

72/85

1 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE - CIVIL

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT D'HABITATION  
R + 5

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

KEDJAOUER.M

ATTAF .B

PROMOTION :

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement et de la recherche scientifique.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie civil

FILIERE D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION R+5

OSSATURE EN VOILE

Proposé par:  
O.C.T.C.

Etudié par:  
ATTAF Brahim  
KEDJAOUER Moussa

Dirigé par:  
M<sup>r</sup> BLOUD

Promotion Juin 85

## TABLE DES MATIERES

### CHAPITRES :

	Page
1 Présentation de l'ouvrage.....	1
2 Caracteristiques mécaniques des matériaux....	3
3 Charges & surcharges.....	7
4 Descente de charges.....	10
5 Calcul des inerties équivalentes.....	16
6 Calcul des centres de masse & d'inertie.....	20
7 Calcul pseudo-dynamique.....	28
8 Calcul au seisme.....	34
9 Calcul des déformations.....	36
10 Etude au vent.....	38
11 Etude au contreventement.....	44
12 Efforts dans les éléments de refends.....	49
13 Supperposition des sollicitations.....	55
14 Calcul des éléments.....	59
15 Ferrailage des voiles.....	81
16 Ferrailage des linteaux.....	89
17 Calcul des fondations.....	93
18 Bibliographie.....	99

# REMERCIEMENTS

**N**ous tenons vivement à exprimer notre sincère reconnaissance et toute notre gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Nos vifs remerciements aux membres de jury, qui nous fait l'honneur de juger notre travail.

Que notre promoteur Monsieur BLOUD trouve ici nos vifs remerciements pour ses conseils éclairés et son aide si efficace.

Nous sommes très reconnaissants envers :

Abdelouaheb IRKI

Noureddine OUAZIT

H. Mohamed

Farsi

Ajjiz

PIESCIKOWSKI

EL-BEY

SAHI Lounes

# DEDICACES

Je dedie ce modeste travail à :

- Mon père et ma mère en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
- Mes grands parents.
- Mes frères et mes sœurs.
- Mon cousin ALI.
- Mes frères croyants.
- Toute ma famille.
- Tous Ceux qui me sont chers.

قجاور موسیٰ.

KEDJAOUEK.

# DEDICACES

Je dedie ce modeste travail

A ma mère  
et

à la memoire de mon père

à mes sœurs

à mes frères, en particulier Mohamed-Tahar  
pour ses encouragements

à tous mes amis(es), en particulier Tabti F.

à tous les membres de la famille Bouali (S.G.T.C)

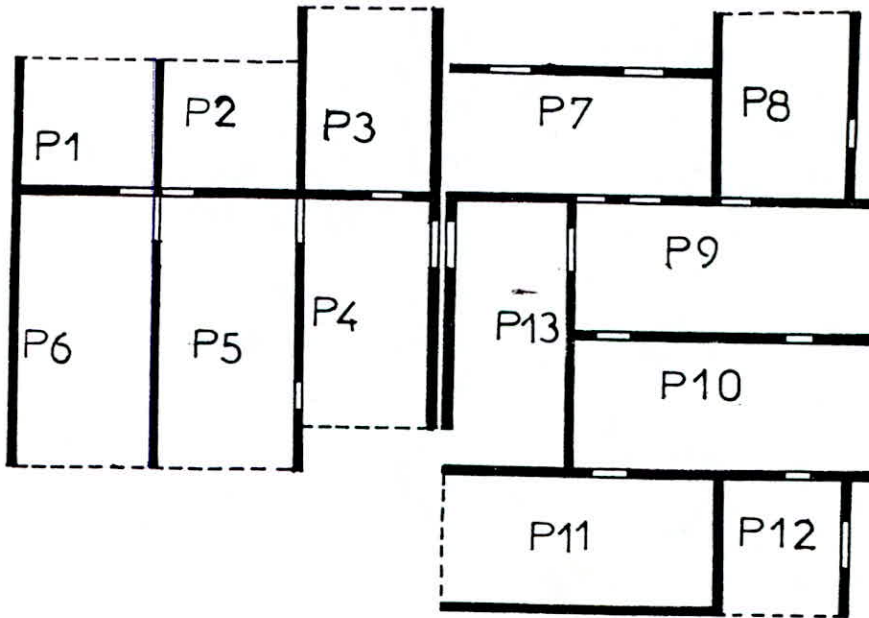
à tous ceux qui me sont chers.

- ATTAF Brahim -

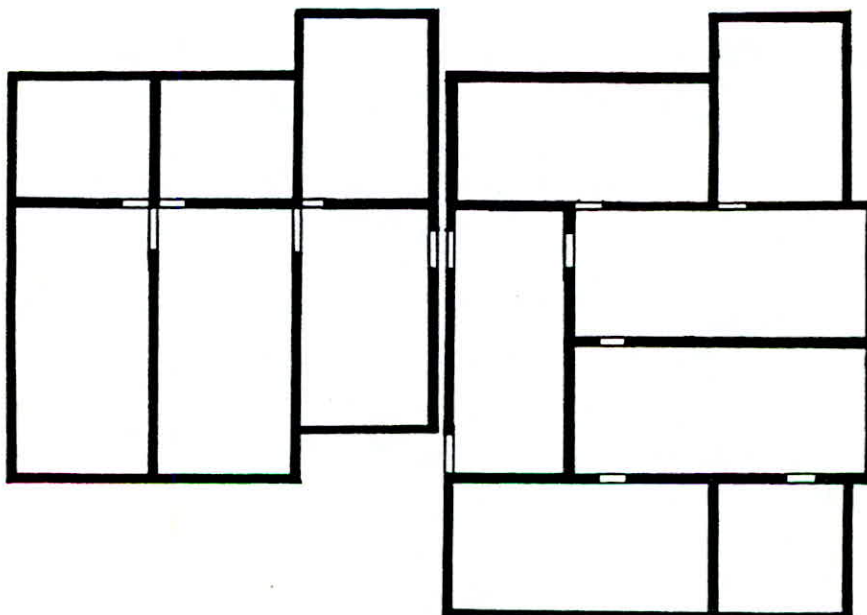


Représentation des voiles au niveau de l'étage courant et R.D.C

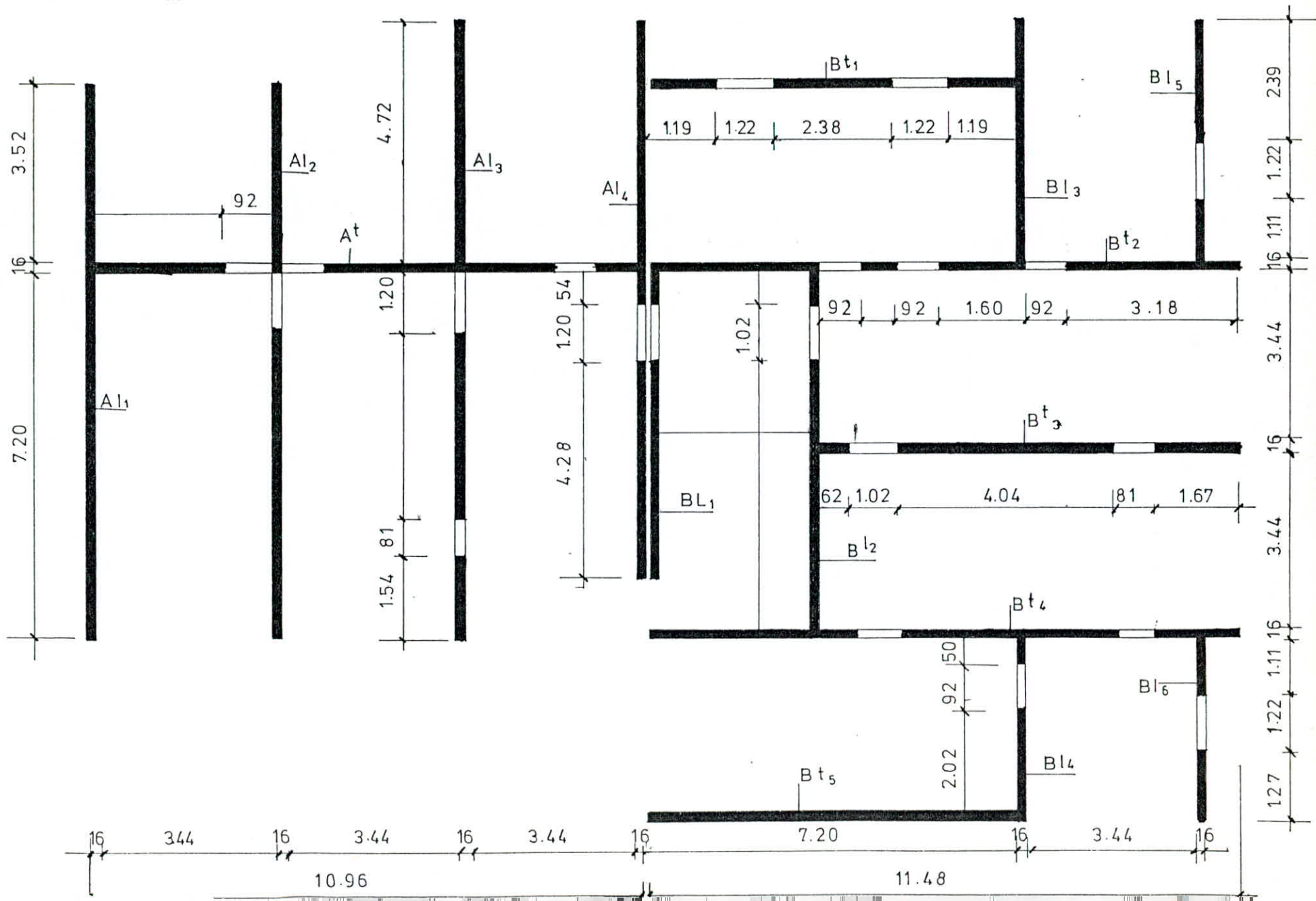
$P_j$  désigne les numéros des panneaux de dalles  
 $j = 1, 2, \dots, 13$



Représentation des voiles du vide sanitaire



ECHELLE : 1:100

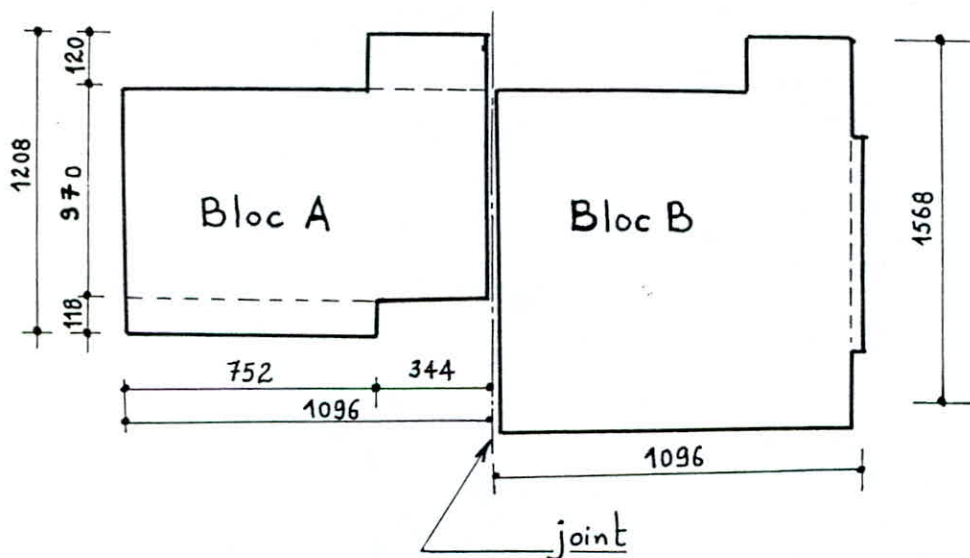




## PRESENTATION

Le projet qui nous a été proposé par l'O.C.T.C consiste à étudier la structure résistante d'un bâtiment R.D.C + 5 étages destiné à usage d'habitation qui sera implanté dans la wilaya de MEDEA (zone II, Groupe 2)

Le bâtiment est constitué d'un bloc dissymétrique en plan dépassant les normes fixées par le R.P.A 81, c'est ainsi que nous avons été amenés à adopter un joint de séparation (dilatation) pour le respect du règlement, notre bâtiment se trouve actuellement formé de 2 blocs.



Les 2 blocs ont une hauteur de 18.71 m.

La largeur du joint sera déterminée ultérieurement.

Le système de contreventement est assuré par un ensemble de voiles transversaux et longitudinaux travaillant aux efforts verticaux et assurant la ductibilité de l'ensemble de la structure, dont le but de parer aux efforts horizontaux provenant principalement du seisme horizontal.

Le bâtiment est ancré à 1.30 m en profondeur, le vide sanitaire a une hauteur de 1.30 m, et composé de voiles périphériques d'épaisseur 16 cm. Une prédalle forme le plancher du niveau zéro (R.D.C). Le premier niveau du bâtiment (R.D.C) a une hauteur de 3.71 m différente de celle des étages supérieurs (3.00 m) et comprend une cage d'escalier situé dans le bloc B

### Taux de travail du sol

Le rapport du sol a été établi par L.N.T.P.B, l'ouvrage sera fondé sur un terrain dont la contrainte admissible est de 1 bar à 1.3 m de profond. Le terrain est pratiquement plat et ne présente aucun risque d'instabilité, d'autres détails seront donnés dans le chapitre fondation.

### Béton armé:

Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles C.C.B.A 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

1 m<sup>3</sup> de béton sera composé de:

- 400 litres de sable : D<sub>s</sub> < 5mm
- 800 litres de gravillons : D<sub>g</sub> < 25mm
- 350 Kg de ciment C.P.A 325.
- 175 litres d'eau.

L'acier utilisé sera de l'acier à haute adhérence et de l'acier doux.

### Planchers:

Tous les planchers seront constitués de dalles pleines en béton armé d'épaisseur  $e_p = 16\text{cm}$ , le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique, hydrofuge et des formes en pente permettant l'écoulement des eaux pluviales.

### Maçonnerie:

- Murs extérieurs : 30 cm ( 2 briques 15 et 10 avec un vide d'air de 5 cm)
- Murs intérieurs : 10 cm ( 1 brique de 10 cm)

### Escaliers:

Le bâtiment sera muni d'une seule cage d'escalier ( paillasse à double palier), les escaliers seront en béton armé avec des volées préfabriquées du type paillasse pleine.

## CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

### Béton:

Le béton utilisé sera dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment C.P.A de classe 325, à contrôle atténué.

Sa résistance nominale à la compression :  $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

Sa résistance nominale à la traction :  $\sigma_{28} = 23.2 \text{ bars}$ .

Les caractéristiques mécaniques définies ci dessus sont mesurées à 28 jours d'âge.

### Contrainte admissible de compression:

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

- $\alpha$ : dépend de la classe du ciment utilisé (C.P.A 325:  $\alpha = 1$ )
- $\beta$ : dépend de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en œuvre (contrôle atténué:  $\beta = 5/6$ )
- $\gamma$ : dépend des épaisseurs relatives des éléments de construction et des dimensions des granulats:
  - si  $h_m < 4 C_g \rightarrow \gamma = h_m / 4 C_g$
  - si  $h_m \geq 4 C_g \rightarrow \gamma = 1$ .

Pour notre ouvrage, nous utiliserons un gravier  $C_g 5/15 \rightarrow \gamma = 1$ .

- $\delta$ : dépend de la nature des sollicitations
  - $\delta = 0.3$  en compression simple
  - $\delta = 0.6$  en flexion simple et dans le cas de la flexion composée si N est un effort de traction.

$$-\delta = \begin{cases} 0.3 \left( 1 + \frac{e_0}{e_1} \right) & \text{si } \delta < 0.6 \\ 0.6 & \text{si } \delta \geq 0.6 \end{cases}$$

- $e_0$ : excentricité de la force extérieure par rapport à 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 simple, quelque soit la forme de la section, et dans le cas de la section rectangulaire soumise à la flexion simple (ou composée avec un effort de traction).
  - $\epsilon$  est déterminé par la condition  $F'_B / B' \leq \bar{\sigma}'_b$  dans les autres cas.
    - $F'_B$ : désigne la résultante des forces de compression.
    - $B'$ : désigne la section du béton comprimé.

EN COMPRESSION SIMPLE :

. Sous SP<sub>1</sub>:

$$\bar{\sigma}_{b_0(I)} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{z8}$$

-  $\epsilon = 1$

-  $\sigma'_{z8} = 275 \text{ Kg/cm}^2$

-  $\alpha = 1$  : ciment CPA de classe 325.

-  $\beta = 5/6$  : béton à contrôle atténué.

-  $\gamma = 1$  :  $c_g = 5/15$  et  $h_m \gg 4 c_g$ .

-  $\delta = 0.3$

D'où :  $\bar{\sigma}'_{b_0(I)} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 0.3 \cdot 275 = 68.5 \text{ Kg/cm}^2$

. Sous SP<sub>2</sub>:

$$\bar{\sigma}'_{b_0(II)} = 1.5 \bar{\sigma}'_{b_0(I)} = 1.5 \times 68.5 = 102.75 \text{ Kg/cm}^2$$

EN FLEXION SIMPLE :

. Sous SP<sub>1</sub>:

$$\bar{\sigma}'_{b(I)} = 2 \bar{\sigma}'_{b_0(I)} = 2 \times 68.5 = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

. Sous SP<sub>2</sub>:

$$\bar{\sigma}'_{b(II)} = 1.5 \bar{\sigma}'_{b(I)} = 1.5 \times 137 = 206.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte de référence de traction :

Le béton tendu est négligé, nous ne parlerons pas de contrainte admissible mais de contrainte de référence désigné par:

$$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma'_{z8} \quad \text{avec} \quad f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

Les paramètres  $\alpha, \beta, \gamma$  définis précédemment.

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{z8}} \quad \sigma'_{z8} : \text{en bars.}$$

. Sous SP<sub>1</sub>:

$$\bar{\sigma}_{b(I)} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{z8}$$

-  $\sigma'_{z8} = 275 \text{ Kg/cm}^2$  soit 270 bars.

-  $\theta = 0.018 + \frac{2.1}{270} = 0.0258$ .

D'où :

$$\bar{\sigma}_{b(I)} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{z8} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0.0258 \cdot 270 = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$$

. Sous SP<sub>2</sub>:

$$\theta(SP_2) = 1.5 \theta(SP_1) = 1.5 \times 0.0258 = 0.0387$$

D'où :

$$\bar{\sigma}_{b(II)} = 1.5 \bar{\sigma}_{b(I)} = 1.5 \times 5.9 = 8.87 \text{ Kg/cm}^2$$

RESUMÉ :

	Compression simple	Flexion simple	Traction
Contraintes	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
SP <sub>1</sub>	68.5	137	5.9
SP <sub>2</sub>	102.75	205.5	8.87

Aciers :

- Les aciers utilisés dans notre projet sont classés en deux catégories
- Les aciers doux : de nuance Fe 24 ayant comme limite d'élasticité  $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
  - Les aciers de haute adhérence : de nuance Fe 40A ayant comme limite d'élasticité  $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  pour des diamètres inférieurs à 20 mm ; et  $4000 \text{ Kg/cm}^2$  pour des diamètres supérieurs à 20 mm

Contraintes admissibles :

- Pour les aciers doux

• Sous SP<sub>1</sub>:

$$\bar{\sigma}_{a(I)} = f_a \cdot \sigma_{en}$$

$$- f_a = \frac{2}{3}$$

$$- \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

D'où :

$$\bar{\sigma}_{a(I)} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

• Sous SP<sub>2</sub>:

$$\bar{\sigma}_{a(II)} = 1.5 \bar{\sigma}_{a(I)} = 1.5 \times 1600 = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

- Pour les aciers à haute adhérence :

• Sous SP<sub>1</sub>:

- pour des  $\phi \leq 20 \text{ mm}$  ;  $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{a(I)} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- pour des  $\phi > 20 \text{ mm}$  ;  $\sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{a(I)} = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ Kg/cm}^2$$

• Sous SP<sub>2</sub>:

- pour  $\phi \leq 20 \text{ mm}$   $\bar{\sigma}_{a(II)} = 1.5 \bar{\sigma}_{a(I)} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

- pour  $\phi > 20 \text{ mm}$   $\bar{\sigma}_{a(II)} = 1.5 \bar{\sigma}_{a(I)} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

### Contrainte de traction imposée par la fissuration :

La condition de non fissuration du béton impose une contrainte de traction limite ( $\sigma_a$ ), cette dernière doit vérifier l'inégalité

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

-  $\bar{\sigma}_a$  : contrainte admissible des aciers

-  $\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\omega_f}$  : fissuration systématique

-  $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta\bar{\sigma}_b}{\phi}}$  : fissuration accidentelle.

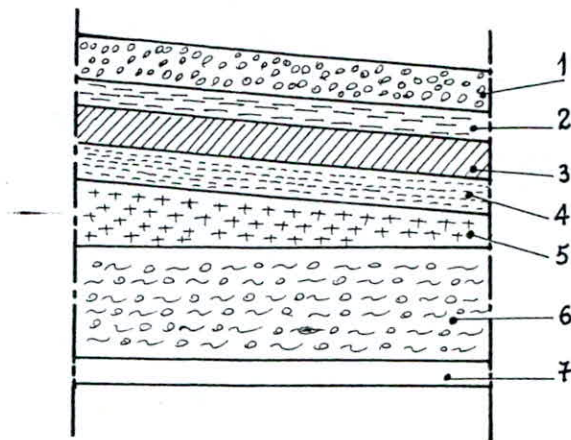
Les paramètres :  $K$ ;  $\eta$ ;  $\phi$ ;  $\bar{\omega}_f$  sont définis comme suit :

- $K$  : coefficient caractérisant le préjudice des fissures sur l'ouvrage et vaut :
  - $1.5 \cdot 10^6$  : fissuration peu préjudiciable
  - $1 \cdot 10^6$  : fissuration préjudiciable.
  - $0.5 \cdot 10^6$  : fissuration très préjudiciable.
- $\eta$  : coefficient de fissuration lié à la nature des aciers.
  - pour les aciers doux :  $\eta = 1$
  - pour les aciers à haute adhérence :  $\eta = 1.6$
- $\phi$  : diamètre (en mm) de la plus grosse barre.
- $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  où :
  - $A$  : section des armatures tendues.
  - $B_f$  : section du béton enrobant les aciers.

## CHARGES & SURCHARGES

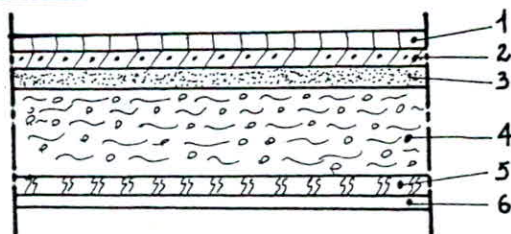
### Charges permanentes:

#### Plancher terrasse:



1: Gravier de protection (4 cm)	-----	$1800 \times 0.04 = 72 \text{ Kg/m}^2$
2: Etanchéité multicouche	-----	$= 10 \text{ Kg/m}^2$
3: Liège (4 cm)	-----	$400 \times 0.04 = 16 \text{ Kg/m}^2$
4: Par vapeur	-----	$= 5 \text{ Kg/m}^2$
5: Forme de pente (8 cm)	-----	$200 \times 0.08 = 160 \text{ Kg/m}^2$
6: Dalle pleine (16 cm)	-----	$2500 \times 0.16 = 400 \text{ Kg/m}^2$
7: Enduit de plâtre (1.5 cm)	-----	$1400 \times 0.015 = 21 \text{ Kg/m}^2$
		<u>Total : G = 684 Kg/m<sup>2</sup>.</u>

#### Plancher d'étage courant:



1: Carrelage (2 cm)	-----	$2000 \times 0.02 = 40 \text{ Kg/m}^2$
2: Mortier de pose (2 cm)	-----	$2000 \times 0.02 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3: Sable (2 cm)	-----	$1800 \times 0.02 = 36 \text{ Kg/m}^2$
4: Dalle pleine (16 cm)	-----	$2500 \times 0.16 = 400 \text{ Kg/m}^2$
5: Isolation phonique (2 cm)	-----	$= 10 \text{ Kg/m}^2$
6: Enduit de plâtre (1.5 cm)	-----	$1400 \times 0.015 = 21 \text{ Kg/m}^2$
Cloisons	-----	$= 75 \text{ Kg/m}^2$
		<u>Total : G = 622 Kg/m<sup>2</sup>.</u>

Plancher R.D.C

• Carrelage (2cm) -----	$2000 \times 0.02 = 40 \text{ Kg/m}^2$
• Mortier de pose (2cm) -----	$2000 \times 0.02 = 40 \text{ Kg/m}^2$
• Sable (2cm) -----	$1800 \times 0.02 = 36 \text{ Kg/m}^2$
• Dalle pleine (16cm) -----	$2500 \times 0.16 = 400 \text{ Kg/m}^2$
• Cloisons -----	$= 75 \text{ Kg/m}^2$
	<u>Total: G = 591 Kg/m<sup>2</sup></u>

Escaliers:

Palier:

• Carrelage (2cm) -----	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
• Mortier de pose (2cm) -----	$2000 \times 0.02 = 40 \text{ Kg/m}^2$
• Sable (3cm) -----	$1700 \times 0.03 = 51 \text{ Kg/m}^2$
• Dalle (16cm) -----	$2500 \times 0.16 = 400 \text{ Kg/m}^2$
	<u>Total: G = 535 Kg/m<sup>2</sup></u>

Volet

$h = 15 \text{ cm}$   
 $g = 30 \text{ cm}$  ) donnés par l'architecte.

Formule de Blondel:  $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

$0.59 < 0.60 < 0.66$  vérifiée

$\text{tg} \alpha = \frac{15}{30} = 0.5 \rightarrow \alpha = 26^\circ 33' \rightarrow \text{cos} \alpha = 0.89$

• Poids propre de la pailleasse	$\frac{0.15 \times 2500}{\text{cos} \alpha} = 420 \text{ Kg/m}^2$
• Poids propre des marches	$2200 \times \frac{h}{2} = 165 \text{ Kg/m}^2$
• Mortier (2cm)	$2000 \times 0.02 = 40 \text{ Kg/m}^2$
• Revêtement marche (2.5cm)	$0.025 \times 2000 = 50 \text{ Kg/m}^2$
• Garde corps	$= 100 \text{ Kg/m}^2$
	<u>Total: G = 775 Kg/m<sup>2</sup>.</u>

Acrotères:

Les dimensions de l'acrotère sont:

- hauteur: 60 cm

- épaisseur: 10 cm

• Poids de l'acrotère:  $0.10 \times 0.60 \times 2500 = 150 \text{ Kg/ml}$ .



Façades:

• Façades en brique creuse .....	210 Kg/m <sup>2</sup>
• Enduit en plâtre .....	42 Kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	Total: G = 252 Kg/m <sup>2</sup>

Surcharges d'exploitations:

• Terrasse inaccessible .....	100 Kg/m <sup>2</sup>
• Terrasse accessible .....	175 Kg/m <sup>2</sup>
• Plancher courant et R.D.C .....	175 Kg/m <sup>2</sup>
• Escaliers .....	350 Kg/m <sup>2</sup>
• Loggia et sechoir .....	350 Kg/m <sup>2</sup>
• Acrotère .....	100 Kg/m <sup>2</sup> .

## DESCENTE DE CHARGE

### Introduction:

Le but de ce chapitre consiste à calculer pour tous éléments porteurs (voiles) les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusque sur la fondation. La part des charges et surcharges que lui transmettent les planchers, obtenue par un découpage de ligne de rupture du béton à 45°.

### Surface de plancher reprise par chaque voile (m<sup>2</sup>)

Voiles	Al <sub>1</sub>	Al <sub>2</sub>	Al <sub>3</sub>	Al <sub>4</sub>	At	Bt <sub>1</sub>	Bt <sub>2</sub>	Bt <sub>3</sub>	Bt <sub>4</sub>	Bt <sub>5</sub>	Bt <sub>6</sub>	Bt <sub>1</sub>	Bt <sub>2</sub>	Bt <sub>3</sub>	Bt <sub>4</sub>	Bt <sub>5</sub>
Surf.	15.48	30.96	30.99	15.50	17.76	/	5.92	9.59	7.40	6.64	4.44	10.90	23.29	24.76	26.25	10.90

### Charges verticales revenant à chaque voiles:

#### Plancher terrasse:

. Voile : Al<sub>1</sub>.

Acrotère .....	2.15
Plancher terrasse 2 .....	10.58
$\frac{1}{2}$ Voile .....	6.18
$\Sigma$	= 18.91 t

. Voile : Al<sub>2</sub>.

Acrotère .....	1.076
Plancher terrasse 2 .....	21.16
$\frac{1}{2}$ voile .....	5.40
$\Sigma$	= 27.636 t

. Voile : Al<sub>3</sub>.

Acrotère .....	1.389
Plancher terrasse 2 .....	21.199
$\frac{1}{2}$ voile .....	5.84
$\Sigma$	= 28.428 t

. Voile : Al<sub>4</sub>

Acrotère .....	0.696
Plancher terrasse 2 .....	10.60
$\frac{1}{2}$ voile .....	5.76
$\Sigma$	= 17.056 t

. Voile : A<sub>1</sub>.

Acrotère .....	0
Plancher terrasse 2 .....	12.14
$\frac{1}{2}$ voile .....	<u>8.95</u>
$\Sigma$ =	21.09t

. Voile : B<sub>1</sub>2.

Acrotère .....	0
Plancher terrasse 1 .....	5.8
Voile .....	9.53
Escalier .....	6.14
Plancher terrasse 2 .....	<u>4.05</u>
$\Sigma$ =	25.52t

. Voile : B<sub>1</sub>4

Acrotère .....	0.258
Plancher terrasse 2 .....	5.06
$\frac{1}{2}$ voile .....	<u>1.56</u>
$\Sigma$ =	6.878t

. Voile : B<sub>1</sub>6

Acrotère .....	0.774
Plancher terrasse 2 .....	3.03
$\frac{1}{2}$ voile .....	<u>1.58</u>
$\Sigma$ =	5.384t

. Voile : B<sub>1</sub>2

Acrotère 1 .....	0.45
Plancher terrasse 1 .....	1.54
Voile .....	5.81
Plancher terrasse 2 .....	17.9
Palier .....	3.9
Acrotère .....	<u>0.33</u>
$\Sigma$ =	29.93t

. Voile : B<sub>1</sub>5.

Acrotère 2 .....	1.34
Plancher terrasse 2 .....	7.46
$\frac{1}{2}$ voile .....	<u>4.08</u>
$\Sigma$ =	12.88t

. Voile : B<sub>1</sub>4

Acrotère .....	1.08
Plancher terrasse 1 .....	5.85
Voile .....	7.87
Escalier .....	<u>6.14</u>
$\Sigma$ =	20.94t

. Voile : B<sub>1</sub>3.

Acrotère .....	0.44
Plancher terrasse 2 .....	6.56
$\frac{1}{2}$ voile .....	<u>2.68</u>
$\Sigma$ =	9.68t

. Voile : B<sub>1</sub>5.

Acrotère .....	0.966
Plancher terrasse 2 .....	4.50
$\frac{1}{2}$ voile .....	<u>2.30</u>
$\Sigma$ =	7.766t

. Voile : B<sub>1</sub>1.

Acrotère .....	1.08
Plancher terrasse 2 .....	7.45
$\frac{1}{2}$ voile .....	<u>2.93</u>
$\Sigma$ =	11.46t

. Voile : B<sub>1</sub>3.

Acrotère 2 .....	0.516
Plancher terrasse 2 .....	16.90
$\frac{1}{2}$ voile .....	<u>3.66</u>
$\Sigma$ =	21.076t

. Voile : B<sub>1</sub>4.

Acrotère 2 .....	0.591
Plancher terrasse 2 .....	17.95
Plancher terrasse 1 .....	1.54
Acrotère 1 .....	0.45
Voile .....	<u>8.15</u>
$\Sigma$ =	28.681t

Plancher étage courant:

.Voile : A1<sub>1</sub>

Voile .....	12.36
Plancher étage courant.....	9.60
Mur de façade.....	2.00
	<u>Σ = 23.96t</u>

.Voile: A1<sub>3</sub>.

Voile .....	11.69
Plancher étage courant.....	19.27
Mur de façade .....	3.17
	<u>Σ = 34.13t</u>

.Voile: A1<sub>4</sub>

Voile .....	8.95
Plancher étage courant.....	11.04
Mur de façade .....	0
	<u>Σ = 19.99t</u>

.Voile : B1<sub>2</sub>.

Voile .....	6.96
Escalier.....	6.15
Plancher étage courant.....	3.68
	<u>Σ = 16.79t</u>

.Voile : B1<sub>4</sub>

Voile .....	3.13
Plancher étage courant.....	4.60
Mur de façade.....	1.23
	<u>Σ = 8.96t</u>

.Voile : B1<sub>6</sub>

Voile .....	3.17
Plancher étage courant.....	2.76
Mur de façade.....	1.23
	<u>Σ = 7.16t</u>

.Voile : B1<sub>3</sub>.

Voile .....	7.30
Plancher étage courant.....	15.4
Mur de façade.....	1.74
	<u>Σ = 24.44t</u>

.Voile : A1<sub>2</sub>.

Voile .....	10.79
Plancher étage courant.....	12.47
Mur de façade.....	3.70
	<u>Σ = 26.96t</u>

.Voile : A1<sub>4</sub>.

Voile .....	11.52
Plancher étage courant.....	9.65
Mur de façade .....	1.30
	<u>Σ = 22.47t</u>

.Voile : B1<sub>1</sub>

Voile .....	5.59
Escalier.....	6.14
	<u>Σ = 11.73t</u>

.Voile : B1<sub>3</sub>

Voile .....	5.36
Plancher étage courant.....	5.97
Mur de façade.....	0.886
	<u>Σ = 12.216t</u>

.Voile : B1<sub>5</sub>.

Voile.....	4.63
Plancher étage courant.....	4.13
Mur de façade.....	0.886
	<u>Σ = 9.646t</u>

.Voile : B1<sub>1</sub>.

Voile .....	6.70
Plancher étage courant.....	6.78
Mur de façade.....	1.23
	<u>Σ = 14.71t</u>

.Voile : B1<sub>2</sub>.

Voile .....	5.86
Plancher étage courant.....	16.32
Palier.....	1.20
Mur de façade.....	0.51
	<u>Σ = 23.89t</u>

• Voile : Bt4

Voile .....	11.30
Plancher étage courant.....	16.30
Palier.....	1.20
Mur de façade .....	0.769
	<u>Σ = 29.569t</u>

• Voile : Bt5.

Voile .....	8.18
Plancher étage courant.....	6.78
Mur de façade .....	0.769
	<u>Σ = 15.729t</u>

Plancher haut du vide sanitaires:

• Voile : A1.

Voile .....	6.7
Plancher en prédalle .....	9.12
Mur .....	1.8
	<u>Σ = 17.62t</u>

• Voile : A2.

Voile .....	11.57
Plancher en prédalle .....	11.85
Mur .....	3.62
	<u>Σ = 27.04t</u>

• Voile : A3

Voile .....	13.33
Plancher en prédalle .....	18.40
Mur .....	2.88
	<u>Σ = 34.52t</u>

• Voile : A4.

Voile .....	11.776
Plancher en prédalle .....	9.17
Mur .....	1.8
	<u>Σ = 22.74t</u>

• Voile : A5

Voile .....	10.58
Plancher en prédalle .....	10.489
Mur .....	0
	<u>Σ = 21.07t</u>

• Voile : B1.

Voile .....	6.2
Plancher en prédalle .....	0
Mur .....	0
Escalier .....	5.19
	<u>Σ = 11.39t</u>

• Voile : B2

Voile .....	6.2
Plancher en prédalle .....	3.50
Escalier .....	5.19
	<u>Σ = 14.88t</u>

• Voile : B3

Voile .....	5.13
Plancher en prédalle .....	5.50
Mur .....	0.583
	<u>Σ = 11.214t</u>

• Voile : B4

Voile .....	4.5
Plancher en prédalle .....	4.37
Mur .....	0.583
	<u>Σ = 9.45t</u>

• Voile : B5

Voile .....	5.13
Plancher en prédalle .....	3.92
Mur .....	0.583
	<u>Σ = 9.637t</u>

• Voile: Bt6

Voile .....	4.5
Plancher en predalle .....	2.76
Mur .....	0.583
$\Sigma$	<u>7.705t</u>

• Voile: Bt3.

Voile .....	9.5
Plancher en predalle .....	15.14
Mur .....	1.16
$\Sigma$	<u>25.05t</u>

• Voile: Bt4.

Voile .....	9.67
Plancher en predalle .....	15.49
Palier .....	1.2
Mur .....	0.583
$\Sigma$	<u>26.94t</u>

• Voile: Bt1.

Voile .....	4.97
Plancher en predalle .....	6.44
$\Sigma$	<u>11.41t</u>

• Voile: Bt2.

Voile .....	7.78
Plancher en predalle .....	16.32
Palier .....	1.20
Mur .....	0.583
$\Sigma$	<u>25.07t</u>

• Voile: Bt5.

Voile .....	9.58
Plancher en predalle .....	6.44
Mur .....	1.23
$\Sigma$	<u>17.25t</u>

Poids des gaines:

Bloc	Gainés	Mi(t) pièce	$\Sigma Mi(t)$
A	G1	0.0448	4.21
	G2	0.0112	1.05
B	G1	0.0112	1.05
	G2	0.0112	1.05
	G3	0.0336	3.16

• Bloc A :  $\sum_{i=1}^2 G_i = 5.26t$

• Bloc B :  $\sum_{i=1}^3 G_i = 5.26t$

Poids total du bâtiment jusqu'au fondation:

• Bloc A :  $W = 873.45 + 5.26 = 878.71t$

• Bloc B :  $W = 1229.83 + 5.26 = 1235.09t$

Surcharges d'exploitation revenant à chaque voile:

Tableau recapitulatif:

Voile Niveau		5	4	3	2	1	R.D.C	Haut V.S	$\Sigma$
Bloc A	Al <sub>1</sub>	2.70	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97	2.70	20.25
	Al <sub>2</sub>	5.42	6.38	6.38	6.38	6.38	6.38	5.42	42.74
	Al <sub>3</sub>	5.42	6.12	6.12	6.12	6.12	6.12	5.42	41.44
	Al <sub>4</sub>	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	18.90
	Al	3.11	3.11	3.11	3.11	3.11	3.11	3.11	21.77
Bloc B	B <sub>l1</sub>	$\frac{0.850}{3.42}$	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	24.80
	B <sub>l2</sub>	$\frac{0.850}{4.46}$	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	32.08
	B <sub>l3</sub>	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	11.76
	B <sub>l4</sub>	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29	9.03
	B <sub>l5</sub>	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	8.12
	B <sub>l6</sub>	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	5.46
	B <sub>t1</sub>	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	13.37
	B <sub>t2</sub>	$\frac{0.225}{6.19}$	6.19	6.19	6.19	6.19	6.19	6.19	43.56
	B <sub>t3</sub>	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	40.11
	B <sub>t4</sub>	$\frac{0.225}{6.19}$	6.19	6.19	6.19	6.19	6.19	6.19	43.56
B <sub>t5</sub>	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	13.37	

• Bloc A: S = 145.10t

• Bloc B: S = 245.22t





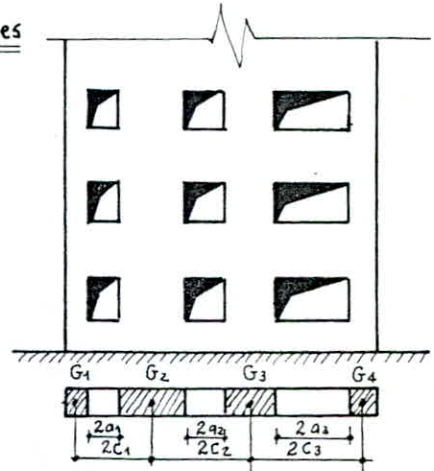
$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\sigma_1} + \frac{1}{\sigma_2}}, \quad I = I_1 + I_2 + 2mc \quad ; \quad \omega^2 = \frac{3i I_c}{(I_1 + I_2) m a^3 h e}$$

$\alpha = \omega H$  avec  $H$ : hauteur de bâtiment  
 $h_e$ : hauteur d'étage

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2m \cdot c}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

- n files d'ouvertures symétriques ou non symétriques

- $I$ : inertie totale du refend
- $i_1, i_2, i_3, \dots$ : inerties des linteaux
- $\sigma_1, \sigma_2, \dots$ : sections des trumeaux
- $I_1, I_2, \dots$ : inerties des trumeaux
- $c_i$ : demi distance entre 2 trumeaux consécutifs
- $2a_i$ : portée de l'ouverture de la file  $i$



$$I = \sum_{i=1}^n I_i + \sum_{i=1}^n 2c_i m_i$$

$$\alpha = \omega H \quad \text{avec} \quad \omega^2 = \frac{6E}{El(I_1 + I_2 + \dots)} \left( \frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

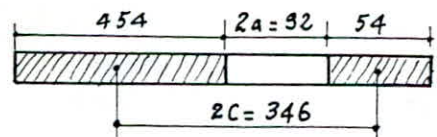
$\psi_0$  est donné par l'abaque 823b de MARIUS DIVER.

Exemple de calcul de refend avec une seule file d'ouverture.

Soit le voile  $B\ell_1$ :

$$I_1 = \frac{b h_1^3}{12} = 0.16 \cdot \frac{(4.54)^3}{12} = 1.2477 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{b h_2^3}{12} = 0.16 \cdot \frac{(0.54)^3}{12} = 2.1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$



$$I_0 = I_1 + I_2 = 1.2498 \text{ m}^4, \quad \sigma_1 = b h_1 = 0.16 \times 4.54 = 0.7264 \text{ m}^2$$

$$i = 0.16 \cdot \frac{(0.9)^3}{12} = 9.72 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, \quad \sigma_2 = b h_2 = 0.16 \times 0.54 = 0.0864 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\sigma_1} + \frac{1}{\sigma_2}} = 0.2672 \quad \text{donc} \quad I = I_1 + I_2 + 2mc = 2.174 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3i I_c}{(I_1 + I_2) m a^3 h e} \rightarrow \omega = 1.06 \rightarrow \alpha = \omega z = 19.842 \text{ d'où } \psi_0 = 0.60 \text{ (abaque 823b MARIUS.D)}$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{2mc}{I_0} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 2.161 \text{ m}^4.$$

Exemple de calcul d'un refend avec plusieurs files d'ouvertures:

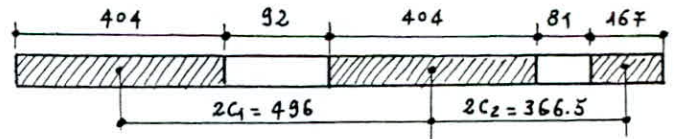
• Soit le voile  $Bt_4$ :

$$I_1 = 0.8752 \text{ m}^4.$$

$$I_2 = 0.8752 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0.0621 \text{ m}^4$$

$$I_0 = \sum I_i = 1.8205 \text{ m}^4, \quad I = I_0 + \sum_{i=1}^3 2m_i c_i, \quad \text{avec } m_i = m_{i-1} + \Omega_i \left( D - \sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right)$$



$$D = \frac{1}{\Omega_0} \left[ \sum_{i=2}^{n+1} \Omega_i \left( \sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right) \right] \quad \text{avec } \Omega_0 = \Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3 = 1.56 \text{ m}^2$$

$$D = \frac{1}{\Omega_0} \left[ \Omega_2 2c_1 + \Omega_3 (2c_1 + 2c_2) + 2\Omega_4 (c_1 + c_2 + c_3) \right]$$

$$D = \frac{1}{1.56} \left[ 0.16 \times 4.04 \times 4.96 + 1.67 \times 0.16 (4.96 + 3.665) \right] = 3.5325 \text{ m}$$

$$m_1 = \Omega_1 D = 2.2834 \text{ m}^3; \quad m_2 = m_1 + \Omega_2 (D - 2c_1) = 1.3607 \text{ m}^3$$

$$m_3 = m_2 + \Omega_3 (D - 2c_1 - 2c_2) = 0$$

$$I = I_0 + \sum_{i=1}^3 2c_i m_i = I_0 + 2c_1 m_1 + 2c_2 m_2 + 2c_3 m_3 = 18.133 \text{ m}^4.$$

$$\omega = \sqrt{\frac{6}{\sum I_i h_e} \left( \frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)} = 1.102 \rightarrow \alpha = \omega z = 20.618 \rightarrow \text{abaque } \psi_0 = 0.60$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 16.842 \text{ m}^4.$$

Voiles pleins:

$h_j$ I	voiles	$AP_1$	$Bt_5$	$Bt_3$
$h$ (m)		10.880	7.200	4.720
$I$ (m <sup>4</sup> )		17.172	4.976	1.402

Voiles a une seule file d'ouverture:

Voiles	$h_1(\text{cm})$	$h_2(\text{cm})$	$2a(\text{cm})$	$2c(\text{cm})$	$I_1(\text{m}^4)$	$I_2(\text{m}^4)$	$J_1(\text{m}^2)$	$J_2(\text{m}^2)$	$m$	$I(\text{m}^4)$	$\omega$	$\alpha$	$\psi_0$	$I_e(\text{m}^4)$
Bl <sub>1</sub>	454	54	92	346	1.2477	$2.1 \cdot 10^{-3}$	0.7200	0.0864	0.2672	2.174	1.06	19.842	0.60	2.161
Bl <sub>2</sub>	548	54	102	403	2.194	$2.1 \cdot 10^{-3}$	0.8768	0.0864	0.3169	3.474	0.858	16.06	0.58	3.448
Bl <sub>4</sub>	202	50	92	218	0.1099	$1.67 \cdot 10^{-3}$	0.3232	0.0800	0.1398	0.416	1.703	31.86	0.60	0.413
Bl <sub>5</sub>	239	111	122	297	0.182	0.0182	0.3824	0.1776	0.3602	1.270	2.277	42.604	0.61	1.258
Bl <sub>6</sub>	127	111	122	241	0.0273	0.0182	0.2032	0.1776	0.2284	0.596	1.170	21.90	0.60	0.591
Al <sub>1</sub>	446	542	102	596	1.183	2.123	0.714	0.867	2.333	17.211	0.698	13.061	0.59	15.946
Al <sub>2</sub>	600	368	120	604	2.88	0.6645	0.960	0.589	2.2043	16.859	0.5415	10.132	0.57	15.137

Voiles a 2 files d'ouvertures:

Voiles	$h_1(\text{cm})$	$h_2(\text{cm})$	$h_3(\text{cm})$	$2a_1(\text{cm})$	$2a_2(\text{cm})$	$2c_1(\text{cm})$	$2c_2(\text{cm})$	$I_1(\text{m}^4)$	$I_2(\text{m}^4)$	$I_3(\text{m}^4)$	$I(\text{m}^4)$	$\omega$	$\alpha$	$\psi_0$	$I_e(\text{m}^4)$
Al <sub>3</sub>	488	360	159	120	81	544	340.5	1.5495	0.6221	0.0536	21.185	0.8249	15.433	0.60	18.520
Bt <sub>1</sub>	119	238	119	122	122	300.5	300.5	0.0225	0.180	0.0225	3.664	5.641	105.55	0.66	3.645
Bt <sub>3</sub>	62	404	167	102	81	335	366.5	$3.18 \cdot 10^{-3}$	0.8792	0.0621	5.233	114.07	21.343	0.66	5.033
Bt <sub>4</sub>	404	404	167	92	81	496	366.5	0.8792	0.8792	0.0621	18.133	1.1020	210.613	0.60	16.842
At	268	472	86	200	92	570	371	0.2566	1.4020	$8.48 \cdot 10^{-3}$	14.665	0.872	16.315	0.58	13.910

Voiles a 3 files d'ouvertures:

Voile	$h_1(\text{cm})$	$h_2(\text{cm})$	$h_3(\text{cm})$	$h_4(\text{cm})$	$2a_1(\text{cm})$	$2a_2(\text{cm})$	$2a_3(\text{cm})$	$2c_1(\text{cm})$	$2c_2(\text{cm})$	$2c_3(\text{cm})$	$I_1(\text{m}^4)$	$I_2(\text{m}^4)$	$I_3(\text{m}^4)$	$I_4(\text{m}^4)$	$I(\text{m}^4)$	$\alpha$	$I_e(\text{m}^4)$
Bt <sub>2</sub>	322	50	160	318	92	92	92	278	197	331	0.445	$1.67 \cdot 10^{-3}$	0.056	0.429	17.818	20.581	15.523

## CALCUL DES CENTRES DE MASSE ET D'INERTIE

### A. Détermination du centre de masse:

Le but de ce paragraphe est la détermination du centre de masse des éléments soumis aux efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers.

#### Éléments horizontaux

#### Centre de masse du plancher terrasse:

##### . Bloc A:

Dalles	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
D <sub>1</sub>	9.73	1.80	9.12	17.514	88.74
D <sub>2</sub>	9.73	5.40	9.12	52.54	88.74
D <sub>3</sub>	19.91	1.80	3.60	35.84	71.68
D <sub>4</sub>	19.91	5.40	3.60	107.51	71.68
D <sub>5</sub>	13.05	9.00	9.72	117.45	126.85
D <sub>6</sub>	16.65	9.00	4.19	149.85	69.76
	Σ = 88.98			Σ = 480.7	Σ = 517.45

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 5.81 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5.40 \text{ m}$$

##### . Bloc B:

Dalles	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
D <sub>1</sub>	19.91	3.52	12.60	70.08	250.86
D <sub>2</sub>	13.05	9.00	13.24	117.45	172.78
D <sub>3</sub>	22.29	7.27	9.00	162.05	200.61
D <sub>4</sub>	22.29	7.27	5.40	162.05	120.37
D <sub>5</sub>	19.91	3.52	1.64	70.08	32.65
D <sub>6</sub>	9.51	9.00	1.64	85.59	15.60
	Σ = 106.96			Σ = 667.30	Σ = 792.87

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 6.24 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 7.41 \text{ m}$$

Exemple de calcul: Soit la dalle D<sub>1</sub>.

- On évalue la surface de la dalle :  $S_1 = 3.44 \times 3.52 = 12.1088 \text{ m}^2$

- On détermine le poids par m<sup>2</sup> :  $G + 1.2P = 684 + 1.2 \times 100 = 804 \text{ Kg/m}^2$

- On détermine la masse :  $(G + 1.2P) \times \text{surface} = 804 \times 12.1088 = 9.73 \text{ t}$ .

Centre de masse de l'étage courant:

• Bloc A:

Dalles	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
D <sub>1</sub>	10.06	1.80	9.12	18.12	81.74
D <sub>2</sub>	10.06	5.40	9.12	54.36	91.81
D <sub>3</sub>	20.60	1.80	3.60	37.09	74.18
D <sub>4</sub>	20.60	5.40	3.60	111.28	74.18
D <sub>5</sub>	13.51	9.00	9.72	121.58	131.31
D <sub>6</sub>	17.23	9.00	4.19	155.07	72.19
	Σ = 92.06			497.50	Σ = 525.41

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 5.40 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5.71 \text{ m}$$

• Bloc B:

Dalles	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
D <sub>1</sub>	20.61	3.52	12.60	72.54	259.65
D <sub>2</sub>	13.51	9.00	13.24	121.58	178.86
D <sub>3</sub>	23.07	7.27	9.00	167.73	207.64
D <sub>4</sub>	23.07	7.27	5.40	167.73	124.58
D <sub>5</sub>	20.61	3.52	1.64	72.54	33.79
D <sub>6</sub>	9.84	9.00	1.64	88.61	16.15
	110.71			Σ = 690.73	Σ = 820.67

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 6.24 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 7.41 \text{ m}$$

Eléments verticaux:

Centre de masse des voiles:

• Bloc A:

Voiles	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
A <sub>1</sub>	13.06	0	5.44	0	71.02
A <sub>2</sub>	11.42	3.60	5.44	41.11	62.12
A <sub>3</sub>	12.34	7.20	4.54	88.85	56.02
A <sub>4</sub>	12.17	10.80	6.65	131.46	80.94
A <sub>t</sub>	9.58	10.72	7.28	102.69	69.74
	Σ = 58.57			Σ = 364.11	Σ = 339.84

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 6.21 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5.80 \text{ m}$$

Bloc B:

Voiles	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
B <sub>l1</sub>	6.37	0	7.71	0	49.10
B <sub>l2</sub>	7.59	3.16	7.20	23.99	54.66
B <sub>l3</sub>	5.66	7.20	13.24	40.78	74.99
B <sub>l4</sub>	3.37	7.20	1.80	24.16	6.04
B <sub>l5</sub>	4.93	10.80	13.24	53.26	65.30
B <sub>l6</sub>	3.59	10.80	1.72	38.75	6.17
B <sub>t1</sub>	7.18	3.52	14.40	25.26	103.33
B <sub>t2</sub>	11.34	4.12	10.80	35.37	122.43
B <sub>t3</sub>	8.14	7.27	7.20	59.15	58.58
B <sub>t4</sub>	12.20	4.12	3.60	50.28	43.93
B <sub>t5</sub>	8.80	3.60	0	31.68	0
	Σ=79.15			Σ=382.68	584.53

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 4.83 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 7.38 \text{ m}$$

Centre de masse des gaines:

Bloc A:

Gaines	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
G <sub>1</sub>	0.0448	6.27	4.72	0.28	0.21
G <sub>2</sub>	0.0112	7.72	5.60	0.086	0.063
	0.056			0.366	0.273

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 6.53 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 4.875 \text{ m}$$

Bloc B:

Gaines	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
G <sub>1</sub>	0.0112	3.50	6.985	0.0392	0.0782
G <sub>2</sub>	0.0112	5.23	6.985	0.0586	0.0782
G <sub>3</sub>	0.0336	6.22	8.82	0.209	0.296
	0.056			0.3068	0.4524

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 5.48 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 8.08 \text{ m}$$

Centre de masse des gardes corps:

g. corps	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
GC <sub>1</sub>	2.97	1.28	8.28	3.80	24.59
GC <sub>2</sub>	2.97	1.88	8.28	5.58	24.59
	5.94			9.38	48.18

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 1.58 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 8.28 \text{ m}$$

Centre de masse des murs de Façades:

Bloc A:

Façades	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
F <sub>1</sub>	2.00	1.80	10.80	3.60	21.60
F <sub>2</sub>	2.00	5.40	10.80	10.80	21.60
F <sub>3</sub>	1.77	9.00	12.00	15.97	21.29
F <sub>4</sub>	2.00	9.00	1.28	18.00	2.56
F <sub>5</sub>	1.74	5.40	0.00	9.40	0.00
F <sub>6</sub>	1.74	1.80	0.00	3.13	0.00
	Σ = 11.254			Σ = 60.89	Σ = 67.05

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 5.41 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5.96 \text{ m}$$

Bloc B:

Façades	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
F <sub>1</sub>	2.00	9.00	15.52	18.00	31.04
F <sub>2</sub>	1.74	10.80	9.00	18.79	15.66
F <sub>3</sub>	1.74	10.80	5.40	18.79	9.40
F <sub>4</sub>	2.46	9.00	0.00	22.16	0.00
F <sub>5</sub>	1.54	0.00	1.80	0.00	2.77
	Σ = 9.48			Σ = 77.74	Σ = 58.87

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 17.68 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 6.21 \text{ m}$$

Centre de masse des paliers:

Paliers	M(t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
P <sub>1</sub>	1.60	1.58	4.67	2.53	7.47
P <sub>2</sub>	2.89	1.58	9.28	4.56	26.82
	Σ = 4.49			Σ = 7.09	Σ = 34.29

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 1.57 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 7.60 \text{ m}$$

Centre de masse de l'acrotère:

.Bloc A:

Acrotère	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
Ac <sub>1</sub>	1.63	0.00	5.44	0.00	8.88
Ac <sub>2</sub>	1.06	3.52	0.00	3.72	0.00
Ac <sub>3</sub>	1.06	3.52	11.04	3.72	11.66
Ac <sub>4</sub>	0.52	9.00	9.64	4.64	4.97
Ac <sub>5</sub>	0.52	9.00	1.18	4.64	0.61
Ac <sub>6</sub>	0.18	7.20	9.72	1.30	1.70
Ac <sub>7</sub>	0.17	7.20	0.55	1.27	0.10
Ac <sub>8</sub>	0.18	10.80	9.18	1.94	1.65
	Σ = 5.31			Σ = 21.24	Σ = 29.61

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 4.0m$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5.57m$$

.Bloc B:

Acrotère	M <sub>i</sub> (t)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>	M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>
Ac <sub>1</sub>	0.72	0.00	2.39	0.00	1.70
Ac <sub>2</sub>	1.62	5.00	0.00	8.10	0.00
Ac <sub>3</sub>	1.62	5.00	14.40	8.10	23.33
Ac <sub>4</sub>	2.35	11.38	7.80	26.67	18.33
	Σ = 6.30			Σ = 42.87	Σ = 43.36

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 6.79m$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 6.87m$$

Centre de masse au niveau de la terrasse:

Elements	M <sub>i</sub> (t)		X <sub>i</sub> (m)		Y <sub>i</sub> (m)		M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>		M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Acrotère	5.31	6.31	4.00	6.79	5.57	6.87	21.25	42.80	29.59	43.33
Planch. terra.	88.98	106.96	5.40	6.24	5.81	7.41	480.5	667.40	516.97	792.6
1/2 voile	24.50	39.60	5.34	4.83	5.51	7.38	130.8	191.15	143.54	292
1/2 façade	5.63	4.70	5.41	17.68	5.96	6.21	30.44	83.80	33.53	29.45
1/2 gaine	0.03	0.03	6.53	5.48	4.87	8.08	0.18	0.15	0.14	0.23
	124.4	157.64					663.2	985.30	723.76	1157.6

.Bloc A:

$$X_G = 5.33m ; Y_G = 5.82m$$

.Bloc B:

$$X_G = 6.25m ; Y_G = 7.34m.$$



Centre de masse au niveau de l'étage courant:

Elements	M <sub>i</sub> (t)		X <sub>i</sub> (m)		Y <sub>i</sub> (m)		M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>		M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Planch. courant	92.06	110.71	5.40	6.24	5.71	7.41	497.12	690.8	525.6	820.36
Voiles	48.99	79.15	5.34	4.83	5.51	7.38	261.6	382.3	287.08	584.13
Façades	11.25	9.48	5.41	17.68	5.96	6.21	60.88	167.6	67.07	58.88
Gaines	0.056	0.056	6.53	5.48	4.88	8.08	0.37	0.306	0.273	0.45
Paliers	/	4.49	/	1.57	/	7.60	/	7.05	/	34.12
Volets	/	4.56	/	1.57	/	7.02	/	7.16	/	32.01
G. Corps	/	5.94	/	1.58	/	8.28	/	9.38	/	55.72
	152.36	214.4					819.9	1264.6	880	1585.66

• Bloc A:

-  $X_G = 5.38m$ ;  $Y_G = 5.77m$

• Bloc B:

$X_G = 5.898m$  ;  $Y_G = 7.39m$

Centre de masse au niveau de R.D.C et V.S:

Elements	M <sub>i</sub> (t)		X <sub>i</sub> (m)		Y <sub>i</sub> (m)		M <sub>i</sub> X <sub>i</sub>		M <sub>i</sub> Y <sub>i</sub>	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Plancher	92.06	110.71	5.40	6.24	5.71	7.41	497.12	690.8	525.66	820.36
Voiles	24.50 30.12	39.50 44.30	5.34 5.35	4.83 5.19	5.51 5.87	7.38 7.26	130.8 167.14	190.78 230	143.57 177.10	291.50 321.70
1/2 Façades	5.63	4.74	5.41	17.68	5.96	6.21	30.46	83.8	33.55	29.40
1/2 gaines	0.028	0.028	6.53	5.48	4.87	8.08	0.183	0.15	0.14	0.226
Volets	/	4.56	/	1.57	/	7.02	/	7.16	/	32.0
G. Corps	/	5.94	/	1.58	/	8.28	/	9.38	/	49.20
	152.34	209.8					819.7	1212.07	880	1544.36

• Bloc A

$X_G = 5.38m$  ;  $Y_G = 5.77m$

• Bloc B

$X_G = 5.77m$

$Y_G = 7.36m$ .

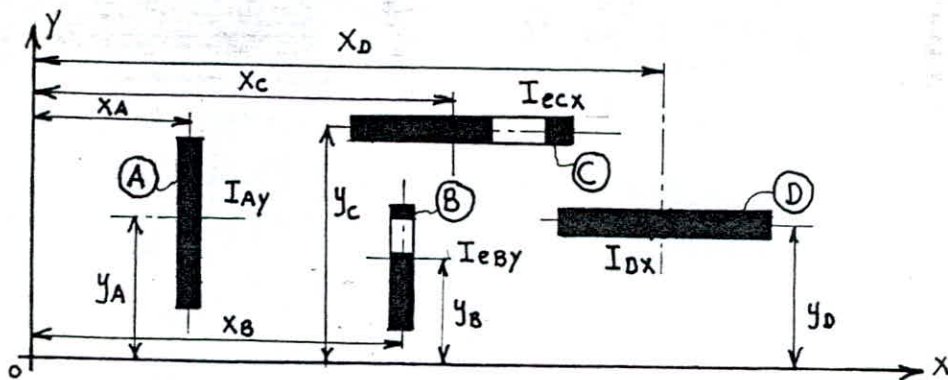
B. Détermination du centre de torsion:

Définition:

Le centre de torsion C (ou centre élastique ou centre de rigidité, ou centre de gravité de moment d'inertie) d'un groupe de refends est caractérisé par deux propriétés:

- 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)
- Un moment dont l'axe (verticale) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation

Exemple:



$$x_T = \frac{\sum(I_y dx)}{\sum I_y} = \frac{I_{Ay} \cdot x_A + I_{eBy} \cdot x_B}{I_{Ay} + I_{eBy}}$$

$$y_T = \frac{\sum(I_x dy)}{\sum I_x} = \frac{I_{eCx} \cdot y_C + I_{Dx} \cdot y_D}{I_{eCx} + I_{Dx}}$$

(Ox, Oy) axes parallèles aux axes principaux du bâtiment

I<sub>x</sub>: inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend longitudinal

I<sub>y</sub>: inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend transversal

dx: distance algébrique d'un refend transversal à l'axe oy

dy: distance algébrique d'un refend longitudinal à l'axe ox.

Après calcul on trouve pour:

• Bloc A:

$$x_T = 5.39 \text{ m} ; y_T = 7.28 \text{ m}$$

• Bloc B:

$$x_T = 4.74 \text{ m} ; y_T = 6.60 \text{ m}.$$

Calcul des excentricités dans les 2 sens:

$$e_x = x_T - x_G$$

$$e_y = y_T - y_G$$

• Bloc A:

	Niv. terrasse	Niv. ét. courant	Niv. R.D.C
$x_G(m)$	5.33	5.38	5.38
$y_G(m)$	5.82	5.77	5.77
$e_x(m)$	0.06	0.01	0.01
$e_y(m)$	1.46	1.51	1.51

• Bloc B:

	Niv. terrasse	Niv. ét. courant	Niv. R.D.C
$x_G(m)$	6.25	5.90	5.77
$y_G(m)$	7.34	7.39	7.36
$e_x(m)$	1.51	1.16	1.03
$e_y(m)$	0.74	0.79	0.76

La plus grande excentricité se trouve:

• Bloc A:

- dans le sens x-x au niveau terrasse  $e_x = 0.06m$
- dans le sens y-y au niveau étage courant et R.D.C  $e_y = 1.51m$ .

• Bloc B:

- dans le sens x-x au niveau terrasse  $e_x = 1.51m$
- dans le sens y-y au niveau étage courant  $e_y = 0.79m$

Calcul des excentricités accidentelles:

• Bloc A:  $e_a = 5\% \cdot 12.08 = 0.604m$

• Bloc B:  $e_a = 5\% \cdot 15.68 = 0.784m$

D'après le R.P.A81, la résultante des forces horizontales appliquées au centre de masse a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- excentricité théorique résultant des plans.

d'où on a:  $e_x = e_y = 1.51m$

## CALCUL PSEUDO-DYNAMIQUE

### Effet du seisme:

L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol. La structure effectue tout d'abord une série d'oscillations forcées et ceci tant que dure l'excitation, après la fin de ces oscillations on aura des oscillations libres.

### Modélisation:

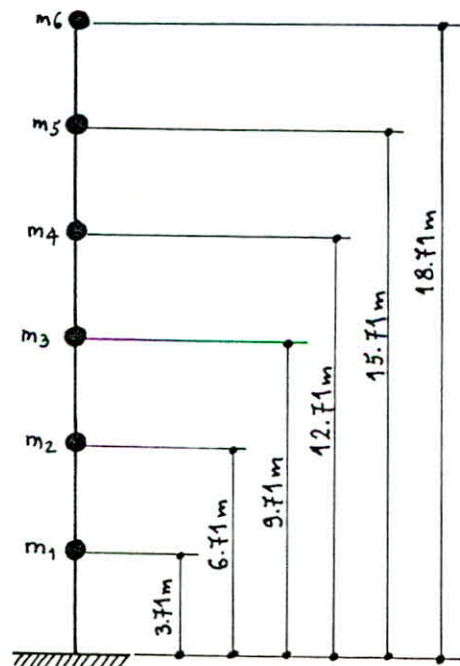
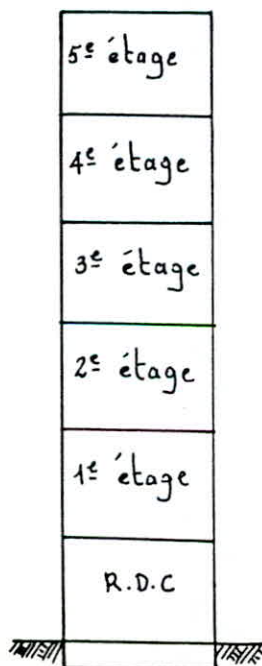
La modélisation dépend de deux paramètres:

- Le respect de la position du centre de gravité des masses et leur répartition dans la structure.
- La rigidité des éléments

La modélisation de notre structure sera implantée par une console flexible, rigidement encadrée à la base, où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle aux niveaux des planchers. Ces considérations vérifient bien les 2 paramètres ci-dessus. En effet la masse considérée composée, selon une supposition, de la masse des (murs de demi étage supérieur + murs de demi étage inférieur) et la masse des planchers ou l'on concentre la masse ponctuelle.

En appliquant le 1<sup>er</sup> paramètre, le centre de gravité de ces masses coïncide avec celui du plancher, ces planchers sont indéformables dans leur plan d'où ils peuvent être schématisés par une seule masse.

Nous obtenons ainsi un modèle de six masses concentrées, chaque masse a un degré de liberté qui est le déplacement horizontal.



### Remarques:

- Nous étudions notre structure suivant 2 plans verticaux perpendiculaires indépendamment. Théoriquement nous avons trois degrés de liberté par masse, le déplacement vertical et la rotation ont été négligés
- Cette modélisation est faite pour une sollicitation dynamique horizontale, elle n'est pas valable pour la sollicitation dynamique verticale car à ce moment les planchers ne seront plus indéformables mais flexibles. Sachant que dans la pratique le séisme vertical est très inférieur au séisme horizontal, nous pouvons affirmer que la modélisation reste valable.

### Étapes de calcul et méthodes:

#### 1<sup>ère</sup> étape:

Pour le calcul dynamique des périodes propres d'oscillation on applique l'une des méthodes numériques approximatives.

- Méthode de M<sup>r</sup> RAYLEIGH
- Méthode de M<sup>r</sup> VIANELLO STODOLA.
- Méthode de M<sup>r</sup> HOLZER.

#### 2<sup>ème</sup> étape:

Évaluation des forces d'inertie du système statique équivalent par le R.P.A 81, en utilisant la période la plus défavorable des périodes calculées dans la 1<sup>ère</sup> étape.

#### 3<sup>ème</sup> étape:

Distribution de ces forces entre les éléments qu'on appelle contreventements.

### Exposé de la méthode de RAYLEIGH

#### Principe:

Cette méthode est basée sur le principe de conservation d'énergie, elle suppose que les systèmes non amortis conservatifs.

Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des pulsations propres, elle peut-être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles

La méthode de RAYLEIGH est très utile pour la détermination du premier mode fondamental et laborieuse pour les modes supérieures.

Cette méthode est très pratique pour un système oscillant ayant un grand nombre de degré de liberté.

On imagine la structure retournée à 90° dans le champs de pesanteur.  
 Cette structure est sollicitée par les forces  $P_i = m_i g$  agissant dans la direction du degré de liberté et soient  $x_1, \dots, x_n$  les élongations résultants.  
 La méthode de RAYLEIGH suppose que la déformée du 1<sup>er</sup> mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces  $P_i$ .  
 Les forces extérieures sont reliées aux déplacements par la relation matricielle.

$$[P] = [K][D]$$

$$[D] = [K^{-1}][P]$$

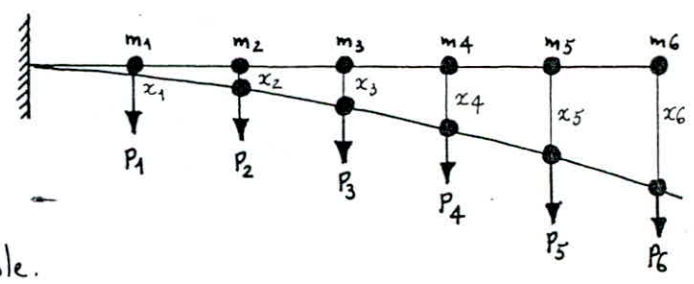
avec :

$[P]$  : vecteur colonne des forces.

$[K]$  : matrice de rigidité de la console.

$[D]$  : vecteur colonne des déplacements.

$[S] = [K^{-1}]$  : matrice de souplesse de la console.



$$[P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix}$$

$$[x] = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix}$$

$$[S] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1j} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \dots & \dots & \dots & \dots & \delta_{2n} \\ \vdots & \dots & \dots & \dots & \dots & \vdots \\ \delta_{n1} & \dots & \dots & \dots & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix}$$

$$x_1 = \delta_{11} P_1 + \delta_{12} P_2 + \dots + \delta_{1j} P_j + \dots + \delta_{1n} P_n.$$

$$x_2 = \delta_{21} P_1 + \delta_{22} P_2 + \dots + \delta_{2j} P_j + \dots + \delta_{2n} P_n.$$

$$\vdots$$

$$x_n = \delta_{n1} P_1 + \delta_{n2} P_2 + \dots + \delta_{nj} P_j + \dots + \delta_{nn} P_n.$$

Calcul des coefficients de la matrice souplesse:

Ces coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles sauf une

En effet si toute les forces sont nulles sauf  $P_j$  auquel on impose une valeur unitaire  $P_j = 1$  on aura :

$$x_1 = \delta_{1j}$$

$$x_2 = \delta_{2j}$$

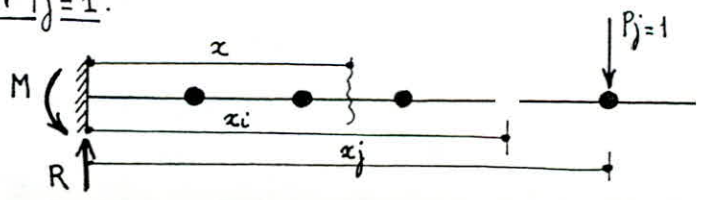
$$\vdots$$

$$x_n = \delta_{nj}$$

Evaluation des déplacements pour  $P_j = 1$ .

$$M = P_j x_j$$

$$R = P_j$$



$$M(x) = -P_j x_j + P_j x \rightarrow M(x) = X - X_j$$

$$\frac{d^2 Y}{dx^2} = \frac{-M(x)}{EI} = \frac{X_j - X}{EI} \Rightarrow \frac{dY}{dx} = \frac{1}{EI} \left[ X_j X - \frac{X^2}{2} \right] + C \quad \text{pour } x=0 \rightarrow Y=0 \rightarrow C=0$$

$$\text{d'où } Y(x) = \frac{1}{EI} \left[ X_j \frac{X^2}{2} - \frac{X^3}{6} \right] + C_1 \quad \text{pour } x=0 \rightarrow Y=0 \rightarrow C_1=0.$$

$$\text{d'où on obtient } x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[ \frac{X_i^2}{2} \left( X_j - \frac{X_i}{3} \right) \right] \quad \text{pour } j \geq i$$

d'après le théorème de réciprocité de Maxwell-Betti on a:  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

$\delta_{ij}$ : déplacement en  $i$  dû à une force unitaire appliquée en  $j$ .

après le calcul des  $\delta_{ij}$  on calculera ensuite les déplacements statiques correspondants à l'action des charges  $P_i$  statiquement appliquées.

La période du 1<sup>er</sup> mode fondamental est donnée par la formule.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^m P_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}}$$

### Modélisation:

D'après le principe de modélisation cité ci-dessus, on a obtenu les masses suivantes.

Bloc \ masses	$m_1(t)$	$m_2(t)$	$m_3(t)$	$m_4(t)$	$m_5(t)$	$m_6(t)$
A	142.81	127.70	127.70	127.70	127.70	113.20
B	195.69	175.00	175.00	175.00	175.00	167.38

D'après la formule  $EI \delta_{ij} = \frac{X_i^2}{2} \left[ X_j - \frac{X_i}{3} \right]$  avec  $j \geq i$  et  $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ , et pour le modélisation choisie on obtient le tableau suivant, donnant les différents valeurs de  $EI \delta_{ij}$

$EI \delta_{ij}$	$j=1$	$j=2$	$j=3$	$j=4$	$j=5$	$j=6$
$i=1$	17.021	37.668	58.314	78.960	99.606	120.252
$i=2$	37.668	100.704	168.240	235.776	303.312	370.848
$i=3$	58.314	168.240	305.166	446.592	588.018	729.444
$i=4$	78.960	235.776	446.592	684.408	926.725	1169.041
$i=5$	99.606	303.312	588.018	926.725	1292.431	1662.637
$i=6$	120.252	370.848	729.444	1169.041	1662.637	2183.233

Calcul de la déformées:

Soit  $x_i$  le déplacement de la  $i^{\text{ème}}$  masse sous les  $P_i$  avec  $i$  variant de 1 à 6

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^6 P_j \delta_{ij}}{EI} \quad \text{avec } E = 21000 \sqrt{\sigma_{28}} = 21000 \sqrt{1.2 \times 270} = 378 \cdot 10^3 \text{ Kg/cm}^2$$

Bloc	I	Moment d'inertie longitudinal $I_L (\text{m}^4)$	M <sup>nt</sup> d'inertie transversal $I_T (\text{m}^4)$
A		13.910	66.775
B		9.273	46.019

Bloc A

déplacement transversal

$i$	$m_i$	$X_i (\text{cm})$	$P_i X_i$	$P_i X_i^2$
1	142.81	0.097	13.880	1.349
2	127.70	0.286	36.563	10.468
3	127.70	0.539	68.847	37.118
4	127.70	0.830	106.010	88.005
5	127.70	1.140	145.634	166.089
6	113.20	1.458	165.007	240.520
			535.941	543.549

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$\omega = 31.1009 \text{ s}^{-1}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0.202 \text{ s}$$

déplacement longitudinal

$i$	$m_i$	$X_i (\text{cm})$	$P_i X_i$	$P_i X_i^2$
1	142.81	0.020	2.891	0.0585
2	127.70	0.060	7.616	0.4543
3	127.70	0.112	14.342	1.611
4	127.70	0.173	22.083	3.819
5	127.70	0.238	30.337	7.207
6	113.20	0.304	34.372	10.437
			111.641	23.587

$$\omega = 68.141 \text{ s}^{-1}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0.092 \text{ s}$$

Bloc B

déplacement transversal

$i$	$m_i$	$X_i$	$P_i X_i$	$P_i X_i^2$
1	195.69	0.041	8.044	0.331
2	175.00	0.121	21.212	2.571
3	175.00	0.228	39.980	9.134
4	175.00	0.352	61.618	21.696
5	175.00	0.484	84.719	41.013
6	167.38	0.619	103.637	64.169
			319.21	138.914

$$\omega = 21.313 \text{ s}^{-1}; T = 0.295 \text{ s}$$

déplacement longitudinal

$i$	$m_i$	$X_i$	$P_i X_i$	$P_i X_i^2$
1	195.69	0.204	39.920	8.143
2	175.00	0.602	105.268	63.323
3	175.00	1.134	198.41	224.951
4	175.00	1.747	305.790	534.330
5	175.00	2.402	420.436	1010.09
6	167.38	3.073	514.316	1580.36
			1584.14	3421.2

$$\omega = 47.479 \text{ s}^{-1}; T = 0.132 \text{ s}$$



Determination de la periode T selon RPA 81:

Cette periode est donnée par la formule  $T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$  avec  $H = 18.71m$

Bloc	Sens transversal		Sens longitudinal	
	L(m)	T(s)	L(m)	T(s)
A	10.88	0.510	10.96	0.509
B	11.48	0.497	15.68	0.425

pour chaque periode on calcul son D correspondant.  
D'étant le facteur d'amplification dynamique moyen, pour un sol meuble

$$D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{T}}$$

Bloc	Sens	selon RPA		selon RAYLEIGH	
		T	D	T	D
A	Transversal	0.510	1.98	0.202	2
	longitudinal	0.509	1.98	0.092	2
B	Transversal	0.497	2	0.132	2
	longitudinal	0.425	2	0.295	2

Conclusions:

D'après les resultats obtenus ci-dessus dans les 2 sens longitudinal et transversal T obtenu selon R.P.A est superieur à T obtenu selon RAYLEIGH, ce qui nous met dans la securité, car  $D_{R.P.A} < D_{RAY}$

## CALCUL AU SEISME

### Introduction:

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II), donc il doit être conçu de façon à pouvoir résister aux forces sismiques horizontales totales agissant sur la structure.

### Calcul de la force sismique V

La force sismique horizontale totale agissant sur la structure est:

$$V = ADBQW \quad \text{selon art 3.3.1 RPA 81.}$$

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

- groupe d'usage 2 (bâtiment à usage d'habitation)  
- zone II }  $\Rightarrow A = 0.15$

• D: facteur d'amplification dynamique moyen: déterminé d'après le type de sol, en fonction de la période T de l'ouvrage.

- pour un sol meuble  $D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{T}}$  pour  $T \leq 0.5s \rightarrow D = 2$

• B: facteur de comportement de la structure, dépend de son type et la nature de ses contreventements.

- Structures à voiles porteurs  $\rightarrow B = \frac{1}{3}$

• Q: facteur de qualité: il 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 de contrôle pendant la construction.

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i$$

$p_i$ : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité

Critère	BLOC A		BLOC B	
	$p_{qL}$	$p_{qT}$	$p_{qL}$	$p_{qT}$
Conditions minimales de files d'ouvertures.	0	0	0	0
Surabondance en plan.	0.1	0.1	0	0
Symétrie en plan.	0.1	0.1	0.1	0.1
Régularité en élévation	0	0	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.1	0.1	0.1	0.1
Contrôle de la qualité de la construction	0.1	0.1	0.1	0.1
Valeur de facteur de qualité $Q = 1 + \sum p_i$	1.4	1.4	1.3	1.3

•  $W$ : poids total de la structure, comprend la totalité des charges permanentes.

BLOC A:  $W = \sum_{i=1}^7 w_i = 806.38t$

BLOC B:  $W = \sum_{i=1}^7 w_i = 1138.56t$

Les forces sismiques dans les deux sens sont:

BLOC A:  $V = 0.15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1.4 \times 806.38 = 112.89t$

BLOC B:  $V = 0.15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1.3 \times 1138.56 = 148.01t$

### Repartition de la force sismique

La force laterale totale  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les Formules:  $V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$

avec:

•  $F_t$ : la force concentrée au sommet de la structure.

$F_t = 0$  dans les deux sens puisque  $T < 0.7s$ .

La partie restante de l'effort horizontal total  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} = \frac{V}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} w_k h_k$$

•  $F_k$ : étant l'effort horizontal au niveau  $K$

•  $h_k$ : hauteur à partir de la base du bâtiment au niveau  $K$ .

BLOC A:  $\sum w_i h_i = 113.20 \times 18.71 + 127.4 \times 44.84 + 142.81 \times 3.71 = 8373.87t$

BLOC B:  $\sum w_i h_i = 167.38 \times 18.71 + 175 \times 44.84 + 195.69 \times 3.71 = 11705.14t$

Cette repartition est donnée dans les tableaux suivants:

BLOC A:

Niveau	$F_k(t)$	$F_k$ cumulée	$M$ cumulé (t.m)
6	28.55	28.55	0
5	27.05	55.60	85.65
4	21.88	77.48	252.45
3	16.72	94.20	484.89
2	11.55	105.75	767.49
1	7.14	112.89	1084.74
0	0	112.89	1503.56

BLOC B:

Niveau	$F_k(t)$	$F_k$ cumulée	$M$ cumulé
6	39.60	39.60	0
5	34.76	74.96	118.8
4	28.12	102.48	341.88
3	21.49	123.97	649.32
2	14.85	138.82	1021.23
1	9.18	148.00	1437.69
0	0	148.00	1986.77

## CALCUL DES DEFORMATIONS

### Introduction:

Sous les forces horizontales, il ya lieu d'éviter le heurt des deux blocs constituant notre batiment affectés de tels déplacements  
 Connaissant les forces sismiques agissant à chaque niveau et la matrice de souplesse calculée précédement, on peut calculer les deformations de chaque niveau.

$$[f_i] = [S] [F_i]$$

$[F_i]$  vecteur colonne des forces  
 $[S]$  matrice de souplesse  
 $[f_i]$  vecteur déplacement absolue

au niveau  $j$  la flèche est  $f_j = \sum_{i=1}^6 S_{ij} F_i$

Les déplacements relatifs des niveaux adjacents sont donnés par  $\Delta f_{j,j+1} = f_{j+1} - f_j$   
 puis conformement à l'art 33.7 du R.P.A 81

Ces deformations seront multipliées par  $(\frac{1}{2B}) \geq 1$  pour tenir compte de la ductilité de la structure, en suite, on verifera que relatifs ( $\Delta f$ ) lateraux des étages sont inférieures à  $0.0075 h$  ( $h$ : hauteur d'étage)

verification  $\Delta f_i \cdot \frac{1}{2B} \leq 7.5 \% h = \bar{\Delta f}$

$\bar{\Delta f} = 0.0075 \% h = 0.0075 \times 300 = 2.25 \text{ cm}$

$B$ : facteur de comportement de la structure  $B = \frac{1}{3} \rightarrow \frac{1}{2B} = 1.5$

### Bloc A:

EI:	Caracteristiques	1	2	3	4	5	6
378.10 <sup>4</sup> x 13.91	$F_i (t)$	7.14	11.55	16.72	21.88	27.05	28.55
	$f_i (cm)$	0.018	0.054	0.103	0.160	0.222	0.286
	$\Delta f_i (cm)$	0.018	0.036	0.049	0.057	0.062	0.064
	$\frac{\Delta f_i}{2B} (cm)$	0.027	0.054	0.073	0.085	0.093	0.096
378.10 <sup>4</sup> x 66.775	$F_i (t)$	7.14	11.55	16.72	21.88	27.05	28.55
	$f_i (cm)$	0.004	0.011	0.021	0.033	0.046	0.059
	$\Delta f_i (cm)$	0.004	0.007	0.010	0.012	0.013	0.130
	$\frac{\Delta f_i}{2B} (cm)$	0.006	0.010	0.015	0.018	0.019	0.019

BLOC B :

EI:	Caracteristiques	1	2	3	4	5	6
$378.10^4 \times 9.273$	$F_i(t)$	9.18	14.85	21.49	28.12	34.76	39.60
	$f_i (cm)$	0.035	0.106	0.204	0.318	0.442	0.569
	$\Delta f_i (cm)$	0.035	0.071	0.098	0.114	0.124	0.127
	$\frac{\Delta f_i}{2B} (cm)$	0.052	0.106	0.147	0.171	0.186	0.190
$378.10^4 \times 46.019$	$F_i(t)$	9.18	14.85	21.49	28.12	34.76	39.60
	$f_i (cm)$	0.007	0.021	0.041	0.064	0.089	0.115
	$\Delta f_i (cm)$	0.007	0.014	0.020	0.023	0.025	0.026
	$\frac{\Delta f_i}{2B} (cm)$	0.010	0.021	0.030	0.034	0.037	0.039

Largeur du joint :

Nous calculerons la largeur du joint de séparation en nous plaçant dans le cas le plus défavorable c-à-d en supposant que les deux blocs vibrent en opposition de phase.

La largeur du joint sera donnée par:

$$e = \frac{1}{2B} \left[ \sum_{j=1}^6 f_{jA} + \sum_{j=1}^6 f_{jB} \right] = \frac{1}{2B} [f_A + f_B]$$

La somme des flèches en tête des deux blocs.

$$f_A = \sum_{j=1}^6 f_{jA} = (0.018 + 0.054 + 0.103 + 0.160 + 0.222 + 0.286) = 0.843 \text{ cm.}$$

$$f_B = \sum_{j=1}^6 f_{jB} = (0.035 + 0.106 + 0.204 + 0.318 + 0.442 + 0.569) = 1.674 \text{ cm.}$$

$$e = 1.5 (f_A + f_B) = 1.5 (0.843 + 1.674) = 3.775 \text{ cm.}$$

on prend un joint de dimension  $e = 5 \text{ cm.}$

## ETUDE AU VENT

### Introduction:

Quand la vitesse du vent atteint son état critique, son régime passe de laminaire au régime turbulent, ce qui a pour effet de lui donner un mode vibratoire et de ce fait la construction vibre avec une certaine fréquence, et quand la période due au vent se confond avec la période propre de la construction, il y a risque de résonance qui augmente les déformations.

### Action du vent

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction est la résultante géométrique  $R$  de toutes les actions  $P$  sur les différentes parois de la construction.

Cette résultante admet trois composantes.

- La force de traînée  $T$  (parallèle à  $ox$ ) de même direction que le vent, elle a pour but de provoquer l'entraînement et le renversement de la construction.

- La force de dérive  $L$  (parallèle à  $oy$ ), elle est perpendiculaire à  $T$  dans le plan horizontal et elle provoque les mêmes effets que ceux de  $T$ .

- La portance  $U$  (parallèle à  $oz$ ) de direction verticale ascendante ayant pour effet le soulèvement et éventuellement le renversement de la construction.

Enfin, on aura :  $\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$

### a) Détermination de la traînée $T$ :

L'effort de traînée est donné par :

$$T = C_t \beta \delta q d$$

$C_t$  : coefficient de traînée

- $C_t = C_{t0} \gamma_0$ , il dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et son élancement, puisque notre ouvrage est prismatique, catégorie I

→  $C_{t0} = 1.3$  (règles NV65 tableau III page 143) d'où  $C_t = 1.3 \gamma_0$ .

$\gamma_0$  : déterminé par le tableau RIII-5 du NV65 p.89.

Sens longitudinal (vent normal à la grande face)

Bloc A:

$$\left. \begin{aligned} \lambda a &= \frac{h}{a} = \frac{18.71}{12.08} = 1.548 \\ \frac{b}{a} &= \frac{10.96}{12.08} = 0.907 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1.$$

Bloc B :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_a &= \frac{h}{a} = \frac{18.71}{10.96} = 1.71 \\ \frac{b}{a} &= \frac{15.68}{15.68} = 1.00 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1.$$

Sens transversal (vent normal à la petite face)

On applique le même processus que pour le sens longitudinal.  
on trouve que  $\gamma_0 = 1$  pour les deux blocs.

d'où  $C_t = 1.3 \times 1 = 1.3$ .

•  $\beta$ : coefficient de majoration dynamique:

Tient compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent.

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

$\xi$ : coefficient de réponse donné en fonction de la période du mode fondamentale d'oscillation

Bloc A:  $T_E = 0.202 \text{ s}$

$\xi(0.202) = 0.15$

$T_E = 0.092 \text{ s}$

$\xi(0.092) = 0.10$  (données par RIII-3 NV65)

Bloc B:  $T_E = 0.132 \text{ s}$

$\xi(0.132) = 0.12$

$T_E = 0.295 \text{ s}$

$\xi(0.295) = 0.25$

$\zeta$ : coefficient de pulsation, calculé à chaque niveau en fonction de la hauteur considérée (NV65 RIII 4 p. 83)  $\rightarrow \theta = 0.70$  pour  $H \leq 30 \text{ m}$ .

$$\beta_{\text{calculé}} = \theta (1 + \xi \zeta) ; \quad \beta = \max(\beta_{\text{calculé}}; 1)$$

•  $\delta$ : coefficient de réduction des pressions dynamiques.

Tient compte de l'effet des dimensions.

$H = 18.71 \text{ m} \rightarrow \delta = 0.89$  (Fig RIII-2 des Règles NV65)

•  $d$ : Largeur du maître couple

Dans notre cas:

Bloc A:  $d = 12.08 \text{ m}$

Bloc B:  $d = 15.68 \text{ m}$

•  $q$ : pression du vent.  $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$

$K_m$ : coefficient du masque, notre ouvrage n'est pas abrité  $\Rightarrow K_m = 1$ .

$K_s$ : coefficient tenant compte de l'effet du site, notre ouvrage est dans une site exposée  $\Rightarrow K_s = 1.3$

$q_H = q_{10} \left( 2.5 \frac{H+18}{H+60} \right)$  avec  $H$ : hauteur totale de l'ouvrage = 18.71 m.

$q_{10}$  = pression dynamique de base =  $70 \text{ Kg/m}^2$

$$\text{d'où } q_H = 70 \left( 2.5 \frac{18.71+18}{18.71+60} \right) = 81.62 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{finalement } T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

### b) Determination de l'effort de derive L:

La force de derive L prend en compte l'action du tourbillon de KARMAN qui provoque des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent, mais ces vibrations n'apparaissent que pour des vitesses approximativement faibles ( $v \leq 25 \text{ m/s}$ )

Le calcul de la vitesse critique est donné par la théorie de KARMAN qui montre que la periode des tourbillons est donnée par:  $T_K = \frac{d}{S \cdot v}$

$v$ : vitesse du vent

$d$ : largeur du maitre couple

$S$ : nombre de Strouhal:  $0.25 \div 0.30$

Il y a resonance si:  $T = T_K \iff v_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$  où  $T$  est la periode propre de vibration de la construction.  
donc,

. sens longitudinal:

. Sens transversal

$$\text{Bloc A: } v_{cr} = \frac{12.08}{0.30 \times 0.092} = 437.68 \text{ m/s}$$

$$\text{Bloc A: } v_{cr} = \frac{12.08}{0.30 \times 0.202} = 199.34 \text{ m/s}$$

$$\text{Bloc B: } v_{cr} = \frac{15.68}{0.30 \times 0.295} = 177.18 \text{ m/s}$$

$$\text{Bloc B: } v_{cr} = \frac{15.68}{0.30 \times 0.132} = 395.96 \text{ m/s}$$

$v_{cr} > 25 \text{ m/s}$  donc il est inutile de faire un calcul à la resonance et de calculer la derive L.

### c) Determination de l'effort de portance U

Il est donné par  $U = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u$ .

$C_u$ : coefficient de portance  $C_u = C_i - C_e$

avec  $C_i$ : coefficient de surpression interieur sur la terrasse:  $C_i = 0.6(1.8 - C_t) = 0.6(1.8 - 1.3) = +0.3$

$C_e$ : coefficient de pression exterieur sur la terrasse ( $\alpha = 0, \gamma_0 = 1$ )  $\rightarrow C_e = -0.5$  (RIII-6NV)

d'où  $C_u = C_i - C_e = +0.3 - (-0.5) = 0.8$ .

$S_u$ : surface de la projection horizontale de la terrasse.

$$\text{Bloc A: } S_u = 119.31 \text{ m}^2$$

$$\text{Bloc B: } S_u = 165.3 \text{ m}^2$$

d'où:  $U = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u$ .

$$\text{Bloc A: } U_n = 0.8 \times 0.89 \times 106.1 \times 119.31 = 9065.68 \text{ daN} \rightarrow U_e = 1.75 U_n = 15.773 \text{ t}$$

$$\text{Bloc B: } U_n = 0.8 \times 0.89 \times 106.1 \times 165.3 = 12.4873 \text{ daN} \rightarrow U_e = 1.75 U_n = 21.85 \text{ t}$$

On doit verifier que  $G > U_e$ .

$$\text{Bloc A: } G = 878.71 \text{ t} > U_e = 15.773 \text{ t} \quad \text{o.k.}$$

$$\text{Bloc B: } G = 1235.09 \text{ t} > U_e = 21.85 \text{ t} \quad \text{o.k.}$$

donc il n'ya pas risque de soulevement pour les 2 blocs



Forces de trainée à différents niveaux:

Sens transversal:

BLOC A	Niveau	Ct	$\xi$	$\tau$	$\theta$	$\beta$	$\delta$	Ks	$q$ daN/m <sup>2</sup>	d	Tn daN/m	Te daN/m
	18.71	1.3	0.15	0.348	0.70	1.00	0.89	1.3	106.11	10.96	1345.4	2354.5
	15.71	1.3	0.15	0.350	0.70	1.00	0.89	1.3	101.30	10.96	1284.5	2247.9
	12.71	1.3	0.15	0.355	0.70	1.00	0.89	1.3	96.08	10.96	1218.4	2132.1
	9.71	1.3	0.15	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	90.43	10.96	1146.7	2006.7
	6.71	1.3	0.15	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	84.27	10.96	1068.6	1870.0
	3.71	1.3	0.15	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	77.52	10.96	983.0	1720.3
	0.00	1.3	0.15	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	68.25	10.96	865.5	1514.5

BLOC B	Niveau	Ct	$\xi$	$\tau$	$\theta$	$\beta$	$\delta$	Ks	$q$ (daN/m <sup>2</sup> )	d	Tn daN/m	Te daN/m
	18.71	1.3	0.12	0.348	0.70	1.00	0.89	1.3	106.11	10.96	1345.4	2354.5
	15.71	1.3	0.12	0.350	0.70	1.00	0.89	1.3	101.30	10.96	1284.5	2247.9
	12.71	1.3	0.12	0.355	0.70	1.00	0.89	1.3	96.08	10.96	1218.4	2132.1
	9.71	1.3	0.12	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	90.43	10.96	1146.7	2006.7
	6.71	1.3	0.12	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	84.27	10.96	1068.6	1870.0
	3.71	1.3	0.12	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	77.52	10.96	983.0	1720.3
	0.00	1.3	0.12	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	68.25	10.96	865.5	1514.5

Sens longitudinal.

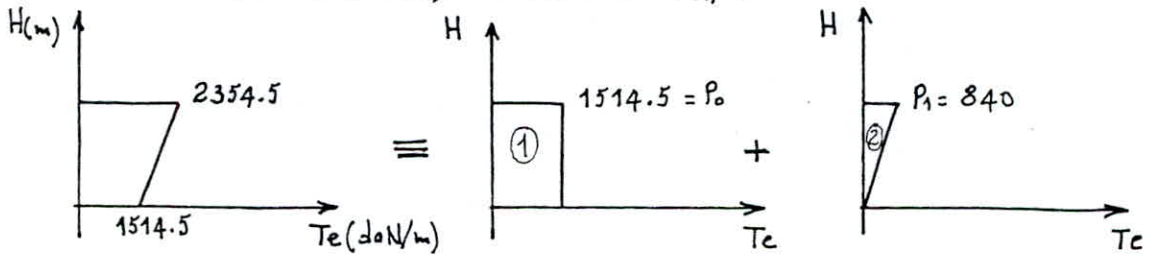
BLOC A	Niveau	Ct	$\xi$	$\tau$	$\theta$	$\beta$	$\delta$	Ks	$q$ (daN/m <sup>2</sup> )	d	Tn	Te
	18.71	1.3	0.10	0.348	0.70	1.00	0.89	1.3	106.11	12.08	1483.1	2595.3
	15.71	1.3	0.10	0.350	0.70	1.00	0.89	1.3	101.30	12.08	1415.8	2477.7
	12.71	1.3	0.10	0.355	0.70	1.00	0.89	1.3	96.08	12.08	1342.9	2350.0
	9.71	1.3	0.10	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	90.43	12.08	1263.9	2211.8
	6.71	1.3	0.10	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	84.27	12.08	1177.8	2061.1
	3.71	1.3	0.10	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	77.52	12.08	1083.5	1896
	0.00	1.3	0.10	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	68.25	12.08	953.9	1669.3

BLOC B	Niveau	Ct	$\xi$	$\tau$	$\theta$	$\beta$	$\delta$	Ks	$q$	d	Tn	Te
	18.71	1.3	0.25	0.348	0.70	1.00	0.89	1.3	106.11	15.68	1925.0	3368.8
	15.71	1.3	0.25	0.350	0.70	1.00	0.89	1.3	101.30	15.68	1837.8	3216.0
	12.71	1.3	0.25	0.355	0.70	1.00	0.89	1.3	96.08	15.68	1743.0	3050.4
	9.71	1.3	0.25	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	90.43	15.68	1640.6	2871.0
	6.71	1.3	0.25	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	84.27	15.68	1528.8	2675.4
	3.71	1.3	0.25	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	77.52	15.68	1406.4	2461.1
	0.00	1.3	0.25	0.360	0.70	1.00	0.89	1.3	68.25	15.68	1238.2	2166.8

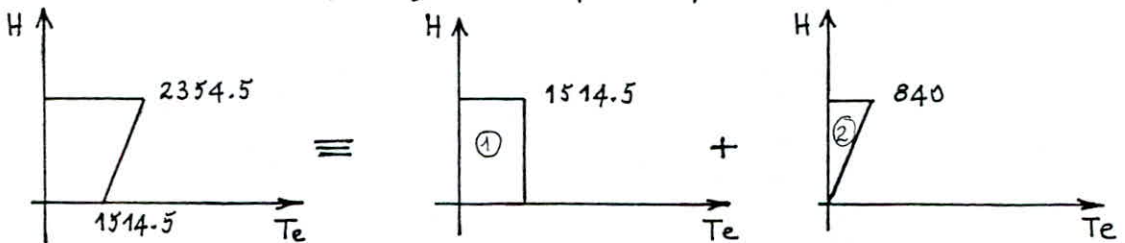
Le diagramme donnant  $T_e$  en fonction de  $H$  peut-être remplacé par un diagramme trapézoïdal équivalent.

• Sens transversal:

Bloc A:  $H = 18.71\text{m} \rightarrow T_e = 2354.5 \text{ daN/m}$   
 $H = 0.00\text{m} \rightarrow T_e = 1514.5 \text{ daN/m}$

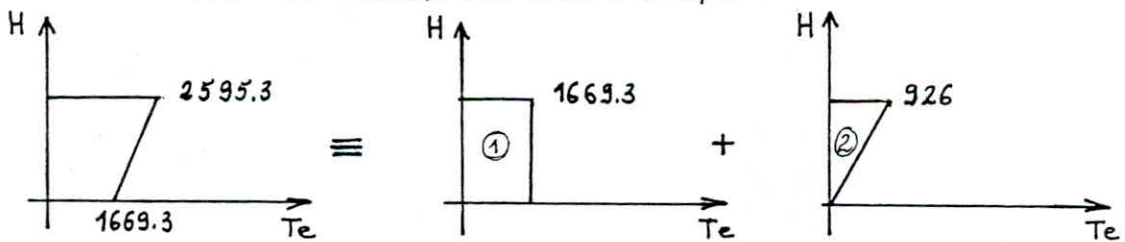


Bloc B:  $H = 18.71\text{m} \rightarrow T_e = 2354.5 \text{ daN/m}$   
 $H = 0.00\text{m} \rightarrow T_e = 1514.5 \text{ daN/m}$

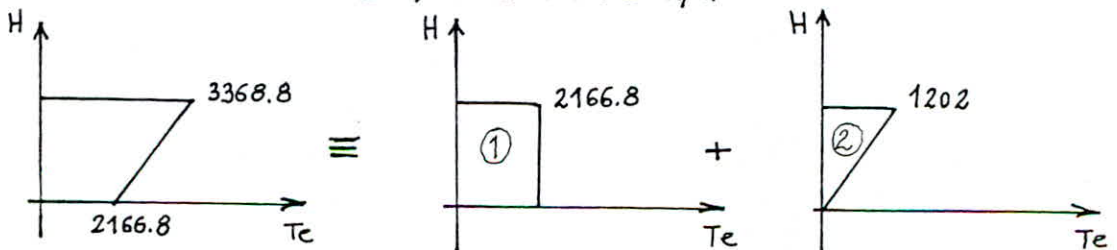


• Sens longitudinal:

Bloc A:  $H = 18.71\text{m} \rightarrow T_e = 2595.3 \text{ daN/m}$   
 $H = 0.00\text{m} \rightarrow T_e = 1669.3 \text{ daN/m}$



Bloc B:  $H = 18.71\text{m} \rightarrow T_e = 3368.8 \text{ daN/m}$   
 $H = 0.00\text{m} \rightarrow T_e = 2166.8 \text{ daN/m}$



Calcul des efforts:

• Sens transversal:

Les diagrammes ① et ② donnent.

	$He_1 = P_0 H$ (t)	$Me_1 = He_1 \cdot \frac{H}{2}$ (t.m)	$He_2 = P_1 \cdot \frac{H}{2}$ (t)	$Me_2 = He_2 \cdot \frac{2}{3} H$ (t.m)	$H = He_1 + He_2$ (t)	$M = Me_1 + Me_2$ (t.m)
Bloca	28.34	265.08	7.86	98.02	36.20	363.10
Bloc B	28.34	265.08	7.86	98.02	36.20	363.10

Sens longitudinal

	$He_1 = P_0 H$ (t)	$Me_1 = He_1 \cdot \frac{H}{2}$ (t.m)	$He_2 = P_1 \cdot \frac{H}{2}$ (t)	$Me_2 = He_2 \cdot \frac{2}{3} H$ (t.m)	$H = He_1 + He_2$ (t)	$M = Me_1 + Me_2$ (t.m)
Bloca	31.23	292.18	8.66	108.05	39.89	400.23
Bloc B	40.54	379.26	11.24	140.26	51.78	519.52

Conclusion:

A partir de cette étude au vent et celle qui a précédé, concernant l'étude au seisme, on aperçoit que le seisme est plus défavorable que le vent.

## ETUDE AU CONTREVENTEMENT

### Introduction:

D'après l'étude au vent et l'étude au seisme, on peut dire que l'effet du vent n'est pas prépondérant devant l'effet sismique (surtout dans les zones de moyenne ou forte sismicité) donc l'effet du vent sur le bâtiment ne peut-être pris en considération vu les petites valeurs des efforts résultants. Chaque voile sera calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données

### Sollicitations horizontales:

Le but de ce chapitre est de répartir les efforts horizontaux entre les différents éléments de contreventement qui peuvent-être étudiés comme des systèmes isolés.

### Etape de calcul:

• Soit  $x'-x'$  et  $y'-y'$  les axes parallèles aux refends passant par le centre de torsion du groupe

• La force extérieure  $H$  appliquée au centre de gravité de l'ensemble se réduit en  $H_x$ ,  $H_y$  et  $M = H \cdot e$

• Les forces provenant des translations

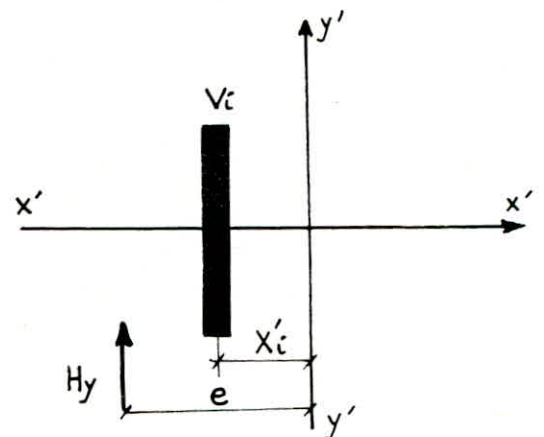
$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} \cdot H_x, \quad H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} \cdot H_y$$

• Les forces provenant des rotations

$$H''_x = \frac{M \cdot x'_i \cdot I_x}{J}, \quad H''_y = \frac{M \cdot y'_i \cdot I_y}{J}$$

$$\text{avec } J = \sum I_x \cdot x_i^2 + \sum I_y \cdot y_i^2$$

$x'$  et  $y'$ : distances du centre de torsion aux axes principaux d'inertie de chaque refend.



Remarques:

• Selon l'article 3.3.5 RPA 81 les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés ( $H_x''$  et  $H_y''$ )

• Les forces finales distribuées dans les refends sont :  $H_x = H_x' + H_x''$   
 $H_y = H_y' + H_y''$

• Pour le calcul des efforts dans les voiles on prendra une force horizontale  $H=100t$  et on tire l'effort réel par une règle de trois.

• Excentricité : pour les 2 blocs A et B  $e_x = e_y = 1.51m$ .

• Centre de torsion : - Bloc A  $x_T = 5.17m$   $y_T = 7.28m$   
 - Bloc B  $x_T = 4.74m$   $y_T = 6.90m$ .

Caracteristiques géométriques des voiles:

Voile long.	$I_{x_i} (m^4)$	$Y_i' (m)$	$Y_i'^2 (m^2)$	$Y_i' I_{x_i} (m^5)$	$Y_i'^2 I_{x_i} (m^6)$
B1	2.161	-4.74	22.4676	-10.243	48.552
B2	3.448	-1.58	2.496	-5.448	8.608
B3	1.402	2.46	6.052	3.449	8.484
B4	0.413	2.46	6.052	1.016	2.499
B5	1.258	6.06	36.724	7.623	46.198
B6	0.591	6.06	36.724	3.581	21.704
	$\Sigma = 9.273$				$\Sigma = 136.045$

Voile transv.	$I_{x_i} (m^4)$	$X_i' (m)$	$X_i'^2 (m^2)$	$X_i' I_{x_i} (m^5)$	$X_i'^2 I_{x_i} (m^6)$
Bt1	3.645	7.500	56.250	27.337	205.031
Bt2	15.523	3.900	15.210	60.540	236.105
Bt3	5.033	0.350	0.122	1.761	0.616
Bt4	16.842	-3.300	10.890	-55.579	183.409
Bt5	4.976	-6.900	47.610	-34.334	236.907
	$\Sigma = 46.019$				$\Sigma = 862.068$

N.B:

$X_i' = X_i - X_T$

$Y_i' = Y_i - Y_T$

Voile longitu.	$I_{y_i} (m^4)$	$Y_i (m)$	$Y_i^2 (m^2)$	$Y_i I_{y_i} (m^5)$	$Y_i^2 I_{y_i} (m^6)$
$Al_1$	17.172	-5.17	26.729	-88.779	458.989
$Al_2$	15.137	-1.57	2.465	-23.765	37.311
$Al_3$	18.520	2.03	4.121	37.596	76.319
$Al_4$	15.946	5.63	31.697	89.776	505.439
	$\Sigma = 66.775$				$\Sigma = 1078.058$

Répartition des efforts horizontaux par voile:

• Seisme agissant transversalement:

• Bloc A: l'effort sismique est repris par le voile transversal  $A_t$ .

Voile trans.	$H'_x(t)$	$H''_x(t)$	$H_x = H'_x + H''_x$
$Bt_1$	7.921	4.136	12.056
$Bt_2$	33.732	9.159	42.890
$Bt_3$	10.937	0.266	11.203
$Bt_4$	36.598	-8.408	36.598
$Bt_5$	10.813	-5.154	10.813

$$H'_x = \frac{I_{x_i}}{\Sigma I_{x_i}} H_x$$

$$H''_x = \frac{M \cdot X \cdot I_x}{J}$$

• Seisme agissant longitudinalement:

Voile long.	$H'_y(t)$	$H''_y(t)$	$H_y = H'_y + H''_y$
$Bl_1$	23.304	-1.550	23.304
$Bl_2$	37.183	-0.824	37.183
$Bl_3$	15.119	0.522	15.641
$Bl_4$	4.454	0.154	4.608
$Bl_5$	13.566	1.153	14.720
$Bl_6$	6.373	0.542	6.915

$$H'_y = \frac{I_{y_i}}{\Sigma I_{y_i}} H_y$$

$$H''_y = \frac{M \cdot Y \cdot I_y}{J}$$

Voile long	$H'_y$	$H''_y$	$H_y = H'_y + H''_y$
$Al_1$	25.716	-12.435	25.716
$Al_2$	22.669	-3.329	22.669
$Al_3$	27.735	5.266	33.001
$Al_4$	23.880	12.575	36.455

Exemple de calcul: voile  $Al_4$

$$H'_y = \frac{15.964}{66.775} \times 100 = 23.880t$$

$$H''_y = \frac{1.51 \times 5.63 \times 15.946}{1078.058} \times 100 = 12.575t$$

$$\rightarrow H_y = H'_y + H''_y = 23.88 + 12.575 = 36.455t.$$

avec :

$$J_{(a)} = X'^2 \sum I_x + Y'^2 \sum I_y = 1078.058 m^6$$

$$J_{(b)} = X^2 \sum I_x + Y^2 \sum I_y = 998.113 m^6.$$

Efforts agissants longitudinalement :

Niv	5		4		3		2		1		Rdc	
	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
$Al_1$	14.298	22.026	19.925	64.920	24.224	124.694	27.195	197.368	29.031	278.952	29.031	386.655
$Al_2$	12.604	19.416	17.564	57.228	21.354	109.92	23.972	173.982	25.591	245.90	25.591	340.842
$Al_3$	18.349	28.265	25.569	83.311	31.087	160.018	34.899	253.279	37.255	357.975	37.255	496.190
$Al_4$	20.269	31.224	28.245	92.031	34.341	176.767	38.511	279.788	41.154	395.442	41.154	548.123
$Bl_1$	17.329	27.685	23.882	79.672	28.890	151.317	32.351	237.987	34.490	335.039	34.490	462.997
$Bl_2$	27.649	44.179	38.105	127.121	46.036	241.437	51.617	379.724	55.031	534.576	55.031	738.741
$Bl_3$	11.631	18.581	16.029	53.473	19.390	101.560	21.713	159.731	23.149	224.869	23.149	310.751
$Bl_4$	3.426	5.474	4.722	15.754	5.712	29.921	6.397	47.058	6.890	66.249	6.820	91.550
$Bl_5$	10.946	17.487	15.085	50.325	18.248	95.580	20.434	150.325	21.786	211.628	21.786	292.452
$Bl_6$	5.142	8.215	7.086	23.641	8.572	44.900	9.599	70.618	10.234	95.416	10.234	137.385

Efforts agissants transversalement:

Niv.	5		4		3		2		1		RDC	
Effort Voile	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
Bt <sub>1</sub>	8.965	14.322	12.355	41.217	14.946	78.282	16.736	123.119	17.843	173.328	17.843	239.525
Bt <sub>2</sub>	31.893	50.953	43.954	146.632	53.171	278.493	59.540	438.005	63.477	616.625	63.477	852.126
Bt <sub>3</sub>	8.330	13.309	11.481	38.301	13.888	72.743	15.552	114.408	16.580	161.064	16.580	222.578
Bt <sub>4</sub>	27.214	43.478	37.598	125.121	45.370	237.638	50.805	373.750	54.165	526.166	54.165	727.118
Bt <sub>5</sub>	8.040	12.846	11.081	36.967	13.405	70.211	15.011	110.426	16.003	155.457	16.003	214.829
At	55.600	85.65	77.48	252.45	94.200	484.89	105.75	767.49	112.89	1084.74	112.89	1503.56

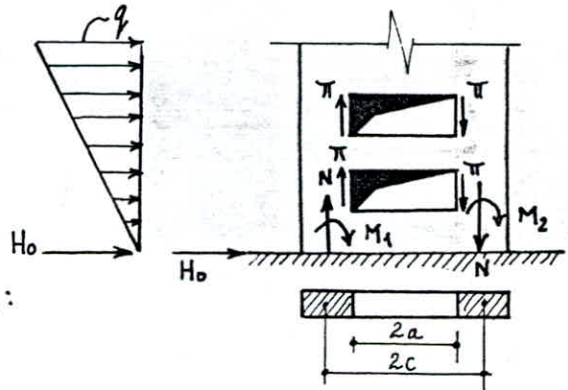


## EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE REFENDS

La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est celle imaginée par M.M ALBIGES et GOULET fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure.

### Refends a une file d'ouverture:

#### .cas d'une charge triangulaire due au seisme



#### . Calcul de l'effort tranchant $\pi$ dans les linteaux :

l'effort tranchant est donné par la formule:

$$\pi(x) = H_0 \frac{m l}{I} \Phi(\alpha, \xi)$$

avec:

$H_0$ : effort tranchant d'ensemble à la base du refend

$m$ : moment statique de la section par rapport au c.d.g.

$l$ : hauteur d'étage

$I$ : moment d'inertie de la section.

#### . Calcul des moments dans les trumeaux :

Le moment dans le trumeau (1) est donné par:  $M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 Z \left[ \frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2mc\xi}{I} \right]$

Le moment dans le trumeau (2) est donné par:  $M_2(\xi) = \frac{I_2}{I_1+I_2} H_0 Z \left[ \frac{(1-\xi)^2(1+\xi)}{3} - \frac{2mc\xi}{I} \right]$

#### . Calcul de l'effort normal dans les trumeaux :

L'effort normal dans les trumeaux est égale à la somme des efforts tranchants dans les linteaux:

$$N = \sum \pi$$

Après avoir calculé les efforts précédents, on doit vérifier à la base du refend que le moment extérieur  $\cong$  moment intérieur ( $M_{ext} \cong M_{int}$ ) avec  $M_{int} = M_1 + M_2 + 2Nc$ .  
et  $M_{ext}$ : c'est le moment obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends.

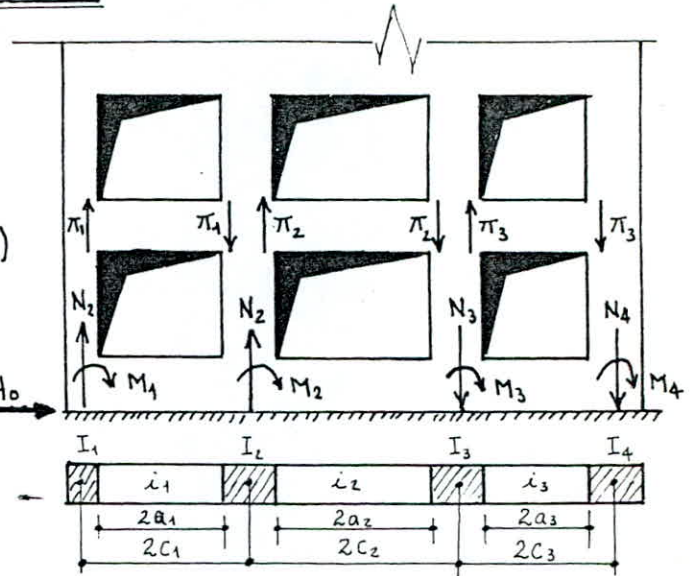
Refends à plusieurs files d'ouvertures:

• Calcul de l'effort tranchant  $\pi$ .  
L'effort tranchant est donné par:

$$\pi_i(\xi) = H_0 l \frac{i_i c_i}{2a_i^3 \left( \frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi(\xi)$$

A cause des approximations effectuées les valeurs de l'effort deviennent peu précises quand les ouvertures sont assez petites.

Les formules pour plusieurs files d'ouvertures fournissent des valeurs de  $\pi$  par excès pour les ouvertures proches des extrémités du refend et par défaut pour les ouvertures centrales sans pouvoir donner d'indications précises, pour cela il est conseillé pour les petites ouvertures d'effectuer deux évaluations de  $\pi$  cas de petites ouvertures dont le rapport:  $\frac{\text{Souvertures}}{\text{Stotale durefend}} < 25\%$



avec : Souvertures : surface des ouvertures prise en élévation.

Stotale : surface totale du voile.

Pour ce cas il est conseillé d'effectuer des évaluations de  $\pi$

avec :

$$\pi'_i = H_0 l \frac{i_i c_i}{2a_i^3 \left( \frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi(\xi) \quad \text{et} \quad \pi''_i = \frac{H_0 l m_i}{I} \Phi(\alpha, \xi)$$

et on prend la moyenne des 2 valeurs  $\pi'_i$  et  $\pi''_i$  :  $\pi_i = \frac{\pi'_i + \pi''_i}{2}$

• Calcul du moment dans les éléments du refend.

Le moment dans chaque trumeau est donné par:

$$M_i(\xi) = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} H_0 Z \left[ \frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \psi(\xi) \right]$$

• Calcul de l'effort normal dans les éléments de refend:

$$N_1 = \sum \pi_1 \qquad N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \qquad N_4 = \sum \pi_4.$$

à la fin il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation :

$$M_i = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(C_1 + C_2 + C_3 + \dots) + 2N_2(C_2 + C_3 + \dots) + 2N_3(C_3 + C_4 + \dots)$$

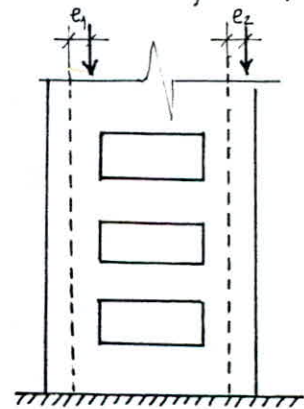
$$M_i = M_{ext}$$

avec  $M_{ext}$  : c'est le moment extérieur obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends

Cas des charges verticales.

D'après M<sup>r</sup> DAVIDOVICI, si les ouvertures sont disposées d'une façon symétrique par rapport à leurs axes, alors les charges verticales (charges permanente et surcharges d'exploitation) sont excentrées, de plus la redistribution des efforts dans les éléments de refends engendre des moments et des efforts normaux. Mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dû au seisme, donc on pourra négliger cette excentricité et on ne tiendra compte que de l'effort normal de compression dans les trumeaux.

$$e_1 = e_2 \approx 0$$



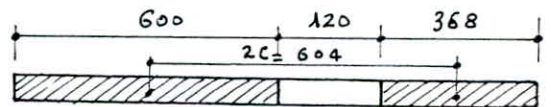
Les distributions des efforts dans les trumeaux sont résumées dans les tableaux suivants.

Voile A<sub>2</sub>

$$H_0 = 25.591t$$

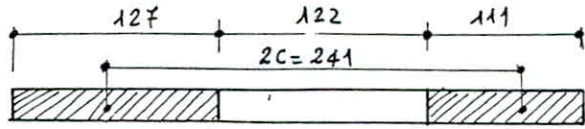
$$M_{ext} = 340.842t.m, \text{ erreur} = \frac{340.842 - 361.726}{340.842} \times 100 = 6.13\%$$

$$M_{int} = 361.726t.m$$



Niveau	$\xi$	$\Phi$	$\Psi$	$\frac{2m_c \Psi}{I}$	$\pi(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$N(t)$
T	1.00	0.17	0.000	0.000	1.706	0.00	0	1.706
5	0.84	0.295	0.050	0.0395	2.961	-5.933	-1.369	4.667
4	0.68	0.51	0.120	0.0748	5.119	-1.280	-0.295	9.786
3	0.52	0.695	0.220	0.1737	6.976	7.702	1.777	16.762
2	0.36	0.81	0.325	0.2567	8.131	25.505	5.885	24.893
1	0.20	0.80	0.470	0.3710	8.030	38.190	8.811	32.923
R.D.C	0.00	0.84	0.580	0.4580	10.427	81.165	18.727	43.350.

Voile B6:



$H_0 = 10.234 t$

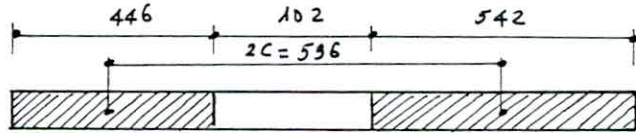
$M_{ext} = 137.385 t.m$

$M_{int} = 141.842 t.m$

$erreur = \frac{137.385 - 141.842}{137.385} \times 100 = 3.24\%$

Niveau	$\xi$	$\Phi$	$\psi$	$\frac{2mc\psi}{I}$	$\pi(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$N(t)$
T	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
5	0.84	0.30	0.025	0.0231	3.530	0.132	0.088	3.530
4	0.68	0.53	0.090	0.083	6.236	0.960	0.640	9.766
3	0.52	0.72	0.225	0.208	8.471	-1.639	-1.093	18.237
2	0.36	0.88	0.325	0.3001	10.354	2.534	1.690	28.591
1	0.20	0.95	0.475	0.4387	11.177	3.520	2.347	39.768
R.D.C	0.00	1.00	0.660	0.6095	14.550	6.562	4.374	54.318

Voile A4:



$H_0 = 41.054 t$

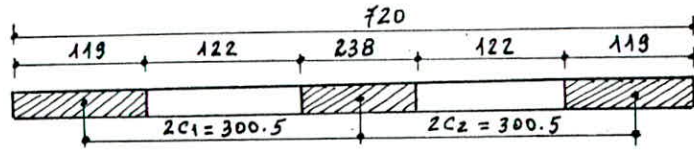
$M_{ext} = 548.123 t.m$

$M_{int} = 563.842 t.m$

$erreur = \frac{548.123 - 563.842}{548.123} \times 100 = 2.87\%$

Niveau	$\xi$	$\Phi$	$\psi$	$\frac{2mc}{I}$	$\pi(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$N(t)$
T	1.00	0.170	0.00	0.00	1.706	0.00	0.00	1.706
5	0.84	0.295	0.05	0.0395	2.961	-5.933	-1.369	4.667
4	0.68	0.510	0.12	0.0948	5.119	-1.280	-0.295	9.786
3	0.52	0.695	0.22	0.1737	6.976	7.702	1.777	16.762
2	0.36	0.810	0.325	0.2567	8.131	25.505	5.885	24.893
1	0.20	0.800	0.47	0.371	8.030	38.190	8.811	32.923
R.D.C	0.00	0.840	0.58	0.4580	10.427	81.165	18.727	43.350

Voile BT<sub>1</sub>:



$$H_0 = 17.843t$$

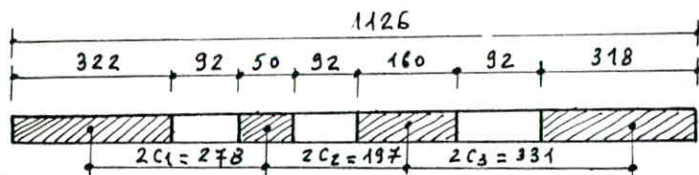
$$M_{ext} = 239.525t.m$$

$$M_{int} = 243.780t.m$$

$$erreur = \frac{239.525 - 243.780}{239.525} \times 100 = 1.77\%$$

Niveau	$\xi$	$\Phi$	$\psi$	$\frac{\pi_1'}{\pi_1}$	$\frac{\pi_2'}{\pi_2}$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$
T	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.84	0.30	0.025	2.672 2.508 2.590	2.672 2.508 2.590	-0.0255	-0.2044	-0.0255	2.59	0.00	-2.59
4	0.68	0.53	0.09	4.720 4.430 4.575	4.720 4.430 6.216	0.0493	0.3946	0.0493	7.165	0.00	-7.165
3	0.52	0.72	0.225	6.413 6.019 6.216	6.413 6.019 6.216	-1.0504	-8.4032	-1.0504	13.381	0.00	-13.381
2	0.36	0.88	0.325	7.834 7.356 7.595	7.834 7.356 7.595	-0.0928	-0.7428	-0.0928	20.976	0.00	-20.976
1	0.20	0.95	0.475	8.461 7.941 8.201	8.461 7.941 8.201	-0.1892	-1.5134	-0.1892	29.177	0.00	-29.177
R.D.C	0.00	1.00	0.66	11.015 11.015 11.015	11.015 11.015 11.015	0.2226	1.7805	0.2226	40.192	0.00	-40.177

Voile Bt<sub>2</sub>:



$$H_0 = 63.47 \text{ ft}$$

$$M_{ext} = 852.126 \text{ t.m}$$

$$M_{int} = 864.068 \text{ t.m}$$

$$\text{erreur} = \frac{852.126 - 864.068}{852.126} \times 100 = 1.40\%$$

niveau	$\xi$	$\Phi$	$\Psi$	$\frac{\pi_1'}{\pi_1''}$ $\frac{\pi_1'}{\pi_1}$	$\frac{\pi_2'}{\pi_2''}$ $\frac{\pi_2'}{\pi_2}$	$\frac{\pi_3'}{\pi_3''}$ $\frac{\pi_3'}{\pi_3}$	M <sub>1</sub> (t.m)	M <sub>2</sub> (t.m)	M <sub>3</sub> (t.m)	M <sub>4</sub> (t.m)	N <sub>1</sub> (t)	N <sub>2</sub> (t)	N <sub>3</sub> (t)	N <sub>4</sub> (t)
T	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.84	0.30	0.025	7.038 6.728 6.883	4.987 7.060 6.023	8.380 6.504 7.442	-0.4341	-0.0016	-0.0546	-0.4185	6.883	-0.86	1.419	-1.419
4	0.68	0.53	0.09	12.434 11.886 12.160	8.811 12.472 10.641	14.802 11.491 13.148	0.8380	0.0031	0.1055	0.8079	19.043	-2.379	3.926	-3.926
3	0.52	0.72	0.225	16.892 16.147 16.519	11.970 16.944 14.457	20.112 15.610 17.861	-17.848	-0.0670	-2.246	-17.207	35.562	-4.441	7.330	-7.33
2	0.36	0.88	0.325	20.645 19.736 20.190	14.630 20.709 17.669	24.581 19.079 21.830	-1.5778	-0.0059	-0.1985	-1.5210	55.752	-6.962	11.461	-11.461
1	0.20	0.95	0.475	22.288 21.305 21.796	15.794 22.356 19.075	26.537 20.597 23.567	-3.2145	-0.0121	-0.4045	-3.0989	77.548	-9.683	15.983	-15.983
R.D.C	0.00	1.00	0.660	29.013 27.734 28.373	20.559 29.102 24.830	34.544 26.812 30.678	3.7818	0.0142	0.4758	3.6458	105.921	-13.226	21.831	-21.831

## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

### Base de calcul des éléments structuraux:

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par la combinaison de charges verticales et des charges sismiques données ci dessus, sur la base du règlement parasismique en vigueur R.P.A. 81.

La combinaison des charges et surcharges dans les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les deux formules:

$$G + Q + E \quad \text{ou} \quad 0.8G \pm E$$

où:  $G$  = charge permanente  
 $Q$  = charge d'exploitation non pondérée  
 $E$  = effets des seismes.

pour les voiles pleins aucune difficulté, mais pour les voiles avec une ou plusieurs files d'ouvertures, il faut noter que la distribution des charges verticales sur les trumeaux se fait proportionnellement à leurs longueurs.

$$V_i = V \frac{l_i}{l} \quad \text{avec } V = \text{charge verticale qui s'applique sur le voile.}$$

$V_i$  = charge verticale qui revient au trumeau  $i$

$l_i$  = longueur du trumeau ( $i$ ) +  $\frac{1}{2}$  longueur du linteau.

$l$  = longueur totale du voile.

Les résultats sont regroupés dans des tableaux, pour chaque voile et à chaque niveau.

### Voiles pleins:

Superposition		5	4	3	2	1	R.D.C
Al <sub>1</sub>	G(t)	18.910	42.870	66.830	90.790	114.750	138.710
	Q(t)	2.700	5.670	8.640	11.610	14.580	17.550
	G+Q+E (t)	21.610	48.540	75.470	102.400	129.330	156.260
	0.8G ± E (t)	15.129	34.296	53.463	72.632	91.800	110.969
	M(t.m)	22.026	64.920	124.694	187.368	278.952	386.655
Bl <sub>3</sub>	G(t)	9.680	21.900	34.120	46.340	58.560	70.780
	Q(t)	1.680	3.360	5.040	6.720	8.400	10.080
	G+Q+E (t)	11.360	25.260	39.160	53.060	66.960	80.860
	0.8G ± E (t)	7.744	17.520	27.296	37.072	46.848	56.624
	M(t.m)	18.581	53.473	101.560	159.731	224.869	310.751
Bl <sub>5</sub>	G(t)	12.880	28.710	44.340	60.070	75.800	91.530
	Q(t)	1.910	3.820	5.730	7.640	9.550	11.460
	G+Q+E (t)	14.790	32.530	50.070	67.710	85.350	102.99
	0.8G ± E (t)	10.304	22.968	35.472	48.056	60.640	73.224
	M(t.m)	12.846	36.967	70.211	110.426	155.457	214.829

N.B.: E = 0

Voiles avec une seule file d'ouverture:

Voile A<sub>12</sub>:

Superposition		5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G(t)	16.761	33.115	49.470	65.824	82.178	98.533
	Q(t)	3.288	7.158	11.028	14.898	18.763	22.633
	E(t)	4.667	9.786	16.762	24.893	32.923	43.350
	G+Q+E(t)	24.716	50.059	77.260	105.616	133.870	164.522
	0.8G+E(t)	18.076	36.278	56.338	77.552	98.666	122.176
	0.8G-E(t)	8.742	16.704	22.814	27.766	32.820	35.476
	M <sub>1</sub> (t.m)	-5.933	-1.280	-7.702	25.505	38.190	81.165
Trumeau II	G(t)	10.869	21.475	32.080	42.686	53.291	63.897
	Q(t)	2.132	4.642	7.152	9.661	12.171	14.681
	E(t)	4.667	9.786	16.762	24.893	32.923	43.35
	G+Q+E(t)	17.668	35.903	55.994	77.240	98.386	121.928
	0.8G+E(t)	13.362	26.966	42.426	59.042	75.556	94.468
	0.8G-E(t)	4.028	7.394	8.902	9.256	9.710	7.768
	M <sub>2</sub> (t.m)	-1.369	-0.295	1.777	5.885	8.811	18.727

Voile A<sub>14</sub>:

Superposition		5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G(t)	7.779	18.024	28.269	38.515	48.761	59.006
	Q(t)	1.231	2.462	3.693	4.924	6.155	7.387
	E(t)	5.021	13.991	26.040	40.767	56.665	77.361
	G+Q+E(t)	14.031	34.477	58.003	84.206	111.581	143.754
	0.8G+E(t)	11.244	28.410	48.656	71.579	95.674	124.566
	0.8G-E(t)	1.202	0.428	-3.424	-9.955	-17.656	-30.156
	M <sub>1</sub> (t.m)	1.112	5.171	3.241	16.437	23.583	36.774
Trumeau II	G(t)	9.281	21.506	33.730	45.955	58.179	70.404
	Q(t)	1.469	2.938	4.406	5.876	7.344	8.813
	E(t)	5.021	13.991	26.040	40.767	56.665	77.361
	G+Q+E(t)	15.771	38.434	64.177	92.597	122.189	156.578
	0.8G+E(t)	12.446	31.195	53.024	77.530	103.208	133.684
	0.8G-E(t)	2.404	3.214	0.944	-4.003	-10.122	-21.038
	M <sub>2</sub> (t.m)	1.996	9.280	5.817	29.499	42.323	65.996



Voiles a 2 files d'ouvertures:

Voile B<sub>t1</sub>:

Superposition		5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G(t)	2.865	6.542	10.22	13.897	17.575	21.252
	Q(t)	0.477	0.955	1.432	1.910	2.387	2.865
	E(t)	2.590	7.165	13.381	20.976	29.177	40.192
	G+Q+E (t)	5.932	14.662	25.033	36.783	49.139	64.309
	0.8G+E (t)	4.882	12.399	21.557	32.094	43.237	57.194
	0.8G-E (t)	-0.298	-1.931	-5.205	-9.858	-15.117	-23.19
	M <sub>1</sub> (t.m)	-0.0025	0.049	-1.050	-0.093	-0.189	0.223
Trumeau II	G(t)	5.73	13.085	20.44	27.795	35.15	42.505
	Q(t)	0.955	1.91	2.865	3.82	4.775	5.73
	E(t)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	G+Q+E (t)	6.685	14.995	23.305	31.615	39.925	48.235
	0.8G+E (t)	4.584	10.468	16.352	22.236	28.12	34.004
	0.8G-E (t)	4.584	10.468	16.352	22.236	28.12	34.004
	M <sub>2</sub> (t.m)	-0.0204	0.395	-8.403	-0.743	-1.513	1.780
Trumeau III	G(t)	2.865	6.542	10.22	13.897	17.575	21.252
	Q(t)	0.477	0.955	1.432	1.910	2.387	2.865
	E(t)	-2.590	-7.165	-13.381	-20.976	-29.177	-40.192
	G+Q+E (t)	0.752	0.332	-1.728	-5.168	-9.214	-16.074
	0.8G+E (t)	-0.298	-1.931	-5.205	-9.858	-15.117	-23.19
	0.8G-E (t)	4.882	12.399	21.557	32.094	43.237	57.194
	M <sub>3</sub> (t.m)	-0.025	0.049	-1.0504	-0.093	-0.189	-0.223

Voiles a 3 files d'ouvertures:

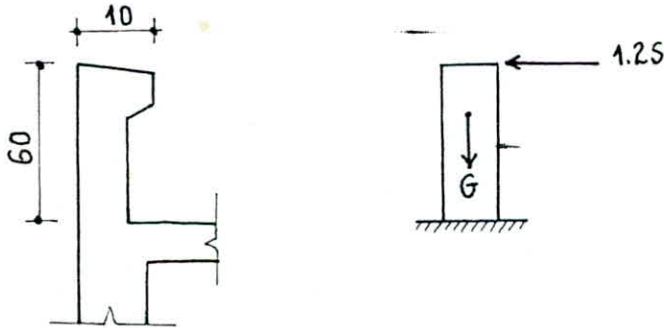
Voile Bt<sub>2</sub>:

Superposition		5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G(t)	9.128	17.589	25.397	33.205	41.013	48.820
	Q(t)	2.096	4.120	6.143	8.166	10.189	12.212
	E(t)	6.883	19.043	35.562	55.752	77.548	105.921
	G+Q+E (t)	18.108	40.752	67.102	97.123	128.749	166.953
	0.8G+E (t)	14.185	33.115	55.880	82.316	110.358	144.977
	0.8G-E (t)	0.419	-4.972	-15.244	-29.188	-44.738	-66.865
	M <sub>1</sub> (t.m)	-0.434	0.838	-17.848	-1.578	-3.214	3.782
Trumeau II	G(t)	3.522	6.787	9.800	12.813	15.826	18.838
	Q(t)	0.809	1.590	2.370	3.151	3.931	4.712
	E(t)	-0.86	-2.379	-4.441	-6.962	-9.683	-13.226
	G+Q+E (t)	3.471	5.998	7.729	9.002	10.074	10.324
	0.8G+E (t)	1.958	3.051	3.399	3.288	2.977	1.845
	0.8G-E (t)	3.678	7.809	12.281	17.212	22.343	28.300
	M <sub>2</sub> (t.m)	-0.002	-0.003	-0.067	-0.006	-0.012	0.014
Trumeau III	G(t)	6.251	12.045	17.392	22.738	28.085	33.431
	Q(t)	1.436	2.821	4.206	5.592	6.977	8.362
	E(t)	1.419	3.926	7.33	11.461	15.983	21.831
	G+Q+E (t)	9.105	18.792	28.928	39.791	51.045	63.625
	0.8G+E (t)	6.420	13.562	21.243	29.651	38.451	48.576
	0.8G-E (t)	3.582	5.710	6.583	6.729	6.485	4.914
	M <sub>3</sub> (t.m)	-0.055	0.105	-2.246	-0.198	-0.404	0.476
Trumeau IV	G(t)	9.029	17.398	25.121	32.844	40.567	48.290
	Q(t)	2.074	4.075	6.076	8.077	10.078	12.079
	E(t)	-1.419	-3.926	-7.330	-11.461	-15.983	-21.831
	G+Q+E (t)	5.684	17.547	23.867	29.460	34.662	38.538
	0.8G+E (t)	5.804	9.993	12.767	14.814	16.470	16.801
	0.8G-E (t)	8.642	17.845	27.427	37.736	48.436	60.463
	M <sub>4</sub> (t.m)	-0.418	0.808	-17.207	-1.521	-3.099	3.646

## ACROTERE

### Introduction

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console dans le plancher terrasse, elle est sollicitée par son poids propre et la surcharge due à la main courante.



pour la terrasse inaccessible  $S = 100 \text{ Kg/m}^2$ .

Le calcul se fera en flexion composée sous  $M$  et  $N$  car la section dangereuse se trouve à l'encastrement.

$$N = G = 0.1 \times 0.6 \times 2500 = 150 \text{ Kg/ml.}$$

$$M = 1,25 \cdot H = 1,2 \times 100 \times 0,6 = 72 \text{ Kg.m/ml}$$

Le calcul se fera par une bande de un mètre linéaire pour une section  $(0.1; 1.00) \text{ m}^2$

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé à l'aide de la méthode de P. Charon,

$$\left. \begin{aligned} \text{centre de pression: } e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{72}{150} = 0.48 \text{ m} = 48 \text{ cm} \\ e_1 &= ht/6 = 10/6 = 1.67 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 \gg e_1$$

puisque l'effort normal sollicitant l'acrotère est un effort de compression et le point d'application de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

### Ferrailage:

• Moment résultant:  $M_{rb} = \bar{k} b h^2$  avec  $\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma}$

$$\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0.423. \quad \rightarrow \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0.859$$

$$K = \frac{1}{2} \times 137 \times 0.423 \times 0.859 = 24.903$$

$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 24.903 \times 100 \times 8^2 = 159000 \text{ Kg.cm} = 1.59 \text{ t.m} > M_{ext} \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• Calcul du moment par rapport aux aciers tendus:

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

$$M_f = M + N \left( e_0 + \frac{ht}{2} - d \right) = 72 + 150 \left( 0.48 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 148.5 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 148.5}{2800 \times 100 \times 64} = 0.0124 \rightarrow \cdot \epsilon = 0.9502$$

$$\cdot \kappa = 85.5$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{148.5}{2800 \times 0.9502 \times 8} = 0.698$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0.698 - \frac{150}{2800} = 0.644$$

Cette section étant très faible, on adoptera alors la section d'armature minimale donnée par la condition de non fragilité.

• Condition de non fragilité : art 52 c.c.B.A 68.

$$A \geq 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h = 0.69 \frac{5.9}{4200} \times 8 \times 100 = 0.78 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 5 \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 20 cm.

### Vérfications diverses :

• Vérification de l'espacement : conformément aux règles c.c.B.A 68 art 57.33

$t_{\min} \leq 3ht = 30 \text{ cm}$  avec  $t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$  qui est vérifié.

• Vérification des contraintes:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{85.5} = 32.75 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

• Vérification de la condition de non fissuration:

$$\eta = 1.6$$

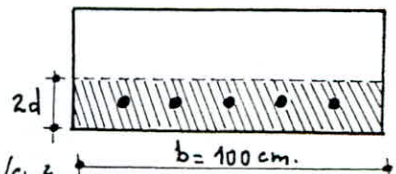
$$\kappa = 1.10^6$$

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1.41}{2 \times 100 \times 2} = 3.525 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1.10^6 \times 1.6}{6} \cdot \frac{3.525 \cdot 10^{-3}}{1 + 3.525 \times 10^{-2}} = 908 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\eta \kappa \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 10^6 \times 5.9}{6}} = 3010.4 \text{ bars.}$$



$\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ , donc la fissuration n'est pas à craindre

• Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que :  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$  avec  $z = \frac{7}{8} h = 7 \text{ cm}$ .

$$T = 1.25 = 1.2 \times 100 = 120 \text{ Kg/ml}$$

$$M = 148.5 \text{ Kg.m/ml} \rightarrow A \bar{\sigma}_a = 1.41 \times 2800 = 3948 > 120 + \frac{14850}{7} = 2241.43$$

C'est vérifié.

Verification au cisaillement:

On doit verifier que:  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b$

$$\tau_b = \frac{120}{100 \times 7} = 0.171 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1.15 \times 5.9 = 6.785 \text{ Kg/cm}^2.$$

donc les armatures transversales ne sont pas necessaires, mais vu la fissuration excessive due aux intemperies, on a prevu des armatures de repartition 3HAB

Verification au seisme local

On applique la methode citee au R.P.A.81 art 3.3.9

Les elements secondaires de la structure doivent etre verifiees sous l'action des forces horizontales.  $F_p = ZI \cdot C_p \cdot W_p$

•  $W_p$ : poids de l'element  $W_p = 150 \text{ Kg/ml}$

•  $ZI$ : depend de la zone et du groupe d'usage de l'ouvrage

zone II, groupe d'usage 2  $\rightarrow ZI = 0.6$

•  $C_p$ : element de console  $C_p = 0.8$ .

$$F_p = ZI \cdot C_p \cdot W_p = 0.6 \times 0.8 \times 150 = 72 \text{ Kg/ml} < 1.25 \times 120 \text{ Kg/ml}$$

L'acrotère est dimensionné avec un effort supérieur à l'effort sismique, donc l'acrotère est vérifié au seisme local.

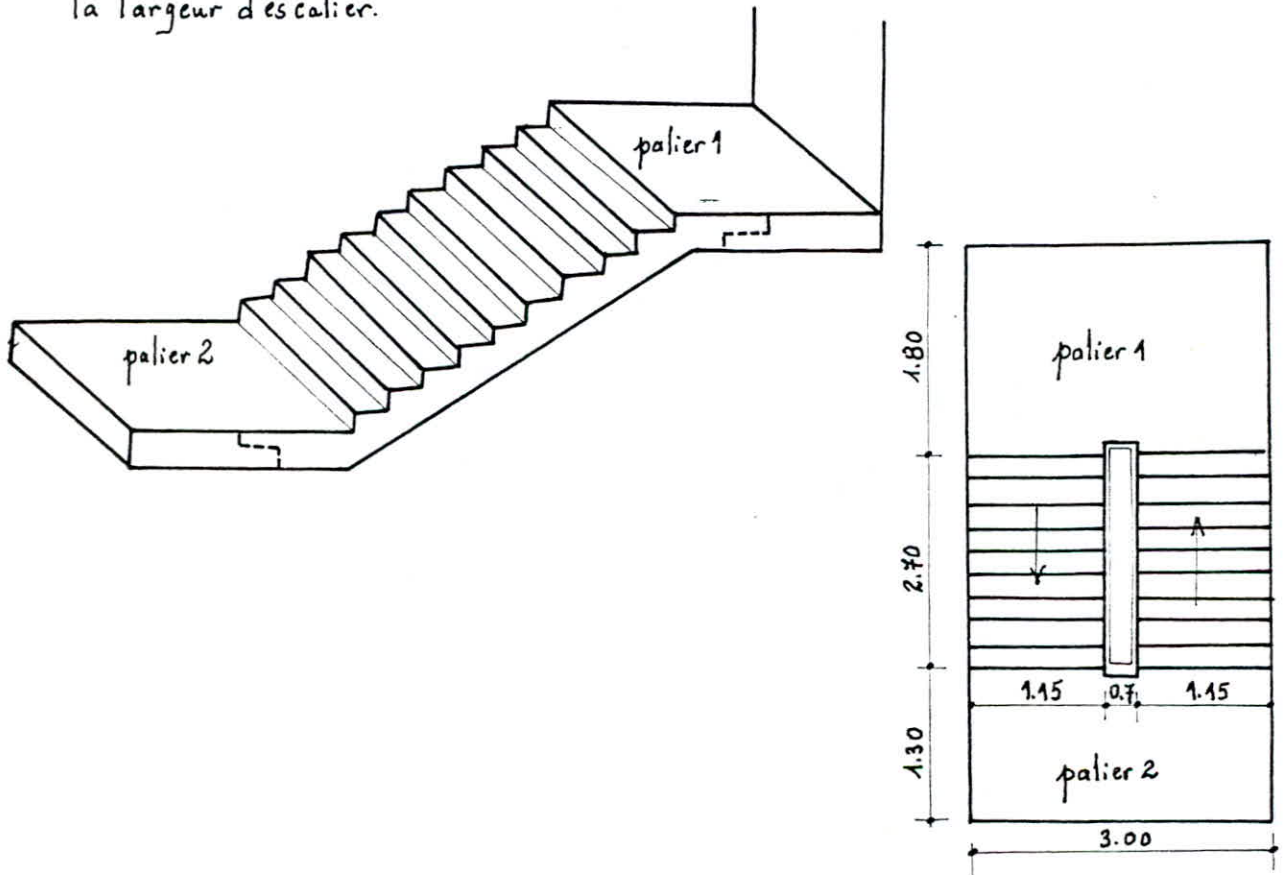
Remarque:

L'acrotère de la terrasse accessible est ferrillée de la même façon que celle de la terrasse inaccessible, sauf que cette fois-ci avec 5HAB/ml et un espacement de 20cm.

Toutes les verifications restent satisfaites.

## LES ESCALIERS

L'escalier que nous étudions est à paillasse préfabriquée.  
 Cette paillasse est simplement appuyée sur les paliers.  
 Les appuis haut et bas se font par l'intermédiaire de bequets sur toute la largeur d'escalier.



La préfabrication peut-être faite en usine ou sur chantier.  
 Les paliers sont coulés sur place. Ils sont assimilés à des dalles pleines encastrées (semi) sur 3 côtés et simplement appuyée sur le 4<sup>e</sup>. Ce dernier est réalisé par l'intermédiaire de la poutre palière.

### Predimensionnement:

$$\left. \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ données par l'architecte}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{135}{270} = 0.5 \rightarrow \alpha = 26^\circ 33'$$

Verification de la relation de BLONDEL  $59 \leq g + 2h \leq 66 \rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 15 \leq 66$   
 $59 < 60 \leq 64$  ce qui est vérifié.

Épaisseur de la paillasse:

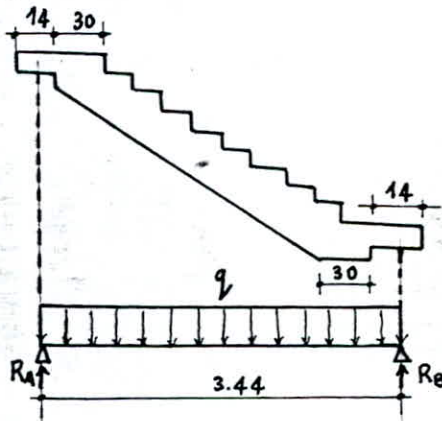
$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{or} \quad l = \sqrt{H^2 + G^2} \quad \text{avec} \quad G = \sum g_i = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$H = \sum h_i = 9 \times 15 = 135 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad l = 302$$

10.7 ≤ e ≤ 15.1 cm , on adopte comme épaisseur e = 15 cm.

Calcul de la paillasse:

La paillasse sera calculée en flexion simple pour les charges normales G+1.2P avec une portée horizontale.



La charge par m<sup>2</sup>: q = G + 1.2P avec G = 775 Kg/m<sup>2</sup>  
P = 250 Kg/m<sup>2</sup> ) déjà évaluées.

d'où q = 775 + 1.2 × 250 = 1075 Kg/m<sup>2</sup>

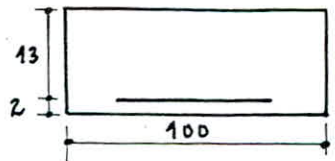
La charge en Kg/ml: q = 1075 × 1.15 = 1236.25 Kg/ml

Détermination des charges:

Les réactions RA = RB = q ×  $\frac{l}{2}$  = 1236.25 ×  $\frac{3.44}{2}$  = 2126.35 Kg.

Mmax = q ×  $\frac{l^2}{8}$  = 1236.25 ×  $\frac{(3.44)^2}{8}$  = 1828.66 Kg.m.

$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1828.66}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0.0579 \rightarrow K = 35.0$   
E = 0.900



d'où A =  $\frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{1828.66}{2800 \times 0.9 \times 13} = 5.58 \text{ cm}^2$ , on prend 8T10 → A = 6.28 cm<sup>2</sup>

Armatures de répartition:

On prévoit des armatures de répartition telles que leurs sections soit prises forfaitairement ou  $\frac{1}{4}$  des armatures principaux:  $\frac{1}{4} \times 6.28 = 1.57 \rightarrow$  on adopte 6T6 avec un espacement de 16 cm.

Condition de manutention:

La volée de l'escalier sera transportée de l'usine au chantier, pour tenir compte des augmentations de charges dues aux chocs ou accélérations on prend:  
 $1.2G = 1.2 \times (775 \times 1.15) = 1069.5 \text{ Kg/ml.}$

$M_{manut.} = 1582.00 \text{ Kg.m} ; M_{max} = 1828.66 \text{ Kg.m}$

$M_{max} > M_{manut.} \rightarrow$  il n'est pas nécessaire de disposer des aciers supplémentaires.

Calcul des armatures en crochets:

Poids propre de la paillasse :  $G = 775 \times 1.15 \times 3.44 = 3065.9 \text{ Kg.}$

Poids propre majoré :  $1.2G = 3679 \text{ Kg} ; 1.2G = P$

On dispose 4 crochets sur les coins de la paillasse  
 traction sur chaque crochet  $T = \frac{P}{4} = \frac{3679}{4} = 919.75 \text{ Kg}$

$T = A \cdot \bar{\sigma}_a \rightarrow A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{919.75}{2800} = 0.328 \text{ cm}^2.$

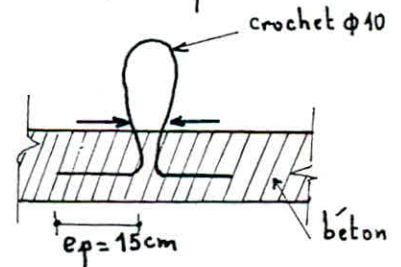
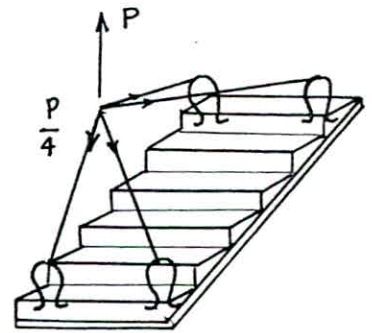
$\rightarrow$  crochet. en  $\phi 8 \rightarrow A = 0.50 \text{ cm}^2$

Nous adoptons tout de même  $\phi 10$  en crochets, et ce contre des risques éventuels de chocs pendant les manœuvres.

Ces aciers seront ancrés sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse.

N.B:

Dès que la pose est achevée, vérifiée; ou avant la jonction paillasse - palier et revêtement : sectionner ces aciers qui ne serviront plus.



Vérifications:

Condition de non fissuration:

$K = 1.5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible

$\eta = 1.6$  aciers à haute adhérence

$\phi = 10 \text{ mm}$

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6.28}{2 \times 100 \times 2} = 0.0157.$

$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \times 1.6}{10} \frac{0.0157}{1 + 10 \times 0.0157} = 3256.7 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 5.9}{10}} = 2855.9 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_a = \inf \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \text{Sup}(\sigma_1, \sigma_2) = 3256.7 \end{array} \right. \rightarrow \sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

La condition de non fissuration du béton est vérifiée.



Contraintes:

$$A = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 6.28}{100 \times 13} = 0.483 \rightarrow K = 32.6$$

$$E = 0.8950.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{182866}{6.28 \times 0.895 \times 13} = 2502.7 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2502.7}{32.6} = 76.77 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

verification de non fragilité du béton:

$$A \geq 0.69 b \cdot h \frac{\sigma_b}{\sigma_{bcn}}, \quad A \geq 0.69 \times 100 \times 13 \frac{5.9}{4200} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 6.28 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition de non fragilité du béton est vérifiée}$$

flèche:

Pour une poutre reposant sur deux appuis simples de portée L, de moment d'inertie I supposé constant et supportant une charge uniformément répartie P et E le module d'élasticité du matériau constituant la poutre.

$$f = \frac{5}{384} q \frac{l^4}{EI}, \quad E = 7000 \sqrt{\sigma'_b} = 7000 \sqrt{270} = 126 \cdot 10^3 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{1236.25 \times 3.44^4}{126 \cdot 10^3 \times 10^4 \frac{1 \times (0.13)^3}{12}} = 9.77 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0.977 \text{ cm}.$$

La flèche admissible est donnée par les recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers préfabriqués en B.A du type pailleasse pleine.

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{3.44}{3.00} = 1.146 \text{ cm}$$

$$f = 0.977 \text{ cm} < \bar{f} = 1.146 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Calcul des bequets:

Chaque bequet de la pailleasse et de la poutre palière sera calculé pour une charge linéaire  $q = \gamma q (G + 1.2P)$  où:

$\gamma q$ : coefficient de comportement expérimental (donné par un tableau)

$\gamma q = 1.4$  (calcul du bequet en flexion sans armatures de suspension et pose de la volée à bain mortier)

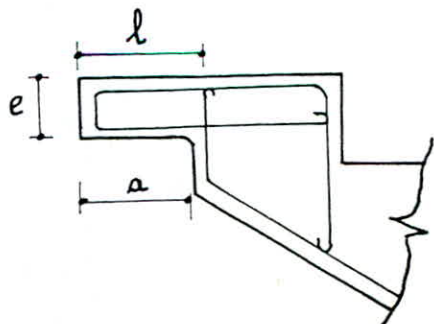
L'épaisseur des bequets doit-être sup. à 7cm.

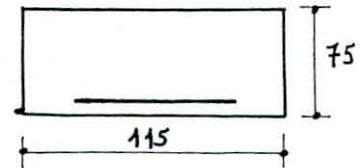
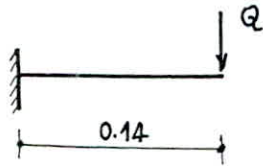
La largeur des bequets doit-être sup à 10cm.

On prend:  $e = 7.5 \text{ cm}$

$a = 14 \text{ cm}$

$l = 16 \text{ cm}.$





$$Q = 1.4 q L = 1.4 \times 1236.25 \times \frac{3.44}{2} = 2976.9 \text{ Kg.}$$

$$M = Q \times l = 2976.9 \times 0.14 = 41676 \text{ Kg.m.}$$

L'acier utilisé sera FeE 24 ;  $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\mu = \frac{15 \times 41676}{1600 \times 115 \times 5.5^2} = 0.1123 \rightarrow \epsilon = 0.8679$$

$$K = 22.85$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{41676}{1600 \times 0.8679 \times 5.5} = 5.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 7\phi 10 \text{ espacés de } 12 \text{ cm.}$$

Verification au cisaillement:

$$T = Q = 2976.9 \text{ Kg} ; \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 1.15 \times 5.9 = 6.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

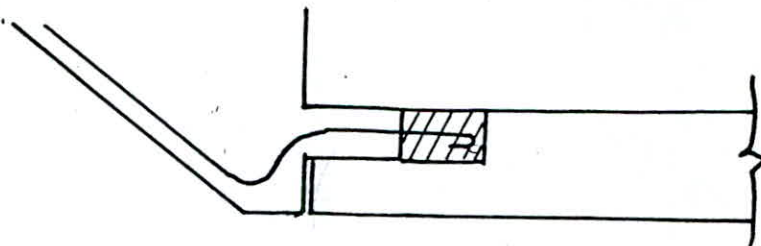
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2976.9}{100 \times \frac{7}{8} \times 5.5} = 6.186 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$  donc on ne prévoit pas d'armatures transversales (sauf constructives)

Le bequet comportera deux armatures de repartition soit  $2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

### Liaison Paillasse-Palier:

Afin d'assurer une garantie contre tout risque d'affondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action des seismes, il devra obligatoirement être prévu une liaison systématique des paillasses et des paliers par des 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.



L'acier de liaison volée paillasse sera calculé pour la charge égale à  $0.70 Q$ .

( $Q$  étant le poids total de la volée préfabriquée  $G+1.2P$ )

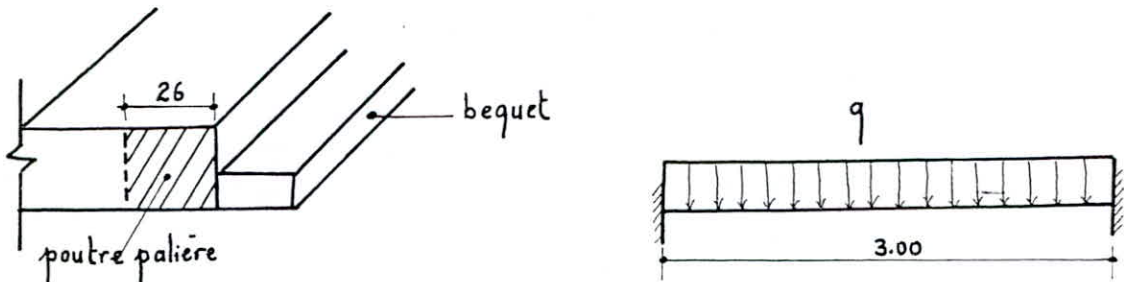
$$Q_t = 0.70 \times (1075 \times 3.44 \times 1.15) = 2976.89 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{2976.89}{1600} = 1.86 \text{ cm}^2, \text{ on prendra } 3\phi 10/ml = 2.35 \text{ cm}^2$$

### Calcul des poutres palières

Les poutres palières sont incorporés dans les paliers, elles servent à supporter les sollicitations dues à la paillasse ou à transmettre ces effets aux paliers.

Poutre palière incorporée dans le palier d'étage



La poutre palière est sollicitée en flexion simple.

Chaque poutre palière (appuis haut et bas d'une volée) sera calculée pour une charge égale à  $0.7Q$  où  $Q$  est le poids total revenant sur la poutre palière.

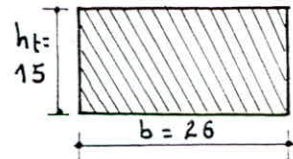
$$q = 0.7Q = 0.7 \times (1075 \times 3.44) = 2588.6 \text{ Kg/ml}$$

Moment entravé:

$$M_t = q \frac{l^2}{24} = 2588.6 \frac{3^2}{24} = 970.73 \text{ Kg.m.}$$

Moment en appui:

$$M_a = -q \frac{l^2}{12} = 2588.6 \frac{3^2}{12} = -1941.45 \text{ Kg.m.}$$



Section d'acier entravée:

$$\mu = \frac{15 \times 970.73}{2800 \times 26 \times 13^2} \times 10^2 = 0.1183 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.8652 \\ \kappa = 22,1 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{970.73 \times 10^2}{2800 \times 0.8652 \times 13} = 3.08 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 4 \text{ T } 10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Section d'acier sur appui:

$$\mu = \frac{15 \times 1941.45}{2800 \times 26 \times 13^2} = 0.2367 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.8258 \\ \kappa = 13.7 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{1941.45 \times 10^2}{2800 \times 0.8258 \times 13} = 6.46 \text{ cm}^2 \rightarrow A_a = 6 \text{ T } 12 / \text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2$$

### Calcul des armatures transversales:

$$T = q \frac{l}{2} = 2588.6 \times \frac{3.0}{2} = 3882.9 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3882.9}{26 \times \frac{7}{8} \times 13} = 13.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 3.5 \bar{\sigma}_b = 3.5 \times 5.9 = 20.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t \leq \sup \begin{cases} t = h \left( 1 - \frac{0.3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 13 \left( 1 - \frac{0.3 \times 13.13}{67.5} \right) = 12.24 \text{ cm} \\ t = 0.2 h = \bar{\sigma}_b \cdot 0.2 \times 13 = 2.6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \int_{at} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

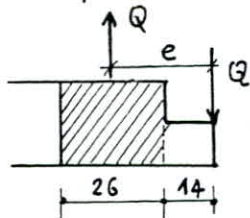
$$A_t = \frac{t \cdot T}{\int \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{12 \times 3882.9}{\frac{7}{8} \times 13 \times 2800} = 1.462 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 3 \phi 8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives, on prend les mêmes que celles des bequets.  
Donc 7  $\phi 10$  espacées de 12 cm.

N.B. La vérification à l'effort tranchant est toujours vérifiée avec ce 2<sup>ème</sup> choix d'armatures.

### 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.



$$e = 13 + 14 = 27 \text{ cm}$$

$$Q = 2588.6 \times 3.00 = 7765.8 \text{ Kg}$$

$$M = Q \cdot e = 7765.8 \times 0.27 = 2096.76 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 2096.76}{2800 \times 3 \times 13^2} = 0.02215 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9351 \\ K = 62.0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = \frac{2096.76}{2800 \times 0.9351 \times 13} = 6.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 6 T 12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

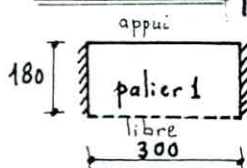
### Vérification des contraintes

$$\omega = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 6.78}{300 \times 13} = 0.174 \rightarrow \begin{cases} K = 58.5 \\ \epsilon = 0.9320 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2096.76 \times 10^2}{6.78 \times 0.932 \times 13} = 2552.46 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2552.46}{58.5} = 43.63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

### Calcul des paliers;



$$a = 1.80 \text{ m}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

Ce palier est une dalle semi-encastree sur 2 côtés appuyée sur le 3<sup>ème</sup> (poutre palière) et libre sur le 4<sup>e</sup>.

Elle est soumise aux efforts suivants:

- Poids propre du palier
- Surcharge majorée
- Poids de la volée considéré comme charge uniformément répartie.

$$q_t = q_{\text{volée}} + q_{\text{palier}} = (G_{\text{volée}} + G_{\text{palier}}) + 1.2 (P_{\text{volée}} + P_{\text{palier}})$$

$$= 0.775 + 0.535 + 1.2 (0.250 + 0.250) = 1.91 \text{ t/ml}$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{180}{300} = 0.6 \rightarrow \begin{cases} \omega_s = 0.4063 \\ \omega_{bs} = 0.6940 \\ m_{xs} = 0.0683 \\ m_{ys} = 0.0441 \\ m_{yas} = 0.0724 \end{cases}$$

valeurs tirées du tableau de Barrès page 66.

$$\begin{aligned} M_{oyas} &= m_{yas} q b^2 = 0.0724 \times 1.91 \times 3^2 = 1.24 \text{ t.m} \\ M_{oys} &= m_{ys} q b^2 = 0.0441 \times 1.91 \times 3^2 = 0.76 \text{ t.m} \end{aligned} \rightarrow M_{oy} = 1.24 \text{ t.m}$$

$$\begin{aligned} M_{oxs} &= m_{xs} q a^2 = 0.0683 \times 1.91 \times 1.80^2 = 0.423 \text{ t.m} \\ M_{oxsa} &= -\mu M_{ySa} = -0.15 \times 1.24 = -0.186 \text{ t.m} \end{aligned} \rightarrow M_{ox} = 0.423 \text{ t.m}$$

Moments en travée:

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 1.24 = 0.93 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 0.75 \times 0.423 = 0.317 \text{ t.m}$$

Moment en appui:

$$M_a = 0.3 M_y = 0.3 \times 1.24 = 0.372 \text{ t.m}$$

### Ferraillage des paliers:

En travée; suivant  $l_x$ :  $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 0.317 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0.04004 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9552 \\ \kappa = 96.5 \end{cases}$

$$\Rightarrow A_{tx} = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0.317 \times 10^5}{2800 \times 0.9552 \times 13} = 0.912 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T8/\text{ml} = 1.50 \text{ cm}^2$$

En travée; suivant  $l_y$ :  $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1.24 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0.0393 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9157 \\ \kappa = 44.3 \end{cases}$

$$\Rightarrow A_{ty} = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1.24 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9157 \times 13} = 3.72 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$$

Sur appui :  $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0.372 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0.01173 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9515 \\ k = 88 \end{cases}$

$\Rightarrow A_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0.372 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9515 \times 13} = 1.074 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T8/ml = 1.50 \text{ cm}^2.$

Verifications:

. Contraintes:

Suivant  $l_x$  :  $A_{lx} = 1.50 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0.1154 \rightarrow \epsilon = 0.9435$  et  $k = 73.5$

$\sigma_a = \frac{0.372 \cdot 10^5}{1.5 \times 0.9435 \times 13} = 1722.9 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$  ;  $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 23 < 137 \text{ Kg/cm}^2$  vérifiées

Suivant  $l_y$  :  $A_{ly} = 3.92 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0.3015 \rightarrow \epsilon = 0.9138$  et  $k = 43.0$

$\sigma_a = 2662.8 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$  ;  $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 61.9 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$  vérifiées

. Contraintes de fissuration:

$k = 1.5 \cdot 10^6$  (fissuration peu nuisible)

$\eta = 1.6$  (acier H.A)

Suivant  $l_x$  :  $\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow \bar{\omega}_f = 3.75 \cdot 10^{-3} \rightarrow \sigma_1 = 1084.33 \text{ Kg/cm}^2$  et  $\sigma_2 = 3192.9 \text{ Kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192.9 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$  pas de risque de fissuration.

Suivant  $l_y$  :  $\phi = 10 \text{ mm} \rightarrow \bar{\omega}_f = 9.8 \cdot 10^{-3} \rightarrow \sigma_1 = 2142.07 \text{ Kg/cm}^2$  et  $\sigma_2 = 2856 \text{ Kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 > 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$  pas de risque de fissuration.

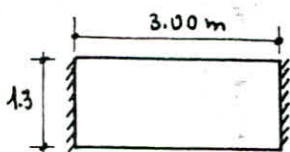
. Condition de non fragilité:

Suivant  $l_x$  :  $\rho = 0.6 \rightarrow A = 1.50 \text{ cm}^2 \geq 0.69 \times 100 \times 13 \times \frac{5.9}{4200} \left(1 - \frac{0.6}{2}\right) = 0.88 \text{ cm}^2$  vérifié

Suivant  $l_y$  :  $\rho = 0.6 \rightarrow A = 3.92 \text{ cm}^2 \geq 0.69 \times 100 \times 13 \times \left(\frac{1+0.6}{4}\right) \times \frac{5.9}{4200} = 0.50 \text{ cm}^2$  vérifié

M.B. Le second palier est similaire au premier de part ses mesures :  $1.30 \times 3.00 \text{ m}$   
Cependant, il est semi-encasté sur 2 côtés et appuyé sur les 2 autres.

Le ferrailage sera comme suit:



En travée :  $A_{lx} = 3T8/ml = 1.50 \text{ cm}^2$

$A_{ly} = 5T10/ml = 3.92 \text{ cm}^2.$

En appui :  $A_{ax} = A_{ay} = 3T8/ml = 1.50 \text{ cm}^2.$

Les verifications sont les mêmes sauf en plus la verification à l'effort

tranchant :  $\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{q \times l/2}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{1.91 \times \frac{3}{2} \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 2.52 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau = 2.52 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 1.15 \bar{\sigma}_b = 1.15 \times 5.9 = 6.785 \text{ Kg/cm}^2$

$\rightarrow$  vérifié.

## ETUDE DES PLANCHERS

### A. Plancher de l'étage courant et plancher terrasse:

#### Introduction:

Le type de coffrage utilisé est le coffrage tunnel, c'est un système qui permet de coffrer simultanément les voiles et les planchers.

Les planchers (courant et terrasse) seront donc constitués par la juxtaposition de plusieurs panneaux reposant sur 3 côtés et libre sur le 4<sup>ème</sup> côté.

Vu la jonction plancher voile qui provoque un semi-encastrement, on sera amené à faire une répartition des moments isostatiques maximums en travées et sur appuis. Cette répartition se fera suivant les prescriptions du CCBA68 art 57.

Pour le calcul de ces panneaux, on utilise la méthode exposée dans l'ouvrage de M<sup>r</sup> R-BARES (tables pour le calcul des dalles et des parois)

Dalles appuyées sur 3 côtés:

Le calcul se fait en fonction du rapport  $\gamma = \frac{a}{b}$  et le coeff. de poisson  $\mu$ .  
(pour le béton armé  $\mu = 0.15$ ) et on tire les coefficients  $\omega$  et  $m$

avec  $\omega$ : coefficient de flèche

$m$ : coefficient du moment

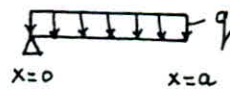
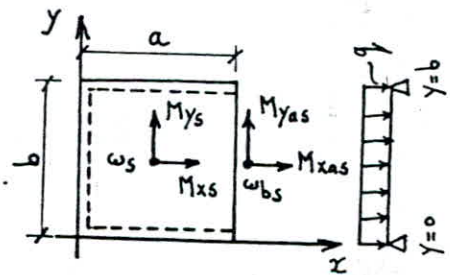
et:  $\omega_s$ : coeff de la flèche au milieu de la dalle

$\omega_{bs}$ : coeff de la flèche au milieu du bord libre de la dalle.

$m_{xs}$ : coeff. du moment flechissant dans la direction  $x$  au milieu de la dalle

$m_{ys}$ : coeff. du moment flechissant dans la direction  $y$  au milieu de la dalle

$m_{yas}$ : coeff du moment flechissant dans la direction  $y$  du bord libre de la dalle.



On détermine ensuite les flèches et les moments flechissants

$$f_s = \omega_s q \frac{a^4}{Eh^3} \quad ; \quad f_{bs} = \omega_{bs} \cdot q \frac{b^4}{Eh^3} \quad ; \quad M_{xs} = m_{xs} q a^2 \quad ; \quad M_{ys} = m_{ys} q b^2.$$

$$M_{yas} = m_{yas} q b^2 \quad ; \quad M_{xsa} = -\mu M_{yas}.$$

avec:

$q$ : charge uniformément répartie sur la dalle.

$E$ : module de young  $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ .

$h$ : épaisseur de la dalle

$a$  et  $b$  sont les dimensions en plan de la dalle.

Pour le calcul de ces coefficients de flèche et des moments, on procède par interpolation linéaire et les résultats sont portés dans le tableau suivant:

Dalle n°	$\gamma$	$\omega_s$	$\omega_{bs}$	$m_{xs}$	$m_{ys}$	$m_{yas}$
1 et 2	1.0232	0.0866	0.1282	0.0294	0.0778	0.1119
12	1.000	0.0913	0.1358	0.0305	0.0764	0.1108
8 et 3	1.372	0.0350	0.0476	0.0164	0.0945	0.1237
4	1.750	0.0159	0.02025	0.00955	0.1053	0.1290

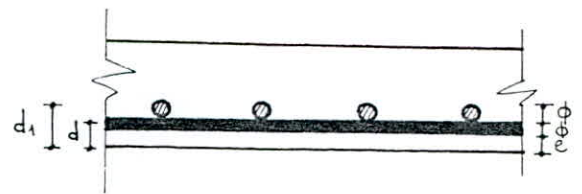
### Calcul des panneaux de dalle:

- Plancher terrasse: charges permanentes :  $G = 684 \text{ Kg/m}^2$   
 surcharges d'exploitation :  $P = 175 \text{ Kg/m}^2$   
 Sollicitation (1) :  $G + 1.2P = 684 + 1.2 \times 175 = 894 \text{ Kg/m}^2$ .
- Plancher courant: charges permanentes :  $G = 622 \text{ Kg/m}^2$   
 surcharges d'exploitation :  $P = 175 \text{ Kg/m}^2$   
 Sollicitation (2) :  $G + 1.2P = 622 + 1.2 \times 175 = 832 \text{ Kg/m}^2$ .
- Remarque: Pour le cas des loggias et sechoirs :  $P = 350 \text{ Kg/m}^2$   
 Sollicitation (3) :  $G + 1.2P = 622 + 1.2 \times 350 = 1042 \text{ Kg/m}^2$ .

Les panneaux de dalle (plancher courant et terrasse) seront calculés sous la charge  $q = 894 \text{ Kg/m}^2$  excepté la dalle comportant le loggia et sechoir qui sera calculée sous  $q = 1042 \text{ Kg/m}^2$ .

La dalle ayant une épaisseur de 16 cm, donc le diamètre maximale  $\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$ .  
 Pour notre dalle, on prendra:

- l'enrobage  $e = 1 \text{ cm}$  (protégé)
- $h_y = h_t - d$  avec  $d = e + \frac{\phi_y}{2}$
- $h_x = h_t - d$  avec  $d_1 = e + \phi_y + \frac{\phi_x}{2}$
- Les armatures longitudinales suivant:
  - y  $\rightarrow \phi_{Ly} = 8 \text{ mm}$
  - x  $\rightarrow \phi_{Lx} = 6 \text{ mm}$ .



A.N:

$h_y = 14.6 \text{ cm}; \quad h_x = 13.9 \text{ cm}$



## Calcul des moments et vérification des flèches:

• Les moments:

$$M_{xs} = m_{xs} q a^2 ; M_{ys} = m_{ys} q b^2 ; M_{yas} = m_{yas} q b^2 \text{ et } M_{xsa} = -0.15 M_{yas}.$$

• Les flèches

$$f_s = \omega_s q \frac{a^4}{E h^3} < \bar{f}_a = \frac{a}{500} ; f_{bs} = \omega_{bs} q \frac{b^4}{E h^3} < \bar{f}_b = \frac{b}{500}$$

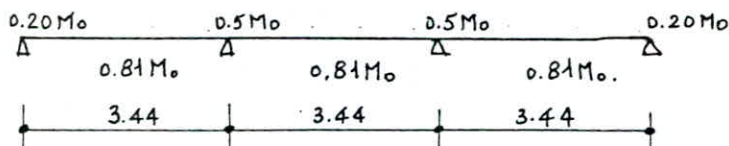
avec  $\bar{f}_a$  et  $\bar{f}_b$  sont les flèches admissibles.

Les valeurs des moments et flèches sont classées dans le tableau suivant:

Dalles	a(cm)	b(cm)	$\bar{f}_a$ (cm)	$\bar{f}_b$ (cm)	$f_s$ (cm)	$f_{bs}$ (cm)	$M_{xs}$ (t.m)	$M_{ys}$ (t.m)	$M_{yas}$	$M_{xsa}$
1 et 2	352	344	0.704	0.688	0.138	0.187	0.338	0.862	1.184	-0.177
12	344	344	0.688	0.688	0.133	0.198	0.051	0.127	1.172	-0.176
8 et 3	472	344	0.944	0.688	0.181	0.069	0.327	1.882	1.309	-0.196
4	602	344	1.102	0.688	0.217	0.029	0.309	1.114	1.365	0.205

pour  $a = 602 \text{ cm} \rightarrow \bar{f}_a = 0.5 + \frac{a}{1000} = 0.5 + \frac{602}{1000} = 1.102 \text{ cm}$

### Ferraillage des panneaux: 1, 2, 3, 8, 12



Le moment à prendre en compte est  $M_0 = 1.309 \text{ t.m/ml}$  déjà trouvé

• Sens porteur:  $h_y = 14.6 \text{ cm}$ .

• En travée:

$$M_t = 0.81 M_0 = 0.81 \times 1.309 = 1060.3 \text{ Kg.m/ml} \rightarrow \mu = \frac{15 M_t}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0.0267 \rightarrow (\epsilon = 0.9291; K = 55.5)$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 50.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = M / \bar{\sigma}_a \epsilon h_y = 2.79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ on adopte } 6T8/\text{ml} \rightarrow A = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } t = 16 \text{ cm}$$

• Aux appuis:

• appuis intermédiaires:  $M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 1.309 = 654.5 \text{ Kg.m/ml}$

$$\rightarrow \mu = 0.0165 \rightarrow (\epsilon = 0.9432; K = 73) \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 38.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{654.5 \cdot 10^2}{2800 \times 0.9432 \times 14.6} = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on adopte } 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } t = 25 \text{ cm}$$

• appuis de rive: (armatures de repartition)

$$M_a = 0.2 M_0 = 261.8 \text{ Kg.m/ml} \rightarrow \mu = 0.0066 \rightarrow A = 0.66 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 3T6/\text{ml} \text{ avec } t = 33 \text{ cm}$$

• Sens repartiteur:

Le moment à prendre en compte est:  $M_0 = 0.338 \text{ t.m/ml}$

- entravée:  $M_{tx} = 0.9 M_{0x} = 304.2 \text{ Kg.m/ml} \rightarrow A = 0.81 \text{ cm}^2$  soit 3T6/ml;  $t = 33 \text{ cm}$

- à l'appui:  $M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 169 \text{ Kg.m/ml} \rightarrow A = 0.45 \text{ cm}^2$  soit 3T6/ml;  $t = 33 \text{ cm}$ .

Vérifications:

• Condition de non fragilité:

On doit vérifier que la section d'armatures longitudinales susceptibles d'être tendue est égale à  $A > \max[\min(A_1, A_2); A_0]$

avec:  $A_0$ : section d'acier qui correspond aux sollicitations de calcul

$A_1$ : " " nécessaire pour résister aux mêmes sollicitations majorées de 20%

$A_2$ : section d'acier équilibrant les efforts de fissuration.

\* dans le sens porteur: armatures disposées selon le petit côté:

$$A_2 = 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} \left( \frac{2-\rho}{2} \right) \quad \text{avec } \rho = \frac{344}{472} = 0.729$$

$$A_0 = 2.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 1.2 A_0 = 3.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A > \max[\min(A_1, A_2); A_0] = \max[0.90; 2.79]$$

$A = 3.01 \text{ cm}^2$ , donc la condition de non fragilité est vérifiée

\* dans le sens repartiteur: armatures disposées selon le grand côté.

$$A_2 = 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} \left( \frac{1+\rho}{4} \right) \quad \text{avec } \rho = \frac{344}{472} = 0.729$$

$$A_0 = 0.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 1.2 A_0 = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A > \max[\min(A_1, A_2); A_0] = \max[0.81; 0.58]$$

$A = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , donc la condition de non fragilité est vérifiée.

• Contraintes:

- entravée:  $\sigma_a = 2603.30 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $\sigma'_b = 48.75 \text{ Kg/cm}^2$

- à l'appui:  $\sigma_a = 2422.37 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $\sigma'_b = 35.89 \text{ Kg/cm}^2$ .

• fissuration:

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cn} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\text{avec: } \sigma_1 = \frac{K_M}{\Phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K_M}{\Phi} \bar{\sigma}_b}$$

on trouve  $\sigma_1 = 2912 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 3193 \text{ Kg/cm}^2$   
 → la condition de non fissuration est satisfaite.

• Verification vis à vis du cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b$$

$T_{\max} = q \frac{b}{2} = 894 \cdot \frac{3.44}{2} = 1537.68 \text{ Kg/ml}$  →  $\tau_b = 1.20 \text{ Kg/cm}^2 < 6.78 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\tau}_b$   
 donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Resumé: Les sections d'acier pour le plancher terrasse et étage courant (sauf loggias et sechoirs) sont resumées dans le tableau suivant:

Caracteristiques		Panneaux		
		1, 2, 3, 4, 8, 12	5, 6, 7, 9, 10, 11	
Sens porteur suivant x	travée	A (cm <sup>2</sup> /ml)	6T8 (3.01)	6T8 (3.01)
		espacement (cm)	16	16
	Ap. inter	A (cm <sup>2</sup> /ml)	4T8 (2.01)	4T8 (2.01)
		espacement (cm)	25	25
	Ap. rive	A (cm <sup>2</sup> /ml)	3T6 (0.84)	3T6 (0.84)
		espacement (cm)	33	33
Sens repartiteur suivant y	travée	A (cm <sup>2</sup> /ml)	3T6 (0.84)	3T6 (0.84)
		espacement (cm)	33	33
	appui	A (cm <sup>2</sup> /ml)	3T6 (0.84)	3T6 (0.84)
		espacement (cm)	33	33

et les verifications de: fissuration  
 contraintes d'acier et béton  
 cisaillement  
 condition de non fragilité  
 flèches

sont satisfaites.

Determination des efforts pour les dalles dont  $\gamma > 2$

Dalles: 5, 6, 9, 10, 11

Nous supposons que la dalle travaille dans le sens de la petite portée nous ferrailons donc ce panneau en considerant une bande de 1m dans le sens de la petite portée.

on aura une poutre appuyée sur 2 appuis simples.

Exemple de calcul de la dalle Loggia et sechoir:

Ces dalles sont sollicitées par une charge importante  $q = 1042 \text{ Kg/m}^2$ .

Les loggias et sechoirs se trouvent sur les panneaux 6, 5, 9, 10, 11

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1.042 \frac{(3.44)^2}{8} = 1.541 \text{ t.m/ml}$$

\* Direction y:

• entravée:  $M_t = 1.248 \text{ t.m/ml} \rightarrow A = 3.30 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 7 \text{ T8/ml} = 3.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $t = 14 \text{ cm}$

• à l'appui (rive):  $M_a = 0.2 M_0 = 0.3082 \text{ t.m/ml} \rightarrow A = 0.78 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ T6} = 0.84 \text{ cm}^2$  avec  $t = 33 \text{ cm}$

• à l'appui (inter.):  $M_a = 0.5 M_0 = 0.7705 \text{ t.m/ml} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T8 cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 25 \text{ cm}$ .

\* Pour l'autre sens on adopte des armatures de repartition  $3 \text{ T6/ml}$   $A = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul de la dalle 13 appuyée sur 4 côtés:

Cette dalle est celle de la terrasse inaccessible, partiellement encastrée sur son contour

$l_x$	$l_y$	$\rho$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x \mu_x q l_x^2$	$M_y = \mu_y M_x$	$q = G + 1.2P$
3.00	7.04	0.426	0.1073	0.2663	776.42	206.76	804

$$M_{xt} = 0.75 M_x = 582.315 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{yt} = 0.75 M_y = 155.07 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{xa} = 0.5 M_x = 388.21 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{ya} = 0.5 M_y = 103.38 \text{ Kg.m/ml}$$

• Sens de la petite portée:

- armatures inferieures:  $A_{tx} = 4 \text{ T8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 25 \text{ cm}$

- armatures superieures:  $A_{ax} = 4 \text{ T6/ml} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 25 \text{ cm}$ .

• Sens de la grande portée:

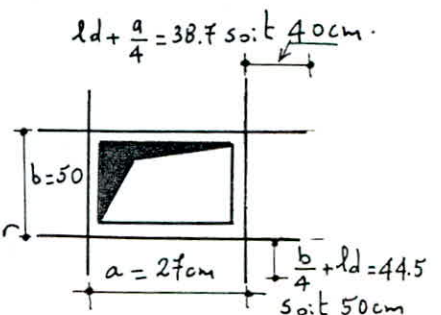
- armatures inferieures:  $A_{ty} = 4 \text{ T8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 25 \text{ cm}$

- armatures superieures:  $A_{ay} = 4 \text{ T6/ml} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 25 \text{ cm}$ .

Toutes les verifications ont été faites.

Dispositions particulieres du ferrailage:

Au droit des ouvertures des dalles (gaines) on est amené a exécuter un renforcement comme indiqué sur la figure.  $l_d = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$ .



Ecartement des armatures: art 57.33 C.C.B.A.

a) armatures disposées suivant la petite portée:  $t \leq \min(3h_t, 33 \text{ cm}) = \min(48, 33) = 33 \text{ cm}$

b) armatures disposées suivant la grande portée:  $t \leq \min(4h_t, 45) = \min(64, 45) = 45 \text{ cm}$

Pour notre cas ces écartements sont vérifiées dans les 2 directions.

## B. Plancher haut du vide sanitaire:

### Introduction:

Vu l'impossibilité d'utiliser un coffrage tunnel on a adopté 2 types de prédalles en béton armé d'épaisseur 8 cm et de largeur 3.44 m et 3.00 m ; la longueur peut atteindre 10m.

Après la pose de ces predalles on coule une couche de béton dessus avec un treillis soudé pour éviter les fissurations, la face supérieure de la predalle doit- être assez rugueuse pour assurer une bonne adhérence avec la couche de béton coulé.

Après le durcissement l'ensemble prédalle et dalle aura un fonctionnement monolithique. Le levage sera assuré par 4 crochets  $\phi 8$  incorporés lors du coulage.

### Calcul de la predalle:

Pour ce calcul on a 2 phases à considérer conformément aux prescriptions du C.C.BA article 22.

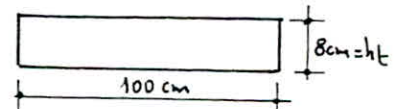
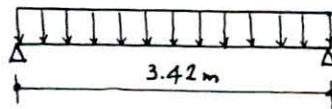
1<sup>ère</sup> phase: prédalle soumise à son poids propre, poids du béton coulé sur le chantier et une surcharge forfaitaire de  $100 \text{ Kg/m}^2$  dite de chantier, correspondant aux ouvriers et au matériel qui peut-être présent pendant la mise en place.

2<sup>ème</sup> phase: prédalle à pleine résistance sollicitée par la charge (G+1.2P).  
pour notre étude on a 2 types de prédalles (Largeur 3.44 m et de 3.00 m)

a/ 1<sup>er</sup> type de prédalle:

Largeur 3.44 m, portée de calcul 3.42m.

On travaille sur une bande de 1m de largeur.



1<sup>ère</sup> phase:

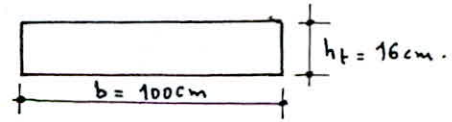
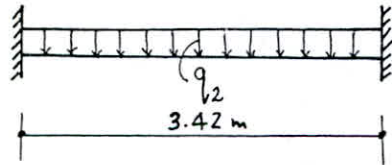
- poids propre de la predalle .....  $0.08 \times 1 \times 2500 = 200 \text{ Kg/m}$
  - béton coulé en 8cm .....  $0.08 \times 1 \times 2500 = 200 \text{ Kg/m}$
  - surcharge de chantier majorée...  $1.2 \times 1 \times 100 = 120 \text{ Kg/m}$
- $$\Sigma = q_1 = 520 \text{ Kg/m}$$

2<sup>ème</sup> phase: évaluation de la charge du calcul  $q_2$

- Dalle 16cm .....  $400 \text{ Kg/m}^2$
  - Carrelage .....  $40 \text{ Kg/m}^2$
  - mortier de pose .....  $40 \text{ Kg/m}^2$
  - sable .....  $36 \text{ Kg/m}^2$
  - cloisons .....  $75 \text{ Kg/m}^2$
- $$\Sigma = 591 \text{ Kg/m}^2$$

$q_2 = G + 1.2P = 591 + 1.2 \times 175 = 801 \text{ Kg/m}^2$   
 pour une bande de 1 m de largeur :  $q_2 = 801 \text{ Kg/ml}$

Schéma statique:



$h = h_t - d = 16 - 2 = 14 \text{ cm.}$

Moment fléchissant:

- en travée :  $M_t = q_2 \frac{l^2}{10} = 801 \cdot \frac{(3.42)^2}{10} = 936.88 \text{ Kg.m/ml}$

- à l'appui :  $M_{app} = q_2 \frac{l^2}{20} = 801 \cdot \frac{(3.42)^2}{20} = 468.441 \text{ Kg.m/ml.}$

Ferrailage:

- en travée :  $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.0256 \rightarrow (\epsilon = 0.9304; K = 56.80) \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 49.30 < \bar{\sigma}'_b$

$\rightarrow A' = 0$

$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 2.57 \text{ cm}^2/\text{ml.} \rightarrow \text{on adopte } 6T8/\text{ml} = 3.01 \text{ cm}^2 \text{ avec } t = 16 \text{ cm.}$

Condition de non fragilité: (art 19.3 c.c.B.A 68)

$$A_{min} = \max \begin{cases} 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ b h t \cdot \frac{1.2}{\bar{\sigma}_{en} - 2200} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml.} \end{cases}$$

La section adoptée  $A_t = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Armatures de repartition:

$A_r \geq \max(A/4, A_{min}) = \max(0.65; 1.36) = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adopte  $5HA6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

- à l'appuis :  $\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.0128 \rightarrow (\epsilon = 0.9495; K = 84) \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 33.3 < \bar{\sigma}'_b$

$\rightarrow A' = 0$

$A_a = \frac{M_a}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte } 5HA6/\text{ml} = 1.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 20 \text{ cm}$ .

Vérifications:

Contraintes.

- en travée :  $\omega = \frac{100 A_r}{b \cdot h} = 0.215 \rightarrow (\epsilon = 0.9254, K = 52)$

$\sigma_a = M / \epsilon \cdot h \cdot A = 2402.48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ o.k.}$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 46.20 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ o.k.}$

- appui :  $\omega = \frac{100 A_r}{b \cdot h} = 0.1007 \rightarrow (\epsilon = 0.9468; K = 79)$

$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A} = 2506.39 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{ça va.}$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 31.73 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{ça va.}$

• Fissuration:  $\sigma_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$   
 $\omega_f = \frac{A}{2bd} = 7.525 \cdot 10^{-3}$

$\sigma_1 = \frac{K_n}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1+10\omega_f} = 2099.51 \text{ Kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K_n \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3192.30 \text{ Kg/cm}^2$ .

$\sigma_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$  vérifié

• Cisaillement:  $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$   
 à l'appui:  $T_{max} = q \frac{l}{2} = 1369.71 \text{ Kg/ml}$ .  $\rightarrow \tau_b = 1.12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1.15 \times 5.9 = 6.8 \text{ Kg/cm}^2$ .

• Vérification aux appuis.

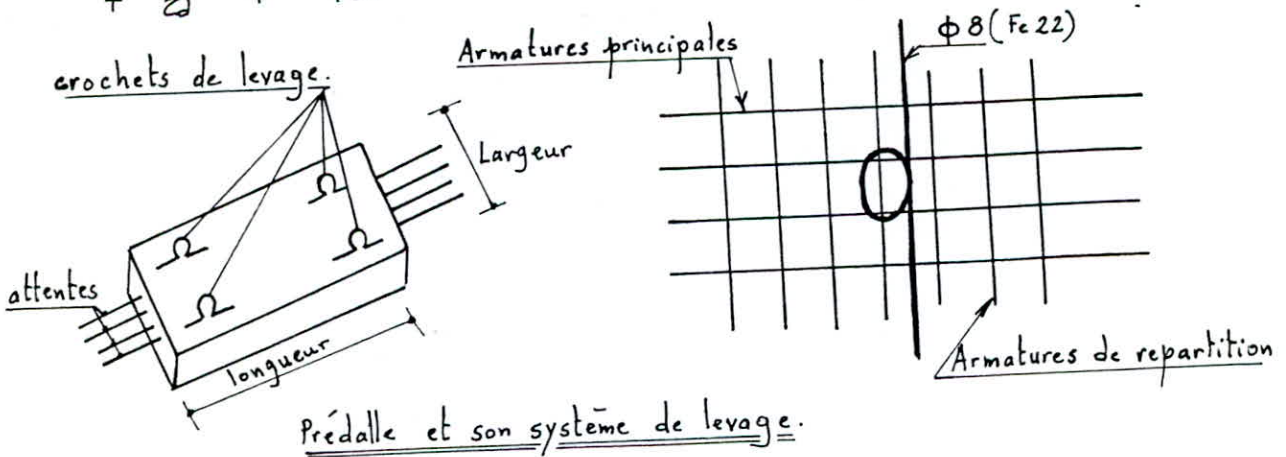
On doit vérifier que la section d'armature traversant l'appui peut équilibrer l'effort  $F = q \frac{l}{2} + \frac{Ma}{3}$  avec (Ma pris avec son signe)  
 on trouve  $F = 1369.71 - 3829.92 < 0$ , F étant négative aucune vérification de la section des armatures inférieures à l'appui et leur ancrage n'est nécessaire.

Calcul des crochets:

longueur de scellement droit:  $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$

$\bar{\tau}_d = 1.25 \psi_s^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1.25 \times 1 \times 5.90 = 7.50 \text{ Kg/cm}^2$

$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{0.8}{4} \cdot \frac{1600}{7.50} = 42.67 \text{ cm}$ . on prend  $l_d = 45 \text{ cm}$ .



b) 2<sup>ème</sup> type de prédalle: (longueur de calcul 2.98m)

1<sup>ère</sup> phase:  $q_1 = 520 \text{ Kg/ml}$

2<sup>ème</sup> phase:  $q_2 = 801 \text{ Kg/ml}$

- en travée:  $M_t = 711.32 \text{ Kg} \cdot \text{m} \rightarrow A_{\text{calculée}} = 1.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
on adopte 4 HA8/ml  $\rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 25 \text{ cm}$ .
- à l'appui:  $M_a = 355.66 \text{ Kg} \cdot \text{m} \rightarrow A_{\text{calculée}} = 0.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
on adopte 5 HA6/ml  $\rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $t = 20 \text{ cm}$ .

### Verifications:

#### • Contraintes:

- en travée:  $\omega = \frac{100A}{bh} = 0.1436 \rightarrow (\epsilon = 0.9375; K = 65)$   
 $\sigma_a = M / \epsilon \cdot h \cdot A = 2696.31 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 41.48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ o.k.}$

- à l'appui:  $\omega = \frac{100A}{b \cdot h} = 0.1007 \rightarrow (\epsilon = 0.9471; K = 79,5)$   
 $\sigma_a = 1902.36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 23.93 \text{ Kg/cm}^2$

#### • fissuration:

$\omega_f = \frac{A}{2bd} = 5.025 \cdot 10^{-3} \rightarrow \sigma_1 = 1435.4 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_2 = 3192.3 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192.3 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$

#### • Cisaillement:

$T = q \frac{l}{2} = 1193.49 \text{ Kg/ml}, \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 0.97 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6.8 \text{ Kg/cm}^2$

#### • Verification aux appuis:

$q \frac{l}{2} + \frac{M_a}{z} = 1193.49 - \frac{35566}{7 \times \frac{14}{8}} = -1709.9 < 0 \rightarrow \text{aucune justification à l'appui n'est nécessaire.}$



## FERRAILLAGE DES VOILES

### Introduction:

Les voiles sont sollicités par un effort normal et un moment, donc le ferrailage se fera en flexion composée.

A partir des combinaisons données par le R.P.A 81 on aura 2 couples (M, N<sub>max</sub>) et (M, N<sub>min</sub>).

La méthode utilisée pour la détermination des sections d'acier c'est celle de Pierre CHARON exposée dans son livre "exercices de B.A avec leurs solutions" p. 40.

### Dispositions générales pour le ferrailage:

La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1<sup>er</sup> genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus =  $\bar{\alpha} \sigma_{en}$

si  $e_0 < \frac{ht}{2}$  on a :  $\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{ht}\right) \bar{\sigma}'_{b_0}$

si  $e_0 > \frac{ht}{2}$  on a :  $\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0}$  →  $\bar{\sigma}'_b(S_{P1}) = 2\bar{\sigma}'_{b_0}$ ,  $\bar{\sigma}'_b(S_{P2}) = 1.5\bar{\sigma}'_b(S_{P1})$   
 $\bar{\sigma}_a(S_{P2}) = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

#### armatures transversales:

Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées à l'aide de la formule :  $\omega_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \times 100$  avec  $\tau = \frac{1.4T}{b.z}$   $z = \frac{7}{8}h$

#### Les parties courantes:

Doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le % minimum total est donné ci dessous:

- pour  $\tau_b \leq 0.025\sigma'_{28} \rightarrow 0.15\%$
  - pour  $0.025\sigma'_{28} \leq \tau \leq 0.12\sigma'_{28} \rightarrow 0.25\%$
- } dans chaque direction.

- Lorsque 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%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes :  $S \leq (30 \text{ cm}, 1.5b) = (30 \text{ cm}, 24 \text{ cm}) \rightarrow S \leq 24 \text{ cm}$ .

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

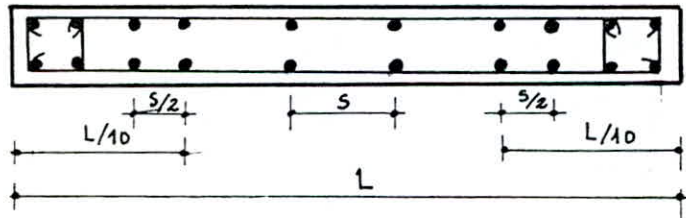
• Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

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

• Mise en place aux extrémités des refends des armatures de renforcement (principales) sous forme de potelets de dimensions:  $b \times 1.5b$  où  $b$  = épaisseur du voile.

• Le potelet est ferrillé comme un poteau avec  $A_{min} = 1\% b \times 1.5b$  en zone II sans toute fois dépasser 4%.



### Vérification du cisaillement dans les trumeaux:

D'après l'article 4.33.1 (R.P.A.81) la contrainte du cisaillement est donnée par la formule suivante:

$$\tau = 1.4 \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec } T: \text{effort tranchant}$$

$b$ : épaisseur du voile ( $b = 16 \text{ cm}$ )  
 $z$ : bras de levier ( $z = \frac{7}{8} h$ )  
 $h$ : hauteur du refend

$\bar{\tau}_b$ : contrainte admissible de cisaillement  $\bar{\tau}_b = 0.12 \sigma'_{28} = 0.12 \times 1.019 \times 270 = 33 \text{ Kg/cm}^2$

La section d'acier résistant à l'effort tranchant est  $\bar{\omega} = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{en}}$

Le pourcentage minimum est donné par:

- pour  $\tau_b \leq 0.025 \sigma'_{28} = 0.025 \times 1.019 \times 270 = 6.88 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \omega_t = 0.15\%$ .
- pour  $0.025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0.12 \sigma'_{28} \rightarrow 6.88 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_b \leq 33 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \omega_t = 0.25\%$

Toutes les vérifications sont résumées dans le tableau suivant.

avec:

$T_i$ : effort tranchant repris par le trumeau (i)

$\tau_{bi}$ : contrainte de cisaillement du trumeau (i)

$I_i$ : inertie du trumeau (i).

Voiles	Trumeaux	T(t)	$T_i = \frac{I_i}{\sum I_i} T(t)$	$\sigma_{bi} (Kg/cm^2)$	$\bar{\omega}_t (\%)$	$\bar{\omega}_t (\%)_{min}$
Bl <sub>1</sub>	Tr <sub>1</sub> : 454 x 16	34.49	34.43	7.584	-1	0.25
	Tr <sub>2</sub> : 54 x 16	34.49	0.058	0.0001	-0.19	0.15
Bl <sub>2</sub>	Tr <sub>1</sub> : 548 x 16	55.031	54.98	10.033	0.048	0.25
	Tr <sub>2</sub> : 54 x 16	55.031	0.053	10 <sup>-4</sup>	-0.190	0.15
Bl <sub>3</sub>	Plein: 472 x 16	23.149	23.149	4.90	-0.07	0.15
Bl <sub>4</sub>	Tr <sub>1</sub> : 202 x 16	6.82	6.718	3.326	-0.11	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 50 x 16	6.82	0.104	0.208	-0.18	0.15
Bl <sub>5</sub>	Tr <sub>1</sub> : 239 x 16	21.786	19.805	8.287	0.007	0.25
	Tr <sub>2</sub> : 111 x 16	21.786	1.980	1.784	-0.148	0.15
Bl <sub>6</sub>	Tr <sub>1</sub> : 427 x 16	10.234	6.140	4.835	-0.075	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 11 x 16	10.234	4.094	3.688	-0.103	0.15
Bl <sub>7</sub>	Tr <sub>1</sub> : 119 x 16	17.843	1.784	1.499	-0.155	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 238 x 16	17.843	14.274	5.998	-0.048	0.15
	Tr <sub>3</sub> : 119 x 16	17.843	1.784	1.499	-0.155	0.15
Bl <sub>8</sub>	Tr <sub>1</sub> : 322 x 16	63.477	30.308	9.412	0.034	0.25
	Tr <sub>2</sub> : 50 x 16	63.477	0.114	0.227	-0.185	0.15
	Tr <sub>3</sub> : 160 x 16	63.477	3.814	2.384	-0.134	0.15
	Tr <sub>4</sub> : 318 x 16	63.477	29.218	9.188	0.028	0.25
Bl <sub>9</sub>	Tr <sub>1</sub> : 62 x 16	16.580	0.056	0.091	-0.188	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 404 x 16	16.580	15.433	3.820	-0.099	0.15
	Tr <sub>3</sub> : 167 x 16	16.580	1.090	0.653	-0.175	0.15
Bl <sub>10</sub>	Tr <sub>1</sub> : 404 x 16	54.165	26.159	6.475	-0.036	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 404 x 16	54.165	26.159	6.475	-0.036	0.15
	Tr <sub>3</sub> : 167 x 16	54.165	1.847	1.106	-0.164	0.15
Bl <sub>11</sub>	Tr: 720 x 16	16.003	16.003	2.22	-0.14	0.15
Al <sub>2</sub>	Tr <sub>1</sub> : 600 x 16	25.591	20.793	3.466	-0.108	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 368 x 16	25.591	4.798	1.304	-0.159	0.15
Al <sub>3</sub>	Tr <sub>1</sub> : 488 x 16	37.255	25.942	5.316	-0.064	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 360 x 16	37.255	10.415	2.893	-0.121	0.15
	Tr <sub>3</sub> : 159 x 16	37.255	0.897	0.564	-0.177	0.15
Al <sub>4</sub>	Tr <sub>1</sub> : 446 x 16	41.154	14.726	0.003	-0.19	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 542 x 16	41.154	26.428	4.876	-0.074	0.15
Al <sub>1</sub>	Tr: 1088 x 16	29.031	29.031	2.67	-0.13	0.15
Al <sub>t</sub>	Tr <sub>1</sub> : 268 x 16	112.89	17.378	0.006	-0.002	0.15
	Tr <sub>2</sub> : 472 x 16	112.89	94.933	0.020	-0.002	0.15
	Tr <sub>3</sub> : 86 x 16	112.89	0.576	0.00070	-0.002	0.15

Contrainte de compression admissible pour les murs en B.A.

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28}$$

Le coefficient  $\rho'_b$  est fonction du défaut de centrage des charges verticales, de la susceptibilité du mur au flambement, de l'efficacité du contrôle, des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées

$$\rho'_b = \min \begin{cases} 0.45 \alpha \gamma \delta \\ 0.5 \alpha \beta \gamma \delta \end{cases}$$

$\alpha = \frac{a - 10e/3}{a}$        $a$ : épaisseur du mur ( $e = 16 \text{ cm}$ )

$$e = \max \left\{ \frac{l_f}{300} = \frac{0.85 \times 300}{300} = 0.85 \rightarrow e = 1. \rightarrow \alpha = \frac{16 - 10/3}{16} = 0.792 \right.$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2} = 0.621 \quad \text{car } \lambda \text{ (elancement du mur)} = \frac{l_f \sqrt{2}}{a} = \frac{0.85 \times 300 \sqrt{2}}{16} = 55.209$$

$\gamma = 0.83$  pour un béton de qualité moyenne.

$\delta = 1.1$  les vérifications étant faites en tenant compte des actions climatiques.

$$\rho'_b = \min \begin{cases} 0.45 \times 0.792 \times 0.83 \times 1.1 = 0.325 \\ 0.5 \times 0.792 \times 0.621 \times 0.83 \times 1.1 = 0.224 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28} = 0.224 \times 270 = 60.48 \text{ bars} = 61.63 \text{ Kg/cm}^2$$

Exemple de calcul:

Voile  $A_{L1}$ :

$$h_t = 1088 \text{ cm} ; \quad d = \frac{1.5b}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm} \quad h = 1076 \text{ cm}$$

1<sup>ere</sup> Combinaison:  $M = 386.655 \text{ t.m}$  ;  $N_{\max} = 156.26 \text{ t}$  (compression)

$$e_0 = \frac{M}{N} = 247 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_t}{6} = 181 \text{ cm} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left( 1 + \frac{2 \times 247}{1088} \right) 61.63 = 89.61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot b \cdot h^2 = 1849.63 \text{ t.m}$$

$$dM = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 386.655 + 156.26 \left( \frac{1088}{2} - 0.12 \right) = 1217.96 \text{ t.m}$$

$$A_1 = 29.32 \text{ cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = -31.69 < 0$$

2<sup>eme</sup> Combinaison:  $M = 386.655 \text{ t.m}$  ;  $N_{\min} = 110.968 \text{ t}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 348 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_t}{6} = 181 \text{ cm} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left( 1 + \frac{2 \times 348}{1088} \right) 61.63 = 101.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{rb} = 2262.62 \text{ t.m}$$

$$dM = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 977 \text{ t.m}$$

$$A_1 = 23.71 \text{ cm}^2 \quad A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = -2.71 \text{ cm}^2 < 0$$

donc on procédera à un ferrailage minimum

• ferrailage minimum aux potelets : on considère des potelets aux extrémités des voiles de dimension  $16 \times 24 \text{ cm}^2$ .

en zone II :  $A_{\min} = 1\% b \times 1.5b = 1.5 \times 16 \times 16 \times 0.01 = 3.84 \text{ cm}^2$ .

• Détermination de la longueur de la zone tendue :  $l_t$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left[ 1 \mp \frac{6e_0}{h_t} \right] = \frac{110968}{16 \times 1088} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 348}{1088} \right]$$

$$\sigma_1 = 18.61 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = -5.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = \frac{5.86}{5.86 + 18.61} \times 1088 = 260.51 \text{ cm.}$$

Ferrailage minimum:  $A_{\min} = \frac{0.5}{100} \cdot b \cdot l_t = \frac{0.5}{100} \cdot 16 \times 260.51 = 20.84 \text{ cm}^2$ .

On adopte 4 T12 potelet et 18 T10 dans la zone tendue.

zone courante:

d'après le tableau donnant le pourcentage, on a 0.15% dans chaque direction.

$$A = 0.15 \times 100 \times \frac{16}{100} = 2.4 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

On adopte 5 HA10 p.m par face c-à-d 10 HA10 p.m pour les 2 faces.

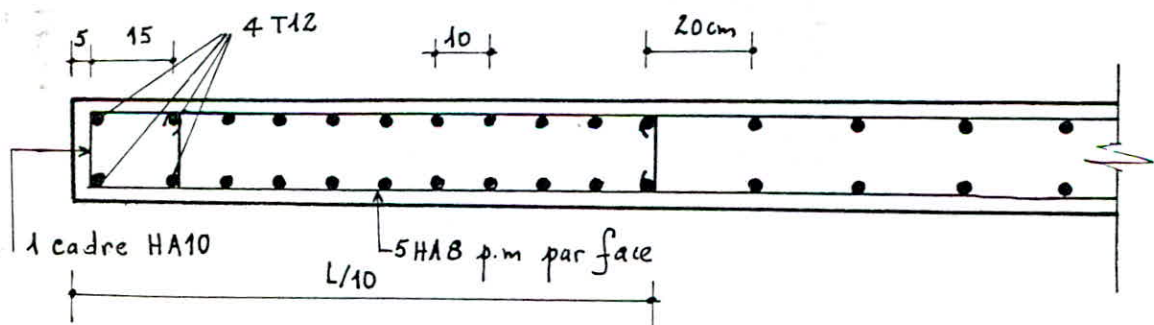
• Armatures horizontales  $\tilde{\omega}_t < 0$

$$A = 0.15 \times 16 \times \frac{100}{100} = 2.4 \text{ cm}^2, \text{ on adopte 5 HA8 p.m et par face.}$$

• Armatures transversales:

- Un cadre HA10 ; espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

- 4 épingles  $\Phi 8$  au mètre carré

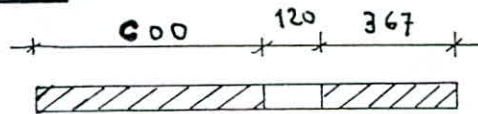


Voiles	Trumeaux	l(m)	e <sub>1</sub> =h <sub>L</sub> /6	M(t.m)	Nmax	e <sub>01</sub>	Nature	Nmin	e <sub>02</sub>	Nature
Bl <sub>1</sub>	I	4.54	0.76	248.67	142.84	1.741	S.P.C	-5.65	44.012	S.P.C
	II	0.54	0.09	0.418	75.54	0.005	S.E.C	-48.09	0.009	S.E.T
Bl <sub>2</sub>	I	5.48	0.91	436.19	186.16	2.343	S.P.C	4.987	87.464	S.P.C
	II	0.54	0.09	0.417	89.972	0.005	S.E.C	-56.46	0.007	S.E.T
Bl <sub>3</sub>	Plein	4.72	0.79	310.75	80.86	3.843	S.P.C	56.62	5.488	S.P.C
Bl <sub>4</sub>	I	2.02	0.34	23.064	74.56	0.309	S.E.C	-1.913	12.056	S.P.C
	II	0.50	0.08	0.350	48.301	0.007	S.E.C	-20.18	0.017	S.E.T
Bl <sub>5</sub>	I	2.39	0.40	41.025	125.602	0.327	S.E.C	-57.09	0.718	S.E.T
	II	1.11	0.19	4.102	108.53	0.038	S.E.C	-69.25	0.059	S.E.T
Bl <sub>6</sub>	I	1.27	0.21	6.56	78.27	0.084	S.E.C	-37.11	0.177	S.E.T
	II	1.11	0.19	4.37	76.23	0.057	S.E.C	-38.58	0.113	S.E.T
Bl <sub>7</sub>	I	1.19	0.20	0.223	64.309	0.003	S.E.C	-23.19	0.01	S.E.T
	II	2.38	0.397	1.78	48.235	0.037	S.E.C	34.004	0.052	S.E.C
	III	1.19	0.198	-0.223	57.194	0.004	S.E.C	-23.19	0.01	S.E.T
Bl <sub>8</sub>	I	3.22	0.54	3.78	166.95	0.023	S.E.C	-66.86	0.057	S.E.T
	II	0.50	0.08	0.014	28.3	0.5.10 <sup>-3</sup>	S.E.C	1.845	8.10 <sup>-3</sup>	S.E.C
	III	1.60	0.27	0.476	63.625	7.10 <sup>-3</sup>	S.E.C	4.914	0.097	S.E.C
	IV	3.18	0.53	3.646	60.46	0.060	S.E.C	16.801	0.217	S.E.C
Bl <sub>9</sub>	I	0.62	0.10	0.007	45.55	2.10 <sup>-4</sup>	S.E.C	-5.077	0.001	S.E.T
	II	4.04	0.67	1.925	125.36	0.015	S.E.C	52.109	0.037	S.E.C
	III	1.67	0.28	0.136	67.484	0.002	S.E.C	-9.192	0.015	S.E.T
Bl <sub>10</sub>	I	4.04	0.67	3.263	173.087	0.019	S.E.C	-33.88	0.096	S.E.T
	II	4.04	0.67	3.263	75.95	0.043	S.E.C	44.73	0.073	S.E.C
	III	1.67	0.28	0.230	99.16	0.002	S.E.C	-48.106	0.005	S.E.T
Bl <sub>11</sub>	Plein	7.20	1.20	214.83	102.99	2.086	S.P.C	73.224	2.934	S.P.C
Al <sub>2</sub>	I	6.00	1.00	81.165	164.52	0.493	S.E.C	35.476	2.288	S.P.C
	II	3.68	0.61	18.727	121.93	0.154	S.E.C	7.768	2.411	S.P.C
Al <sub>3</sub>	I	4.88	0.81	3.236	159.28	0.02	S.E.C	19.614	0.165	S.E.C
	II	3.60	0.60	12.99	97.44	0.013	S.E.C	52.89	0.025	S.E.C
	III	1.59	0.27	0.112	86.757	1.10 <sup>-3</sup>	S.E.C	-34.15	3.10 <sup>-3</sup>	S.E.T
Al <sub>4</sub>	I	4.46	0.74	36.77	143.75	0.256	S.E.C	-30.156	1.22	S.E.T
	II	5.42	0.90	65.996	156.58	0.42	S.E.C	-21.038	3.14	S.P.C
Al <sub>1</sub>	Plein	10.88	1.81	386.65	156.26	2.47	S.P.C	110.97	3.48	S.P.C
Al <sub>5</sub>	I	2.68	0.447	2.168	168.46	0.013	S.E.C	-90.61	0.024	S.E.T
	II	4.72	0.787	11.84	164.04	0.072	S.E.C	-33.29	0.357	S.E.T
	III	0.86	0.143	0.072	220.74	0.0003	S.E.C	-197.8	0.0004	S.E.T

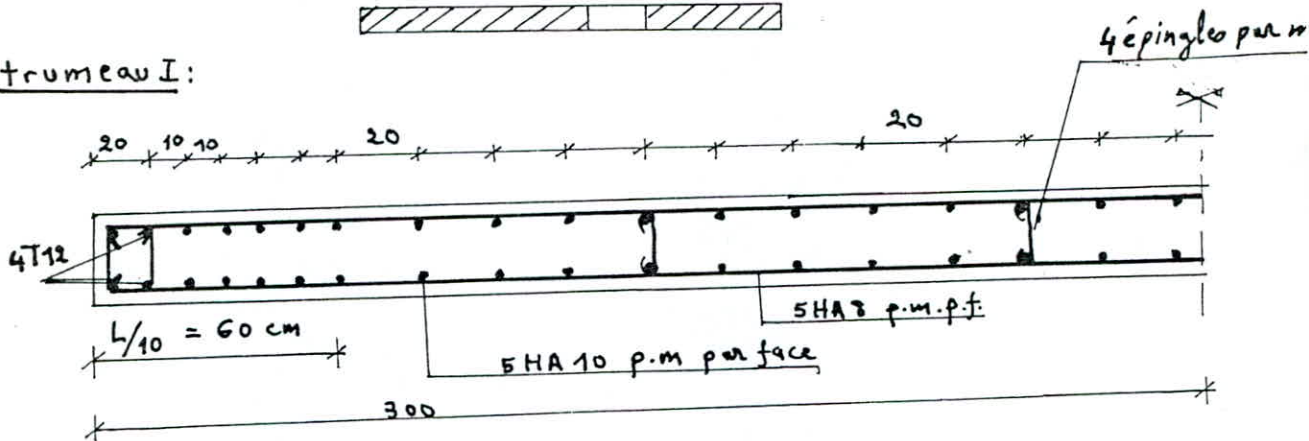
Voiles	Trumeaux	Armatures Verticales			Arm. horizont.	Arm. transv.
		Potelet	Zone tendue	Zone Courante		
Bl <sub>1</sub>	I	8 T16	20 T10/ml	10 T10/ml	10 T8/ml	4 épingles/m <sup>2</sup>
	II	8 T16	/	/	10 T8/ml	2 cadres φ 10
Bl <sub>2</sub>	I	4 T12	28 T10/ml	/	10 T8/ml	4 épingles/m <sup>2</sup>
	II	8 T16	/	/	10 T8/ml	2 cadres φ 10
Bl <sub>3</sub>	Plein	6 T14	20 T10/ml	10 T10/ml	10 T8/ml	4 épingles/m <sup>2</sup>
Bl <sub>4</sub>	I	4 T12	8 T10/ml	/	10 T8/ml	"
	II	4 T12	/	/	10 T8/ml	2 cadres φ 10
Bl <sub>5</sub>	I	8 T14	8 T10/ml	/	10 T8/ml	4 épingles/m <sup>2</sup>
	II	6 T14	/	10 T10/ml	10 T8/ml	"
Bl <sub>6</sub>	I	4 T14	4 T10/ml	/	10 T8/ml	"
	II	4 T12	4 T10/ml	/	10 T8/ml	"
Bt <sub>1</sub>	I	4 T12	/	10 T10/ml	10 T8/ml	"
	II	4 T12	/	10 T10/ml	10 T8/ml	"
	III	4 T12	/	10 T10/ml	10 T8/ml	"
Bt <sub>2</sub>	I	6 T12	/	10 T10/ml	10 HA8/ml	"
	II	4 T12	/	/	10 HA8/ml	2 cadres φ 10
	III	4 T12	/	10 T10/ml	10 HA8/ml	4 épingles/m <sup>2</sup>
	IV	4 T12	/	10 T10/ml	10 HA8/ml	"
Bt <sub>3</sub>	I	4 T12	/	/	10 HA8/ml	2 cadres φ 10
	II	4 T12	/	10 T10/ml	10 HA8/ml	4 épingles/m <sup>2</sup>
	III	4 T12	/	10 T10/ml	"	"
Bt <sub>4</sub>	I	4 T12	/	10 T10/ml	"	"
	II	4 T12	/	10 T10/ml	"	"
	III	4 T12	/	10 T10/ml	"	"
Bt <sub>5</sub>	Plein	4 T12	22 T10/ml	10 T10/ml	"	"
Al <sub>2</sub>	I	4 T12	18 T10/ml	10 T10/ml	"	"
	II	4 T12	12 T10/ml	10 T10/ml	"	"
Al <sub>3</sub>	I	4 T12	/	10 T10/ml	"	"
	II	4 T12	/	10 T10/ml	"	"
	III	4 T12	/	10 T10/ml	"	"
Al <sub>4</sub>	I	4 T14	22 T10/ml	/	"	"
	II	4 T14	20 T10/ml	10 T10/ml	"	"
Al <sub>1</sub>	Plein	4 T12	18 T10/ml	10 T10/ml	"	"
At	I	8 T14	10 T10/ml	/	"	"
	II	4 T14	22 T10/ml	/	"	"
	III	8 T16	4 T16/ml	/	"	"

Voile à une file d'ouverture:

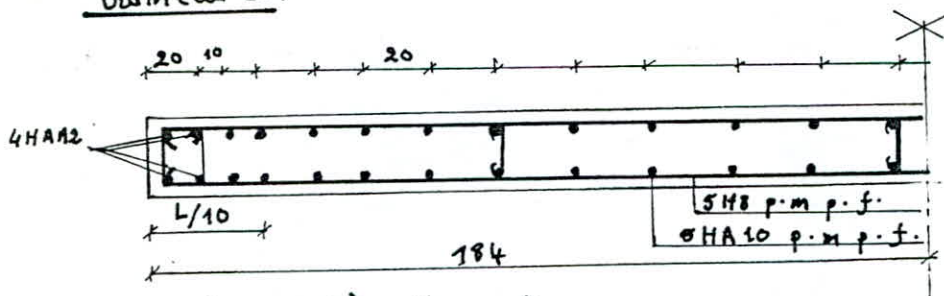
solt AL<sub>2</sub>:



trumeau I:

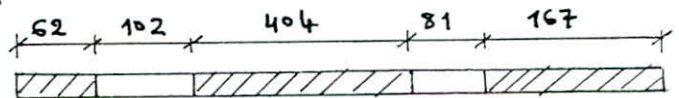


trumeau II:



Voile à 2 files d'ouvertures:

solt BT<sub>3</sub>

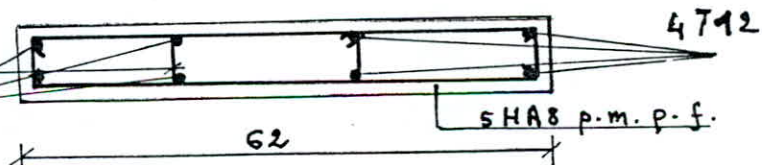


trumeau I:

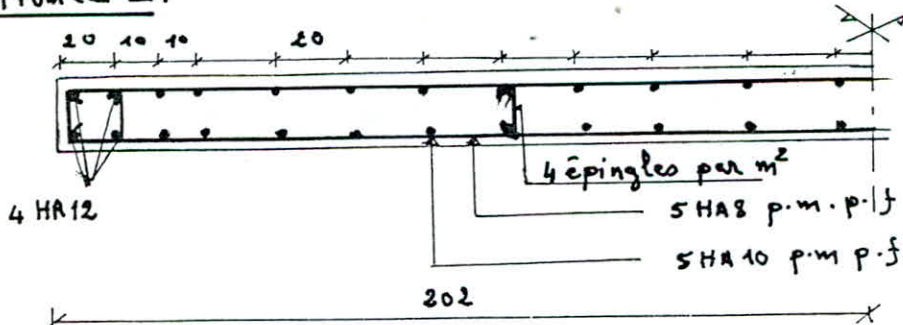
h<sub>e</sub> = 62 cm

2 cadres φ 10

4 HA 12

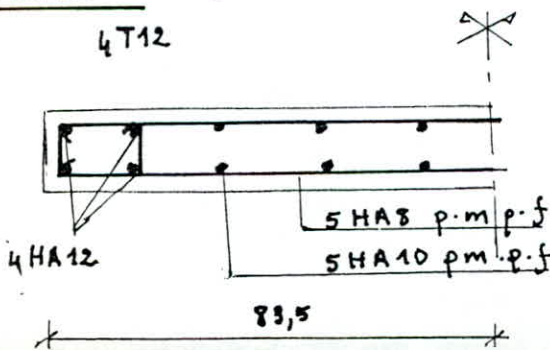


trumeau II:



trumeau III: h<sub>e</sub> = 167 cm

4T12





### Ferraillage du voile périphérique:

D'après le R.P.A. 81 les ossatures au niveau de base doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, dans le cas de blocs séparés par des joints de tassements ce voile doit ceinturer chaque bloc.

#### Dimensions du voile:

épaisseur : 16 cm ; hauteur : 1.30 m.

Il sera ferraillé forfaitairement d'après le R.P.A. 81 art 3.385

1°) Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures

$A \geq 0.2\%$  de la section transversale totale du béton avec un recouvrement de  $50\phi$  en équerre de renforcement dans les angles.

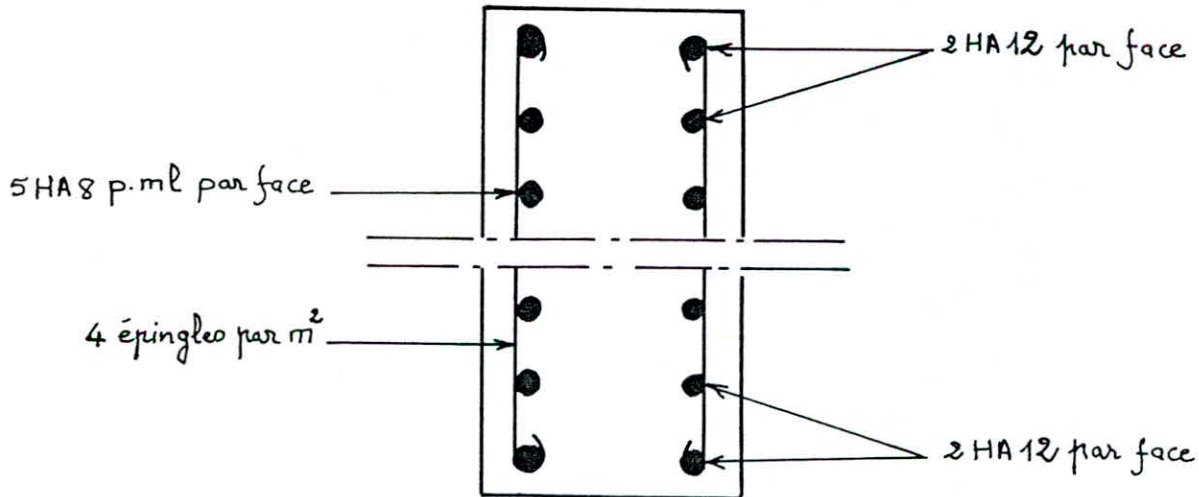
$$A \geq 0.002 bh = 0.002 \times 16 \times 130 = 4.16 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup> par partie supérieure et par partie inférieure

2°) Armatures longitudinales de peau:

$A \geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par mètre linéaire de hauteur.

On adoptera 5T8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml et par face.



Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leurs extrémités. Ces linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterner.

### Contraintes admissibles:

- Contrainte de cisaillement:  $\tau_b = 0.12 \sigma'_{28} = 0.12 \times 1.019 \times 270 = 33.02 \text{ Kg/cm}^2$
- Contrainte du béton en flexion:  $\bar{\sigma}'_b = 0.75 \sigma'_{28} = 0.75 \times 1.019 \times 270 = 206.35 \text{ Kg/cm}^2$
- Contrainte de traction:  $\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_a = \sigma_{cn} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

### Charges sollicitant les linteaux:

Vu que la charge et surcharge qui revient au linteaux est négligeable devant l'effort dû au seisme, on a ferrillé les linteaux sous l'effet de son poids propre et de l'effort sismique.

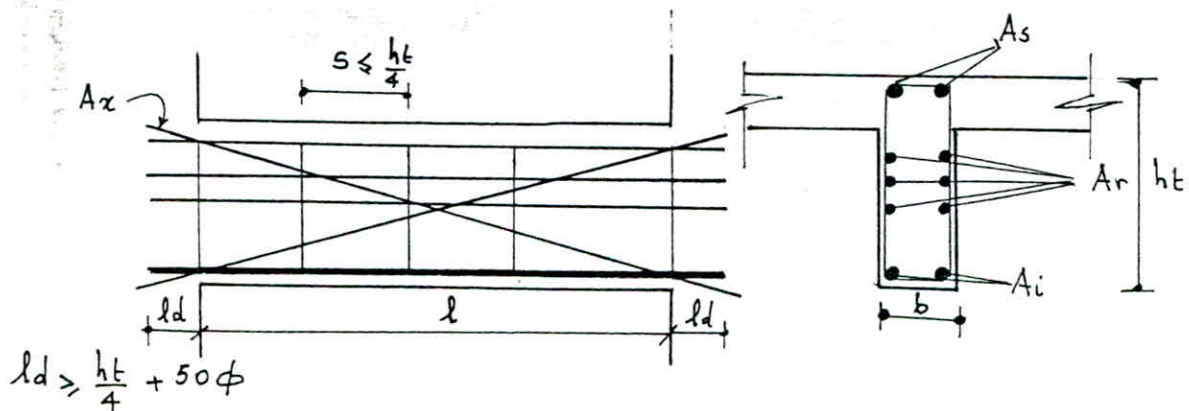
### Ferraillage:

Les sections minimales.

- armatures supérieures et inférieures  $A_s, A_i \geq 0.0015 b h_t$
- armatures de repartition  $A_r \geq 0.002 b h_t$
- armatures transversales  $A_t \geq 0.025 b \cdot s$  avec  $s \leq \frac{h_t}{4}$

Si la contrainte de cisaillement dans les linteaux est supérieure ou égale à  $0.06 \sigma'_{28}$  on prévoit des armatures en diagonales supplémentaires disposées dans les angles suivant la figure ci dessous avec un ancrage  $l_d$ .

$$\tau_b \geq 0.06 \sigma'_{28} \Rightarrow A_x \geq 0.0015 b h_t$$



Exemple de calcul:

Soit le linteau du voile B<sub>L1</sub>:

l'effort tranchant maximum est  $\pi = 15.727t$

• Caractéristiques du linteau:

hauteur du linteau :  $h_t = 90 \text{ cm}$

Longueur du linteau :  $l = 92 \text{ cm}$

Largeur du linteau :  $b = 16 \text{ cm}$

Les efforts max sont obtenus au niveau de l'encastrement

•  $T = 1.4\pi + q \frac{l}{2}$

•  $M = 1.4\pi a + q \frac{l^2}{12}$

Calcul des efforts:

$q$ : poids propre du linteau :  $0.16 \times 2.5 \times 0.90 = 0.36 \text{ t/ml}$

$T = 1.4\pi + q \frac{l}{2} = 1.4 \times 15.727 + 0.36 \times \frac{0.92}{2} = 22.18t$

$M = 1.4\pi a + q \frac{l^2}{12} = 1.4 \times 15.727 \times 0.46 + 0.36 \frac{(0.92)^2}{12} = 10.15 \text{ t.m.}$

Calcul du moment résistant du béton:

$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2$  avec  $\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 206.35}{15 \times 206.35 + 4200} = 0.424$

$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0.859$

$h = h_t - d = 87 \text{ cm}$  ( $d = 3 \text{ cm}$ )

$M_{rb} = 45.52 \text{ t.m} > M_f \Rightarrow A' = 0, A = \frac{M}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{10.15 \cdot 10^5}{0.859 \times 87 \times 4200} = 3.23 \text{ cm}^2$

Ferraillage minimum, armatures principales:

$A_{min} = 0.0015 b h_t = 0.0015 \times 16 \times 90 = 2.16 \text{ cm}^2$

on adopte 2HA16 filantes pour  $A_i = A_s = 4.02 \text{ cm}^2$

Verification des contraintes:

$D = \frac{15}{5} (A_i + A_s) = \frac{15}{16} (4.02 + 4.02) = 7.537$

$E = \frac{30}{16} (3 + 87) \cdot 4.02 = 678.37. \rightarrow y_1 = \sqrt{D^2 + E} = 19.58 \text{ cm.}$

$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2 = 330702 \text{ cm}^4$

$K = \frac{M}{I} = 3.069.$

$\sigma'_b = K y_1 = 3.069 \times 19.58 = 60.09 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$

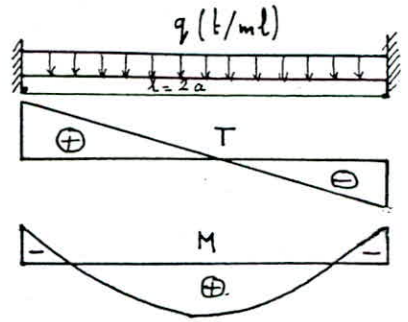
$\sigma'_a = 15 K (y_1 - d') = 15 \times 3.069 \times (19.58 - 3) = 763.2 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_a = 15 K (h - y_1) = 15 \times 3.069 \times (87 - 19.58) = 3104 \text{ Kg/cm}^2.$

Armatures de repartition :  $A_r \geq 0.002 b h_t = 0.002 \times 16 \times 90 = 2.88 \text{ cm}^2$

on adopte 4HA10 armatures filantes soit  $A_r = 3.14 \text{ cm}^2.$

• Longueur d'ancrage des barres :  $l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi_{max} = \frac{90}{4} + 50 \times 1.6 = 102.5 \text{ cm.}$   
soit  $l_d = 110 \text{ cm.}$



• Armatures transversales :  $A_t \geq 0.0025 b \cdot S$  avec  $S \leq \frac{h_t}{4} = \frac{90}{4} = 22.5 \text{ cm}$ .  
 $S = 13 \text{ cm}$  donc  $A_t \geq 0.0025 \times 16 \times 13 = 0.52 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on adopte un cadre H A 8 =

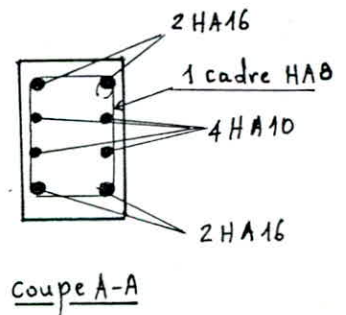
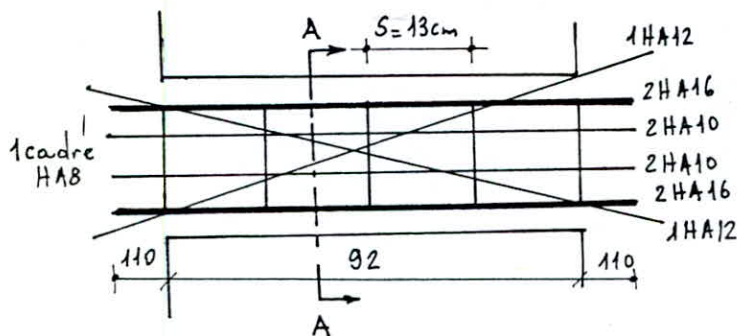
$$S \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}, \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \right\} = \min \left\{ 22.5 \text{ cm}, 14.41 \text{ cm} \right\} \text{ donc } S_{\text{adoptée}} = 13 \text{ cm} < \min(22.5; 14.41)$$

### Verification de l'effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{22180}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 87} = 18.21 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33.02 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$\tau_b = 18.21 \text{ Kg/cm}^2 > 0.065 \bar{\sigma}_{28} = 0.06 \times 1.019 \times 270 = 16.51 \text{ Kg/cm}^2$   
 donc les armatures d'angle sont nécessaires.

$A_x \geq 0.0015 b h_t = 2.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on adopte 2 H A 12 =  $2.26 \text{ cm}^2$ .



### longueur des barres:

$$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + \frac{2ld}{\cos \alpha}$$

$$\alpha = \arctg \frac{h_t}{l} = \arctg \frac{90}{92} = 44.37^\circ$$

$$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + \frac{2ld}{\cos \alpha} = \sqrt{92^2 + 90^2} + \frac{2 \times 110}{\cos 44.37^\circ} = 436.46 \text{ cm.}$$

soit  $L = 440 \text{ cm}$ .

Remarque: Pour remédier au problème  $\tau_b > \bar{\tau}_b$ , on doit frotter la section de façon à ce que quand le béton se fissure au moment d'un seisme, l'effort tranchant peut être repris totalement par les armatures.

Puis vérifier la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant brusque sur les armatures.

Exemple: soit le linteau ② de  $A_t = 78.66 \text{ t}$ ,  $A_c = 24.12 \text{ cm}^2$

$$\tau = \frac{T}{A_c} = 3261.19 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

linteaux	B <sub>l1</sub>	B <sub>l2</sub>	B <sub>l4</sub>	B <sub>l5</sub>	B <sub>l6</sub>	① B <sub>l1</sub> ②	③	④ B <sub>l3</sub>	⑤	
l (cm)	92	102	92	122	122	122	122	92	102	81
h <sub>f</sub> (cm)	90	90	90	150	150	150	150	90	90	90
h (cm)	87	87	87	145	145	145	145	87	87	87
π (t)	15.727	18.624	8.49	22.924	14.55	11.015	11.015	30.68	5.612	10.27
T (t)	22.183	26.26	12.06	32.46	20.73	15.787	15.787	43.115	8.04	14.52
M (t.m)	10.153	13.33	5.49	19.65	12.50	9.48	9.48	19.78	4.038	5.842
A calculée (cm <sup>2</sup> )	3.23	4.25	1.75	3.76	2.39	1.81	1.81	6.30	1.29	1.86
A adoptée (cm <sup>2</sup> )	2T16	3T16	2T14	2T16	2T16	2T16	2T16	4T16	2T14	2T14
A <sup>rep.</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> )	4T10	4T10	4T10	6T12	6T12	6T12	6T12	4T10	4T10	4T10
A <sup>trays</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> )	1cad.T8	1cad.T8 + épingle	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8
Espacement (cm)	13	17	13	11	11	11	11	13	17	20
z <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	18.21	21.56	9.90	15.99	10.21	7.78	7.78	35.40	6.60	11.92
A <sup>z</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> )	2T12	2T12	/	/	/	/	/	2T12	/	/
l <sub>d</sub> (cm)	110	110	100	120	120	120	120	110	100	100
L (cm)	440	440	/	/	/	/	/	440	/	/

linteaux	① B <sub>l2</sub> ②	① B <sub>l4</sub> ②	A <sub>l2</sub>	① A <sub>l3</sub> ②	A <sub>l4</sub>	① A <sub>l</sub> ②				
l (cm)	92	92	92	81	120	120	81	102	200	92
h <sub>f</sub> (cm)	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
h (cm)	87	87	87	87	87	87	87	87	87	87
π (t)	28.37	24.83	23.906	19.724	10.427	14.106	15.939	20.696	32.81	56.066
T (t)	39.88	34.93	33.634	27.759	14.814	19.96	22.46	29.158	46.294	78.66
M (t.m)	18.29	16.016	15.421	11.203	8.802	11.89	9.057	14.808	46.054	36.132
A calculée (cm <sup>2</sup> )	5.83	5.10	4.91	3.57	2.81	3.79	2.89	4.72	14.66	11.52
A adoptée (cm <sup>2</sup> )	3T16	3T16	3T16	2T16	2T14	2T16	2T14	3T16	5T20	6T16
A <sup>rep.</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> )	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
A <sup>trays</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> )	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8	1cad.T8
Espacement	10	13	13	7	20	15	10	10	10	4
z <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	32.75	28.68	27.61	22.79	12.16	16.39	18.44	23.94	38.00	64.58
A <sup>z</sup> adoptée (cm <sup>2</sup> )	2T12	2T12	2T12	2T12	/	2T12	2T12	2T12	2T12	2T12
l <sub>d</sub> (cm)	110	110	110	110	100	110	100	110	125	110
L (cm)	440	440	440	450	/	425	420	440	495	440

## FONDATION

### Rapport du sol:

Le terrain est plat et ne présente aucune anomalie topographique, qui se trouve dans une zone de moyenne sismicité.

L'étude a été menée sur la base de:

- Creusement de 3 puits de reconnaissance.
- cinq essais au pénétromètre statique gouda 20T.
- essais de laboratoire.

• L'analyse des sondages effectués lors des travaux de reconnaissance note que le sol présente une certaine homogénéité. On notera qu'après une épaisseur de 0.5m de terre végétale argileuse vient une marne jaune à jaune ocre, l'eau a été rencontrée aux profondeurs arrêtées (1.50m)

• L'analyse des essais de pénétration statique Gouda 20T

On calcule le taux de travail à la profondeur de 1.30m.

D'après l'abaque de MEYERHOF pour une semelle de largeur 1m la résistance de pointe ( $R_p$ ) est la valeur minimale enregistrée sur l'ensemble des essais entre 1m et 2m à pour valeur de l'ordre de 10 bars, d'après l'abaque  $\frac{D}{B} = 1.5$

nous déduisons  $\frac{q_{adm}}{R_p} = 0.093$  donc  $q_{adm} = 0.093 \times 10 = 0.93 \text{ b}$

• Calcul du taux de travail à partir des essais de Laboratoire.

- Cas de sol saturé à proche de la saturation:

$\varphi = 0 \rightarrow N_q = 1.0; N_c = 5.1 \quad D = 1.30m, \quad c = 0.6 \text{ bar}$

$$q_{adm} = \gamma_h D + \frac{1}{3} [0.5 \gamma N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + c N_c] = 0.2 \times 1.3 + \frac{1}{3} [0.2 \times 1.3 (1.0 - 1) + 0.6 \times 5.1] = 1.28 \text{ b}$$

-  $\varphi = 16^\circ; \quad c = 0.6 \text{ b}; \quad N_\gamma = 2.72; \quad N_q = 4.33; \quad N_c = 11.6$

$$q_{adm} = 0.2 \times 1.3 + \frac{1}{3} [0.5 \times 0.2 \times 2.72 + 0.2 \times 1.3 (4.33 - 1) + 0.6 \times 11.6] = 2.95 \text{ bar}$$

### Conclusion:

Afin de réduire les tassements nous retiendrons donc un taux de travail de l'ordre de 1 bar ( $\bar{\sigma}_s = 1 \text{ bar}$ ) au maximum.

### Choix du type de fondation

Le type de fondation choisit est un radier général car d'après le calcul préliminaire des semelles continues sous mur on a trouvé l'occupation presque totale de l'espace constitué par la zone inter-axiale des voiles.

De plus on a un sol de faible portance, et le bâtiment est fondé à faible

Ce radier ne sera pas séparé par le joint car d'après l'art 2.2.3 R.P.A. les joints en infrastructure sont à éviter ils sont admis uniquement pour le cas de différences importantes, de charges ou de conditions de sol. Ce n'est pas notre cas.

Prédimensionnement du radier:

• Poids de la construction au niveau de la fondation sous SP1.

$$N = G + 1.2P = 2201.86 + 1.2 \times 390.32 = 2670.244 \text{ t.}$$

• Surface nécessaire du radier sans débord.

$$S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2670.24}{10.19} = 262.04 \text{ m}^2$$

Surface de la construction est  $S_0 = 287.52 \text{ m}^2$ , on prend un débord de 30 cm la surface du radier  $S = S_0 + S_{débord} = 326.66 \text{ m}^2$ .

Predimensionnement de l'épaisseur du radier:

Le radier est calculé comme un plancher renversé et sera dimensionné à partir de :

- Condition forfaitaire  $h_t \geq \frac{P_{max}}{10} = \frac{344}{10} = 34.4 \text{ cm.}$
- la contrainte de cisaillement pour une bande de 1m

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq 1.15 \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h, \quad T_{max} = q \frac{l}{2}, \quad q = \frac{N}{S} = \frac{2670.2}{326.6}$$

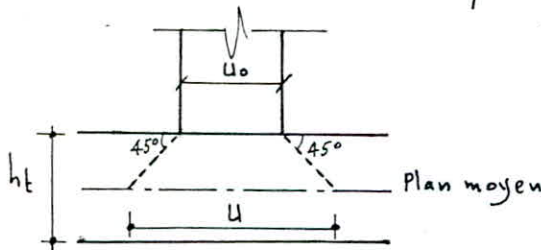
$$q = 8.174 \text{ t/m}^2$$

$$T_{max} = 14.06 \text{ t/m} \rightarrow h \geq \frac{8 T_{max}}{7 \cdot b \cdot \bar{\tau}_b} = \frac{8 \cdot 14.06 \times 10^3}{7 \times 100 \times 1.15 \times 5.90} = 23.70 \text{ cm}$$

On prend  $h = 35 \text{ cm}$  et  $h_t = 40 \text{ cm}$ .

Vérification au poinçonnement:

Conformément aux règles CCBA 68 art 39.54 on fera une vérification au poinçonnement; on vérifiera le poinçonnement sous le voile le plus chargé (A13)



$$N = G + 1.2P = 239.738 + 1.2 \times 41.44 = 289.46 \text{ t}$$

$$u = u_0 + h_t = 12.08 + 0.40 = 12.48 \text{ m}$$

$$v = v_0 + h_t = 0.16 + 0.40 = 0.56 \text{ m}$$

La condition de non poinçonnement sous mur est donnée par:

$$1.5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

$P_c$ : périmètre du contour cisailé

$h_t$ : hauteur totale du radier

$\bar{\sigma}_b$ : contrainte de référence de traction

$$P_c = 2(u+v) = 2(12.48 + 0.56) = 26.08 \text{ m.}$$

$$1.5 \frac{289.466 \cdot 10^3}{2608 \times 40} = 4.16 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ bars} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'effet de sous pression:

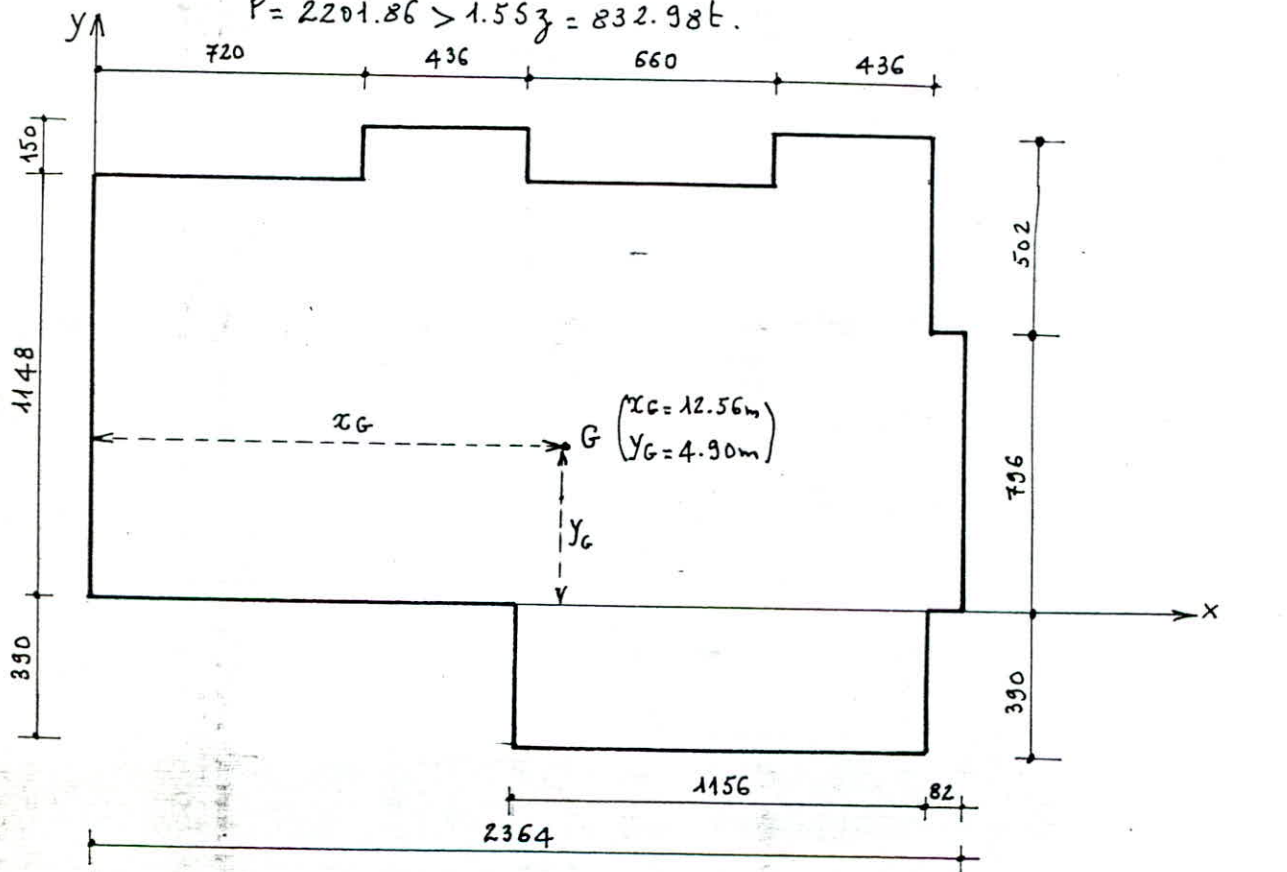
On vérifie que le bâtiment ne soulève pas sous l'effet des sous pressions, pour cela on prend un coefficient de 1.5 vis à vis du risque de soulèvement.  $P \geq 1.5.S.z$

S: surface du sol  $S = 326.66 \text{ m}^2$

z: pression hydrostatique en  $\text{t/m}^2$   $z = 1.30 + 0.40 = 1.70 \text{ t/m}^2$

P: poids total du bâtiment sans surcharges  $G = 2201.86 \text{ t}$

$$P = 2201.86 > 1.55z = 832.98 \text{ t.}$$



Suivant x:

$$v' = 11.08 \text{ m} , v = 12.56 \text{ m} , I_x = 5979.79 \text{ m}^4$$

Suivant y:

$$v' = 8.80 \text{ m} , v = 6.58 \text{ m} , I_y = 14348.18 \text{ m}^4.$$

Vérification de la stabilité du radier:

Vérification sous SP1:

$$N = (G + \text{Gradier}) + 1.2P , \text{ Gradier} = 0.40 \times 326.66 \times 2.5 = 326.66 \text{ t}$$

$$N = (2201.86 + 326.66) + 1.2 \times 390.32 = 2996.904 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{2996.904}{326.66} = 9.17 \text{ t/m}^2 = 0.917 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1 \text{ Kg/cm}^2.$$



Verification sous SPz:

Le radier est soumis a un effort normal et un moment de renversement.

$$N = (G + \text{Gradier}) + P = (2201.86 + 326.66) + 390.32 = 2918.84 \text{ t}$$

Les moments agissant dans les deux sens par rapport à la base du radier sont:

$$M_x = 2621.42 \text{ t.m} , M_y = 4149.67 \text{ t.m}$$

\*Verification suivant le sens longitudinal du radier

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M_y}{I_y} v_x \quad \text{avec } S = 326.66 \text{ m}^2 , I_y = 14348.18 \text{ m}^4 , v_x = 12.56 \text{ m}$$

on trouve:

$$\sigma_1 = 1.26 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 0.53 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_m = \frac{1}{4} (3\sigma_1 + \sigma_2) = 1.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{On doit verifier: } \sigma_m = 1.07 \text{ Kg/cm}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_s = 1.35 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifié}$$

$$\sigma_1 = 1.26 \text{ Kg/cm}^2 < 1.5 \bar{\sigma}_s = 1.53 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifiée}$$

\*Verification suivant le sens transversal.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M_x}{I_x} v_y \quad \text{avec } S = 326.66 \text{ m}^2 , I_x = 5979.79 \text{ m}^4 , v_y = 8.80 \text{ m}$$

On trouve:

$$\sigma_1 = 1.28 \text{ Kg/cm}^2 , \sigma_2 = 0.51 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_m = \frac{1}{4} (3\sigma_1 + \sigma_2) = 1.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{On doit verifier: } \sigma_m = 1.09 \text{ Kg/cm}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_s = 1.35 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifié}$$

$$\sigma_1 = 1.28 \text{ Kg/cm}^2 < 1.5 \bar{\sigma}_s = 1.53 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifiée}$$

Charge pour le radier:

La charge à prendre en compte pour le calcul du radier est la réaction du terrain diminuée du poids du radier

Poids du radier par mètre carré :  $P = 1 \text{ t/m}^2$

• sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $q = 0.817 \text{ Kg/cm}^2$

• sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre :  $q = 1.18 \text{ Kg/cm}^2$

$$\frac{\bar{\sigma}_a(SP_2)}{\bar{\sigma}_a(SP_1)} = \frac{4200}{2800} = 1.5$$

$$\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{1.18}{0.817} = 1.44$$

$$\Rightarrow \frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = 1.44 < \frac{\bar{\sigma}_a(SP_2)}{\bar{\sigma}_a(SP_1)} = 1.5$$

d'où le radier sera calculé sous l'effet des sollicitations du 1<sup>er</sup> genre  $q = 0.817 \text{ t/m}^2$

Calcul des moments:

Les panneaux de dalles sollicitées par une charge uniformément, on calculera les moments par la méthode de M<sup>r</sup> PIGEAUD.

• Moment dans le sens de la petite portée :  $M_{ox} = P(M_1 + \sqrt{3}M_2)$

• Moment dans le sens de la grande portée :  $M_{oy} = P(M_2 + \sqrt{3}M_1)$

$M_1, M_2$  : moments unitaires pour une charge unitaire uniformément répartie donnés par l'abaque de PIGEAUD en fonction de  $\mu = \frac{l_x}{l_y}$  et  $\mu$  respectivement

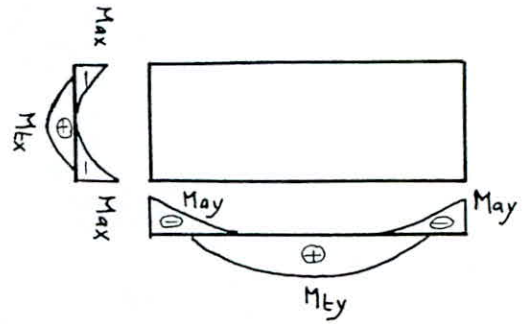
P: charge appliquée sur la dalle  $P = q l_x \cdot l_y$ .

$\nu$ : coefficient de poisson pour le béton  $\nu = 0.15$ .

Répartition des moments:

sur appui:  $M_{ax} = 0.50 M_{0x}$ ;  $M_{ay} = 0.50 M_{0y}$

en travée:  $M_{tx} = 0.85 M_{0x}$ ;  $M_{ty} = 0.85 M_{0y}$



Exemple de calcul: panneaux ① et ②

$l_x = 344 \text{ cm}$ ,  $l_y = 352 \text{ cm}$   $\rightarrow f = 0.977$  et  $\frac{1}{f} = 1.023$

à partir de l'abaque et par interpolation  $\rightarrow M_1 = 0.0379$ ,  $M_2 = 0.0360$

$P = q l_x \cdot l_y = 8.17 \times 3.44 \times 3.52 = 98.929 \text{ t}$

$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P = 4.284 \text{ t.m/ml}$   $\rightarrow M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 2.142 \text{ t.m/ml}$ ,  $M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 3.641 \text{ t.m/ml}$

$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P = 4.124 \text{ t.m/ml}$   $\rightarrow M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 2.062 \text{ t.m/ml}$ ;  $M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 3.505 \text{ t.m/ml}$

### Ferrailage:

enrobage  $e = 5 \text{ cm}$

choix du diamètre des barres longitudinales:  $\phi_{Lx} = 12 \text{ mm}$ ,  $\phi_{Ly} = 10 \text{ mm}$

$h_x = h_t - e - \frac{\phi_{Lx}}{2} = 40 - 5 - \frac{1.2}{2} = 34.4 \text{ cm}$ ;  $h_y = h_t - e - \phi_{Lx} - \frac{\phi_{Ly}}{2} = 40 - 5 - 1.2 - \frac{1.0}{2} = 33.3 \text{ cm}$

• Suivant x:  $M_{tx} = 3.641 \text{ t.m/ml}$ ,  $M_{rb} = 29.47 \text{ t.m/ml}$

$M_{rb} > M_{tx} \rightarrow A' = 0$ ,  $A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\gamma_h \bar{\sigma}_a} = \frac{3.641 \cdot 10^5}{0.859 \times 34.4 \times 2800} = 4.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

On adopte: 5HA12  $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un écartement  $t = 20 \text{ cm}$ .

• Suivant y:  $M_{ty} = 3.505 \text{ t.m/ml}$ ,  $M_{rb} = 27.61 \text{ t.m/ml}$

$M_{rb} > M_{ty} \rightarrow A' = 0$ ,  $A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\gamma_h \bar{\sigma}_a} = \frac{3.505 \cdot 10^5}{0.859 \times 33.3 \times 2800} = 4.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adopte:

5HA12  $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $t = 20 \text{ cm}$ .

Sur appui:

Suivant x:  $M_{ax} = 2.142 \text{ t.m/ml} < M_{rb} = 29.47 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{ax} = 2.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adoptera: 4HA10  $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $t = 25 \text{ cm}$ .

Suivant y:  $M_{ay} = 2.062 \text{ t.m/ml} < M_{rb} = 27.61 \text{ t.m/ml} \rightarrow A_{ay} = 2.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adoptera: 4HA10  $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $t = 25 \text{ cm}$ .

### Vérifications:

Les vérifications de la condition de non fissuration  
des contraintes: acier, béton  
de condition de non fragilité  
de cisaillement sont satisfaites.

Caracterist. Panneaux	$l_x(m)$	$l_y(m)$	$P(t)$	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$M_1 (t.m/m)$	$\frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x}$	$M_2 (t.m/m)$	$M_{0x} (t.m/m)$	$M_{0y} (t.m/m)$	$M_{ax} (t.m/m)$	$M_{tx} (t.m/m)$	$M_{ty} (t.m/m)$	$M_{ay} (t.m/m)$
①, ②	3.44	3.52	98.929	0.977	0.0379	1.023	0.0360	4.284	4.124	2.142	3.641	3.505	2.062
③, ⑧	3.44	4.72	132.655	0.729	0.0466	1.372	0.0228	6.635	3.952	3.318	5.640	3.359	1.976
⑤, ⑥, ⑦, ⑪	3.44	7.20	202.355	0.478	0.0467	2.093	0.0081	9.696	3.057	4.848	8.241	2.598	1.528
⑨, ⑩	3.44	8.16	229.335	0.422	0.0448	2.373	0.0056	10.467	2.825	5.233	8.897	2.402	1.413
⑬	3.00	7.04	172.550	0.426	0.0449	2.347	0.0058	7.897	2.163	3.949	6.713	1.838	1.081
⑫	3.44	3.44	96.680	1.00	0.0370	1.00	0.0370	4.114	4.114	2.057	3.497	3.497	2.057
④	3.44	6.02	169.191	0.571	0.0482	1.750	0.0132	8.490	3.457	4.245	7.216	2.938	1.728

Caracterist. Panneaux	$A_{tx}(cm^2/ml)$ calculée	$A_{tx}(cm^2/ml)$ adoptée	$t(cm)$	$A_a(cm^2/ml)$ calculée	$A_a(cm^2/ml)$ adoptée	$t(cm)$	$A_{ty}(cm^2/ml)$ calculée	$A_{tx}(cm^2/ml)$ Adoptée	$t(cm)$	$A_a(cm^2/ml)$ Calculée	$A_a(cm^2/ml)$ adoptée	$t(cm)$
①, ②	4.40	5HA12	20	2.59	4HA10	25	4.38	5HA12	20	2.57	4HA10	25
③, ⑧	6.82	5HA14	20	4.01	4HA12	25	4.19	5HA12	20	2.47	4HA10	25
⑤, ⑥, ⑦, ⑪	9.96	6HA16	16	5.86	6HA12	16	3.24	5HA10	20	1.91	5HAB	20
⑨, ⑩	10.75	6HA16	16	6.32	6HA12	16	3.00	5HA10	20	1.76	5HAB	20
⑬	8.11	6HA14	16	4.77	5HA12	20	2.29	5HA10	20	1.35	5HAB	20
⑫	4.23	5HA12	20	2.49	4HA10	25	4.37	5HA12	20	2.57	4HA10	25
④	8.72	5HA16	20	5.13	5HA12	20	3.67	5HA10	20	2.16	4HA10	20

## BIBLIOGRAPHIE

R.P.A.81

Règles C.C.B.A.68

Règles Neige & Vent 65

Tables pour le calcul des dalles & parois (R. BARES)

Traité de B.A. tome 4 (GUERRIN)

Calcul pratique des tours en B.A. (M DIVER)

Contreventement des bâtiments (ALBIGES & GOULET)

Traité de B.A. tome 2 (BELLAZOUGUI)

Calcul & vérification des ouvrages en B.A. (P. CHARON)

Exercices de BA (P CHARON)

D.T.U 23.1

