58	53,57	72,45	90,85	106,42	106,42
		G+Q+E	19,71	37,44	71,35	109,67	149,95	192,04	233,65	272,43	295,56
		0,8G+E	15,56	28,58	55,45	86,81	120,05	155,17	189,82	221,64	237,89
		0,8G-E	6,12	6,88	12,51	13,65	12,91	10,27	8,12	8,80	25,05
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	-4,47	-7,16	12,53	32,22	51,92	82,35	127,07	203,19

		Comb.	T	6	5	4	3	2	1	R	NO
Trameau 1	Eff. Normaux	G	14,28	22,35	42,74	63,13	83,52	103,91	124,30	144,69	165,08
		Q	1,95	5,37	8,79	12,21	15,63	19,01	22,47	25,89	29,31
		E	0,0	1,55	4,65	9,39	15,21	21,73	28,87	36,32	44,08
		G+Q+E	16,23	29,27	56,18	84,73	114,36	144,65	175,64	206,86	238,47
		0,8G+E	11,42	19,43	38,84	59,89	82,02	104,85	128,31	152,07	176,14
		0,8G-E	11,42	16,33	29,54	41,11	51,60	61,39	70,57	79,43	87,98
Moments dus à $S_H$			0,0	4,43	8,85	28,21	45,36	68,04	90,16	113,40	148,78
Trameau 2	Eff. Normaux	G	3,05	5,84	11,26	16,68	22,1	27,52	32,94	38,36	43,78
		Q	0,41	1,14	1,87	2,60	3,33	4,06	4,79	5,52	6,25
		E	0,0	1,55	4,65	9,39	15,21	21,73	28,87	36,32	44,08
		G+Q+E	3,46	8,53	17,78	28,67	40,64	53,31	66,6	80,2	94,11
		0,8G+E	2,44	6,22	13,65	22,73	32,89	43,74	55,22	67,00	79,1
		0,8G-E	2,44	3,12	4,35	3,95	2,69	0,286	-2,52	-5,632	-9,05
Moments dus à $S_H$			0,0	0,01	0,198	0,634	1,019	1,529	2,026	2,548	3,344

		Comb.	F	6	5	4	3	2	1	R	N.O
Trameau 1	Efforts normaux	G	13,07	21,29	40,78	60,27	79,76	99,25	118,74	138,23	157,72
		Q	1,67	2,93	5,82	8,34	10,28	13,3	16,66	19,72	21,84
		E	0,0	1,79	5,38	10,65	17,38	24,92	33,18	41,8	50,7
		G+Q+E	14,74	26,01	51,98	79,26	107,42	137,47	168,58	199,75	230,26
		0,8G+E	10,45	18,82	38,00	58,86	81,18	104,32	128,17	152,38	176,87
		0,8G-E	10,45	15,24	27,24	37,56	46,42	54,48	61,81	68,78	75,47
Moments dus à $S_H$		0,0	6,016	11,36	36,09	58,15	86,9	114,97	145,72	185,8	
Trameau 2	Efforts normaux	G	3,22	5,35	10,25	15,15	20,05	24,95	29,85	34,75	39,65
		Q	0,41	1,43	2,45	2,87	3,59	4,31	5,03	5,75	6,47
		E	0,0	1,79	5,38	10,65	17,38	24,92	33,18	41,8	50,7
		G+Q+E	3,63	8,57	15,73	28,67	41,02	54,18	68,06	82,3	96,82
		0,8G+E	2,58	6,07	13,55	22,77	33,42	44,88	57,06	69,6	82,42
		0,8G-E	2,58	2,49	2,79	1,47	-1,34	-4,96	-9,3	-14,0	-18,98
Moments dus à $S_H$		0,0	0,105	0,198	0,63	1,015	1,517	2,01	2,54	3,24	

V<sub>L1</sub>

		Comb.	T	6	5	4	3	2	1	R	N O
Trameau 1	Eff. Normaux	G	0,698	1,78	3,47	5,16	6,85	8,54	10,23	11,92	13,61
		Q	0,095	0,262	0,429	0,596	0,763	0,93	1,097	1,264	1,431
		E	0,0	1,8	5,40	10,90	17,67	25,24	33,54	42,19	51,21
		G+Q+E	0,793	3,84	9,30	16,65	25,28	34,71	44,86	55,37	66,25
		0,8G+E	0,558	3,22	8,18	15,02	23,15	32,07	41,72	51,72	62,09
		0,8G-E	0,558	-0,38	-2,62	-6,77	-12,19	-18,40	-25,35	-32,65	-40,32
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	0,016	0,037	0,109	0,18	0,268	0,358	0,457	0,557
Trameau 2	Eff. Normaux	G	11,11	18,11	34,69	51,27	67,85	84,43	101,01	117,59	134,17
		Q	1,52	4,18	6,84	9,5	12,16	14,82	17,48	20,14	22,8
		E	0,0	1,8	5,4	10,90	17,67	25,24	33,54	42,19	51,21
		G+Q+E	12,63	24,09	46,93	71,67	97,68	124,49	152,03	179,92	208,18
		0,8G+E	8,89	16,28	33,15	51,9	71,95	92,78	114,34	136,26	158,54
		0,8G-E	8,89	12,69	22,35	30,11	36,61	42,3	47,26	51,88	56,12
Moments dus à S <sub>H</sub>			0,0	7,65	17,16	51,28	84,19	125,52	167,62	213,54	260,23

V L2

		Comb.	T	6	5	4	3	2	1	R	N.0
Trumeau (1)	Efforts normaux	G	2,44	6,60	12,86	19,12	25,38	31,64	37,90	44,16	50,42
		Q	0,61	1,68	2,75	3,82	4,89	5,96	7,03	8,10	9,17
		E	0,0	3,46	10,38	20,93	33,9	48,43	64,33	80,93	98,23
		G + Q + E	3,05	12,41	25,99	43,87	64,17	86,03	109,26	133,19	157,82
		0,8 G + E	1,95	8,74	20,66	36,22	54,2	73,74	94,65	116,25	138,56
		0,8 G - E	1,95	1,82	-0,092	- 5,63	-13,59	-23,11	-34,01	-45,6	-57,89
Moments dus. à S <sub>H</sub>		0,0	0,278	0,451	1,529	2,39	3,62	4,76	5,97	7,99	
Trumeau (2)	Efforts normaux	G	15,55	21,98	41,82	61,66	81,5	101,34	121,18	141,02	160,86
		Q	1,88	2,01	3,95	5,89	7,83	9,72	11,61	13,5	15,44
		E	0,0	3,46	10,38	20,93	33,9	48,43	64,33	80,93	98,23
		G + Q + E	17,43	27,45	56,15	88,48	123,23	159,49	197,12	235,45	274,53
		0,8 G + E	12,44	21,04	43,83	70,25	99,10	129,50	161,27	193,74	226,91
		0,8 G - E	12,44	14,12	23,07	28,39	31,3	32,64	32,71	31,88	30,45
Moments dus. à S <sub>H</sub>		0,0	7,58	12,33	41,74	65,46	98,66	129,97	163,17	208,2	

V  
L7

		Comb.	F	6	5	4	3	2	1	R	N.O
Trameau 1	Eff. Normaux	G	1,43	2,61	5,16	7,71	10,26	12,81	15,36	17,91	20,46
		Q	0,18	0,52	0,86	1,20	1,54	1,88	2,22	2,56	2,90
		E	0,0	3,1	9,3	18,47	30,12	43,17	57,46	72,37	87,91
		G+Q+E	1,61	6,23	15,32	27,38	41,92	57,86	75,04	92,84	111,27
		0,8G+E	1,14	5,18	13,42	24,63	38,32	53,41	69,74	86,69	104,27
		0,8G-E	1,14	-1,01	-5,17	-12,3	-25,91	-32,92	-45,17	-58,04	-71,54
Moments dus à $S_H$			0,0	0,052	0,11	0,337	0,54	0,813	1,081	1,37	1,75
Trameau 2	Eff. Normaux	G	4,47	11,36	21,5	32,25	43,00	53,75	64,5	75,25	86,00
		Q	0,61	1,69	2,77	3,85	4,93	6,01	7,09	8,17	9,25
		E	0,0	3,1	9,3	18,47	30,12	43,17	57,46	72,37	87,91
		G+Q+E	5,08	16,15	33,57	54,57	78,05	102,93	129,05	155,79	183,16
		0,8G+E	3,576	12,18	26,5	44,27	64,52	86,17	109,06	132,57	156,71
		0,8G-E	3,756	5,98	7,9	7,33	4,28	-0,17	-5,86	-12,17	-19,11
Moments dus à $S_H$			0,0	10,33	21,81	66,59	107,93	160,75	213,57	270,98	334,47

		Comb.	T	6	5	4	3	2	1	R	N.O.
Trumeau 3	Efforts Normaux	G	1,061	2,42	4,69	6,96	10,23	11,57	13,77	16,04	18,31
		Q	0,14	0,39	0,64	0,89	1,14	1,39	1,64	1,89	2,14
		E	0,0	1,45	5,36	11,85	20,05	29,35	39,63	50,41	61,68
		G + Q + E	1,201	4,26	10,69	19,70	30,42	42,24	55,04	68,34	82,13
		0,8 G + E	0,848	3,38	9,11	17,41	27,43	38,55	50,64	63,24	76,32
		0,8 G - E	0,230	0,486	-1,608	-6,28	-12,66	-20,15	-28,61	-37,57	-47,03
Trumeau 2	Efforts Normaux	G	1,79	4,00	7,76	11,52	15,28	19,04	22,8	26,56	30,32
		Q	0,24	0,66	1,08	1,51	1,92	2,34	2,76	3,18	3,60
		E	0,0	2,15	5,43	9,90	15,18	20,97	27,22	33,69	40,39
		G + Q + E	2,03	6,81	14,27	22,93	32,38	42,35	52,78	63,43	74,31
		0,8 G + E	1,432	5,35	11,83	19,11	27,4	36,2	45,46	54,93	64,64
		0,8 G - E	1,432	1,05	0,778	-0,684	-2,956	-5,74	-8,98	-12,44	-16,14
Trumeau 3	Efforts Normaux	G	4,25	8,84	17,10	25,36	33,62	41,88	50,14	58,4	66,66
		Q	0,58	1,59	2,60	3,61	4,62	5,63	6,64	7,65	8,66
		E	0,0	3,6	10,79	21,75	35,23	50,32	66,85	84,1	102,07
		G + Q + E	4,83	14,03	30,49	50,72	73,47	97,83	123,63	150,15	177,39
		0,8 G + E	3,40	10,67	24,47	42,03	62,12	83,82	106,96	130,82	155,4
		0,8 G - E	3,40	3,472	2,89	-1,462	-8,33	-16,81	-26,73	-37,38	-48,74

		Comb.	T	6	5	4	3	2	1	R	N.O.
Trumeau 1	Efforts Normaux	G	2,95	5,22	10,03	14,84	19,65	24,46	29,27	34,08	38,89
		Q	0,41	1,12	1,83	2,54	3,25	3,96	4,67	5,38	6,09
		E	0,0	4,53	13,0	24,82	39,59	56,33	74,65	93,95	113,6
		G + Q + E	3,36	10,87	24,86	42,20	62,49	84,75	108,59	133,41	158,58
		0,8 G + E	2,36	8,70	21,02	36,69	55,31	75,89	98,06	121,21	144,71
		0,8 G - E	2,36	-0,354	-4,97	-12,94	-23,87	-36,76	-51,23	-66,68	-82,844
Trumeau 2	Efforts Normaux	G	12,39	24,12	46,54	70,96	95,38	119,8	144,22	168,64	193,06
		Q	1,345	3,69	6,04	8,39	10,74	13,09	15,44	17,79	20,14
		E	0,0	1,81	4,84	8,37	12,94	18,12	23,8	29,78	35,8
		G + Q + E	17,73	29,62	57,42	87,72	119,06	151,01	183,46	216,21	249,0
		0,8 G + E	9,91	21,10	42,07	65,13	89,24	113,96	139,17	164,69	190,24
		0,8 G - E	9,91	17,48	32,39	48,39	63,36	77,72	91,57	105,13	118,64
Trumeau 3	Efforts Normaux	G	1,88	4,8	7,72	10,64	13,56	16,48	19,4	22,32	25,24
		Q	0,56	1,06	1,56	2,06	2,56	3,06	3,56	4,06	4,56
		E	0,0	2,72	8,16	16,45	26,65	38,21	50,85	64,17	77,8
		G + Q + E	2,44	8,58	17,44	29,15	42,77	57,75	73,81	90,55	107,6
		0,8 G + E	1,504	6,56	14,33	24,96	37,49	51,39	66,37	82,02	97,99
		0,8 G - E	1,504	1,12	-11,98	-7,94	-15,8	-25,02	-35,33	-46,31	-57,60

CHAPITRE 6

FERRAILLAGE

DES

VOILES

FERRAILLAGE DES VOILES

R.P.A. 81

Principe de calcul : Art. 4.3.2.

La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible béton du premier genre majorée au plus de 50 % et la contrainte de traction des aciers au plus égale à  $\sigma_{em}$

Art. 4.3.2.2.

La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec

$$\bar{T} = 1,4 T$$

$$N = 0$$

$$\bar{\xi}_b = 0,12 \cdot \sigma_{28}^1$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{em}$$

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterner.

Art. 4.3.2.5.

La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus défavorables doit être effectuée avec

$$\bar{T} = 1,4 T' \text{ ou } T : \text{l'effort tranchant de calcul}$$

M : calculé à partir de la valeur ci-dessus de  $\bar{T}$

$$\bar{\xi}_b = 0,12 \cdot \sigma_{28}^1 ; \bar{\sigma}_b = 0,75 \cdot \sigma_{28}^1 ; \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{em}$$

Disposition des armatures : Art. 4.3.3.

Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$w_t = \frac{\bar{\xi} \cdot 8}{\sigma_{em}} \times 100$$

$$\bar{\xi} = 1,4 \frac{T}{b \cdot z}$$

Art. 4.3.3.2.

Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe, et ceci dans chaque direction

$$w = 0,15 \% \text{ pour } \bar{\xi}_b \leq 0,025 \cdot \sigma_{28}^1$$

$$w = 0,25 \% \text{ pour } 0,025 \cdot \sigma_{28}^1 \leq \bar{\xi}_b \leq 0,12 \cdot \sigma_{28}^1$$

Art. 4.3.3.3.

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et 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 0,5 %.

Art. 4.3.3.4.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs.

$$t \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 1,5 b \quad \text{où } b \text{ est l'épaisseur du voile.} \end{cases}$$

Dispositions à prendre pour le ferrailage :

\* Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

\*\* A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

\*\*\* Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

\*\*\*\* Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

50  $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

20  $\phi$  dans le cas contraire.

Ferrailage des potelets :

Le R.P.A. 81 prévoit un renforcement de la section extrême du refend (ou du trumeau) sur une longueur de 1,5 b, avec b : épaisseur du refend.

Ce renforcement est considéré comme un poteau encastré dans le refend servant à équilibrer les tractions dans la partie tendue du voile.

$\geq T10$



Les dispositions de ferrailage de ces potelets d'extrémité doivent être au moins égales à celles fixées pour le poteau de rive des ossatures auto-stables en zone I.

Donc, pour tous nos potelets : on prendra des potelets de dimensions (16x24) cm avec  $A_v \geq 0,9 \% (b \times 1,5 b) = 3,46 \text{ cm}^2$  ; alors on adoptera pour tous les potelets 4T12.

Les armatures transversales seront calculées comme suit :

$$v_t = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \frac{\sigma_{su}}{\sigma_b} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} \theta_1 &= 1,4 \text{ poteau de rive} \\ \theta_2 &= 1 + \frac{1c}{4a-2c} \quad \begin{aligned} l_c &= 0,9 b \\ a &= 16 \text{ cm} \\ c &= 3 \text{ cm} \end{aligned} \end{aligned}$$

$$v_t = \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 5,38 \times \frac{17,56}{68,5} =$$

$\omega_t = 0,002$  On adopte un cadre  $\phi : 10$  avec un espacement 15 cm.

APPLICATIONS

\* Voile V T 3

Le voile VT3 présentant une ouverture ses 2 trumeaux seront calculés et vérifiés conformément aux R.P.A. 81.

Le calcul des sections sera conduit suivant la méthode de P. CHARRON relative aux pièces en béton armé soumises à la flexion composée.

Calcul de l'élément de refend 1

M = 290,75 tm

N<sub>max</sub> = 316,96 t

N<sub>min</sub> = 39,66 t

T = 56,77 t

HT = 8,61 m

1°) calcul de e<sub>0</sub> et e<sub>1</sub> :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{290,75}{39,66} = 7,33 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 1,44$$

$$e_0 > e_1 > \frac{h_t}{2} \quad \text{S.P.C.}$$

2°) Calcul et recherche de la zone tendue

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{bh_t} \left( 1 \mp \frac{6e}{h_t} \right) \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 17,56 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -11,81 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$l_t = \frac{h_t}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}} = 3,46 \text{ m}$$

On calculera un ferrailage par m l sur toute la zone tendue.

$$\sigma_2 = 11,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2' = \frac{(l_t - 1) \cdot \sigma_2}{l_t} = 8,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_2'}{2} \times 100 \times 16 = 16,168 \text{ t}$$

$$A_{cal} = \frac{16,168 \times 10^3}{4200} = 3,83 \text{ cm}^2$$

A cette quantité d'aciers, on doit ajouter la quantité d'aciers

$$A_y = 1,1 \frac{T}{\sigma_{el}} = \text{Art. 4.3.3.12}$$

$$A_y = \frac{1,1 \times 1,4 \times 56,77 \times 10^3}{4200 \times 8,61} = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } A = 3,84 + 2,41 = 6,25 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'aciers est relative aux joints de coulage.

Section minimum d'aciers R P A 81

$$A_{min} = \frac{0,5}{100} \times 16 \times 100 = 8 \text{ cm}^2$$

$$6,25 < 8 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte pour ce trumeau un ferrailage minimum

$$A = 8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{ou } A = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face} \text{ soit } A = 6T10/\text{ml}/\text{face} \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{1,4 \cdot M}{b \cdot z} = \frac{1,4 \times 56,71 \times 10^3}{16 \times \frac{7}{8} \times 849,5} = 6,68 \text{ kg/cm}^2 < 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

donc  $A_c = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit  $A_c = 6 \text{ T } 6 / \text{face} / \text{ml}$  avec  $e = 20 \text{ cm}$

Armatures horizontales : Art. 4.3.3.1.

$$w_t = \frac{\overline{\sigma} - \sigma_{em}}{\sigma_{em}} \times 100 < 0 \quad \left( \overline{\sigma}_b = 6,68 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

Nous respecterons le % minimum donné par le RPA

$$A_h = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d'où  $A_h = 6 \text{ T } 6 / \text{face} / \text{ml}$  avec  $e = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales : Art. 4.3.3.5.

cadres T 6 ; épingles  $\emptyset 6$

Vérification des contraintes :

$$|c| = e_0 - \frac{h}{2} = 302,5 \text{ cm} \quad c = -302,5 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{d}{h} = 0,02 \quad ; \quad w = w' = 0,005 \quad ; \quad \rho = \frac{1}{h} = 0,4$$

$$p = 3 \left[ \rho^2 + 0,3 w' (\rho - \delta - 1 + \rho) \right]$$

$$q = 2 \left[ \rho^3 + 0,45 w ((\rho - \delta)^2 - (1 - \rho)^2) \right]$$

Tout calcul fait, on a :  $p = 0,472$

$$q = 0,127$$

$$t^3 - 0,472 t - 0,127 = 0 \quad t = 0,795$$

$$Y_2 = t_i h = 595,8 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_2 + c = 293,3 \text{ cm}$$

$$S = 6,758 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$\sigma_b^l$  sera calculée sous  $G + Q + E$

$\sigma_a^l$  sera calculée sous  $G + Q + E$

et  $\sigma_a$  sera calculée sous  $0,8 G - E$

Pour G + Q + E

$$K_1 = \frac{N_1}{S^1} = \frac{316,96 \times 10^3}{6,758 \times 10^5} = 0,469$$

$$K_2 = \frac{N_2}{S^2} = 0,092$$

$$\sigma_b^1 = K_1 Y_1 = 0,469 \times 293,3 = 137,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^1 \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_a^1 = 15 \times K_1 (Y_1 - d) = 15 \times 0,469 \times (293,3 - 12) = 1978,9 < \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_a = 15 K (h_t - d - Y_1) = 767,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifiée}$$

Nota : Pour les ressemblances de calcul, le ferrailage des autres voiles sera donné sous forme de tableaux.

### Voile VB3 trumeau 2

#### a) Efforts de calcul :

$$M = 203,19 \text{ tm} \quad ; \quad N_{\max} = 295,56 \text{ t} \quad ; \quad N_{\min} = 25,05 \text{ t}$$

$$T = 39,67 \text{ t} \quad ; \quad h_t = 7,64 \text{ m}$$

$$e_o = 8,11 \text{ m}$$

$$e_1 = 1,27 \text{ m}$$

Nature de la sollicitation : S.P.C.

#### b) Calcul des armatures

$$\text{- longueur tendue } l_t = 3,20 \text{ m}$$

$$\text{- } A_{\text{cal}} = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{- } A_{\text{min/ml}} = 8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{- Section adoptée : } 6 \text{ T } 10 / \text{face} / \text{ml} \quad \text{avec } e = 20 \text{ cm}$$

#### Zone courante :

$$l = h_t - 2 l_t = 1,20 \text{ m}$$

$$\sigma_b = 5,27 \text{ kg/cm}^2 < 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit } A_c = 6 \text{ T } 6 / \text{ml} / \text{face} \quad e = 20 \text{ cm}$$

#### c) Armatures horizontales :

$$A_h = 6 \text{ T } 6 / \text{face} / \text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$$

#### d) Vérification des contraintes

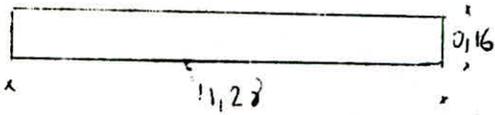
$$\sigma_b^1 = 107,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a^1 = 1470,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 840 \text{ kg/cm}^2$$

Voiles pleins :

Exemple de calcul pour le voile VT1

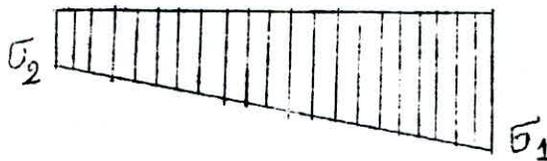


$$\begin{aligned} M &= 279,60 \text{ tm} \\ N_{\max} &= 241,24 \text{ t} \\ N_{\min} &= 170,7 \text{ t} \\ H_0 = T &= 17,56 \text{ t} \end{aligned}$$

Calcul de  $e_0$  et  $e_1$

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{h_t}{5} = 1,88 \text{ m} \\ e_0 &= \frac{241,24}{170,17} = 1,40 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{ S.E.C.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{bh_t} \left( 1 \mp \frac{6e}{h_t} \right) \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 16,56 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2,34 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$



Il n'est pas nécessaire de calculer les armatures de compression.  
On choisira le minimum préconisé par le RPA .

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b z} = \frac{1,4 \times 17,56 \times 10^3}{16 \times \frac{7}{8} \times 902,4} = 1,94 \text{ kg/cm}^2 < 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

donc  $A_{\min} = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adoptera alors 6 T 6 / face / ml avec (e = 20 cm)

Armatures horizontales

$$v = \frac{\tau_b}{\sigma_{en}} \times 100 < 0$$

alors  $A_h = \frac{0,15}{100} \times 16 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit 6 T 6 / face / ml

Armatures transversales

On prendra des cadres T 6 et des épingles  $\emptyset 6$

	VL4	VL6	VL5	VT4
M (tm)	5,87	98,36	93,38	2,62
N <sub>max</sub> (t)	17,82	111,9	108,34	22,64
N <sub>min</sub> (t)	14,25	74,57	73,64	16,6
e <sub>0</sub>	0,45	1,32	1,26	0,15
e <sub>1</sub>	0,30	0,66	0,66	0,26
Nature	SPC	SPC	SPC	SEC
A <sub>cal</sub>	/	2,18	2,13	/
A <sub>min</sub>	/	8,0	8,0	/
L tendue	0,2	1,00	0,95	/
L comprimée	1,36	2,00	2,10	1,76
$\Sigma b$	1,31	1,59	1,43	0,9
A <sub>v</sub> adoptée	/	6T10	6T10	/
A <sub>c</sub> adoptée	6T8	6T6	6T6	6T6
A <sub>h</sub>	6T6	6T6	6T6	6T6
n et $\phi$ potelet	4T12	4T12	4T12	4T12

Toutes les sections adoptées ont été données **par** face / ml.

	VT2		VT5		VT6		VL1		VL2	
TRUMEAUX	TRUM(1)	TRUM(2)	1)	2	1	2	1	2	1	2
M (tn)	66,2	14,17	148,78	3,34	185,8	3,24	0,55	260,23	7,99	208,2
Nmax(t)	261,42	174,74	238,47	94,15	230,26	96,82	66,25	208,18	157,82	274,53
Mmin(t)	100,57	42,32	37,98	9,05	75,47	-18,98	-40,32	56,12	-57,89	30,45
e <sub>o</sub> (m)	0,65	0,34	1,69	0,36	2,46	0,17	0,016	4,63	0,13	6,84
e <sub>i</sub> (m)	1,8	0,64	1,19	0,33	1,21	0,31	0,16	1,03	0,32	0,95
nature de la sollic.	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC	SET	SET	SPC	SET	SPC
A cal.	/	/	2,45		14,8	4,25	4,8	9,34	6,09	9,62
A min	/	/	8cm <sup>2</sup>		19,68	15,12	7,68	19,2	15,12	19,6
L tendue	/	/	1,05	0,12	2,46	1,89	0,96	2,40	1,89	2,45
L compr.	7,49	3,88	7,06	2,02	3,58	/	/	1,40	/	0,8
$\bar{\epsilon}_b$	3,12	1,12	3,34	0,82	7,12	0,32	0,34	7,54	0,98	6,87
Av adop.	/	/	6T10	/	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10
Ac adop.	6T8	6T6	6T8	6T6	6T8	6T6	/	6T8	/	6T8
Ah	6T6	6T6	6T6	6T6	6T6	6T6	6T6	6T6	6T6	6T6
n et $\phi$ du potelet	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12

Toutes les sections adoptées ont été données par face / ml

Trumeaux	VL7		VF7			VL3		
	1	2	1	2	3	1	2	3
M	1,75	331,47	/	/	/	/	/	/
N <sub>max</sub>	111,27	183,16	82,13	74,31	177,39	158,53	249,0	107,6
N <sub>min</sub>	-71,57	19,11	-47,03	-16,14	-48,74	-82,84	118,64	-57,6
e <sub>0</sub>	0,02	1,75	/	/	/	/	/	/
e <sub>1</sub>	0,17	1,02	/	/	/	/	/	/
Nature de la soll.	SEP	SPC	SEP	SEP	SEP	SEP	SEC	SEP
A cal	7,23	17,22	5,26	1,92	5,8	9,86	/	6,25
A min	8,4	22,88	9,68	15,68	8	16,16	/	6,4
L tend.	1,05	2,86	1,21	1,96	4,07	2,02	/	0,80
L comp.	/	0,40	/	/	/	/	6,68	/
Z <sub>b</sub>	0,36	8,3	4,93	5,13	7,36	7,66	8,44	7,24
A <sub>v</sub> adopt.	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	/	6T10
A <sub>c</sub> adopt.	6T6	6T8	/	/	/	/	6T8	/
A <sub>h</sub>	6T6	6T8	6T6	6T6	6T8	6T8	8T6	6T8
n et ø potelet	4T12	4T12						

Toutes les sections adoptées ont été données par face / ml

## FERRAILLAGE DES LINTEAUX

### I. Introduction :

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrées à leurs extrémités.

La vérification à la résistance sera faite en considérant les sollicitations les plus défavorables.

Chaque linteau sera soumis à :

- 1 effort tranchant T
- 1 moment fléchissant M

### Contraintes admissibles

- Contrainte de cisaillement :

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \times \sigma^1 = 32,4 \text{ kg / cm}^2$$

- Contrainte de flexion :

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \times \sigma^1_{28} = 202,5 \text{ kg / cm}^2$$

- Contrainte de traction des aciers :

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

### Ferraillage des linteaux :

Chaque linteau sera ferraillé sous :

- son poids propre
- poids du plancher lui revenant
- surcharge d'exploitation
- l'effet du séisme.

### II Prescriptions relatives au ferraillage :

1) Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux comme indiqué dans le schéma suivant (1)

$$A_s = A_i \geq 0,0015 \text{ b.h.} \quad \text{avec : b : largeur du linteau}$$

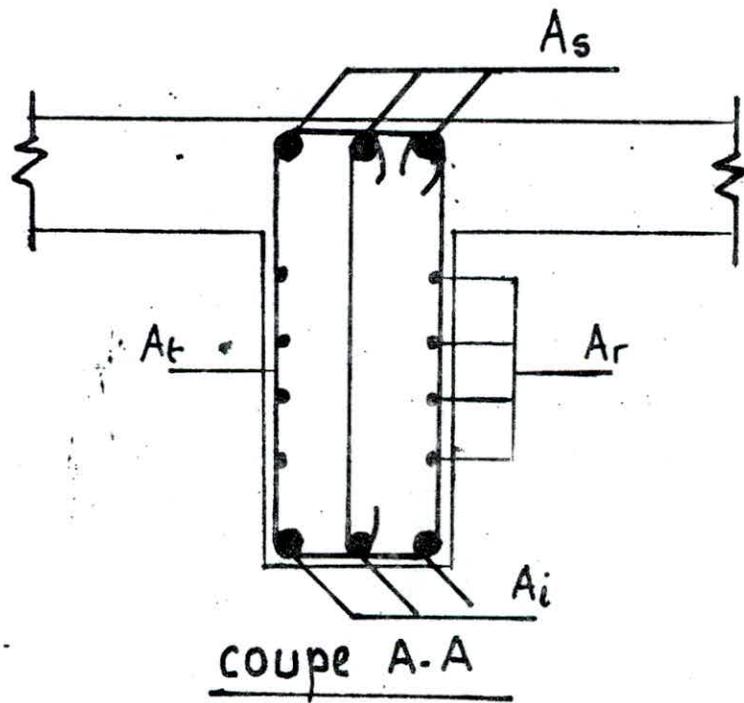
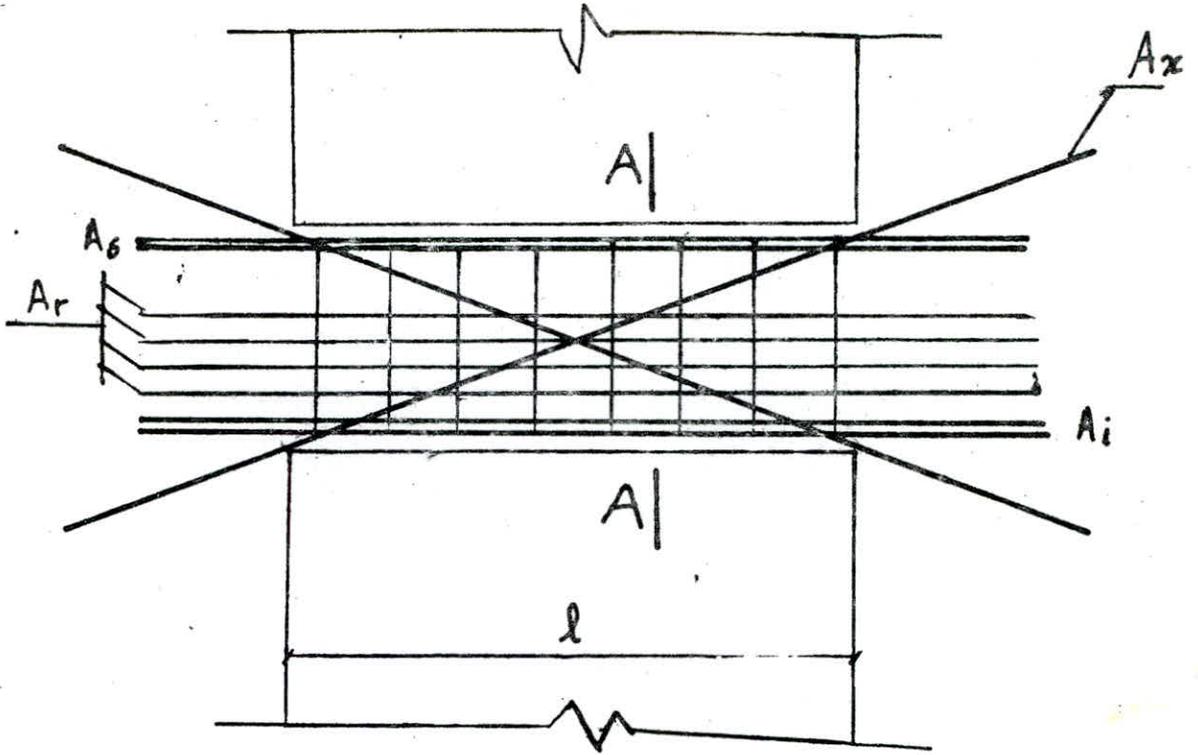
$$A_r \geq 0,0020 \text{ b.h.} \quad \text{h : hauteur du linteau}$$

$$A_t \geq 0,0025 \text{ b.t.}$$

2) Si  $\bar{\sigma}'_b \geq 0,06 \cdot \sigma^1_{28} = 16,2 \text{ kg / cm}^2$ , des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant le schéma (2)

### Remarque :

Pour le ferraillage des linteaux, nous donnerons un exemple détaillé. Les autres linteaux auront leurs résultats récapitulés dans les tableaux qui suivent.



EXEMPLE DE FERRAILLAGE DES LINTEAUX

III. Exemple de calcul :

Linteau V T 2 :

$h_t = 0,67 \text{ m} ; l = 0,9 \text{ m} ; b = 0,16 \text{ m} ; \bar{q} = 7,69 \text{ t}$

1) Différents efforts :

a) Charges permanentes :

C.P. au m <sup>2</sup> de dalle :	{	- largeur du plancher intéressant le linteau = 3,68 m
= 0,63 t/m <sup>2</sup>		- Au mètre linéaire du linteau 0,63 x 3,68 = 2,31 t/ml
		- retombée : 2,5 x 0,16 x 0,67 = 0,26 t/ml
		g = 2,57 t/ml

donc  $T_g = g \frac{l}{2} = 1,15 \text{ t}$

$M_g = \frac{gl^2}{12} = 0,17 \text{ t.m}$

b) Charges d'exploitation :

$p = 0,175 \times 3,68 = 0,64 \text{ t/ml}$

donc  $T_p = \frac{pl}{2} = 0,28 \text{ t}$

$M_p = \frac{pl^2}{12} = 0,043 \text{ t.m}$

c) Charges sismiques

$T_s = \pi \times 1,4 = 10,76 \text{ t}$

$M_s = \pi . a = 10,76 \times 0,45 = 4,85 \text{ t.m}$

La combinaison la plus défavorable est donnée par G + Q + E ;  
ainsi, on a :

$T = 1,15 + 0,28 + 10,76 = 12,19 \text{ t}$

$M = 0,17 + 0,043 + 4,85 = 5,063 \text{ t.m}$

2) Détermination des armatures :

a) Armatures longitudinales

Calcul du moment résistant  $M_{RB}$  :

$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot y \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot (h - \frac{y}{3})$

$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b'}{n \cdot \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,42$

$y = \bar{\alpha} \cdot h = 26,8 \text{ cm}$

d'où  $M_{RB} = \frac{1}{2} \times 16 \times 26,8 \times 202,5 \left( 64 - \frac{26,8}{3} \right) \times 10^{-5} = 23,89 \text{ tm} > 5,063 \text{ tm}$

donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\delta} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{5,063 \times 10^5}{0,86 \times 64 \times 4200} = 2,19 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \bar{\delta} = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,86$$

On adopte 6 T 8 haut et bas  $6 \text{ T } 8 = 3,01 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 3,01}{16 \times 64} = 0,293 \quad \begin{cases} \varepsilon = 0,9147 \\ K = 43,6 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{5,063 \times 10^5}{3,01 \times 0,9147 \times 64} = 2873 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2873}{43,6} = 65,8 \text{ kg / cm}^2 < \sigma_b^l = 202,5 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$\left. \begin{matrix} A_s \\ A_i \end{matrix} \right\} \geq 0,0015 \times b \cdot h_t = 1,6 \text{ cm}^2 \quad (3,01 > 1,6)$$

b) Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{\bar{\delta} \cdot \bar{\sigma}_{at}}$$

Espacement :

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{64}{4} = 16 \text{ cm} \quad A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 16 \times 16 = 0,64 \text{ cm}^2$$

On prendra un cadre T 8 et un étrier

soit  $A_t = 1,5 \text{ cm}^2$   $e = 15 \text{ cm}$

c) Armatures de répartition :

$$A_r = 0,0020 \times 16 \times 67 = 2,14 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 T 6 ( $A = 2,26 \text{ cm}^2$ )

4 T 6 / face

3) Efforts tranchants :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{12,19 \times 10^3}{16 \times \frac{7}{8} \times 64} = 13,6 \text{ kg/cm}^2 < 16,5 \text{ kg/cm}^2$$

Donc, on n'aura pas besoin d'armatures supplémentaires dans les angles.

		LVL2	LVL6	LVL5	LVL3	L <sub>1</sub> VL3	LVL2
CARACT.	l	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
	h <sub>t</sub>	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
	b	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
EFFORTS	$\pi$ (t)	7,69	8,98	7,76	18,88	19,7	17,3
	$\pi$ (t)	12,19	13,2	12,82	27,5	28,1	26,9
	M (tm)	4,85	5,063	4,92	12,1	12,62	11,98
FERRAILLAGE	A <sub>cal</sub>	2,19	2,21	2,2	5,19	5,86	5,03
	A <sub>min</sub>	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
	A <sub>adopté</sub>	6T8	6T8	6T8	6T12	6T12	6T12
	l <sub>d</sub>	60	60	60	80	80	80
	A <sub>r</sub>	2,14	2,14	2,14	2,14	2,14	2,14
	A <sub>r</sub> adopté	8T6	8T6	8T6	8T6	8T6	8T6
	A <sub>t</sub>	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	s	15	15	15	15	15	15
	$\xi_b$	13,6	14,7	14,3	30,6	31,2	29,98
	A <sub>x</sub>	/	/	/	4T8	4T8	4T8

		$L_2$ VP7	$L_2$ VL3	LVL7	$L_1$ VP7	LVL <sub>1</sub>
CARACT.	l	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	$h_t$	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47
	b	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
EFFORTS	$\pi$ (t)	17,97	13,6	15,54	11,27	9,017
	T (t)	26,9	20,4	23,61	17,0	14,43
	M (t.m)	19,3	14,62	16,76	12,23	9,92
FERRAILLAGE	$A_{cal}$	3,71	3,02	3,45	2,35	2,04
	$A_{min}$	3,52	3,52	3,52	3,52	3,52
	$A_{adoptée}$	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
	$l_d$	90	90	90	90	90
	$A_r$	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
	$A_{rad.}$	10T8	10T8	10T8	10T8	10T8
	$A_t$	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	s	20	20	20	20	20
	$\xi_b$	13,34	10,26	11,87	8,55	7,25
	$A_x$	/	/	/	/	/

CHAPITRE 7

CALCUL

DES

DEFORMATIONS

CALCUL DES DEFORMATIONS

Exposé de la méthode : (méthode des moments des aires)

Soit un voile soumis à une série de forces horizontales  $R_1, R_2 \dots R_8$ , soit  $f_1, f_2, \dots f_8$ , les flèches correspondant respectivement aux niveaux 1, 2, ... 8.

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

$EI$  : rigidité du voile considéré

$d_i$  : distance entre le c.d.g. de la portion de surface  $S_i$  et le niveau considéré

$$f_1 = \frac{\sum_1^8 S_i d_i}{EI}$$

$$\vdots$$

$$f_8 = \frac{\sum_1^8 S_i d_i}{EI}$$

La distance du c.d.g. du trapèze à la plus petite base est donnée par :

$$\frac{2 b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \cdot h$$

$b_i$  : grande base du trapèze

$b_{i+1}$  : petite base du trapèze

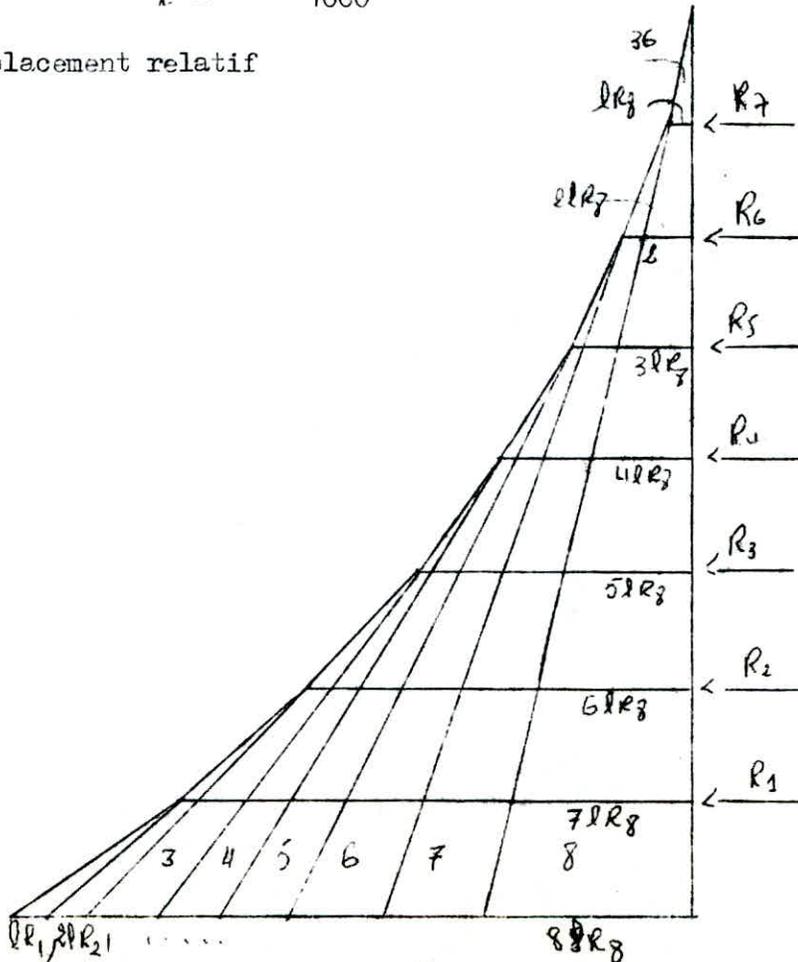
$h$  : hauteur d'étage

Les déplacements sont donc donnés par la formule

$$l = 1, 2, \dots, 8 \quad \delta = \frac{1}{2E} (f_i - f_{i-1})$$

On doit vérifier  $\epsilon_k \leq \Delta = \frac{1,3}{1000} \times 2,82 = 3,666 \times 10^{-3}$

$\delta_i$  : déplacement relatif



Application :

Voile VT3

$$E = 21000 \sqrt{0,27} = 21000 \cdot \sqrt{270} = 34,51 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 34,51 \times 10^5 \text{ t/m}^2 \text{ (module d'élasticité instantané)}$$

$$I = 54,5 \text{ m}^4$$

$$l = 2,82 \text{ m}$$

R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>	R <sub>7</sub>	R <sub>8</sub>
2,65	5,42	8,13	10,84	13,56	16,26	18,97	20,63

$\Sigma = 58,17$	58,17								
$\Sigma = 169,84$	116,38	53,49							
$\Sigma = 327,35$	174,51	106,99	45,85						
$\Sigma = 523,09$	232,68	160,48	91,70	38,23					
$\Sigma = 749,41$	290,85	213,98	137,55	76,47	30,56				
$\Sigma = 998,67$	349,02	267,47	183,41	114,71	61,14	22,92			
$\Sigma = 1263,20$	407,19	320,97	229,26	152,95	91,70	45,75	75,28		
$\Sigma = 1535,22$	456,36	374,46	275,11	191,19	122,70	68,78	30,57	7,47	

Calcul des flèches

$$f_1 = \frac{\sum S_i d_i}{E I} = \frac{S_I d_I}{E I}$$

$$S_I = 3945,77$$

$$d_I = 1,455$$

$$f_1 = \frac{3945,77 \times 1,455}{55,4 \times 34,51 \times 10^5} = 3,002 \times 10^{-5}$$

$$\delta = \frac{f_1 \cdot l}{2 \cdot B} = 6,004 \times 10^{-5}$$

$$f_2 = ?$$

$$\left. \begin{array}{l} S_2 = 5632,49 \\ d_2 = 2,82 \end{array} \right\} \begin{array}{l} 756,53 = S_{II} \\ 3,64 = d_{II} \end{array}$$

$$f_2 = 9,74 \times 10^{-5}$$

$$\delta_2 = 1,34 \times 10^{-4}$$

$$f_3 = ?$$

$$\left. \begin{array}{l} S_3 = 6340,00 \\ d_3 = 4,23 \end{array} \right\} \begin{array}{l} f_3 = 2,71 \times 10^{-4} \\ \delta_3 = 4,94 \times 10^{-4} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} S'_3 = 4431,96 \\ d'_3 = 5,64 \end{array} \right\}$$

$f_4 = ?$	$S_4 = 5900,45$ $d_4 = 5,62$	$f_4 = 4,720 \times 10^{-4}$	$S_4 = 5,02 \times 10^{-4}$
	$S_4^I = 7611,21$ $d_4^I = 7,52$		
$f_5 = ?$	$S_5 = 4615,63$ $d_5 = 7,05$	$f_5 = 7,204 \times 10^{-4}$	$S_5 = 6,12 \times 10^{-4}$
	$S_5^I = 11353,97$ $d_5^I = 9,4$		
$f_6 = ?$	$S_6 = 2073,69$ $d_6 = 0,46$	$f_6 = 1,035 \times 10^{-3}$	$S_6 = 6,02 \times 10^{-4}$
	$S_6^I = 15401,40$ $d_6^I = 111,20$		
$f_7 = ?$	$S_7 = 1140,27$ $d_7 = 9,07$	$f_7 = 1,394 \times 10^{-3}$	$S_7 = 0,72 \times 10^{-3}$
	$S_7^I = 19390,49$ $d_7^I = 13,16$		
$f_8 = ?$	$S_8 = 23009,7$ $d_8 = 15,04$	$f_8 = 1,317 \times 10^{-3}$	$S_8 = 0,04 \times 10^{-3}$

Le déplacement relatif au sommet du voile VT3 qui est le plus chargé dans le sens transversal est de  $0,04 \times 10^{-3}$ , inférieur au déplacement relatif admissible ( $\Delta = 3,666 \times 10^{-3}$ ). La déformation de l'ensemble n'est pas à craindre puisque la déformation locale de ce voile entraîne la déformation des autres voiles, l'ensemble des voiles étant lié par les planchers qui jouent le rôle de répartiteur de charge, et qui forment un ensemble rigide avec les autres voiles.

Voile VL3 :

Voile VL3

$$I = 14,375 \text{ m}^4$$

$$E = 34,51 \times 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$h = 2,82$$

R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>	R <sub>7</sub>	R <sub>8</sub>
2,58	5,27	7,92	10,56	13,2	15,83	18,48	20,08

$\Sigma = 56,36$	56,62								
$\Sigma = 165,36$	113,25	52,11							
$\Sigma = 318,72$	169,86	104,22	44,64						
$\Sigma = 509,25$	226,48	156,33	89,28	37,22					
729,6	283,1	208,44	133,92	74,44	29,77				
972,3	339,72	260,55	178,56	111,67	59,55	22,33			
1229,9	396,34	312,66	223,20	148,89	89,33	44,66	14,86		
$\Sigma = 1494,7$	452,96	364,77	267,84	186,12	119,11	67,00	29,72	7,27	

Calcul des flèches

$$f_i = \frac{\sum_{j=1}^8 S_j \cdot d_j}{E I}$$

$$S_I = 3787,2$$

$$d_I = 1,396$$

$$f_1 = \frac{3787,2 \times 1,396}{14,375 \times 34,51 \times 10^5} = 1,065 \times 10^{-4} \rightarrow S_1 = \frac{f_1 \cdot E}{d_1} = 2,13 \times 10^5$$

$$f_2 = ?$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_2 = 5407,2 \\ d_2 = 2,82 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_2' = 726,26 \\ d_2' = 3,494 \end{array} \right.$$

$$f_2 = 3,58 \times 10^{-4} \rightarrow S_2 = 5,03 \times 10^4$$

$$f_3 = ?$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_3 = 6086,4 \\ d_3 = 4,23 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_3' = 4253,76 \\ d_3' = 5,41 \end{array} \right.$$

$$f_3 = 9,82 \times 10^{-4} \rightarrow S_3 = 1,24 \times 10^3$$

$$f_4 = ? \quad \left\{ \begin{array}{l} S_4 = 5664,2 \\ d_4 = 5,62 \end{array} \right. \quad f_4 = 1,74 \times 10^{-3} \rightarrow \delta_4 = 1,51 \times 10^{-3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_4' = 7806,5 \\ d_4' = 7,52 \end{array} \right.$$

$$f_5 = ? \quad \left\{ \begin{array}{l} S_5 = 4431,01 \\ d_5 = 7,05 \end{array} \right. \quad f_5 = 2,61 \times 10^{-3} \rightarrow \delta_5 = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_5' = 10899,8 \\ d_5' = 9,02 \end{array} \right.$$

$$f_6 = ? \quad \left\{ \begin{array}{l} S_6 = 2760,96 \\ d_6 = 8,40 \end{array} \right. \quad f_6 = 3,69 \times 10^{-3} \rightarrow \delta_6 = 2,16 \times 10^{-3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_6' = 14785,42 \\ d_6' = 10,82 \end{array} \right.$$

$$f_7 = ? \quad \left\{ \begin{array}{l} S_7 = 1102,33 \\ d_7 = 9,87 \end{array} \right. \quad f_7 = 4,96 \times 10^{-3} \quad \delta_7 = 2,54 \times 10^{-3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_7' = 18622,55 \\ d_7' = 12,63 \end{array} \right.$$

$$f_8 = ? \quad \left\{ \begin{array}{l} S_8 = 22166,11 \\ d_8 = 14,43 \end{array} \right. \quad f_8 = 6,4 \times 10^{-3} \rightarrow \delta_8 = 2,96 \times 10^{-3}$$

Le déplacement relatif au sommet du voile VL3 qui est le plus chargé dans le sens longitudinal est de  $2,96 \times 10^{-3}$  qui est inférieur au déplacement relatif admissible ( $\Delta = 3,666 \times 10^{-3}$ ). La déformation de l'ensemble n'est pas à craindre puisque la déformation locale de ce voile entraîne la déformation des autres voiles ; l'ensemble des voiles étant lié par les planchers qui jouent le rôle de répartiteur de charge et qui forment un ensemble rigide avec les autres voiles.

2ème méthode

Le système de contreventement étant assuré par une structure à voiles porteurs, nous devons vérifier que les déformations horizontales imposées par le séisme horizontal ne risquent pas de déstabiliser l'ouvrage.

La notion de flèche est subjective dans le cas d'un séisme, car celui-ci ayant un caractère exceptionnel (aléatoire), il n'y a donc pas lieu d'imposer des limites de flèche admissible horizontale. Par contre, ce sont les déplacements relatifs dans le plan horizontal qui seront prépondérants.

Les déplacements seront donnés par la formule suivante :

$$\delta_i = \frac{1}{2B} (f_i - f_{i-1})$$

h = hauteur d'étage,  
f<sub>i</sub>, f<sub>i-1</sub> : flèches respectives aux niveaux i, i-1

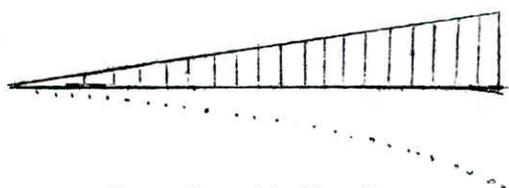
Cette valeur doit rester inférieure au déplacement admissible donné par le complément parasismique algérien.

Dans les bâtiments d'habitation et assimilables, on doit vérifier

$$\delta \leq \frac{1,3 \cdot h}{1000}$$

h : hauteur d'étage  
δ : déplacement relatif du niveau évalué à partir des forces de calcul dans l'hypothèse d'un comportement linéaire.

Pour la détermination des flèches, on considérera le bâtiment comme une console encastrée soumise à une charge sismique triangulaire .



$$y = \frac{P}{6EI} \frac{x^2}{l} (20 l^3 - 10 l^2 x + x^3)$$

Sens longitudinal			Sens transversal		
Niveau	f <sub>i</sub> (10 <sup>-3</sup> m)	δ (10 <sup>-3</sup> m)	Niveau	f <sub>i</sub> (10 <sup>-3</sup> m)	δ (10 <sup>-3</sup> m)
8	4,64	1,62	8	1,15	0,4
7	3,83	1,56	7	0,95	0,38
6	3,05	1,50	6	0,76	0,36
5	2,30	1,42	5	0,58	0,36
4	1,52	1,26	4	0,41	0,34
3	0,96	1,00	3	0,25	0,26
2	0,46	0,68	2	0,12	0,20
1	0,12	0,24	1	0,02	0,04

CHAPITRE 8

CALCUL

DES

ELEMENTS.

CALCUL DE L'ACROTÈRE

1/ Introduction

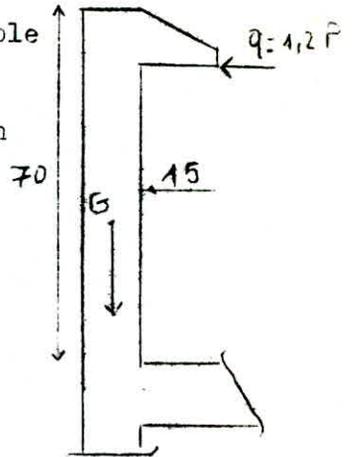
L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée en plancher terrasse.

Au niveau de la section d'encastrement (section dangereuse), l'acrotère est soumis aux charges suivantes :

- poids propre  $G$
- surcharge due à la main courante

Le calcul se fera pour une bande de 1 m dont les dimensions sont :

- largeur 100 cm
- hauteur 70 cm
- épaisseur 15 cm



- \* poids propre :  $G = 0,7 \times 2,5 = 1,75 \text{ t/m}^2$
- \* surcharge :  $P = 0,100 \text{ t/ml}$  appliquée horizontalement
- \* surcharge pondérée :  $1,2 P = 0,120 \text{ t/ml}$

a) moment de l'encastrement :

$$M = 1,2 \cdot P \cdot h = 0,120 \times 0,7 = 0,084 \text{ t.m/ml}$$

b) effort normal :

il est donné par le poids propre  $N = 0,260 \text{ t}$

c) centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,084}{0,26} = 0,32$$

$$0,32 > 0,025 \quad \text{S.P.C.}$$

$$\frac{ht}{6} = 0,025$$

2/ Ferraillage

données :  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

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

$$N = 0,26 \text{ t}$$

$$M = 0,084 \text{ t.m}$$

Nous utiliserons la méthode exposée par P. CHARRON pour calculer la section d'acier, lorsque la section est partiellement comprimée en flexion composée.

Moment par rapport aux aciers tendus :

$$M_b = M + N \cdot f$$

avec  $f = \frac{h_t}{2} - a = \frac{15}{2} - 3 = 4,5 \text{ cm}$

donc  $M_b = 0,0084 + 0,26 \times 0,045 = 0,095 \text{ t.m}$

$$\gamma = \frac{n \cdot M_b}{\sigma_{ab} \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,095 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0035 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9702 \\ k = 117 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,095 \times 10^5}{2800 \times 0,9702 \times 12} = 0,291 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{117} = 23,94 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Section d'armatures :

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 0,291 - \frac{260}{2800} = 0,198 \text{ cm}^2$$

3/ Condition de non fragilité (art. 52 C.C.B.A. 68)

$$A \geq \frac{0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a}{\sigma_{en}} = 0,69 \times \frac{12 \times 100 \times 5,9}{4200} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons finalement 4T6 p.m. espacées de 25 cm

$$A = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prévoit 4T6 comme armatures transversales.

4/ Vérification à la fissuration

$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{100 \times 6,6} = 0,033$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\gamma}{\phi (1 + 10 w_f)} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \times \frac{0,033}{1 + 10 \times 0,033} = 745,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \gamma \cdot \sigma_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 10^6 \times 5,8}{6}} = 2985 \text{ b} = 3041 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte d'acier  $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} - \frac{N}{A} = \frac{8400}{1,13 \times 0,9702 \times 12} - \frac{260}{1,13} = 408 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_a = 408 \text{ kg/cm}^2 < \min \left\{ \max (745,2, 3041), 2800 \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc, la fissuration n'est pas à craindre.

5/ Vérification au séisme (RPA Art. 3.3.9.)

Sous l'effet de l'action sismique, l'acrotère est soumis à un effort horizontal donné par la formule :

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$$

\* Z est obtenue en faisant le rapport de la valeur du coefficient A pour le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur du coefficient A dans une zone III pour le même groupe d'usage.

\* I doit être déterminé par le rapport du coefficient A pour le groupe d'usage du bâtiment sur la valeur de A pour le groupe d'usage 2

$$G = 260 \text{ kg / ml}$$

$$Z.I. = 0,6$$

$$C_p = 0,3$$

$$F_p = 0,6 \times 0,3 \times 260 = 46,8 \text{ kg / cm}^2 < 100 \text{ kgf / ml}$$

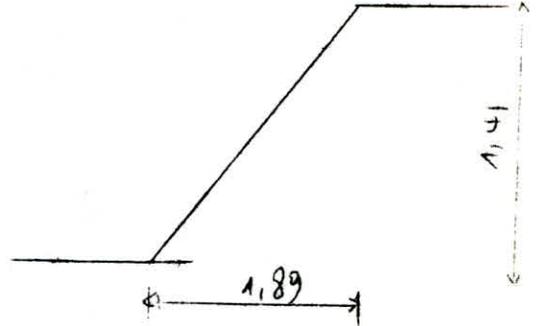
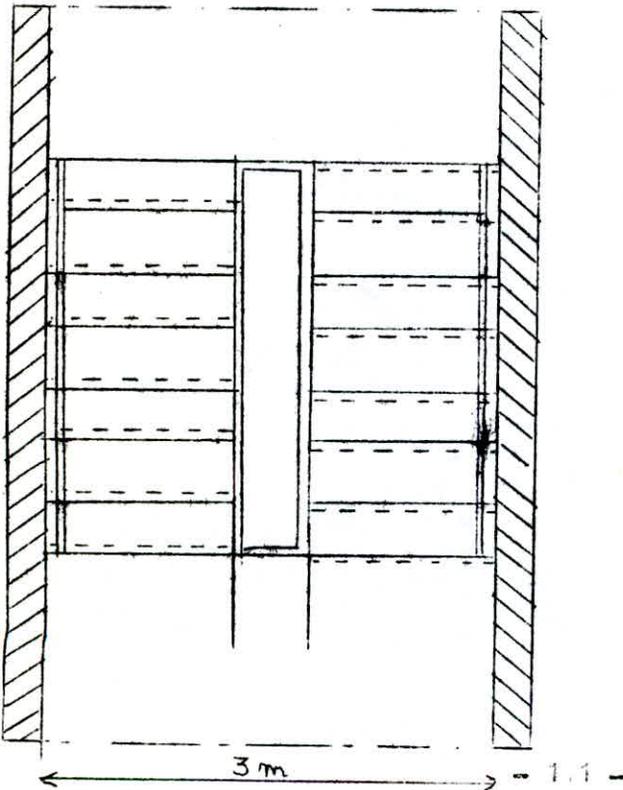
Par conséquent, il est inutile de procéder au ferrailage de l'acrotère sous l'action sismique.

### CALCUL DES ESCALIERS

Pour notre bâtiment, on a conçu des escaliers préfabriqués, les éléments porteurs sont les murs d'échiffres, c'est-à-dire les voiles. Les paliers s'encastrent dans ces refends, tandis que la volée s'appuie sur le palier.

A/ Calcul de la volée :

1/ Schéma vue en plan



$$\text{Tg } \alpha = \frac{1,41}{1,89} = 0,746$$

$$\alpha = 36^{\circ}72'$$

$$\cos \alpha = 0,801$$

La paillasse porteuse s'appuie sur les paliers par l'intermédiaire de béquets.

2/ Caractéristiques géométriques

a) hauteur des marches :

$$h = \frac{1,36}{8} = 0,17 \text{ m}$$

b) largeur de la marche

$$g = \frac{1,89}{7} = 0,27 \text{ m}$$

Dimension de la paillasse

La paillasse est en béton

### 3/ épaisseur de la paillasse

\* La paillasse est assimilée à une dalle appuyée sur 2 côtés, dont l'épaisseur doit vérifier la relation',

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

$$l = \frac{1,5}{2} + 1,89 + \frac{1,5}{2} = 3,39 \text{ m}$$

La longueur l qu'il faut considérer est la distance entre les milieux de deux paliers successifs, car la plus grande flèche a lieu au milieu du palier, vu que c'est une dalle qui porte dans les 2 sens.

$$11,3 \text{ cm} \leq e \leq 16,95 \text{ cm}$$

on prend  $e = 16 \text{ cm}$

### Vérification de BLONDEL

Afin d'avoir une montée agréable et un tracé correct, on doit vérifier la relation de BLONDEL, qui est :

$$0,60 \leq g + 2h \leq 0,64$$

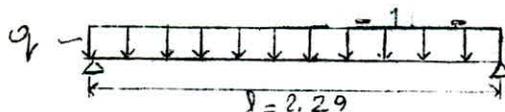
$$0,6 \leq 0,27 + 2 \times 0,17 \leq 0,64$$

$$0,6 \leq 0,61 < 0,64$$

La relation est vérifiée

### 4/ Calcul de la paillasse

La paillasse sera calculée comme une poutre qui prend appui sur les 2 paliers. Le calcul se fera en flexion simple due aux charges normales, avec une portée horizontale prise entre les 2 béquets.



$$l = 1,89 + e(0,2) = 2,29 \text{ m}$$

#### a) charge de calcul :

poids propre de la paillasse :  $\frac{0,16 \times 2500}{0,801} = 499,375 \text{ kg/m}^2$

poids des marches :  $\frac{0,17 \times 2200}{2} = 187 \text{ kg/cm}^2$

mortier 1 cm :  $2000 \times 0,01 = 20 \text{ kg/m}^2$

revêtement 3 cm :  $2200 \times 0,03 = 66 \text{ kg/m}^2$

enduit plâtre 1 cm :  $1700 \times 0,01 = 17 \text{ kg/m}^2$

$$G = 789,375 \text{ kg/cm}^2$$

b) surcharge d'exploitation :  $S = 250 \text{ kg/m}^2$

d'où la paille sera soumise à une charge uniformément répartie :

$$G = 1,2 S = Q$$

$$Q = G + 1,2 S = 789 + 1,2 \times 250 = 1089,375 \text{ kg/m}^2$$

c) détermination des efforts

$$M = q \frac{l^2}{8} = 1089,375 \times \frac{2,29^2}{8} = 714,10 \text{ kg/m}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 1089,375 \times \frac{2,29}{2} = 1247,33 \text{ kg}$$

5/ Ferraillage de la paille

En règle générale, pour éviter d'avoir des fissurations, on doit avoir :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 16 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 714,10 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 100} = 0,0196$$

$$K = 66 \quad \xi = 0,9383$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{714,10 \times 10^2}{2800 \times 0,9383 \times 14} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 5 \text{ T } 8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

Aciers de répartition

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

$$\text{on considère } 3 \text{ T } 6 / \text{ml} \quad 3 \text{ T } 6 = 0,85 \text{ cm}^2 \quad e = 33 \text{ cm}$$

6/ Vérification des contraintes

$$A = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 14} = 0,1793$$

$$\xi = 0,9311 \quad K = 57,4$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{720,35 \times 10^2}{2,51 \times 0,9311 \times 14} = 2201,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b^1 = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2201,63}{57,4} = 38,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^1$$

a) condition de non fragilité

La section d'acier A des armatures longitudinales, susceptibles d'être tendues, d'une poutre ou d'une plaque rectangulaire doit être au moins égale :

\* d'une part à la section  $A_0$  obtenue par calcul  $A_0 = 2,51 \text{ cm}^2$

\* d'autre part à la plus petite des sections  $A_1$  et  $A_2$

$$A_1 = 1,2 \Lambda_0 = 3,012 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \times b \times h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1,375 \text{ cm}^2$$

d'où la section de  $2,51 \text{ cm}^2$  vérifie cette condition.

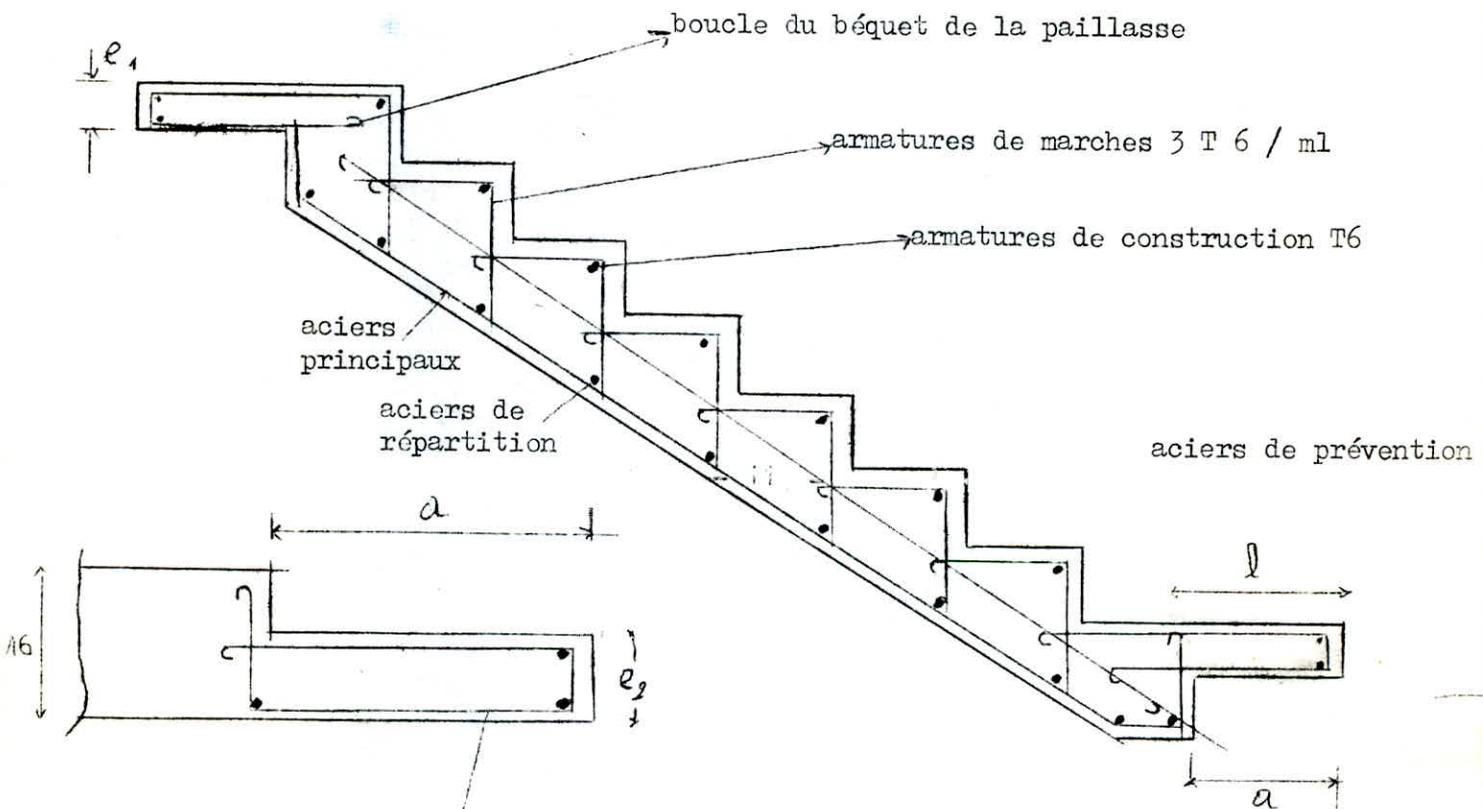
b) vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{I}{b \cdot z} = \frac{1247,33 \times 8}{100 \times 7 \times 14} = 1020 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

B/ Calcul des béquets

a) épaisseur des béquets

D'après les recommandations du C.T.C., cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 7 cm aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémités.



boucle du béquet du palier

épaisseur des béquets :

$$e_{11} = 7 \text{ cm} \quad e_2 = 8 \text{ cm}$$

$8 + 7 = 15 \text{ cm}$ , afin de ne pas dépasser l'épaisseur du palier

d'après C.T.C.  $a \geq 10 \text{ cm}$

M prend  $a = 20 \text{ cm}$

$$l = a + \text{enrobage} = 20 + 3 = 23 \text{ cm}$$

b) calcul du béquet :

Ils sont calculés sous une charge linéaire égale à

$$Q = \gamma_q \cdot q_v \cdot L \quad (\text{kg/ml})$$

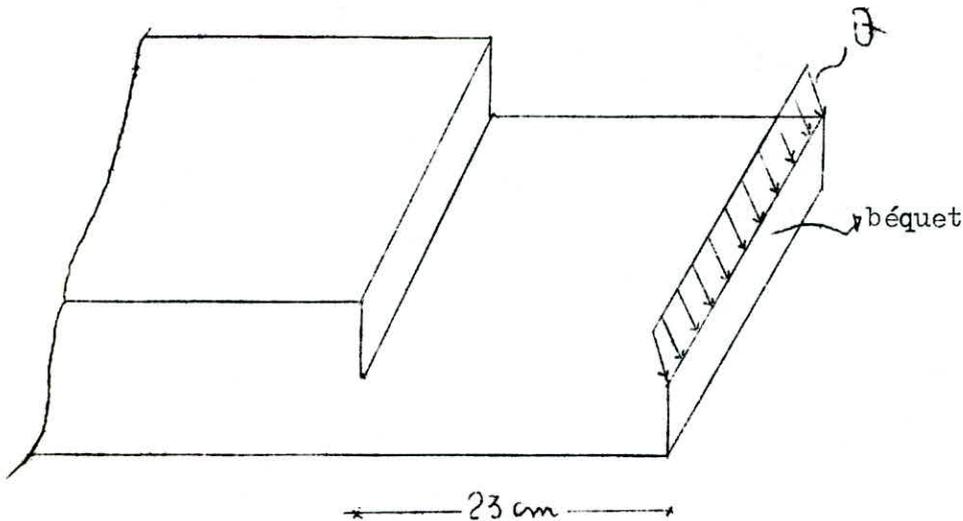
$\gamma_q$  = coefficient de comportement expérimental d'après C.T.C.

$$\gamma_q = 1,4$$

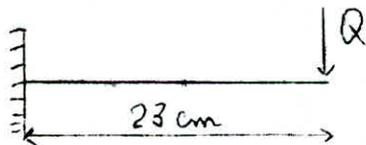
L : longueur horizontale de la paillasse

q : charge de calcul de la paillasse

$$Q = 1,4 \times 1089,375 \times 2,29 = 3492,54 \text{ kg/ml}$$



Afin d'avoir l'effort le plus défavorable, la charge Q sera appliquée à l'extrémité du béquet. Le béquet est assimilé à une console.



à l'encastrement :  $M = Q \cdot l = 3492,540 \times 0,229 = 799,79 \text{ kg.m}$

1) détermination des armatures :  $h = 8 - 2 = 6 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \times 799,79 \times 10^2}{2800 \times 6^2 \times 100} = 0,119 \rightarrow \begin{cases} K = 22 \\ \epsilon = 0,8649 \end{cases}$$

$$A = \frac{799,79 \times 10^2}{2800 \times 6 \times 0,8649} = 5,5 \text{ cm}^2$$

On prend 12 T 8 / ml = 6,02

e = 8 cm

2) armatures de répartition

d'après C.T.C.  $A_r \geq 0,5 \text{ cm}^2$

$$\text{et } \frac{AL}{4} \leq A_r \leq \frac{AL}{2}$$

on prend 4 T 8 / ml =  $2,01 \text{ cm}^2$  avec  $e = 25 \text{ cm}$

3) vérification au cisaillement

La charge à considérer est :

$$Q = \delta'_q \cdot q_v \cdot l \quad \text{avec} \quad \delta'_q = 1$$

$$Q = 1 \times 1089,375 \times 2,29 = 2494,66 \text{ kg/m}^2$$

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{et} \quad z = \frac{7}{8} h$$

$$T = 2494,66 \times 1 = 2494,66 \text{ kg/ml}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \times \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{2494,66}{\frac{7}{8} \times 6 \times 100} = 4,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

4) vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times 6,02}{100 \times 6} = 1,003$$

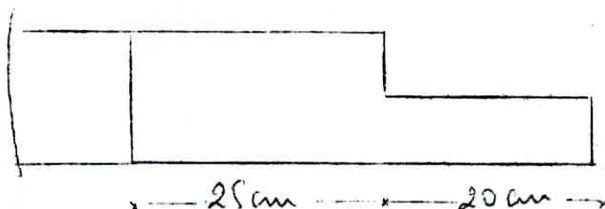
$$\left. \begin{array}{l} K = 20,8 \\ \varepsilon = 0,8603 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon h} = \frac{799,79 \times 10^2}{6,02 \times 6 \times 0,8603} = 2573,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2573,82}{20,8} = 123,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

CALCUL DES POUTRES PALIÈRES

Les poutres palières ont pour rôle de supporter les sollicitations dues à la paillasse et de transmettre ces efforts aux refends. Ces poutres sont incorporées dans les paliers.



Chaque poutre palière (appui haut et bas d'une volée) sera calculée pour une charge égale à  $Q = 0,7 P$

1) Ferraillage de la poutre

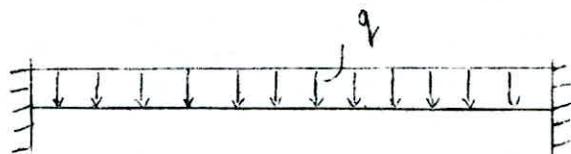
P : poids de deux demi-volées

$$P = 1089,375 \left( \frac{2,29}{2} \times 1,3 \right) 2 = 3243,07 \text{ kg}$$

$$Q = 0,7 P = 0,7 \times 3243,07 = 2270,148 \text{ kg}$$

On distribue cette charge pour toute la longueur de la poutre, d'où :

$$q = \frac{Q}{3} = \frac{2270,148}{3} = 756,716 \text{ kg/ml}$$



a) moment travée

$$M_t = q \frac{l^2}{24} = 756,716 \times \frac{3^2}{24} = 283,768 \text{ kg.m}$$

b) moment sur appui

$$m_a = q \frac{l^2}{12} = 756,716 \times \frac{3^2}{12} = 567,537 \text{ kg.m}$$

c) section d'acier en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_u \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 283,768 \times 10^2}{2800 \times 25 \times 14^2} = 0,031$$

$$K = 50 \quad \epsilon_t = 0,9231$$

$$A = \frac{283,768 \times 10^2}{2800 \times 0,9231 \times 14} = 0,784 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 4 \text{ T } 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

d) sections d'acier sur appui

$$\mu = \frac{15 \times 567,537 \times 10^2}{2800 \times 25 \times 14^2} = 0,062$$

$$K = 33,5 \text{ et } \xi = 0,8969$$

$$A = \frac{567,537 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,8969} = 1,614 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

e) vérification à l'effort tranchant

$$T = Q \frac{1}{2} = 756,716 \times \frac{3}{2} = 1135 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{1135 \times 8}{25 \times 7 \times 14} = 3,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

f) calcul des armatures transversales

$$t \leq \sup \begin{cases} t_1 = h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) = 14 \left( 1 - 0,3 \times \frac{3,7}{5,9} \right) = 11,36 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 h = 0,2 \times 14 = 2,8 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend  $t = 10 \text{ cm}$

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{em} \quad \text{avec } \sigma_{em} = 2400$$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \times 16h} = 1 - \frac{3,7}{9 \times 5,9} = 0,93 > 2/3$$

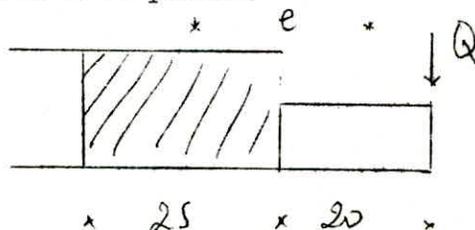
$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,93 \times 2400 = 2232 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{t \times T}{z \times \bar{\sigma}_{at}} = \frac{10 \times 1135}{\frac{7}{8} \times 14 \times 2232} = 0,451 \text{ cm}^2$$

On prend 2  $\emptyset 8 = 1 \text{ cm}^2$  espacés de 10 cm

2) Détermination des aciers perpendiculaires à la poutre

La résistance à la torsion des poutres palières étant généralement faible, le couple Q devra être repris par des armatures supérieures perpendiculaires à la poutre.



$$e = 20 + \frac{25}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

le moment M dû à l'excentricité de Q est :  $M = Q \cdot e = 2270 \times 0,325 = 737,98 \text{ kg}$   
kg/m

a) détermination de la section d'acier

$$\mu = \frac{15 \times 737,98 \times 10^2}{2800 \times 300 \times 14^2} = 0,0067$$

$$K = 120 \quad \xi = 0,9630$$

$$A = \frac{737,98 \times 10^2}{2800 \times 0,963 \times 14} = 1,955 \text{ cm}^2$$

On prend  $\text{AT 8} = 2,01 \text{ cm}^2$

b) vérification des contraintes

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \times A}{b \times h} = \frac{100 \times 2,01}{300 \times 14} = 0,0479$$

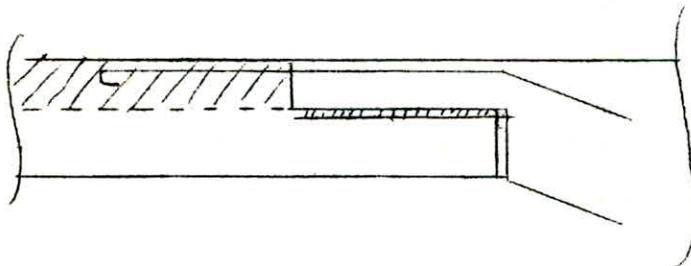
$$K = 113 \quad \xi = 0,9623$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \times \xi \cdot h} = \frac{737,98 \times 10^2}{2,01 \times 0,9623 \times 14} = 2725 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{2725}{113} = 23,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

3) Liaison paillasse - palier

Pour assurer une garantie contre le risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action du séisme, une liaison systématique devra obligatoirement être prévue entre les paillasses et les paliers, et cela à l'aide d'armatures sortant des extrémités de la paillasse préfabriquée et scellées dans un chaînage coulé (après pose de la volée) sur toute la largeur de l'appui.



Les aciers de liaison devront être disposés au droit des cadres de la poutre palière et devront avoir un diamètre supérieur ou égal à 8 mm. L'ancrage devra être total dans le chaînage, coulé en place, et dans la paillasse préfabriquée.

Chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0,7 Q

$$q = 0,7 \times 1089,375 \times 2,29 = 1746,26 \text{ kg/ml}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s q} \quad \text{et } F = 1746,26 \times 1,3 = 2270,138 \text{ kg}$$

$$A = \frac{2270,138}{2800} = 0,82 \text{ cm}^2$$

On prend 3 T 8 = 1,5 cm<sup>2</sup>

avec un recouvrement de 50 Ø 6, c'est-à-dire : 50 x 0,6 = 30 cm

#### 4) Armatures de transport

On prévoit des aciers de transport en 4 points sur la paillasse ; on place 2 armatures sous forme d'anneau à chaque extrémité de la paillasse ; on utilise des aciers doux.

$$* \text{ poids total de la volée : } q_t = 686,375 \text{ kg/m}^2$$

Ces aciers sont calculés sous l'action de la traction simple :

$$N = \frac{1,3 \times 2,29 \times 686,375}{4} = 510,834 \text{ kg}$$

$$A = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{510,834}{1670} = 0,319 \text{ cm}^2$$

Vu la faible section obtenue, nous prévoyons 4 Ø 6 dans les 4 appuis. Ces armatures sont ancrées sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse.

CALCUL DES PALIERS

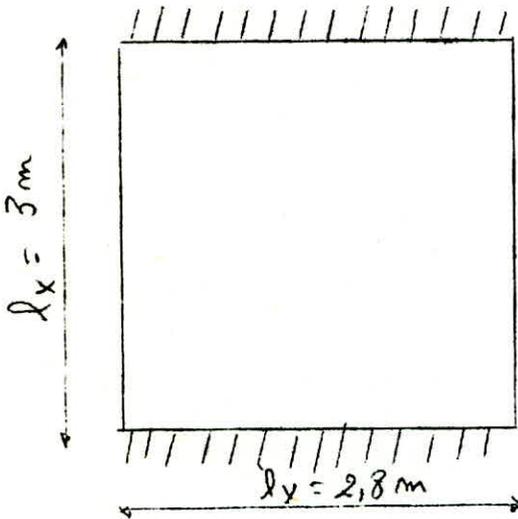
K. Charge revenant au palier

- poids propre de la dalle :  $2500 \times 0,16 = 400 \text{ kg/m}^2$
- revêtement (5 cm) :  $0,05 \times 2200 = 110 \text{ kg/m}^2$
- surcharge d'exploitation :  $P = 300 \text{ kg/m}^2$

Combinaison sous  $SP_1$  :  $G + 1,2 P = 810 \text{ kg/m}^2$

I. Palier de repos

1) Schéma statique



Le palier se calculera comme une poutre de largeur 1 m.

Charge à considérer :  $q = 810 \times 1,00 = 810 \text{ kg/ml}$

2) Calcul de  $M_t$  et  $M_a$

$$M_t = q \frac{l^2}{10} = 810 \times \frac{3^2}{10} = 729 \text{ kg.m}$$

$$M_a = q \frac{l^2}{16} = 810 \times \frac{3^2}{16} = - 455,625 \text{ kg.m}$$

3) Ferraillage

a) en travée  
.....

$$\mu = \frac{15 \times 729 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 100} = 0,0199$$

$$\xi = 0,9379$$

$$K = 65,5$$

$$A = \frac{729 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,9379} = 1,983 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup>

e = 25 cm

b) sur appuis

$$\gamma = \frac{15 \times 455,625 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 100} = 0,0125$$

$$\xi = 0,9500 \quad K = 85$$

$$A_t = \frac{455,625 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,95} = 1,223 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 8 / ml

e = 25 cm

c) armatures de répartition

$$\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2}$$

avec  $A_l = 2,01 \text{ cm}^2$

On prend 4 T 6 / ml = 1,13 cm<sup>2</sup>

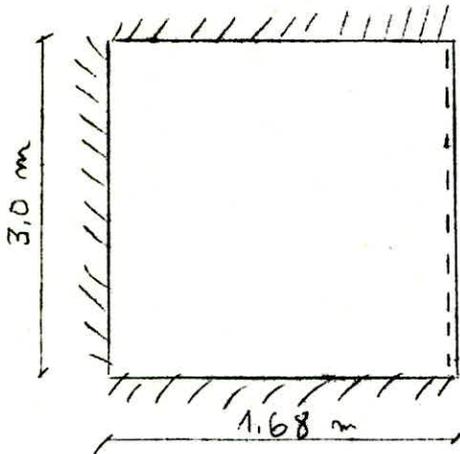
et e = 25 cm

II. Calcul du palier central

1) Schéma statique

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,68}{3} = 0,56$$

$$q = 810 \text{ kg/ml}$$



donc, notre palier travaille dans les 2 sens.

2) Calcul des moments Mx et My

$$M_x = \int_x q l x^2$$

$$\int_x = 0,0898$$

$$M_y = \int_y M_x$$

$$\int_y = 0,3886$$

$$M_x = 0,0898 \times 810 \times 1,68^2 = 205,295 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 0,3886 \times 205,295 = 79,778 \text{ kg.m}$$

3) Calcul des moments en travée et sur appui

$$M_{tx} = 0,8 M_x = 164,236 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 39,889 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 79,778 = 67,811 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times 79,778 = 39,889 \text{ kg.m}$$

Vu que les moments sont très faibles, on ferraillera le palier ~~central~~  
de la même manière que le palier de repos, c'est-à-dire :

suivant lx :

- en travée 4 T 8 / ml

- sur appui 4 T 8 / ml

suivant ly :

- en travée : 4 T 8 / ml

- sur appui 4 T 8 / ml

PLANCHER

Introduction

Les planchers sont constitués de dalles pleines pour les étages courants. Pour le R.D.C., on adoptera le plancher à corps creux. Les dalles pleines de l'étage courant seront coulées sur place.

On a trois genres de dalles, celles qui reposent sur 4 côtés, sur 3 côtés et sur 2 côtés.

La sollicitation à considérer est celle du 1er genre, c'est-à-dire  $G + 1,2 P$

- étage courant :  $G + 1,2 P = 0,63 \text{ t/m}^2$

- terrasse :  $G + 1,2 P = 0,9 \text{ t/m}^2$

Donc, la charge à considérer est celle de la terrasse, mais il est évident qu'on adoptera le même ferrailage pour tous les niveaux. Pour ce qui est du calcul proprement dit, on fait appel aux tables de PIGEAUT, qui à partir du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  nous donne les moments en travée suivant les deux sens. Mais, quand  $\rho < 0,4$ , on étudiera la dalle comme une poutre dans le sens de la petite longueur, sur une bande de 1 m.

Pour les dalles reposant sur 3 côtés :

si  $\frac{a}{b} > 2$  on calculera la dalle comme une poutre

si  $\frac{a}{b} < 2$  on fera appel aux tables de BARES

remarque : la loggia sera préfabriquée

I. Types de dalles

I.1. Dalles 1 - 2 s'appuyant sur 2 côtés

Dalles	1	2
$l_x$	3,30	3,60
$l_y$	9,68	9,92
$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	0,3409	0,3630

I.2. Dalles 3 - 4 - dalles reposant sur 3 côtés

Dalles	3	4
a	6,94	8,5
b	3,00	3,6
$\gamma = \frac{a}{b}$	2,313	2,361

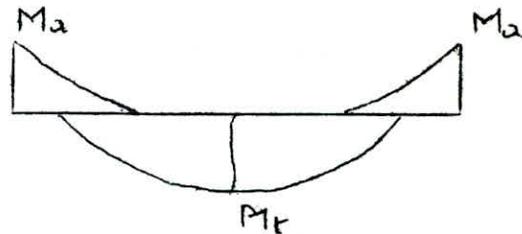
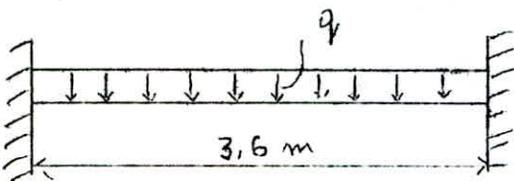
- pour les dalles 1 - 2  $\rho < 0,4$
- pour les dalles 3 - 4  $\delta > 2$

Donc, nos dalles ne travaillent que dans un sens suivant la petite portée. Vu que leurs dimensions sont très voisines, on ne fera le calcul que pour la plus sollicitée, et on adoptera le même ferrailage pour les autres.

II. Calcul des dalles

II.1. Dalle 2

II.1.1. Schéma statique



a) Calcul du moment isostatique sur une bande de 1 m

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 900 \times \frac{3,6^2}{8} = 1458 \text{ kg.m}$$

b) Calcul de M<sub>t</sub> et M<sub>a</sub>

On doit vérifier

$$\frac{M_t + M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_o$$

On prend  $M_a = M_w = M_e$

$$M_t + M_a \geq 1,15 M_o$$

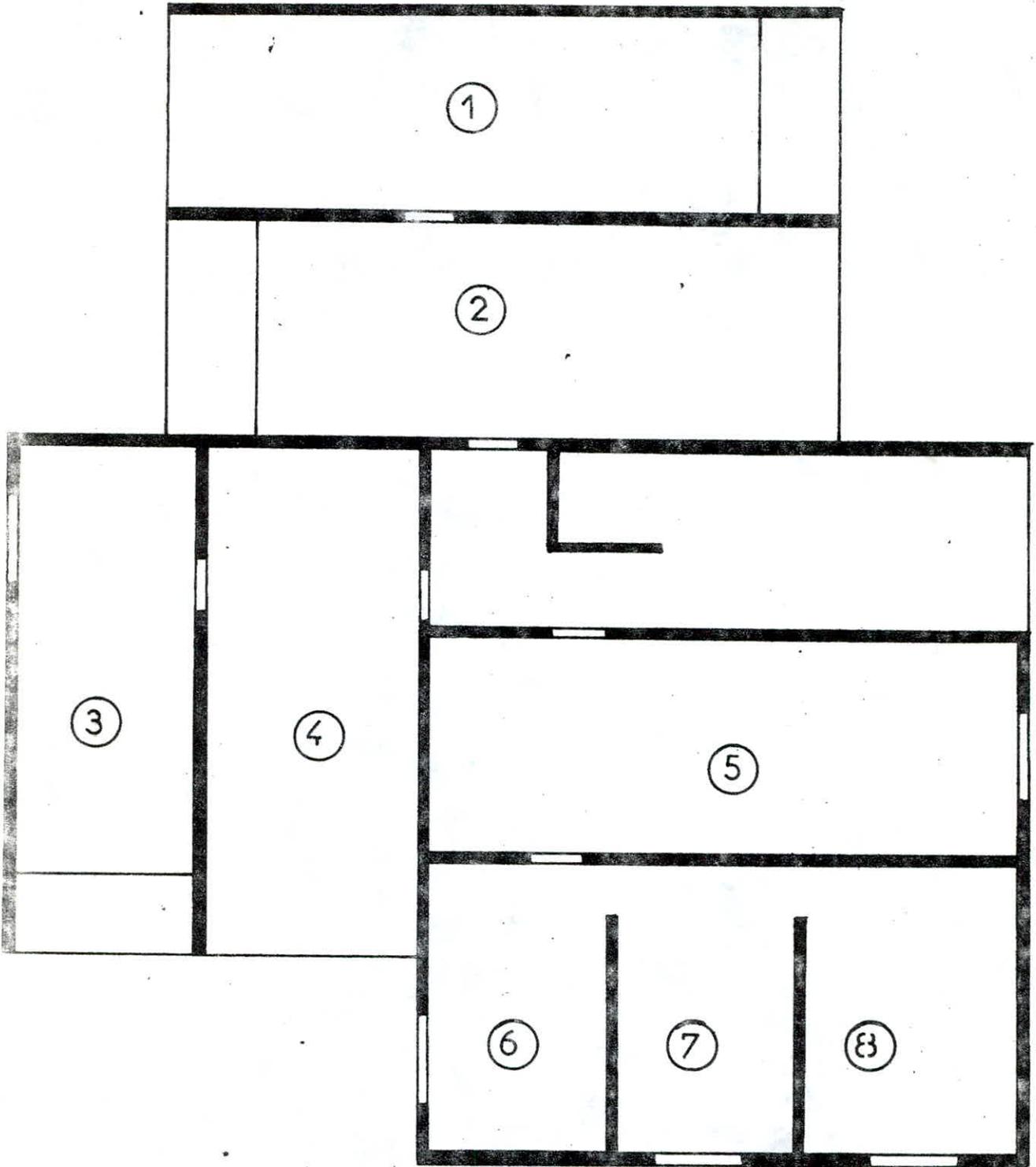
On prend, en raison de la continuité

$$M_t = 0,8 M_o = 0,8 \times 1458 = 1166,4 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,5 M_o = 0,5 \times 1458 = 583,20 \text{ kg.m}$$

Cette méthode forfaitaire peut s'appliquer dans notre cas puisque toutes les conditions par le (C.C.B.A. Art. 51,1) sont vérifiées.

NUMEROTATION DES PANNEAUX DE LA DALLE



II.1.2. Ferrailage

Il se fera par la méthode de Pierre-CHARON.

On utilisera :

- du Tor  $\phi < 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$   
 $h = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$   
 $b = 100 \text{ cm}$

a) en travée

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 1166,4 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 100} = 0,0319$$

$$K = 50 \quad \xi = 0,9231$$

$$A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \xi} = \frac{1166,4 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,9231} = 3,22 \text{ cm}^2$$

On prend 5 T 10 / ml = 3,92 cm<sup>2</sup> ave e = 20 cm

b) sur appui

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 583,2 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 100} = 0,0159$$

$$K = 74,5 \quad \xi = 0,9442$$

$$A_a = \frac{583,2 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,9442} = 1,575 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> e = 25 cm

c) armatures de répartition:-

$$\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \quad 0,98 < A_r < 1,96$$

On prend 4 T 6 / ml = 1,13 cm<sup>2</sup> e = 25 cm

II.1.3. Vérifications

a) à la fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,92}{2 \times 2 \times 100} = 9,8 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi(1 + 10 \tilde{\omega}_f)} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 9,8 \times 10^{-3}}{10(1 + 0,098)} = 2142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \gamma \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{1166,4 \times 10^2}{3,92 \times 0,9231 \times 14} = 2,302,42 \text{ kg/cm}^2 < = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b^1 = \frac{2302,42}{50} = 46 \text{ kg/cm}^2 < = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2302,42 \text{ kg/cm}^2 < \min \left\{ (2800, \max (2142, 2856)) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

\* La fissuration n'est pas à craindre.

b) Ecartement

$$t = 25 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 h_0 = 3,14 = 42 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{c'est vérifié}$$

c) Vérification aux cisaillements

$$T = q \frac{l}{2} = 900 \times \frac{3,6}{2} = 1620 \text{ kg}$$

On doit vérifier pour les dalles que :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b = \frac{1620}{100 \times \frac{7}{8} \times 14} = 1,322 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \times 5,9 = 6,68 \text{ kg/cm}^2$$

C'est vérifié

d) Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 14 \times 100 \times \frac{5,9}{4200} = 1,357 \text{ cm}^2$$

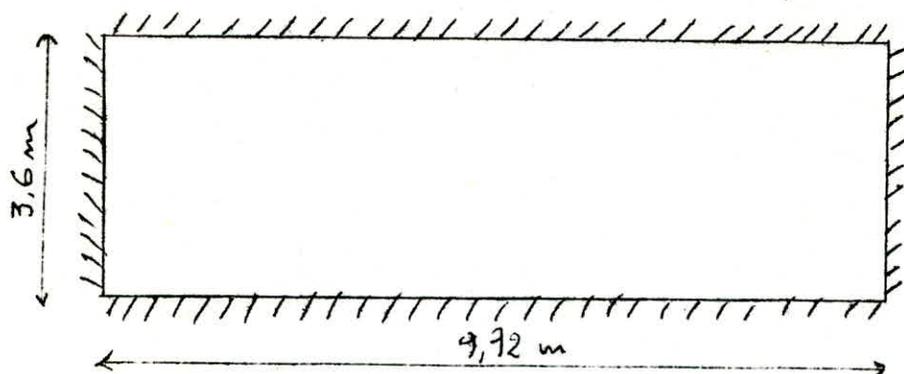
$$\left. \begin{array}{l} A_t = 3,92 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ donc, c'est vérifié}$$

e) Vérification de la flèche

$$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \frac{3,92}{14 \times 100} < \frac{43}{4200} \iff 0,0028 < 0,0102$$

Vérifié

## II.2. Dalle 5



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{9,92} = 0,362$$

Donc, notre dalle se comporte comme une poutre portant sur un sens.

### II.2.1. calcul du moment isostatique

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 900 \times \frac{3,6^2}{8} = 1458 \text{ kg.m}$$

### II.2.2. calcul de $M_t$ et $M_a$

$$M_t = 0,8 M_0 = 1166,4 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 583,2 \text{ kg.m}$$

### II.2.3. Ferraillage

On constate que les moments en travée et sur appui sont les mêmes que ces des dalles 1, 2, 3 et 4 ; donc, on adoptera un ferraillage identique, soit :

$$A_{tx} = 5 \text{ T } 10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 4 \text{ T } 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 4 \text{ T } 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 4 \text{ T } 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

### II.2.4. calcul de l'ancrage

en travée :

ancrage droit

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_d}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = 2302,42 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi = 10\text{mm}$$

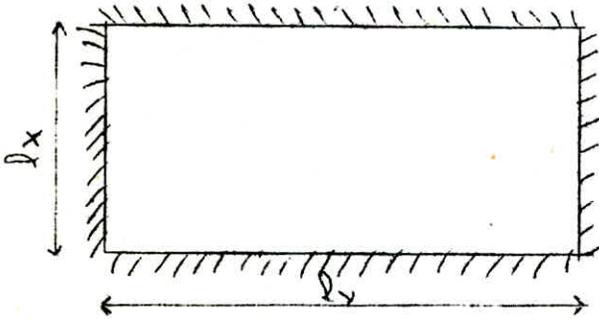
$$l_d = \frac{1}{4} \frac{2302,42}{16,6} = 34,675 \text{ cm}$$

On adoptera un ancrage sous forme de crochet à 45°

$$L = l - 23,6 \phi$$

$$L = 34,675 - 23,6 \times 1 = 11,075 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

### II.3. Dalle 6, 7, 8



Dalles	6	7	8
lx	3	3	3,6
ly	4,9	4,9	4,9
$\mu$	0,61	0,61	0,73

Donc, nos dalles travaillent suivant les deux sens.

#### II.3.1. calcul des moments $M_x$ et $M_y$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot lx^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot m_x$$

On a, d'après les tables de PIGEAUT

$$\mu_x = 0,0689$$

$$\mu_y = 0,5922$$

On aura :

$$M_x = 0,0689 \times 900 \times 3,6^2 = 803,65 \text{ kg.M}$$

$$M_y = 0,5922 \times 803,65 = 475,92 \text{ kg.m}$$

#### II.3.2. calcul des moments en travées et sur appuis

Il faut satisfaire la relation :

$$M_t + M_a \geq 1,25 M_o$$

On prendra :  $M_{tx} = 0,85 M_x$   
 $M_{ax} = 0,5 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$
$$M_{ay} = 0,5 M_y$$

II.3.3. Ferraillage suivant lx

a) en travée  
.....

$$M_{tx} = 0,85 \times 803,65 = 683,1 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 683,1 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 100} = 0,0185$$

$$K = 68,5 \quad \epsilon = 0,9401$$

$$A_{tx} = \frac{683,1 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,9401} = 1,853 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 10 / ml = 3,14 cm<sup>2</sup> et e = 25 cm

b) sur appui  
.....

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 0,5 \times 803,65 = 401,825 \text{ kg}$$

$$\mu = \frac{15 \times 401,825 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 100} = 0,011$$

$$K = 91,5 \quad \epsilon = 0,9531$$

$$A_{ax} = \frac{401,825 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,9531} = 1,075 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> e = 25 cm

II.3.4. Ferraillage suivant ly

a) en travée  
.....

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 475,92 = 404,532 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 404,532 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 100} = 0,011$$

$$K = 91,5 \quad \epsilon = 0,9531$$

$$A_{ty} = \frac{404,532 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,9531} = 1,083 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> e = 25 cm

b) sur appui  
.....

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 0,5 \times 475,92 = 237,96 \text{ kg.m}$$

Vu que le moment est faible, on prendra :

$$A_{ay} = A_{ax} = 4 \text{ T } 8 / \text{ ml} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad e = 25 \text{ cm}$$

II.3.5. Vérification

Condition de non fragilité  
.....

$$A_y \geq 0,69 b.h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \frac{1+\rho}{4} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} \times \frac{1+0,73}{4}$$
$$= 0,586 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 0,69 b.h \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cm}} \frac{2-\rho}{2} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} \times \frac{2-0,73}{2}$$
$$= 0,861 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3,92 \text{ cm}^2$$

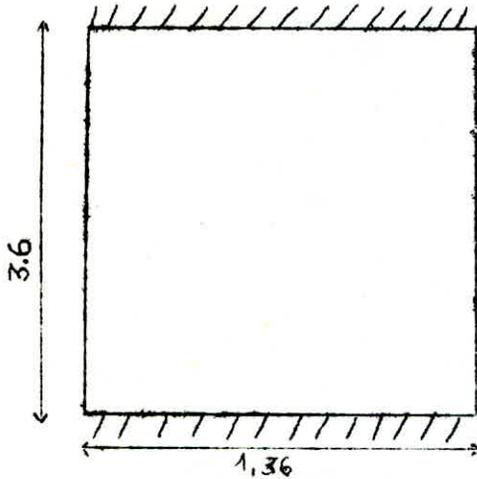
$$A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 2,01 \text{ cm}^2$$

donc, c'est vérifié

III. Calcul des loggias

III.1. Schéma statique



On calcule la loggia comme une poutre de largeur 1 m.

III.2. Charge à considérer

\* poids de la dalle :  $0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$

\* surcharge d'exploitation :  $P = 400 \text{ kg/m}^2$

\* combinaison sous  $SP_1$  :  $G + 1,2 P = 880 \text{ kg/m}^2$

charge sur une bande de 1 m

$q = 880 \times 1,00 = 880 \text{ kg/m}$

III.2.1. moment isostatique

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 880 \times \frac{3,6^2}{8} = 1425,6 \text{ kg.m}$

III.2.2. moment  $M_t$  et  $M_a$

$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 1425,6 = 1069,2 \text{ kg.m}$

$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 1425,6 = 712,8 \text{ kg.m}$

III.3. Ferraillage

a) en travée

$\mu = \frac{15 \times 1069,2 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 100} = 0,0292$

$\epsilon = 0,9261$

$K = 52,3$

$$A_t = \frac{1069,2 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,9261} = 2,945 \text{ cm}^2$$

On prend : 5 T 10 / ml = 3,92 cm<sup>2</sup>

e = 20 cm

b) sur appuis  
.....

$$\mu = \frac{15 \times 712,8 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 100} = 0,0195$$

$$\xi = 0,9387$$

$$K = 66,5$$

$$A = \frac{712,8 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,9387} = 1,937 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup>

e = 25 cm

c) armatures de répartition  
.....

$$\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2}$$

$$0,98 < A_r < 1,96$$

On prend 4 T 6 / ml

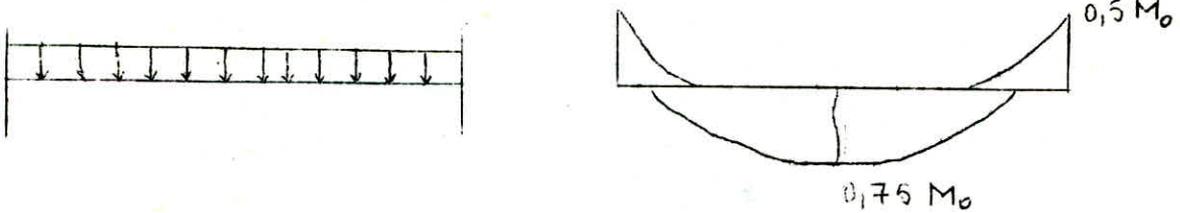
e = 25 cm

IV. Calcul des poutres noyées (16 x 20)

Poutre (1)

On ne fera le calcul que pour la plus sollicitée des poutres ; son rôle est de supporter le mur agglo.

1) Schéma statique



2) Charges à considérer

a) poids du mur

$$(2,82 \times 3,6 = 2,66 \times 1,8) \times 0,16 \times \frac{2200}{3,6} = 525 \text{ kg/ml}$$

b) surcharge d'exploitation : P = 400 kg

$$P = 400 \times 0,20 = 80 \text{ kg/ml}$$

combinaison sous SP<sub>1</sub> :

$$G + 1,2 P = 525 + 1,2 \times 80 = 621,0 \text{ kg/ml}$$

c) moment isostatique

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 6,21 \times \frac{3,6^2}{8} = 1006,02 \text{ kg.m}$$

d) moment M<sub>t</sub> et M<sub>a</sub>

$$M_t = 0,75 M_o = 0,75 \times 1006,02 = 754,515 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,5 M_o = 0,5 \times 1006,02 = 503 \text{ kg.m}$$

3) Ferraillage

a) en travée

$$\mu = \frac{15 \times 754,515 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 20} = 0,103$$

$$\varepsilon = 0,8725$$

$$K = 24,2$$

$$\sigma_b = \frac{2800}{24,2} = 115,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{754,515 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,8725} = 2,206 \text{ cm}^2$$

On prend 2 T 12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

b) sur appuis  
.....

$$\mu = \frac{15 \times 503 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 20} = 0,0687$$

$$\varepsilon = 0,8925$$

$$K = 31,5$$

$$A_t = \frac{503 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,8925} = 1,437 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 2 T 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

4) Vérification des contraintes

a) en travée  
.....

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \times A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 14} = 0,807$$

$$\varepsilon = 0,9519$$

$$K = 89$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{754,515 \times 10^2}{2,26 \times 0,9519 \times 14} = 2505,186 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b^I = \frac{2505,186}{89} = 28,148 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^I = 137 \text{ kg/cm}^2$$

b) sur appuis  
.....

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \times 1,57}{14 \times 20} = 0,56$$

$$\varepsilon = 0,8886$$

$$K = 29,9$$

$$\sigma_a = \frac{503 \times 10^2}{1,57 \times 14 \times 0,8886} = 2575,336 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b^I = \frac{2575,336}{29,9} = 86,131 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^I = 137 \text{ kg/cm}^2$$

5) Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = K \cdot \gamma \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{\phi(1 + 10 \tilde{\omega}_f)}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b}$$

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

a) en travée  
.....

$$\tilde{\omega}_f = \frac{2,26}{2 \times 2 \times 20} = 0,0283$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0283}{12 (1,283)} = 4411,535 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{4,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq \min \left\{ 2800, \max \left( 4411,535 ; 2607 \right) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

b) sur appuis  
.....

$$\tilde{\omega}_f = \frac{1,57}{2 \times 2 \times 20} = 0,0196$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0196}{10 (1,196)} = 3933,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq \min \left\{ 2800, \max \left( 3933,11 ; 3193 \right) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc, la fissuration n'est pas à craindre.

6) Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bc}} = 0,69 \times 14 \times 20 \times \frac{5,9}{4200} = 0,271 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ donc, c'est vérifié}$$

7) Armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fera avec l'effort tranchant max :  $T = q \frac{l}{2} = 621 \times \frac{3,6}{2} = 1117,8 \text{ kg}$ .

Nous utilisons des armatures transversales  $\underline{h}$  à la ligne moyenne. Pour cela, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\varepsilon_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \sigma_b^I < \bar{\sigma}_{b0}^I$$

$$\varepsilon_b \leq \left( 4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b^I}{\bar{\sigma}_{b0}^I} \right) \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}_{b0}^I < \sigma_b^I \leq 2 \bar{\sigma}_{b0}^I$$

$\tau_b$  : contrainte de cisaillement maximale

$\sigma_b'$  : contrainte maximale de compression du béton dans la section pour laquelle on considère  $\tau_b$

Dans notre cas :

$$\sigma_b' = 86,131 \text{ kg/cm}^2$$

On est dans le cas :  $\tau_b' \leq \sigma_b' \leq 2 \tau_b'$

$$\tau_b = \frac{T}{b_o z} = \frac{1117,8}{26 \times \frac{7}{8} \times 14} = 4,562 \text{ kg/cm}^2$$

$$(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_o}'} ) \cdot \tau_b = (4,5 - \frac{86,131}{68,5} ) \cdot 5,9 = 19,131 \text{ kg/cm}^2$$

Donc, on a bien :

$$\tau_b < (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_o}'} ) \cdot \tau_b$$

On choisit un cadre  $\phi$  8 en Fe 24

1 cadre  $\phi$  8  $A_t = 1 \text{ cm}^2$  (2 brins de cadre)

a) contraintes admissibles des armatures

$$\sigma_{at} = \rho \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho = 2/3 \text{ (on suppose qu'il y a reprise de bétonnage)}$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

b) écartement des armatures transversales

$$t = \frac{A_t \cdot z}{T_{\max}} = 1 \times 14 \times \frac{7 \times 1600}{8 \times 1117,8} = 17,53 \text{ cm}$$

$$t = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 \times 14 = 2,8 \text{ cm} \\ t_2 = h (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b'}) = 14 (1 - 0,3 \times \frac{4,562}{5,9}) = 10,75 \text{ cm} \end{cases}$$

On prendra un écartement  $t = 10 \text{ cm}$ , au niveau des appuis, les autres espacements sont donnés par la suite de CAQUOT

c) condition d'appui

La poutre repose sur un voile de 16 cm

$$c = \frac{2 \cdot T}{b_o \cdot \sigma_{b_o}'} = \frac{2 \times 1117,8}{20 \times 68,5} = 1,63 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

d) ancrage  
.....

Longueur de scellement droit en travée :

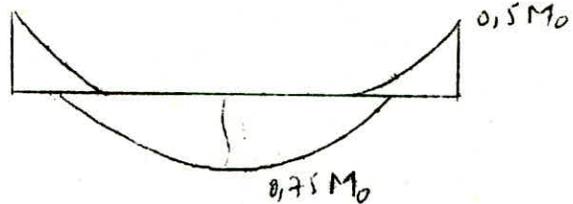
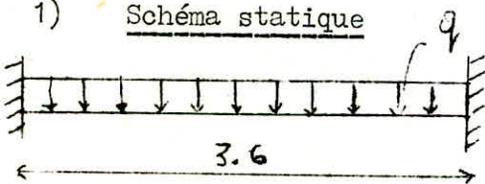
$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\epsilon}_d} = \frac{1,2}{4} \times \frac{2800}{16,59} = 50,63 \text{ cm}$$

$$\bar{\epsilon}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2$$

Poutre (2)

Cette poutre noyée supportant les façades, on ne fera le calcul que pour la plus sollicitée des poutres, ses dimensions sont (16 x 25)

1) Schéma statique



a) charge à considérer  
.....

poids de la façade : 3,06 t

$$q = \frac{P}{L} = \frac{3,06}{3,6} = 0,85 \text{ t/ml}$$

b) moment isostatique - 1  
.....

$$M_o = q \cdot \frac{L^2}{8} = 850 \times \frac{3,6^2}{8} = 1377 \text{ kg.m}$$

c) Moment  $M_t$  et  $M_a$   
.....

$$M_t = 0,75 M_o = 0,75 \times 1377 = 1032,75 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,50 M_o = 0,5 \times 1377 = 688,5 \text{ kg.m}$$

2) Ferraillage

a) en travée  
.....

$$\mu = \frac{15 \times 1032,75 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 25} = 0,1129$$

$$\epsilon = 0,8679$$

$$K = 22,9$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{22,9} = 122,27 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{1032,75 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,8679} = 3,035 \text{ cm}^2$$

On prend : 2 T14 = 3,08 cm<sup>2</sup>

b) sur appui  
.....

$$M_a = 688,5 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 688,5 \times 10^2}{2800 \times 14^2 \times 25} = 0,0753$$

$$\xi = 0,8881$$

$$K = 29,7$$

$$A_a = \frac{688,5 \times 10^2}{2800 \times 14 \times 0,8881} = 1,977 \text{ cm}^2$$

On prend : 2 T 12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

3) Vérification des contraintes

a) en travée  
.....

$$\tilde{\omega}_f = \frac{100 \times A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 3,08}{25 \times 14} = 0,88$$

$$\xi = 0,8671$$

$$K = 22,6$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{1032,75 \times 10^2}{3,08 \times 0,8671 \times 14} = 2762,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2762,15}{22,6} = 122,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

b) sur appui  
.....

$$\tilde{\omega}_f = \frac{100 \times 2,26}{14 \times 25} = 0,6457$$

$$\xi = 0,8821$$

$$K = 27,4$$

$$\sigma_a = \frac{688,5 \times 10^2}{2,26 \times 14 \times 0,8821} = 2466,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{2466,89}{27,4} = 90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

4) Condition de non fissuration

a) en travée :  
.....

$$\tilde{\omega}_f = \frac{3,08}{2 \times 2 \times 25} = 0,0308$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 0,0308}{14 \times 1,308} = 4036,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{14}} = 2413,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq \min \left\{ 2800 \text{ ; } \max (4036,7 \text{ ; } 2413,68) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

b) sur appui

$$\tilde{\omega}_f = \frac{2,26}{2 \times 2 \times 25} = 0,0226$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0226}{12 \times 1,226} = 3686,786 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{12}} = 2607,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq \min \left\{ 2800 \text{ ; } \max (3686,786 \text{ ; } 2607,06) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Donc, pas de risque de fissuration.

5) Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \times b \times H \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 25 \times 14 \times \frac{5,9}{4200} = 0,339 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 3,08 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ donc, c'est vérifié}$$

6) Armatures transversales

Le calcul des armatures transversales se fera avec l'effort tranchant maximal.

$$T = q \frac{l}{2} = 850 \times \frac{3,6}{2} = 1530 \text{ kg}$$

On est dans le cas :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

avec  $\sigma'_b = 122,22 \text{ kg/cm}^2$

On a :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times z} = \frac{1530}{25 \times \frac{7}{8} \times 14} = 4,996 \text{ kg/cm}^2$$

et :

$$\left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{122,22}{68,5}\right) 5,9 = 16,023 \text{ kg/cm}^2$$

Donc, on a bien :

$$\tau_b < \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b$$

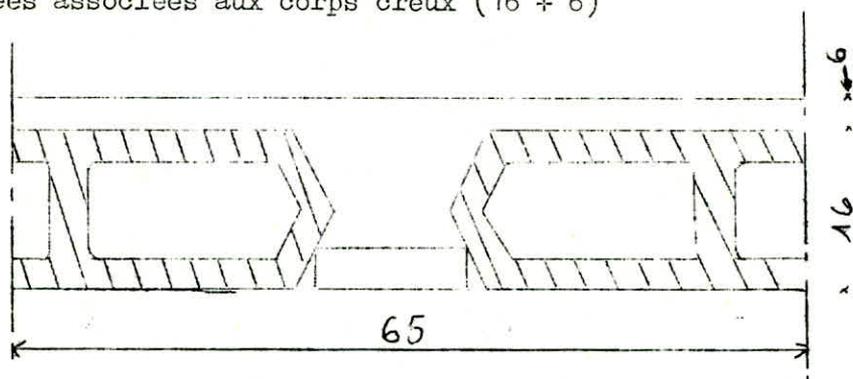
On choisit un cadre  $\phi 8$

1 cadre  $\phi 8$   $A_t = 1 \text{ cm}^2$  (2 brins de cadre)

V. Plancher R.D.C.

1) Introduction

C'est un plancher à corps creux constitué par des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux (16 + 6)



Les poutrelles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton et la table de compression.

Les poutrelles sont calculées sous les sollicitations du 1er genre (G + 1,2 P).

La surface revenant à la poutrelle est :

$$S = lx + b_{o1} = 53 \text{ cm} + 12 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes :

1ère étape :

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée ; elle supportera son poids propre, poids du corps creux et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le corps creux.

2ème étape :

La calcul de la poutrelle finie travaillant comme une poutre en T reposant sur des appuis.

1ère étape

a) charge supportée par la poutrelle

- poids de la poutrelle	: 0,12 x 0,06 x 2500 = 18 kg/ml
- poids du corps creux	: 0,65 x 110 = 71,5 kg/ml
- surcharge pondérée	: 1,2 x 0,65 x 175 = 136,5 kg/ml
	<u>q = 226 kg/ml</u>

b) moment en travée

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 226 \times \frac{3,6^2}{8} = 366,12 \text{ kg.m}$$
$$T_{max} = q \frac{l}{2} = 226 \times \frac{3,6}{2} = 408,8 \text{ kg}$$

c) détermination des armatures

La poutrelle est sollicitée en flexion simple.

On utilise la méthode de Pierre CHARON, l'enrobage est pris  $d = 2$  cm.

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 366,12 \times 10^2}{2800 \times 4^2 \times 12} = 1,021$$

$$\varepsilon = 0,7396 \quad K = 4,2 ; \bar{\rho} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 > K = 4,2$$

\* les armatures comprimées sont donc nécessaires, mais on ne peut pas les placer car la section de béton est trop faible.

Il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

2) Détermination de la largeur de la table de compression

l : distance entre deux faces voisines de 2 nervures consécutives

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{2} \Rightarrow b_1 = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} < \frac{L}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq (6 \text{ à } 8 h_0) \Rightarrow b_1 = 6 \times 6 = 36 \text{ cm}$$

La valeur de  $b_1$  étant limitée à la plus petite des valeurs précédentes, donc, on aura :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

d'où, la valeur de  $b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65$  cm

3) Détermination des moments fléchissants et des efforts tranchants

On a 3 types de poutrelles :

type 1 : poutrelle à 4 travées

type 2 : poutrelle à 3 travées

type 3 : poutrelle à 2 travées

Remarque : la méthode de calcul utilisée pour la détermination des efforts est la méthode forfaitaire donnée par le C.C.B.A. 68 (Art 55) dont les conditions d'application de la méthode sont vérifiées, à savoir

- la fissuration est non préjudiciable
- les travées ont une même section et le rapport des différentes travées sont compris entre 0,8 et 1,25
- la charge permanente est supérieure à 1,5 fois la surcharge d'exploitation.

\* Charge à considérer

$$q = G + 1,2 P = 530 + 1,2 \times 175 = 740 \text{ kg/m}^2$$

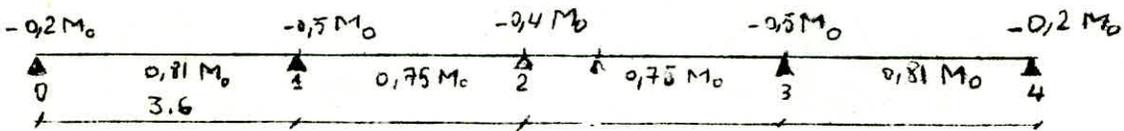
\* Charge répartie revenant à la poutrelle :

$$740 \times 0,65 = 481 \text{ kg/ml}$$

TYPE 1 : poutrelle à 4 travées

a) moment isostatique

$$M_0 = q \frac{l^2}{8}$$



$$M_{01} = 481 \times \frac{3,6^2}{8} = 779,22 \text{ kg.m}$$

b) moments sur appui

$$M_0 = - 155,844 \text{ kg.m}$$

$$M_3 = M_1 = - 389,61 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = - 311,688 \text{ kg.m}$$

c) moments en travée

$$M_{(3-4)} = M_{(0-1)} = 631,168 \text{ kg.m}$$

$$M_{(1-2)} = 549,35 \text{ kg.m}$$

$$M_{(2-3)} = 549,35 \text{ kg.m}$$

d) efforts tranchants

$$T_0 = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = 481 \times \frac{3,6}{2} + \frac{155,844 - 389,61}{3,6} = 800,865 \text{ kg}$$

$$T_1 = - 930,735 \text{ kg} \quad * T_1 = - q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_1 = 747,474 \text{ kg}$$

$$T_2 = - 695,526 \text{ kg}$$

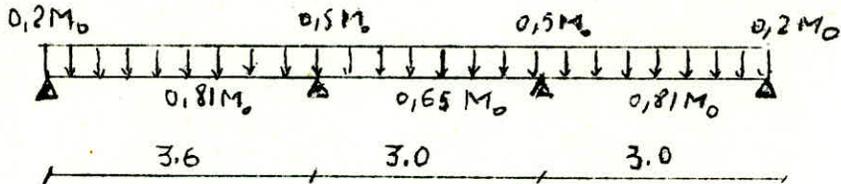
$$T_2 = + 844,155 \text{ kg}$$

$$T_3 = - 887,445 \text{ kg}$$

$$T_3 = 864,488 \text{ kg}$$

$$T_4 = - 722,811 \text{ kg}$$

TYPE 2 :



a) moment sur appui  
.....

$$M_3 = M_0 = - 155,844 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = M_1 = - 389,61 \text{ kg.m}$$

b) moment en travée  
.....

$$M_{(2-3)} = M_{(0-1)} = 631,168 \text{ kg.m}$$

$$M_{(1-2)} = 506,493 \text{ kg.m}$$

c) efforts tranchants  
.....

$$T_0 = 800,865 \text{ kg}$$

$$T_4 = - 643,578 \text{ kg}$$

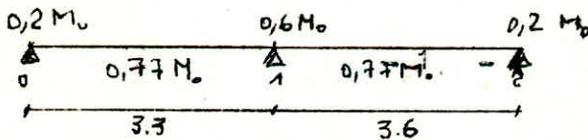
$$T_1 = - 930,735 \text{ kg}$$

$$T_1 = 721,5 \text{ kg}$$

$$T_2 = - 721,5 \text{ kg}$$

$$T_2 = 799,422 \text{ kg}$$

TYPE 3



a) moments sur appui  
.....

$$M_0 = M_2 = - 155,844 \text{ kg}$$

$$M_1 = 467,532 \text{ kg}$$

b) moments en travée  
.....

$$M_{(0-1)} = M_{(1-2)} = 600 \text{ kg.m}$$

c) efforts tranchants  
.....

$$T_0 = + 699,2 \text{ kg}$$

$$T_1 = - 888,1 \text{ kg}$$

$$T_1 = 952,8 \text{ kg}$$

$$T_2 = - 779,22 \text{ kg}$$

4) Détermination des armatures longitudinales

Le ferrailage est calculé sous les efforts les plus défavorables

$$M_t = 631,168 \text{ kg.m}$$

$$l = 3,6 \text{ m}$$

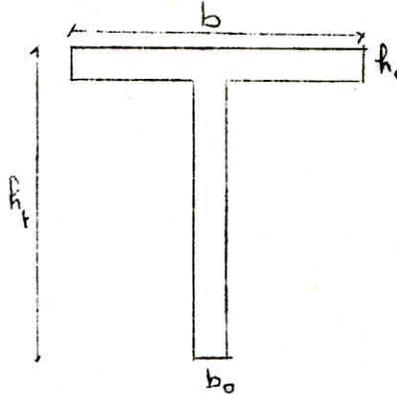
$$h_t = 22 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_o = 12 \text{ cm}$$

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

$$h_o = 6 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 631,168 \times 10^2}{2800 \times 20^2 \times 65} = 0,013$$

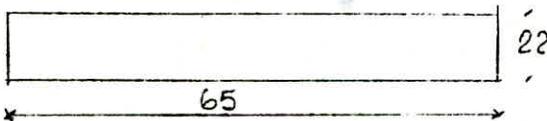
$$\varepsilon = 0,9492$$

$$K = 83,5$$

$$\alpha = 0,1523$$

$$y = \alpha \cdot h = 0,1523 \times 20 = 3,04 \text{ cm} < h_o = 6 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire.



$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 < k = 74$$

donc, les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot R} = \frac{631,168 \times 10^2}{2800 \times 20 \times 0,9492} = 1,187 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 1 \text{ T } 12 + 2 \text{ T } 6 = 1,69 \text{ cm}^2$$

5) Ferrailage des appuis

Les armatures des appuis sont déterminées sous le moment max.

$$M_{ax} = - 467,532 \text{ kg.m}$$

remarque : le moment étant négatif, la table de compression étant tendue, on néglige les ailes dans les calculs, on aura une section rectangulaire de dimensions ( $b_o \times h$ )

$$b_o = 12 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{15 \times 467,532 \times 10^2}{2800 \times 20^2 \times 12} = 0,0522$$

$$\varepsilon = 0,9044 \quad K = 37,1$$

$$\bar{K} = 20,44 < K = 37,1 \quad \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{467,532 \times 10^2}{2800 \times 0,9044 \times 20} = 0,923 \text{ cm}^2$$

On prend 1 T 12 = 1,13 cm<sup>2</sup>

6) Vérifications

a) des contraintes  
.....

- en travée : A = 1,69 cm<sup>2</sup> ; b = 65 cm ; h = 20 cm ; M = 631,168 kg.m

$$\tilde{\omega}_f = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 1,69}{20 \times 65} = 0,13$$

$$\varepsilon = 0,9404 \quad K = 69,1 ; \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = 1985,7 \text{ kg/cm}^2 < 2800$$

$$\sigma_b' = \frac{1985,7}{69,1} = 28,73 \text{ kg/cm}^2 = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- aux appuis : A = 1,13 cm<sup>2</sup> ; b<sub>o</sub> = 12 cm ; h = 20 cm ; M = 467,532 kg.m

$$\tilde{\omega}_f = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 20} = 0,470$$

$$\varepsilon = 0,8963 \quad K = 33,2$$

$$\sigma_a = \frac{467,532}{1,13 \times 0,8963 \times 20} = 2308,07 \text{ kg/cm}^2 < = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{2308,07}{33,2} = 69,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

b) condition de non fragilité  
.....

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{cm}}$$

en travée : A > 0,69 x 65 x 20 x  $\frac{5,9}{2800}$  = 1,26 cm<sup>2</sup> (vérifié)

aux appuis : A > 0,69 x 20 x 12 x  $\frac{5,9}{4200}$  = 0,208 cm<sup>2</sup> (vérifié)

c) vérification de la flèche (C.C.B.A. 68 Art. 58.4)  
.....

Si les 3 conditions suivantes sont vérifiées, la justification de la flèche est inutile :

1)  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_o}$       l : portée de la travée

M<sub>t</sub> : moment en travée

2)  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$       M<sub>o</sub> : moment isostatique

h<sub>t</sub> : hauteur utile

3)  $\frac{A}{b \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{cm}}$       A : section d'acier

On étudie la travée la plus défavorable :

$l = 3,6 \text{ m} ; M_t = 631,168 \text{ kg.m} ; M_o = 779,22 \text{ kg.m} ; A = 1,69 \text{ cm}^2$

1)  $\frac{ht}{l} = \frac{22}{360} = 0,0611 > \frac{M_t}{15 \cdot M_o} = 0,054$  (vérifié)

2)  $\frac{ht}{l} = 0,0611 > \frac{1}{22,5} = 0,0444$  (vérifié)

3)  $\frac{A}{b_o \cdot h} = \frac{1,69}{12 \times 20} = 0,007 < \frac{36}{\sigma_{an}} = 0,0086$  (vérifié)

Donc, la vérification de la flèche est inutile.

d) Vérification de l'adhérence (C.C.B.A. 68 Art. 29)

On doit vérifier :  $\tau_d < \bar{\tau}_d$

$\tau_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

$\psi = 1,5$  pour les barres à haute adhérence

$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z}$

p : périmètre de la barre

n : nombre de barres

$T_{max} = 952,38 \text{ kg}$

$\tau_d = \frac{8 \times 952,38}{7 \times 20 \times 1,2 \times \dots} = 14,435 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

Donc, pas de risque d'entraînement des barres.

7) ARMATURES TRANSVERSALES :

Le calcul des armatures transversales se fera avec l'effort tranchant maximal. On adoptera pour toutes les poutrelles ces armatures.

Nous utilisons des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. Pour calà, on doit vérifier les conditions suivantes :

$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$  si  $\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b0}$

$\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}}) \cdot \bar{\sigma}_b$  si  $\bar{\sigma}_{b0} < \sigma_b' \leq 2 \cdot \bar{\sigma}_{b0}$

$\tau_b$  : contrainte de cisaillement maximale

$\sigma_b'$  : contrainte maximale de compression du béton dans la section pour laquelle on considère  $\tau_b$ .

Dans notre cas :

$$\sigma_b' = 69,52 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{on est dans le cas : } \sigma_b' < \sigma_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{952,38}{12 \times \frac{7}{8} \times 20} = 4,535 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left( 4,5 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b'} \right) \bar{\sigma}_b = \left( 4,5 - \frac{69,52}{68,5} \right) \times 5,9 = 20,562 \text{ kg/cm}^2$$

Donc, on a bien :

$$\bar{\epsilon}_b < \left( 4,5 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b'} \right)$$

\* on choisit un étrier vertical de  $\phi$  6 en Fe 24

$$1 \text{ étrier } \phi 6 \quad A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ brins})$$

a) contraintes admissibles des armatures :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \sigma_{em} \quad \text{avec } \rho = \frac{2}{3} \quad \text{on suppose qu'il y a reprise de bétonnage.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

b) écartement des armatures

$$t = \frac{A_t \cdot z}{T_{\max}} = \frac{0,56 \times 7 \times 20 \times 1600}{8 \times 952,38} = 16,46 \text{ cm}$$

$$t = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = 20 \left( 1 - 0,3 \times \frac{4,535}{5,9} \right) = 15,38 \text{ cm} \\ \bar{t}_1 = h \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \\ \bar{t}_2 = 0,2 h = 0,2 \times 20 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

On prendra un écartement  $t = 10 \text{ cm}$  au niveau des appuis ; les autres espacements seront donnés par la suite de CAQUOT, tout en respectant l'Art. 25-12 du C.C.B.A.68 qui recommande que  $t \leq 20 \text{ cm}$

La table de compression sera armée par un treillis soudé ( $\phi$  6), cependant, les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

\* 20 cm pour les armatures  $\perp$  aux nervures

\* 33 cm pour les armatures // aux nervures

On adoptera un treillis soudé de 20 x 20 en  $\phi$  6, soit 5  $\phi$  6 / ml

$$A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les sections des armatures, conformément à l'art. 58-2 (C.C.B.A.68) présentent une section au mètre linéaire telle que :

A  $\perp$  nervures / ml  $\geq \frac{43}{\sigma_{en}}$  lx où lx : distance entre nervures

$$\frac{43 \text{ lx}}{\sigma_{en}} = \frac{43 \times 65}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2 < A = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A // \text{ nervures / ml} = \frac{A \perp}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

$$A \perp \text{ nervures / ml} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{43 \text{ lx}}{\sigma_{en}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A // \text{ nervures / ml} = 1,41 \text{ cm}^2 > \frac{A \perp}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

## CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE

### 1) INTRODUCTION

Le bloc que constitue le bâtiment doit être ceinturé par un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau du 1er plancher.

Ce voile a pour rôle de transmettre les forces excédentaires aux sections de béton avoisinantes, ainsi, il augmente la rigidité des fondations

Conformément au RPA 81 Art. 3.3.3.5. : le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

$$e \geq 15 \text{ cm} \quad \text{On prend } e = 16 \text{ cm}$$

### 2) FERRAILLAGE

Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section  $\geq 0,20$  % de la section transversale du béton avec un recouvrement  $\geq 50 \phi$  équerre de renforcement dans les angles.

### 3) CALCUL

$$A \geq \frac{0,20}{100} \times 16 \times 100 = 3,2 \text{ cm}^2 \text{ par m l de longueur.}$$

On adopte 5 T 10 / ml / face ( $A = 3,92 \text{ cm}^2$ )

Armatures longitudinales de peau  $\geq 2 \text{ cm}^2$  / face / ml de hauteur, on adopte 5 T 8 ( $2,51 \text{ cm}^2$ ) / face / ml.

CHAPITRE 9

CALCUL

DES

FONDATIONS

## CALCUL DES FONDATIONS

### I. INTRODUCTION

L'adoption d'un radier général comme fondation pour notre bâtiment est une solution très avantageuse en raison des facteurs suivants :

- sol peu résistant :  $\bar{\sigma}_s = 1,4 \text{ kg/cm}^2$
- rapprochement des voiles les uns des autres (impossibilité d'envisager la solution des semelles filantes).
- poids de l'ouvrage très important.

Le radier adopté sera constitué d'une dalle d'épaisseur uniforme. Le radier est infiniment rigide et indéformable dans son ensemble. Les charges de superstructure se répartiront donc de façon à créer une réaction uniforme sur le sol.

Pour ce qui est du calcul, le radier fonctionne comme un plancher renversé. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier.

### II. CALCUL DU RADIER

#### A. CHARGE SOUS S.P.<sub>1</sub>

Poids de l'ouvrage :  $G + 1,2 P = 2020 \text{ t}$

#### 1) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S_{necess}} \Rightarrow S_{necess} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2020}{14} = 201,428 \text{ m}^2$$

La surface sous le bâtiment est :  $266,60 \text{ m}^2$  ; cette surface suffira pour le radier sans débord. Etant donné que le débordement est obligatoire (minimum prescrit par le C.T.C. : 30 cm), nous avons choisi un débord de 0,5 m.

$$S_T = 306,75 \text{ m}^2$$

#### 2) Pression sous le radier

$$P = \frac{N}{S} = \frac{2020}{306,75} = 9,193 \text{ t/m}^2$$

3) Prédimensionnement du radier

a) condition de l'effort de cisaillement  
.....

Le radier est une dalle ; on déterminera son épaisseur à partir de la contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$T_{max} = q \cdot \frac{1}{2} = 9,193 \times \frac{3,6}{2} = 16,547 \text{ t}$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{8 T_{max}}{7 \times 1,15 \times \bar{\sigma}_b \cdot b} = \frac{8 \times 16,547 \times 10^3}{7 \times 1,15 \times 5,9 \times 100} = 27,87 \text{ cm}$$

On prend  $h = 30 \text{ cm}$  et  $d = 5 \text{ cm}$

$$\Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

b) condition forfaitaire  
.....

Le radier ne peut efficacement jouer son rôle répartiteur des charges que s'il est assez raide

$$\text{avec } h_t \geq \frac{1}{10} = \frac{356}{10} = 35,6 \text{ cm}$$

On prendra  $h_t = 40 \text{ cm}$

4) Vérification de la contrainte du sol

On vérifie qu'en tenant compte du poids du radier on ne dépasse pas la contrainte  $\bar{\sigma}_\Delta$

- poids du radier :  $306,75 \times 0,4 \times 2,5 = 306,75 \text{ t}$

- poids du bâtiment :  $2820 \text{ t}$

$$N = 3126,75 \text{ t}$$

$$\frac{N}{S} = \frac{3126,75}{306,75} = 10,193 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_\Delta = 14 \text{ t/m}^2$$

5) Vérification au poinçonnement

Conformément aux règles C.C.B.A. (Art. 39,54) on fera une vérification au poinçonnement. Cette vérification se fera pour le voile le plus sollicité sous  $G + 1,2 P$ . La condition de non poinçonnement sous le mur est donnée par :

$$\frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,73 \text{ kg/cm}^2$$

$P_c$  : périmètre du contour cisailé

$h_t$  : hauteur totale du radier

Le voile le plus sollicité est V T 2

N = 396,1 t longueur du voile : l = 11,28 m

P<sub>c</sub> = 2 [(100 + 40) + (20 + 40)] = 400 cm

N/ml =  $\frac{396,1}{11,28}$  = 35,115 t/ml

d'où :  $\frac{1,5 \times 35,115 \times 10^3}{400 \times 40}$  = 3,292 kg/cm<sup>2</sup>

<  $\bar{\sigma}_b = 6,78$  kg/cm<sup>2</sup>

6) Vérification au soulèvement

Effet de sous pression

On doit vérifier que :

P ≥ 1,5 x S x z

P : poids total du bâtiment

S : surface du sol en m<sup>2</sup>.

z : pression hydrostatique en t/m<sup>2</sup>

On a : z = 3,01 m (on prendra le cas le plus défavorable)

S = 306,75 m<sup>2</sup>

P = G = 2533 t

d'où : 1,5 x S x z = 1,5 x 306,75 x 3,01 = 1384,97 < G = 2533 t

B. CHARGES SOUS S.P.2.

Sous S.P.<sub>2</sub> le radier est soumis à 2 efforts N et M (moment de renversement).

N'<sub>2</sub> = poids sous SP<sub>2</sub> du bâtiment + poids du radier = N<sub>2</sub> + P<sub>r</sub>

N<sub>2</sub> = 2763,5 t } → N' = 3070,25 t

P<sub>r</sub> = 306,75 t

M<sub>S</sub> = 3743,053 t

V = 235,172 t

M<sub>T</sub> = 3743,053 + (1,1 + 0,4) x 235,172 = 4095,811 t.m

a) sens longitudinal

I<sub>x</sub> = 9160,2 m<sup>4</sup>

V<sub>x</sub> = 10,4 m

σ<sub>1</sub> =  $\frac{3070,25}{306,75} + \frac{4095,811 \times 10,4}{9160,2}$  = 14,675 t/m<sup>2</sup>

σ<sub>2</sub> =  $\frac{3070,25}{306,75} - \frac{4095,811 \times 10,4}{9160,2}$  = 5,358 t/m<sup>2</sup>

On doit vérifier que la contrainte  $\sigma_m \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_d$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 12,345 \text{ t/m}^2 < 1,33 \times 14 = 18,62 \text{ t/m}^2$$

b) sens transversal  
.....

$$I_y = 6919 \text{ m}^4$$

$$V_y = 9,416 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{3070,25}{306,75} + \frac{4095,811 \times 9,416}{6919} = 15,582 \text{ t/m}^2 < 1,4 \cdot \bar{\sigma}_s = 21 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{3070,25}{306,75} - \frac{4095,811 \times 9,416}{6919} = 4,435 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 12,795 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_d = 18,62 \text{ t/m}^2$$

C. CHARGES A PRENDRE POUR LE CALCUL DU RADIER

On détermine la réaction du sol sans tenir compte du poids du radier.

Charge du radier :  $0,4 \times 2,5 = 1 \text{ t/m}^2$

a) sens transversal  
.....

$$q_1 = \sigma_T - q = 15,582 - 1 = 14,582 \text{ t/m}^2$$

b) sens longitudinal  
.....

$$q_2 = \sigma_L - q = 14,675 - 1 = 13,675 \text{ t/m}^2$$

\* sous SP<sub>1</sub> on prendra  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   $q = 9,193 \text{ t/m}^2$

\* sous SP<sub>2</sub> on prendra  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $q = 14,582 \text{ t/m}^2$

$$\frac{\bar{\sigma}_a(SP_2)}{\bar{\sigma}_a(SP_1)} = \frac{4200}{2800} = 1,5$$

$$\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{14,582}{9,193} = 1,586 > 1,5$$

Les sollicitations du second genre (SP<sub>2</sub>) sont plus défavorables que celles du premier genre (SP<sub>1</sub>).

Le radier sera étudié dans son ensemble suivant les deux directions.

Remarque :

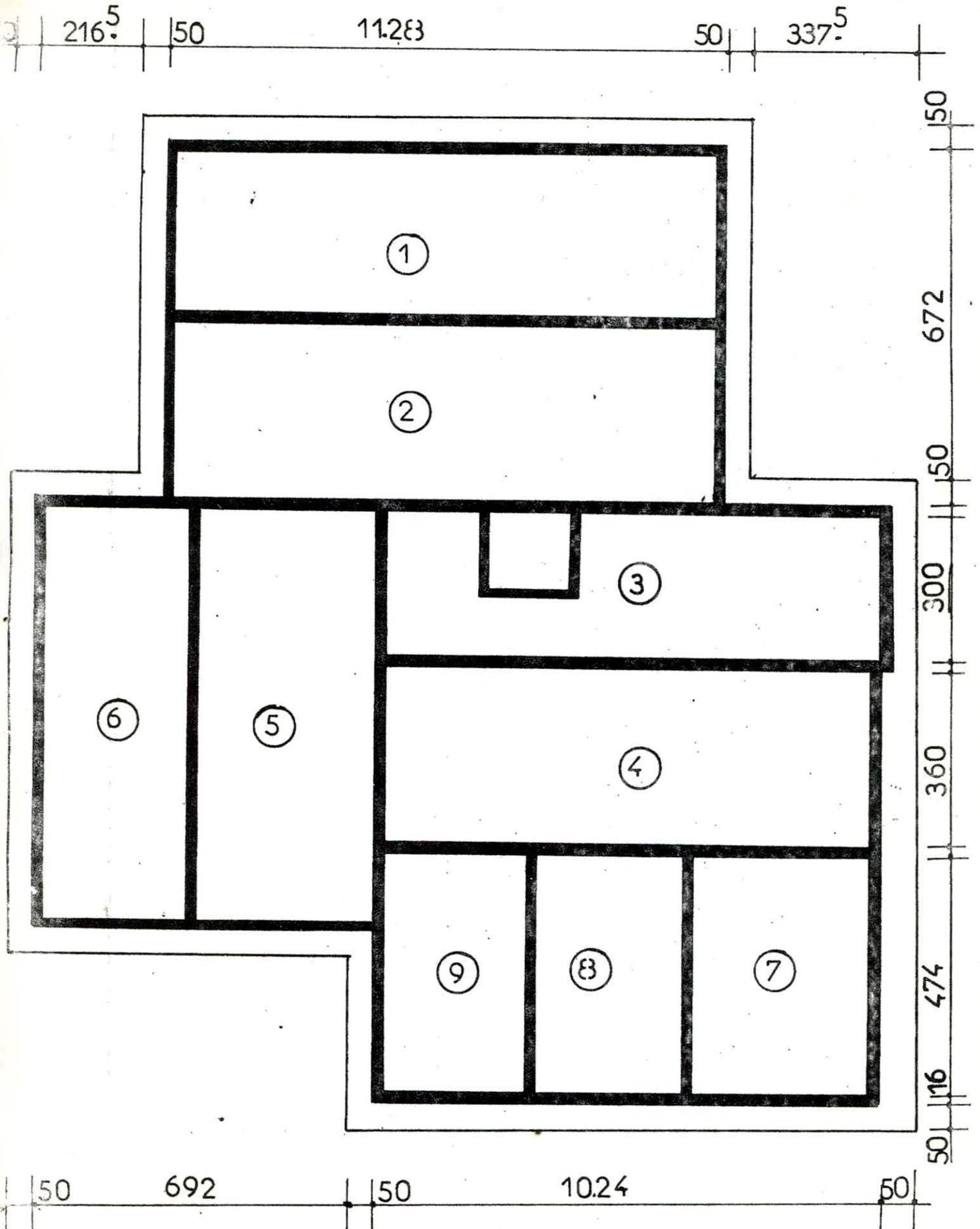
Pour le calcul du radier, nous utiliserons les valeurs suivantes :

$$q = 14,582 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{em} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_t = 40 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm}$$

DIMENSIONS DU RADIER



III. FERRAILLAGE DES PANNEAUX

A. PANNEAUX : 1 - 2 - 3 - 4 - 6

Panneaux	1	2	3	4	6
lx	3,30	3,60	3,00	3,60	3,00
ly	10,96	10,96	10,08	9,92	8,5
$\frac{lx}{ly} = \rho$	0,301	0,323	0,297	0,362	0,352

On a  $\rho < 0,4 \Rightarrow$  que nos panneaux travaillent suivant un sens (le sens de la petite portée).

Vu que les dimensions sont presque identiques, on ne fera le calcul que pour le panneau le plus sollicité.

1) Calcul du moment isostatique

$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 14,582 \times \frac{3,6^2}{8} = 23,622 \text{ t.m}$$

2) Calcul de  $M_t$  et  $M_a$

$$M_t = 0,8 M_0 = 0,8 \times 23,622 = 18,897 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,75 M_0 = 0,75 \times 23,622 = 17,716 \text{ t.m}$$

Remarque

Le ferrailage se fera par la méthode de Pierre CHARON. On utilisera - du Tor

- h = 35 cm

- b = 100 cm

-  $\sigma_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

-  $\sigma_{b2} = 1,5 \times \sigma_{b1} = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

3) Ferrailage suivant lx

a) en travée :  $M = 18,897 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_{eu} \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 18,897 \times 10^5}{4200 \times 35^2 \times 100} = 0,0551$$

$\xi = 0,9021$        $K = 36$

$$A = \frac{M}{\sigma_{eu} \cdot h \cdot \xi} = \frac{18,897 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 0,9021} = 14,25 \text{ cm}^2$$

On prend 3 T 16 / ml = 16,08 cm<sup>2</sup>      e = 12,5 cm

b) sur appui : M = 17,716 t.m

$$\mu = \frac{15 \times 17,716 \times 10^5}{4200 \times 35^2 \times 100} = 0,0517$$

$$\xi = 0,9047 \quad K = 37,7$$

$$A = \frac{17,716 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 0,9047} = 13,321 \text{ cm}^2$$

On prend 7 T 16 / ml = 14,07 cm<sup>2</sup> et e = 14 cm

4) Ferraillage suivant ly

a) sur appui

On prend Aay = Aax = 7 T 16 / ml et e = 14 cm

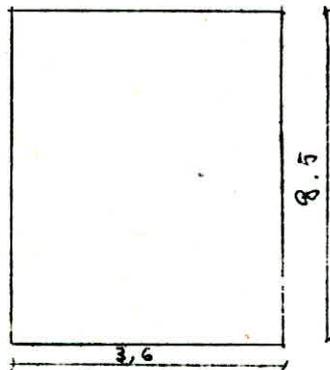
b) armatures de répartition

$$\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2}$$

$$4,02 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 8,04 \text{ cm}^2$$

On prend 5 T 14 / ml = 7,69 cm<sup>2</sup> et e = 20 cm

B. PANNEAUX 5.



$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{8,5} = 0,423$$

Donc notre panneau travaille suivant lx et ly.

1) Calcul de M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub> par la méthode PIGEAUT

$$M_x = (M_1 + \gamma M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \gamma M_1)P$$

On a d'après les abaques de PIGEAUT

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{8,5} = 0,423 \quad M_1 = 0,046$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{8,5}{3,6} = 2,361 \quad M_2 = 0,007$$

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 14,582 \times 3,6 \times 8,5 = 446,209 \text{ t}$$

$$M_x = (0,046 + 0,15 \times 0,007) \times 446,209 = 20,209 \text{ t.m}$$

$$M_y = (0,007 + 0,15 \times 0,046) \times 446,209 = 6,202 \text{ t.m}$$

2) Calcul de M<sub>a</sub> et M<sub>t</sub>

a) suivant l<sub>x</sub>  
.....

$$M_t = 0,85 M_x = 0,8 \times 20,994 = 16,795 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,75 M_x = 0,75 \times 20,994 = 15,745 \text{ t.m}$$

b) suivant l<sub>y</sub>  
.....

$$M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 6,202 = 5,271 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,75 M_y = 0,75 \times 6,202 = 4,651 \text{ t.m}$$

3) Ferraillage

a) suivant l<sub>x</sub>  
.....

1/ en travée : M = 16,795 t.m

$$\mu = \frac{15 \times 16,795 \times 10^5}{4200 \times 35^2 \times 100} = 0,049$$

$$\varepsilon = 0,9071 \quad K = 38,8$$

$$A = \frac{16,795 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 0,9071} = 12,595 \text{ cm}^2$$

On prend : 7 T 16 / ml = 14,07 cm<sup>2</sup>

e = 14 cm

2/ sur appui : M = 15,745 t.m

$$\rho = \frac{15 \times 15,745 \times 10^5}{4200 \times 35^2 \times 100} = 0,0459$$

$$\xi = 0,9098 \quad K = 40,3$$

$$A = \frac{15,745 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 0,9098} = 11,772 \text{ cm}^2$$

On prend : 6 T 16 / ml = 12,06 cm<sup>2</sup>      e = 16 cm

b) suivant ly  
.....

1/ en travée : M = 5,271 t.m

$$\rho = \frac{15 \times 5,271 \times 10^5}{4200 \times 35^2 \times 100} = 0,0154$$

$$\xi = 0,9451 \quad K = 76$$

$$A = \frac{5,271 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 0,9451} = 3,794 \text{ cm}^2$$

On prend 6 T 10 / ml      e = 16 cm

2/ sur appui

On prend May = Max = 6 T 16 / ml = 12,06 cm<sup>2</sup>      e = 16 cm

C. PANNEAUX 7 - 8 - 9

Panneaux	7	8	9
lx	3,6	3,00	3,00
ly	4,9	4,90	4,9
$\rho = \frac{lx}{ly}$	0,734	0,612	0,612

On a :  $\rho > 0,4 \Rightarrow$  que nos panneaux travaillent suivant lx et ly

1     †

1) Calcul de  $M_x$  et  $M_y$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

On a d'après les abaques de PIGEAUT

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{4,9} = 0,734 \rightarrow M_1 = 0,048$$

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4,9}{3,6} = 1,361 \rightarrow M_2 = 0,025$$

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 14,582 \times 3,6 \times 4,9 = 257,226 \text{ t}$$

$$M_x = (0,048 + 0,15 \times 0,025) 257,226 = 13,311 \text{ t.m}$$

$$M_y = (0,025 + 0,15 \times 0,048) 257,226 = 8,282 \text{ t.m}$$

2) Calcul de  $M_a$  et  $M_t$

a) suivant  $l_x$   
.....

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 13,311 = 11,314 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,75 M_x = 0,75 \times 13,311 = 9,983 \text{ t.m}$$

b) suivant  $l_y$   
.....

$$M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,282 = 7,039 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,75 M_y = 0,75 \times 8,282 = 6,211 \text{ t.m}$$

3) Ferraillage

a) en travée suivant  $l_x$  :  $M = 11,314 \text{ t.m}$   
.....

$$\mu = \frac{15 \times 11,314 \times 10^5}{4200 \times 35^2 \times 100} = 0,033$$

$$\varepsilon = 0,9219 \qquad K = 49$$

$$A = \frac{11,314 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 0,92 \times 19} = 8,343 \text{ cm}^2$$

On prend 8 T 12 / ml = 9,05 cm<sup>2</sup> et e = 12,5 cm

sur appui : M = 9,983 t.m  
.....

$$\mu = \frac{15 \times 9,983 \times 10^5}{4200 \times 35^2 \times 100} = 0,0291$$

$$\Sigma = 0,9262 \qquad K = 52,7$$

$$A = \frac{9,983 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 0,9262} = 7,332 \text{ cm}^2$$

On prend 7 T 12 / ml = 7,92 cm<sup>2</sup>

e = 14 cm

b) suivant ly  
.....

en travée : M<sub>t</sub> = 7,039 t.m  
.....

$$\mu = \frac{15 \times 7,039 \times 10^5}{4200 \times 35^2 \times 100} = 0,0205$$

$$\Sigma = 0,9371 \qquad K = 64,5$$

$$A = \frac{7,039 \times 10^5}{4200 \times 35 \times 0,9371} = 5,11 \text{ cm}^2$$

On prend : 7 T 10 / ml = 5,49 cm<sup>2</sup>

e = 14 cm

sur appui :  
.....

On prendra M<sub>ay</sub> = M<sub>ax</sub> = 7 T 12 / ml = 7,92 cm<sup>2</sup> et e = 14 cm

## B I B L I O G R A P H I E

- Règles techniques C.C.B.A. 68/70
- Règles parasismiques algériennes R.P.A. 81
- Compléments aux règles parasismiques
- Calcul des tours en béton armé "MARIUS DIVER"
- ~~Tableaux~~ Tables pour le calcul des dalles et des parvis "R. BARES"
- Calcul et vérification des ouvrages en B.A. "P. CHARON"
- Traité de béton armé tome 4 "A. GUERRIN".
- Aide mémoire en B.A. "DUNOD"
- Cours de béton "E.N.P.A."

