

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT G-CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

## BATIMENT ADMINISTRATIF

### R + 5 + 3ss

Proposé par : C.T.C

Etudié par :  
F-OUARTI  
Z-RAMDANE

Dirigé par :  
Mme KHETTAB  
Mr FARSI

PROMOTION JUIN 86



# DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

A - ma mère  
- mon père  
- mes frères  
- et ma Sœur.

EL-F OUARTI

A mes parents .

Z. RAMDANE

## REMERCIEMENTS

Nos vifs remerciements à nos promoteurs,  
M<sup>me</sup> KHETTAB (E.N.P) et M<sup>r</sup> FARSI (C.T.C), ainsi  
qu'à tous les enseignants de l'école qui ont  
contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier également,  
M<sup>r</sup> R. BERGUEUL pour tout ce qu'il a fait pour  
nous.

# SOMMAIRE

• INTRODUCTION :	
Presentation du projet	
Caracteristiques mécaniques des matériaux	1
Charges permanentes et charges d'exploitation	4
Prédimensionnement	5
• CALCUL DES ELEMENTS	
Calcul du plancher à corps creux	7
Calcul du plancher à dalle pleine	14
Calcul des escaliers	19
Calcul de l'acrotère	26
• Etude au vent	28
• ETUDE AU SEISME	
Introduction	30
Calcul des rigidités :	
Portiques	31
Voiles	37
Force sismique et distribution	49
• Voiles	
Distribution des efforts sur les voiles	52
Superposition des sollicitations	58
Ferrailage des voiles	62
Ferrailage des linteaux	68
Déformations dans les voiles	73
Vérification au renversement	76
• PORTIQUES	
Efforts dans les portiques	77
Combinaisons des efforts	80
Ferrailage des poutres	91
Ferrailage des poteaux	98
• Murs de sous-sols	105
• CALCUL DES FONDATIONS	107
• CONCLUSION	118
• BIBLIOGRAPHIE	119

## PRESENTATION DU PROJET

Le présent projet, consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage administratif (R+5 avec trois sous-sols) qui est implanté à BIR-MOURAD RAÏS au lieu dit les "Vergers", zone de moyenne sismicité.

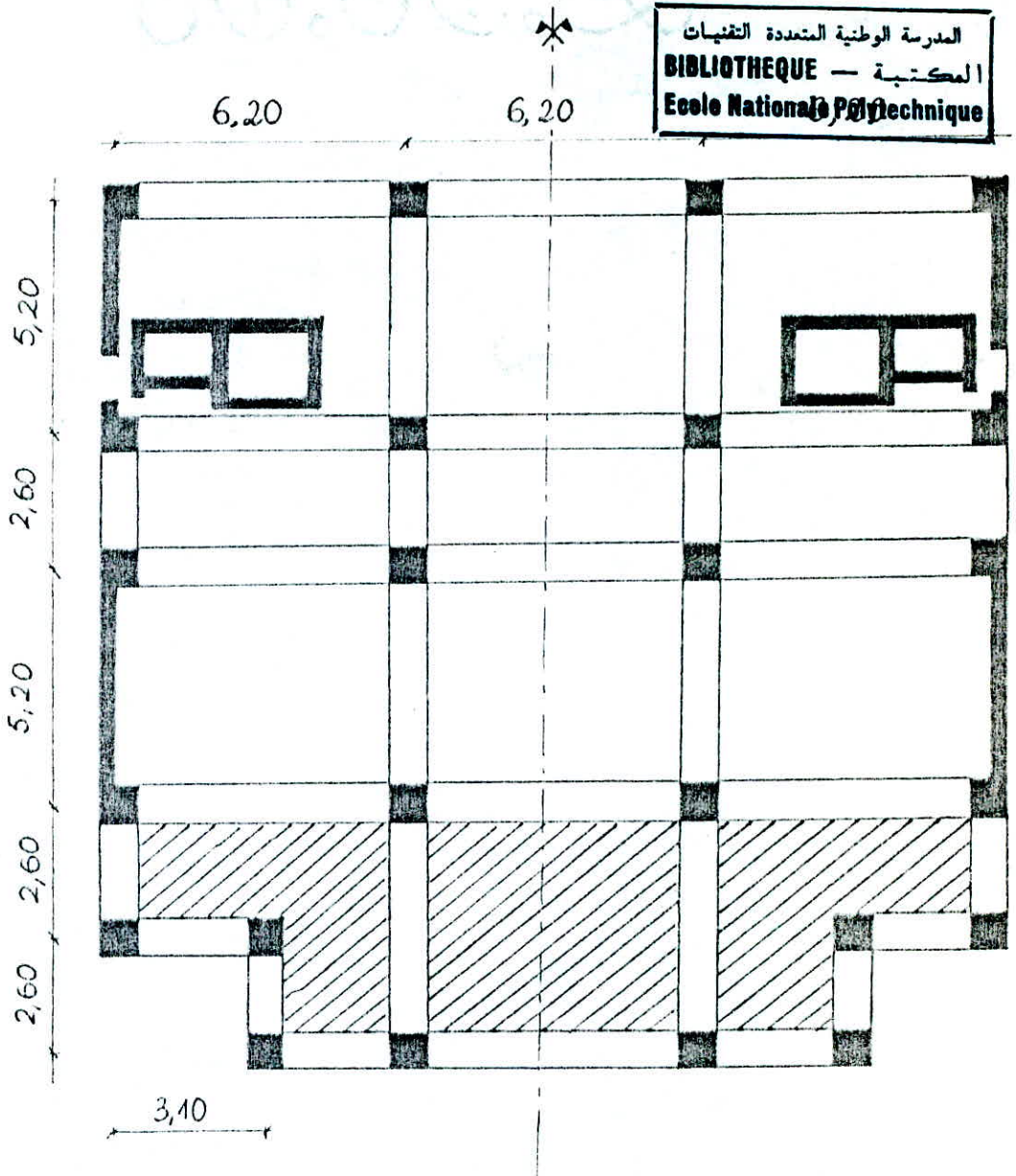
Le bâtiment est composé de plusieurs blocs de 8 à 9 niveaux, de structure identique et mixte (portique-voile), séparés par des joints. Nous étudierons le bloc "A" qui est plus intéressant du fait qu'il comporte des escaliers, des cages d'ascenseur, un monte-charge et qu'il ait une forme irrégulière.

La structure du bloc est mixte. Le contreventement sera assuré par les refends dans les deux sens. Les planchers sont en corps creux (20+5), à l'exception des niveaux 1<sup>e</sup>, 1<sup>e</sup>s.s et 2<sup>e</sup>s.s où on a envisagé des dalles pleines d'épaisseur 20 cm, en raison des surcharges importantes (rangements d'archives)

On notera qu'au 1<sup>e</sup>, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> étage, les planchers sont réduits. La partie hachurée sur la vue en plan n'existe pas.

Le sol sur lequel est fondé notre bâtiment est de moyenne consistance ( $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$ ). Nous envisageons un mode de fondation de type radier pour l'ensemble de la construction, vu l'importance des charges qui lui sont appliquées.

hauteur du bâtiment : 25,2 m  
longueur du bâtiment : 19,25 m  
largeur du bâtiment : 18,85 m



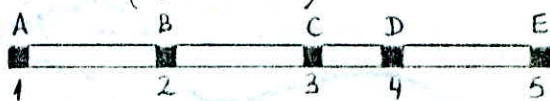
vue en plan

- Notons qu'initialement (plans d'architecture), les voiles transversaux, n'existent pas au 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> étage. Il en est de même pour la partie de plancher hachurée au 1<sup>e</sup>, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> étage.
- On distinguera les différents portiques comme suit :

- portique longitudinal (3 travées)



- portique transversal (4 travées)



CARACTERISTIQUES MECANIQUES  
DES MATERIAUX

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Introduction : On utilisera les réglemens contenus dans le document technique "REGLES C.C.B.A 68"

Béton : Le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  à base de ciment C.P.A 325 avec un contrôle atténué.

La résistance nominale de compression à 28j est :  $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

La résistance nominale de traction à 28j est :  $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

a/ Contrainte admissible de compression

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

$\alpha$  : dépend de la classe du ciment utilisé. CPA 325  $\rightarrow \alpha = 1$

$\beta$  : " de l'efficacité du contrôle. Contrôle atténué  $\rightarrow \beta = \frac{5}{6}$

$\delta$  : " de l'épaisseur minimale ( $h_m$ ) des éléments de construction et de la grosseur ( $C_g$ ) du granulat constitutif du béton.

$$h_m > 4 \cdot C_g \rightarrow \delta = 1$$

$\varepsilon$  : dépend de la nature des sollicitations

$\varepsilon = 0,3$  pour la compression simple

$\varepsilon = 0,6$  pour la flexion simple

Pour la flexion composée on a :

$\varepsilon = 0,6$  si l'effort normal est une traction

$\varepsilon = \min. \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{cases}$  si l'effort normal est une compression

où " $e_0$ " désigne l'excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section du béton seul. Et " $e_1$ " la distance de la limite du noyau central, au centre de gravité du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

Les valeurs de " $\varepsilon$ " sont à multiplier par 1,5 pour les sollicitations du second genre.

$E$  : dépend de la forme des sections et de la position de l'axe neutre.

$E = 1$  dans le cas de la compression simple

$0,5 < E \leq 1$  dans les autres cas.



\* Contrainte admissible en compression simple :

- Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1. \frac{5}{6} . 1. 0,3 . 1. 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

- Sollicitations du 2<sup>e</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 . 67,5 = 101,25 \text{ bars} = 103,27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

\* Contrainte admissible en flexion simple ou flexion composée :

avec section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

- Sous SP<sub>1</sub> :  $\bar{\sigma}'_b = 1. \frac{5}{6} . 1. 0,6 . 1. 270 = 135 \text{ bars} = 137,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

- Sous SP<sub>2</sub> :  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 . 135 = 202,5 \text{ bars} = 206,55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

b/ Contrainte de référence de traction

$$\bar{\sigma}_b = \alpha . \beta . \delta . \theta$$

Les facteurs  $\alpha, \beta, \delta$  gardent les mêmes significations et valeurs citées précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad (\sigma'_{28} \text{ étant exprimé en bars})$$

Pour une sollicitation totale pondérée du second genre, la valeur précédente de " $\theta$ " est multipliée par 1,5.

- Sous SP<sub>1</sub> :  $\bar{\sigma}_b = 1. \frac{5}{6} . 1. (0,018 + \frac{2,1}{270}) . 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

- Sous SP<sub>2</sub> :  $\bar{\sigma}_b = 1,5 . 5,8 = 8,7 \text{ bars} = 8,87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Aciers :

a/ Aciers doux (ronds lisses)

Nuance Fe E 24  $\rightarrow \sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Contraintes admissibles (de traction  $\bar{\sigma}_a$  et de compression  $\bar{\sigma}'_a$ )

- Sous SP<sub>1</sub> :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} . 2350 = 1567 \text{ bars} = 1600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

- Sous SP<sub>2</sub> :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 1 . \sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

b/ Aciers à haute adhérence (H.A)

Nuance Fe E 40

$$\sigma_{en} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ si } \phi > 20 \text{ mm}$$

Contraintes admissibles

- Sous SP<sub>1</sub> :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} \rightarrow \begin{cases} 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 2670 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

- Sous SP<sub>2</sub> :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 1 . \sigma_{en} \rightarrow \begin{cases} 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

## Treillis soudés :

$$\begin{aligned}\sigma_{en} &= 5300 \text{ kg/cm}^2 && \text{pour } \varnothing \leq 6 \text{ mm} \\ \sigma_{en} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 && \text{pour } \varnothing > 6 \text{ mm}\end{aligned}$$

Fissuration : Afin de limiter la fissuration, on doit avoir :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left[ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\varnothing} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$$

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

$\sigma_1$  : Contrainte de fissuration systématique due à la supériorité de l'effort transmis au béton, lors de la mise en traction, par rapport à son effort de rupture.

$\sigma_2$  : Contrainte de fissuration accidentelle due aux effets de retrait et de variation de température

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte de traction de référence du béton (en bars)

$\varnothing$  : Diamètre nominal de la plus grosse barre tendue (en mm)

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les barres lisses

$\eta = 1,6$  pour les barres à haute adhérence

$K$  : Coefficient ayant pour valeur :

$1,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est peu nuisible

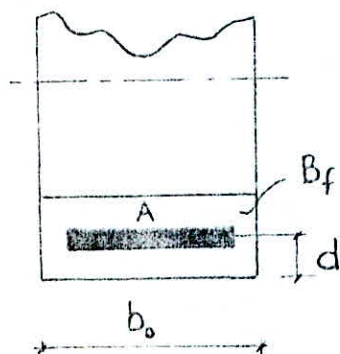
$1 \cdot 10^6$  " " préjudiciable

$0,5 \cdot 10^6$  " " très préjudiciable

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

$A$  : section totale des barres tendues

$B_f$  : section d'enrobage des barres tendues



$$B_f = 2 \cdot d \cdot b_0$$

## CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION

### Plancher terrasse (inaccessible)

Gravillons (protection étanchéité) ep. 5 cm.....	$2000 \times 0,05 = 100 \text{ kg/m}^2$
Étanchéité multicouche (ep. 2 cm).....	$12 \text{ kg/m}^2$
Isolant liège (ep. 5 cm).....	$400 \times 0,05 = 20 \text{ kg/m}^2$
Pare vapeur.....	$5 \text{ kg/m}^2$
Forme de pente ( $\sim 8 \text{ cm}$ ) pente 1,5%.....	$2200 \times 0,08 = 176 \text{ kg/m}^2$
Hourdis + dalle de compression (20+5).....	$325 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre (ep. 2 cm).....	$1000 \times 0,02 = 20 \text{ kg/m}^2$

### Plancher courant (en corps creux : 5<sup>e</sup> - 4<sup>e</sup> - 3<sup>e</sup> - 2<sup>e</sup> - R.D.C. - 3<sup>e</sup> S.S)

Carrelage (ep. 2 cm).....	$2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier (ep. 2 cm).....	$2000 \times 0,02 = 40 \text{ kg/m}^2$
Sable (ep. 2 cm).....	$1700 \times 0,02 = 34 \text{ kg/m}^2$
Hourdis + dalle de compression (20+5).....	$325 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre (ep. 2 cm).....	$20 \text{ kg/m}^2$
Cloisons.....	$75 \text{ kg/m}^2$

### Plancher courant (en dalle pleine : 1<sup>e</sup> - 1<sup>e</sup> S.S - 2<sup>e</sup> S.S)

Carrelage (ep. 2 cm).....	$44 \text{ kg/m}^2$
Mortier (ep. 2 cm).....	$40 \text{ kg/m}^2$
Sable (ep. 2 cm).....	$34 \text{ kg/m}^2$
Dalle pleine (ep. 20 cm).....	$2500 \times 0,2 = 500 \text{ kg/m}^2$
Enduit plâtre (ep. 2 cm).....	$20 \text{ kg/m}^2$
Cloisons.....	$75 \text{ kg/m}^2$

Plancher	Terrasse	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>e</sup> S.S	2 <sup>e</sup> S.S	3 <sup>e</sup> S.S
Usage	inaccessib	habitation	bureaux	ordinateur	bureaux	rangement d'archives	hall	rangement d'archives	tri desservant	réception pointage
G $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	658	538	538	538	538	713	538	713	713	538
Q $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	100	175	250	250	250	800	250	800	600	250

## PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

### Poteaux:

La section des poteaux est déterminée par la résistance à la compression simple du béton seul, à savoir  $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ . L'effort de compression est obtenu à chaque niveau par la descente de charges, dans laquelle on prendra pour commencer des poteaux de section 30x30 que l'on vérifiera par la suite.

### Vérifications (R.P.A)

On a  $b_1 = 30 \text{ cm}$  et  $h_1 = 30 \text{ cm}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone II
- $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{H}{20}$        $H = 3,6 \text{ m}$  (hauteur d'étage)

### Poutres:

$$h_t \approx \frac{l}{12} \rightarrow h_t \approx \frac{620 - 30}{12} = 49,16 \text{ cm}$$

soit  $h_t = 50 \text{ cm}$ . On prend  $b = 30 \text{ cm}$

### Vérifications (R.P.A)

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 3$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5 h + b_1$

Les prescriptions relatives au coffrage des poutres et poteaux citées par le R.P.A (ci-dessus) sont satisfaites.

### Planchers:

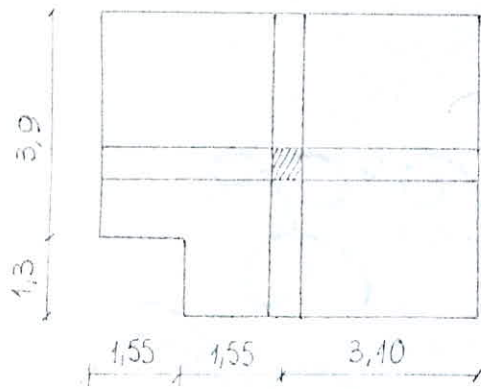
Les planchers à surcharge modérée sont pris en corps creux. Ceux à forte surcharge sont considérés comme dalles pleines.

Ayant des portées de 0,20 m, on prendra une hauteur  $h_t \approx \frac{l}{22,5}$   
soit (20+5) pour les corps creux.

Pour les dalles pleines, on essayera d'abord une hauteur  $h = 20 \text{ cm}$

### Sections des poteaux (descente de charges)

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité est :



$$A = 6,2 \times 5,2 - 1,55 \times 1,3 - 0,15^2 = 30,17 \text{ m}^2$$

et chaque niveau, la charge sur le poteau est donnée par le poids total qu'il supporte (son poids propre, poids des poutres, poids du plancher). Les charges d'exploitation des planchers sont pondérées.

exemple:  $W_{pl} = (G + 1,2Q) \times A$

$$S = a \times a \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{b_0}'} \rightarrow a \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{b_0}'}}$$

### Tableau des résultats

NIVEAUX	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>e</sup> S.S	2 <sup>e</sup> S.S	3 <sup>e</sup> S.S
N (KG)	27561	55027	85208	103565	121922	153689	183870	239243	287375
SECTION MINIMALE	20,01	28,27	35,18	38,78	42,08	47,25	51,68	58,95	64,61
SECTION ADOPTÉE (cm)	30	30	40	40	50	50	65	65	65

$$\bar{\sigma}_{b_0}' = 68,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Exemple de calcul :

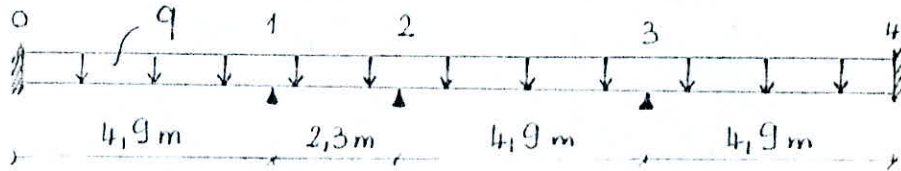
niveau 5  $\rightarrow N = 27561 \text{ kg}$

$$\rightarrow a \geq \sqrt{\frac{27561}{68,85}} = 20,01 \text{ cm}$$

## PLANCHERS A CORPS CREUX

Les poutrelles sont préfabriquées, et possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton de la dalle.

Les poutrelles qui sont espacées de 65 cm, seront disposées dans le sens de la petite portée de la dalle (sens transversal du bâtiment)



On étudie la poutrelle du plancher le plus sollicité (étage 4)

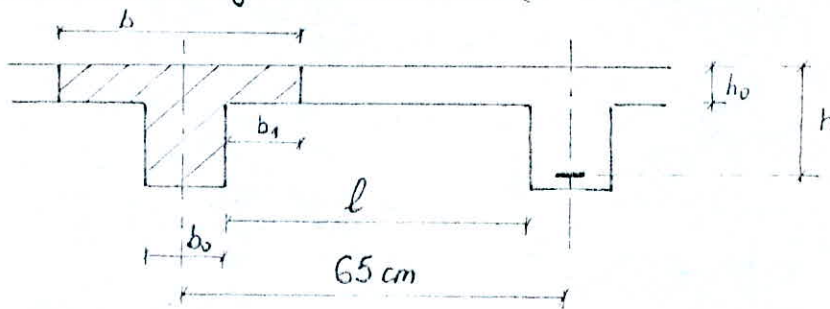
$$G = 538 \text{ kg/m}^2 ; Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

Charge revenant à la poutrelle :

$$q = (538 + 1,2 \cdot 250) \times 0,65 = 545 \text{ kg/ml}$$

Après coulage de la table de compression, la poutrelle repose sur plusieurs appuis et travaille donc comme une poutre continue avec section en T.

Détermination de la largeur de la table. (Article 23.3 C.C.B.A 68)



$$h_0 = 5 \text{ cm} ; b_0 = 14 \text{ cm} ; h_e = 25 \text{ cm} ; h = 23 \text{ cm}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{65-14}{2} = 25,5 \text{ cm}$
- $b_1 < \frac{l}{10} = 49 \text{ cm}$
- $b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = 40 \text{ cm}$

On prend  $b_1 = 25,5 \text{ cm}$

$$\rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise la méthode des trois moments.

En écrivant l'équation des trois moments pour chacun des appuis, on obtient :

$$\begin{aligned} 2M_0 + M_1 &= -3271,4 \text{ kg.m} \\ 4,9M_0 + 14,4M_1 + 2,3M_2 &= -17687,46 \text{ kg.m} \\ 2,3M_1 + 14,4M_2 + 4,9M_3 &= -17687,46 \text{ kg.m} \\ M_2 + 4M_3 + M_4 &= -6542,73 \text{ kg.m} \\ M_3 + 2M_4 &= -3271,4 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

La solution du système est :

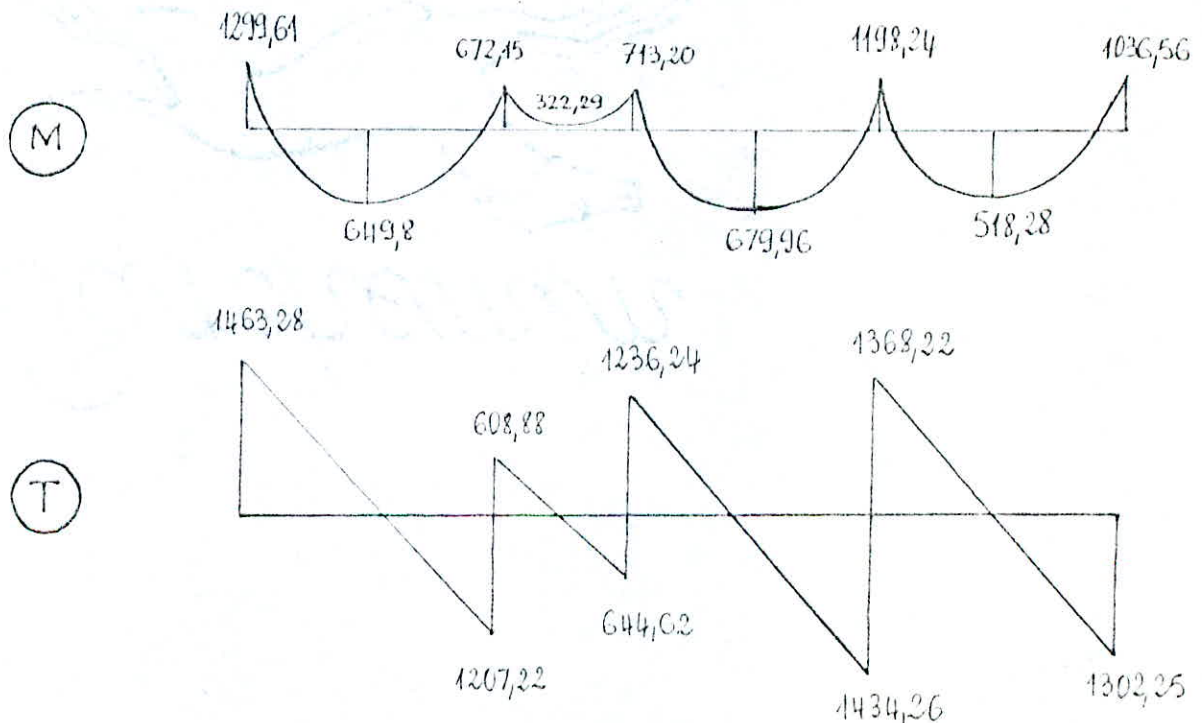
$$\begin{aligned} M_0 &= -1299,61 \text{ kg.m} \\ M_1 &= -672,15 \text{ " } \\ M_2 &= -713,20 \text{ " } \\ M_3 &= -1198,24 \text{ " } \\ M_4 &= -1036,56 \text{ " } \end{aligned}$$

En tout point de la poutre on a :  $M(x) = p(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_i \left(\frac{x}{l}\right)$   
 à  $x = \frac{l}{2} \rightarrow M_t = M_0 - \frac{M_{i-1} + M_i}{2}$  (moments  $M_i$  pris en valeur absolue)

Les réactions en chaque appui sont :

$$\begin{aligned} R_0 &= 1463,28 \text{ kg} ; R_1 = 1816,10 \text{ kg} ; R_2 = 1880,86 \text{ kg} \\ R_3 &= 2802,48 \text{ kg} ; R_4 = 1302,25 \text{ kg} . \end{aligned}$$

Des réactions et des charges, on tire les efforts tranchants  $T = \Sigma R - qx$



Ferraillage : On utilisera la méthode de P. Charon

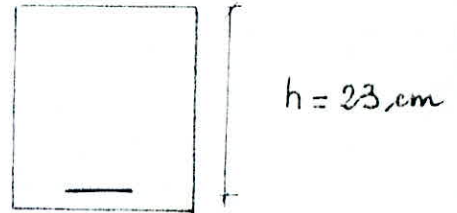
\* Appuis ("0", "3" et "4")

$$M = 1299,61 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

section rectangulaire ( $b_0, h_t$ )

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1299,61 \cdot 10^2}{2800 \cdot 23^2 \cdot 14} = 0,0940$$

$$\rightarrow \begin{cases} \kappa = 25,75 \\ \varepsilon = 0,8772 \\ \alpha = 0,3681 \end{cases}$$



$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2300}{25,75} \approx 108 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$   
 et  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1299,61 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8772 \cdot 23} = 2,3 \text{ cm}^2$  on prend 3T10 =  $2,35 \text{ cm}^2$

\* Appuis ("1" et "2")

$$M = 713,2 \text{ kg}\cdot\text{m} \rightarrow A = 1,22 \text{ cm}^2 \text{ on prend 2T10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

\* Travées ("0-1", "2-3" et "3-4")

$b = 65 \text{ cm}$  (section en T)

$$M = 679,96 \text{ kg}\cdot\text{m} \rightarrow \mu = 0,0106$$

$$y = \alpha h = 0,1382 \cdot 23 = 3,18 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \kappa = 93,5 \\ \varepsilon = 0,9539 \\ \alpha = 0,1382 \end{cases}$$

L'axe neutre tombe dans la table → section rect. ( $b, h_t$ )

$$\rightarrow \sigma'_b = 29,95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ et } A = 1,11 \text{ cm}^2 \text{ on prend 2T10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

\* Travée "1-2"

$$M = 332,29 \text{ kg}\cdot\text{m} \rightarrow \mu = 0,0052 \rightarrow$$

$$\begin{cases} \kappa = 137 \\ \varepsilon = 0,9671 \\ \alpha = 0,0987 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 2,27 \text{ cm} < h_0 \rightarrow \text{section rectangulaire } (b, h_t)$$

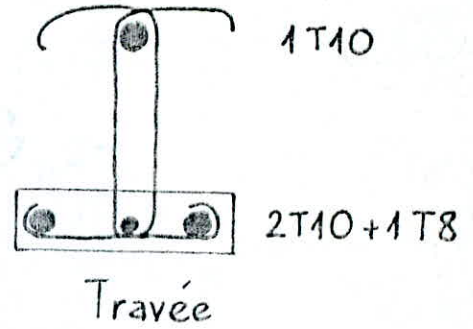
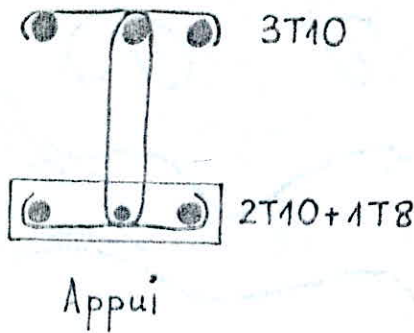
$$\rightarrow \sigma'_b = 20,44 < 137,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ et } A = 0,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 1T10 = 0,78 \text{ cm}^2$$

Dans cette travée, le moment est négatif. Les aciers seront disposés dans la partie supérieure de la section.





Compte tenu de toutes ces valeurs, on adopte le ferrailage pratique suivant :



### Armatures transversales

$$T_{\max} = 1463,28 \text{ kg (Appui "o")} \text{ et } \sigma'_b = 108 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,85 < \sigma'_b = 108 < 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0} = 137,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rightarrow Z_b \leq \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\bar{Z}_b = \left( 4,5 - \frac{108}{68,85} \right) 5,92 = 17,35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Contrainte de cisaillement  $Z_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z}$  avec  $z = \frac{7}{8} h$

$$Z_b = \frac{1463,28}{14 \times \frac{7}{8} \times 23} = 5,19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow Z_b < \bar{Z}_b$$

Donc l'emploi des armatures transversales droites suffit

### Contrainte de traction admissible pour les armatures transversales

$$\rho_a = \max \left[ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{Z_b}{9 \bar{\sigma}'_{b_0}} \right] \text{ et } \bar{\sigma}'_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Aciers doux)} \rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = 0,903 \cdot 2400 = 2167,2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_t = \frac{T \times t}{z \cdot \bar{\sigma}'_{at}} \rightarrow t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} \text{ on prend } A_t = 2\phi 6 \text{ soit } 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow t = \frac{0,56 \cdot 7 \cdot 23 \cdot 2167,2}{8 \cdot 1463,28} = 16,69 \text{ cm}$$

Ecartement maximal  $\bar{t} = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left( 1 - 0,3 \frac{Z_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \\ \bar{t}_2 = 0,2 h \end{cases}$

$$\left| \begin{aligned} \bar{e}_1 &= 23 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{5,19}{5,92} \right) = 16,95 \text{ cm} \\ \bar{e}_2 &= 0,2 \times 23 = 4,6 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

On adopte donc  $t = 15 \text{ cm}$

## Verifications

### • Verifications des contraintes

- A l'appui:  $M = 1299,61$  ;  $A = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,35}{14 \times 23} = 0,73 \rightarrow \begin{aligned} \epsilon &= 0,8762 \\ \kappa &= 25,4 \end{aligned}$$

$$\rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2744 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{et } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2744}{25,4} = 108 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 137,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- En travée:  $M = 679,96 \text{ kg} \cdot \text{m}$  ;  $A = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 0,105 \rightarrow \begin{aligned} \epsilon &= 0,9460 \\ \kappa &= 77,5 \end{aligned} \rightarrow \sigma_a = 1990 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{et } \sigma'_b = 25,68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### • Condition de non fragilité

$$\frac{A}{bh} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \equiv A \geq b \cdot h \cdot 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

$$\text{- A l'appui : } 2,35 \geq 0,69 \frac{5,92}{4200} 14 \times 23 = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En travée : } 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \frac{5,92}{4200} 65 \times 23 = 1,45 \text{ cm}^2$$

### • fissuration

$$\sigma_a = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2750 \text{ bars} \leq \min \left( \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \eta \bar{\omega}_f}{\delta (1 + 10 \bar{\omega}_f)} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \eta \bar{\sigma}_b}{\delta}} ; \bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b_0 d}$$

- A l'appui :  $\sigma_1 = 5250 \text{ bars}$  et  $\sigma_2 = 2832 \text{ bars}$

pour  $\phi = 10 \text{ mm}$  ;  $\kappa = 1,5 \cdot 10^6$  ;  $\bar{\omega}_f = 0,028$

$$2750 \text{ bars} < \sup(\sigma_1, \sigma_2) = 5250 \text{ bars}$$

- Entrée :  $\sigma_1 = 7099 \text{ bars}$  ;  $\sigma_2 = 2832 \text{ bars}$   
 pour  $\phi = 10 \text{ mm}$  ;  $K = 1,5 \cdot 10^6$  ;  $\bar{\omega}_f = 0,042$   
 $2750 \text{ bars} < 7099 \text{ bars}$

• Adherence :

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot z} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad (\text{Art. 29.11 C.C.B.A})$$

Aciers haute adhérence  $\rightarrow \psi_d = 1,5$

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{1463,28}{3 \cdot 2\pi \cdot 0,5 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23} = 7,72 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

• Verification de la flèche

Si les 3 conditions suivantes sont vérifiées, la justification de la flèche est inutile (Art. 58.4 C.C.B.A 68)

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad h_t = 0,25 \text{ m} ; l = 4,9 \text{ m} ; M_t = 679,96 \text{ kg.m} ; M_0 = 267$$

$$\frac{0,25}{4,9} = 0,051 > \frac{1}{15} \frac{679,96}{2670,5} = 0,017$$

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$- \tilde{\omega} = \frac{A}{b_0 \cdot h} \leq \frac{36}{\sigma_{\text{en}}}$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 + 0,5 \text{ cm}^2 \text{ (178 démontage)} \rightarrow A = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = \frac{2,07}{14 \cdot 23} = 0,0064 < \frac{36}{4200} = 0,0086$$

Ces 3 conditions étant vérifiées, la flèche est donc admissible

Ferraillage de la table de compression. (Article 58.2 C.C.B.A 68)

L'épaisseur minimale du hourdis est de 14 cm.

On utilise un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures

- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

Comme on a :

$$50 < l_n < 80 \text{ cm}$$

alors les armatures "A<sub>⊥</sub>" qui sont perpendiculaires aux nervures, doivent respecter :

$$A_{\perp} \geq \frac{43 l_n}{f_{en}} = \frac{43 \times 65}{4200} = 0,67 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé de 20x20 de  $\phi 5$   
soit 5 $\phi 5$  p.m

$$A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2 > 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} \quad \text{soit } A_{\parallel} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On a noté "A<sub>∥</sub>" , les armatures qui sont parallèles aux nervures .

## PLANCHERS A DALLE PLEINE

On suppose que les dalles sont simplement appuyées sur leurs côtés.  
On tiendra compte de leurs encastres partiels en respectant les prescriptions de l'article 57.2 du C.C.B.A 68.

Méthode de calcul: On travaille avec la méthode de R. Barres présentée dans son ouvrage "Tableau de calcul de dalles et de parois".

Cette méthode dépend du coefficient de Poisson et du rapport  $\gamma = \frac{a}{b}$  et partir des valeurs de ces 2 variables " $\mu$ " et " $\gamma$ ", on peut lire sur un tableau correspondant les coefficients suivants:

$w$ : coefficient de flèche

$M_b$ : coefficient de moment, soit:

-  $M_{x_s}$  = coefficient de moment dans la direction "x" avec  $x = \frac{a}{2}$  ;  $y = \frac{b}{2}$

-  $M_{y_s}$  = " " " " " " " " " " " "

-  $M_{xas}$  = " " " " " " " " " " " "  $x = a$  ;  $y = \frac{b}{2}$

Ces coefficients seront multipliés par les termes suivants:

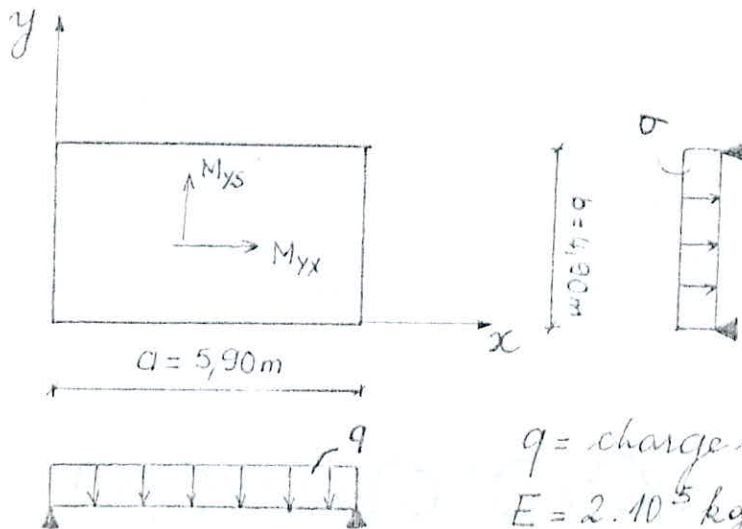
$\left(\frac{qa^4}{Eh^3}\right)$  pour avoir la flèche

$(qa^2)$  pour avoir le moment suivant "x"

$(qb^2)$  " " " " " " " " " " " "

Dalle appuyée sur (4) cotés:

On considère la plus grande des dalles sur (4) cotés (panneau central)



$h_t = 20, \text{cm}$

$\mu = 0,15$

$\gamma = \frac{4,9}{5,9} = 0,83$

$q$  = charge uniformément répartie

$E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$h = h_t - d = 18, \text{cm}$

Si la valeur de  $\delta$  n'existe pas sur les tableaux, on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens. Il nous faudra alors changer la méthode de calcul.

Pour  $\delta = 1,2$  le tableau donne :  $\frac{1}{\delta} = 0,83 > 0,5$

$$w_s = 0,032$$

$$M_{xs} = 0,0293$$

$$M_{ys} = 0,0575$$

$$q = G + 1,2Q = 713 + 1,2 \cdot 800 = 1673 \text{ kg/m}^2$$

Moment suivant "x"

$$M_{xs} = M_{xs} \cdot q \cdot a^2 = 0,0293 \cdot 1673 \cdot 5,9^2 = 1,71 \text{ t.m}$$

Moment suivant "y"

$$M_{ys} = M_{ys} \cdot q \cdot b^2 = 0,0575 \cdot 1673 \cdot 4,9^2 = 2,31 \text{ t.m}$$

flèche:

$$f_s = w_s \frac{q a^4}{E h^3} = 0,032 \frac{1673 \cdot 10^{-4} \cdot 590^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 18^3} = 0,56 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 1,18 \text{ cm}$$

Appliquons l'article 57,2 du C.C.B.A 68 pour tenir compte des encastres.

En travée:

panneau de rive  $\rightarrow M_t = 0,85 M_0$

panneau intermédiaire  $\rightarrow M_t = 0,75 M_0$

à l'appui:

panneau de rive  $\rightarrow M_A = 0,3 M_0$

panneau intermédiaire  $\rightarrow M_A = 0,5 M_0$

Application:

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{xs} = 1,45 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{ys} = 1,96 \text{ t.m}$$

$$M_{Ax} = 0,3 \cdot M_{xs} = 0,51 \text{ t.m}$$

$$M_{Ay} = 0,3 \cdot M_{ys} = 0,69 \text{ t.m}$$

On ferraillera avec la méthode de P. Charon

Sens transversal (y)

$$\text{En travée: } M_{ty} = 1,96 \text{ t.m} \rightarrow \rho = \frac{15 \cdot 1,96 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0,032 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9228 \\ k = 49,8 \end{cases}$$

$$A = \frac{1,96 \cdot 10^5}{2800 \cdot 18 \cdot 0,9228} = 4,21 \text{ cm}^2$$

On prend GT10 / m.l  $\rightarrow 4,71 \text{ cm}^2$  espacement  $e = 14 \text{ cm}$

- à l'appui:  $M_{Ay} = 0,69 \text{ t.m}$   $\rightarrow \mu = 0,0112 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 90,25 \\ E = 0,9525 \end{array} \right.$

$\rightarrow A = 1,43 \text{ cm}^2$  soit 4T8 /m.l  $\rightarrow 2,01 \text{ cm}^2$  espacement  $e = 25 \text{ cm}$

Sens longitudinal (x)

- En travée:  $M_{tx} = 1,45 \text{ t.m}$   $\rightarrow \mu = 0,0236 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 59,5 \\ E = 0,9329 \end{array} \right.$

$\rightarrow A = 3,09 \text{ cm}^2$  soit 5T10 /m.l  $\rightarrow 3,92 \text{ cm}^2$  espacement  $e = 20 \text{ cm}$

- à l'appui:  $M_{Ax} = 0,51 \text{ t.m}$   $\rightarrow \mu = 0,0083 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 107 \\ E = 0,9590 \end{array} \right.$

$\rightarrow A = 1,05 \text{ cm}^2$  on prendra le même ferrillage que l'appui dans le sens "y" soit  $A_{Ax} = A_{Ay} = 4T8$  /m.l  $e = 25 \text{ cm}$

Verifications:

• Contraintes

- En travée:  $M_{ty} = 1,96 \text{ t.m}$

$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{4,71 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,2616 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 46,6 \\ E = 0,9188 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{EhA} = \frac{1,96 \cdot 10^5}{0,9188 \cdot 18 \cdot 4,71} = 2516,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{46,6} = 60,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$

- à l'appui:  $M_{Ay} = 0,69 \text{ t.m}$

$\tilde{\omega} = 0,1116 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 73,25 \\ E = 0,9433 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2021,77 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 38,23 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

• Condition de non fragilité

$l_y: A > 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{f}{2}\right) = 1,02 \text{ cm}^2$

$f = \frac{1}{8}$

$l_x: A > 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 + \frac{f}{4}\right) = 0,8 \text{ cm}^2$

$\left. \begin{array}{l} A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,02 \text{ cm}^2 \\ A_x = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Vérifié}$

Espacement :  $e_{ty} = 14 \text{ cm} < \min(3h_t ; 33 \text{ cm})$

$e_{Ay} = 25 \text{ cm} < \min(4h_t ; 45 \text{ cm})$

Fissuration

Suivant  $l_y$   $\rightarrow w_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,71}{400} = 0,0118$

$\sigma_1 = 2529 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2$

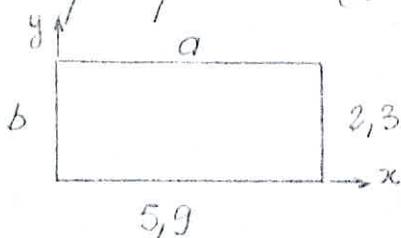
$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$

Suivant  $l_x$

$\sigma_1 = 2142 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$

Considérons le petit panneau (rectangulaire) de dalle



$\gamma = \frac{a}{b} = 2,565$

$\rightarrow \frac{\gamma}{1+\gamma} = 0,389 < 0,5$

Cette valeur ne figure pas dans les tables de Mr Barres. La dalle travaille uniquement dans le sens de  $b = 2,3 \text{ m}$ .

Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

On considère la dalle comme étant semi-encastée, d'où :

$M_t = \frac{ql^2}{10} = \frac{1673(2,3)^2}{10} = 0,885 \text{ t.m}$

$M_A = -\frac{ql^2}{20} = -0,443 \text{ t.m}$

Ferraillage

Sens transversal

- En travée :  $\mu = 0,0146 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9462 \\ \kappa = 78 \end{cases}$

$\rightarrow A = 1,86 \text{ cm}^2 \rightarrow 578 / \text{m.l soit } 2,51 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$

- à l'appui :

$\mu = 0,0073 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9612 \\ \kappa = 114 \end{cases}$

$\rightarrow A = 0,91 \text{ cm}^2 \rightarrow 476 / \text{m.l soit } 1,13 \text{ cm}^2 \quad e = 25 \text{ cm}$



Suivant le sens répartiteur (Art. 57.1 c.c.B.A 68)

On prendra des armatures de répartition  $4T8/ml \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$   
 $e = 25 \text{ cm}$ .

Verifications :

• Contraintes

- En travée :  $\bar{w} = \frac{100 \times 2,54}{100 \times 18} = 0,1394 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9383 \\ \kappa = 66 \end{cases}$

$$\sigma_u = \frac{0,885 \cdot 10^5}{0,9383 \cdot 18 \cdot 2,54} = 2087,64 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- et l'appui :  $\bar{w} = 0,0627 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9573 \\ \kappa = 102 \end{cases}$

$$\sigma_u = \frac{0,443 \cdot 10^5}{0,9573 \cdot 18 \cdot 1,13} = 2275,12 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$l_y : A > 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{f}{2}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,389}{2}\right) = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$l_x : A > 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 + \frac{f}{4}\right) = 0,61 \text{ cm}^2$$

Selon  $l_y$  : En travée  $A = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2$

et l'appui  $A = 1,13 \text{ cm}^2 < 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on change le

ferroillage. On opte pour  $4\phi 8/ml \quad t = 20 \text{ cm}$  et  $A = 2,01 \text{ cm}^2$

Selon  $l_x$  :  $A = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,61 \text{ cm}^2$

• Fissuration

- En travée  $\sigma_1 = 3345,2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$

- et l'appui  $\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$

Pas de risque de fissuration.

• Verification a la flèche :

On admet qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches des hourdis si les 2 conditions suivantes sont réalisées.

$$1/ \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \rightarrow \frac{15}{230} = 0,078 > \frac{0,8}{20} = 0,04$$

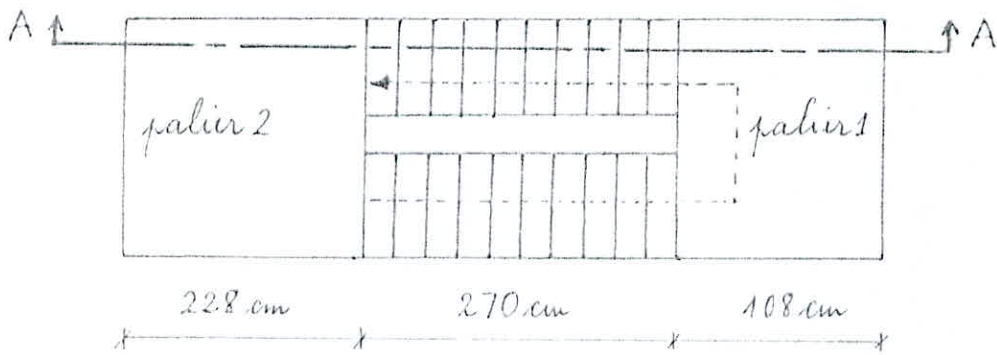
$$2/ \omega_s = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow 0,00139 < 0,00476$$

Véifié

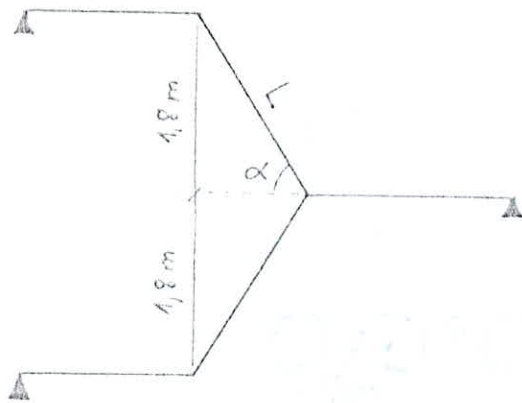
## CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers seront coulés sur place, réalisés par étages afin de limiter l'emploi des échelles.

1. Premier type: Cet escalier est à paillasse adjacentes identiques, comportant 10 marches de 30 cm de largeur et de 18 cm de hauteur.



Vue la grande portée de cet escalier il a été nécessaire de mettre des appuis supplémentaires constitués par des poutres dalles (poutres moyeées), pour ne pas avoir un problème de flèche.



COUPE A-A

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{180}{270} \rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

$$L = \frac{270}{\cos \alpha} = 3,25 \text{ m}$$

Predimensionnement:

$$\left. \begin{array}{l} h = 18 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ on a bien } 59 \leq g + 2h = 66 \leq 66$$

la formule de Blondel est donc vérifiée

On prendra comme épaisseur de la paillasse et des 2 paliers, l'épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$

### charges et surcharges:

\* Poids propre de la paillasse .....  $2500 \times 0,15 \times \frac{1}{\cos 33,69} = 396,61 \text{ kg/m}^2$

\* Poids propre des marches .....  $\frac{2200 \times 1 \times 0,18}{2} = 198 \text{ kg/m}^2$

### \* Revêtements:

- Caneillage .....  $0,02 \times 2,2 = 44 \text{ kg/m}^2$

- Mortier de pose .....  $0,01 \times 2 = 20 \text{ kg/m}^2$

- Sable (2 cm) .....  $0,02 \times 1,5 = 30 \text{ kg/m}^2$

- Garde corps .....  $100 \text{ kg/m}^2$

→  $G = 788,61 \text{ kg/m}^2$  (charge permanente)

Charge d'exploitation →  $Q = 400 \text{ kg/m}^2$

$q_1 = G + 1,2 Q = 1268,61 \text{ kg/m}^2$

Palier: Poids propre .....  $2500 \times 0,15 = 375 \text{ kg/m}^2$

Revêtement .....  $50 \text{ kg/m}^2$

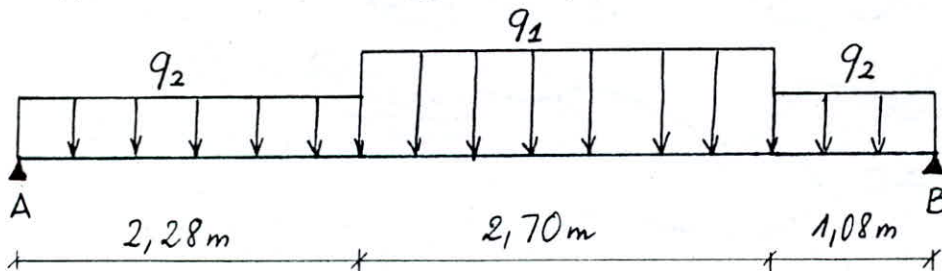
Charge permanente  $G = 425 \text{ kg/m}^2$

charge d'exploitation  $Q = 400 \text{ kg/m}^2$

$q_2 = G + 1,2 Q = 905 \text{ kg/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur on aura:

$q_1 = 1268,61 \text{ kg/ml}$  ;  $q_2 = 905 \text{ kg/ml}$



### Détermination des efforts:

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_B \cdot 6,06 + 905 \cdot 1,08 \cdot 5,52 + 1268,61 \times 2,7 \times 3,63 + 905 \times 2,28 \times 1,14 = 0 \rightarrow R_B = 3330,22 \text{ kg}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = 3135,83 \text{ kg}$$

### Calcul du moment maximum:

$$\frac{\partial M(x)}{\partial x} = -905 \times 2,28 + 3135,83 - 1268,61(x - 2,28) = 0 \rightarrow x = 3,125 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 3135,83 \times 3,125 - 905 \times 2,28 \left(3,125 - \frac{2,28}{2}\right) - 1268,61 \left(\frac{3,125 - 2,28}{2}\right)^2$$

$$\rightarrow M_{\max} = 5250,71 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

En réalité on a un encastrement partiel au niveau des appuis A et B  
d'où :

$$M_E = 0,75 M_{0_{\max}} = 3938 \text{ kg.m}$$

$$M_A = 0,3 M_{0_{\max}} = 1575,21 \text{ kg.m}$$

Ferrailage : On utilise la méthode de P. Charon

$$\text{- En travée : } \mu = \frac{15 \cdot 3938 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,1248 \quad \longrightarrow \quad \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8623 \\ k = 21,3 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{21,3} = 131,4 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{et } A = \frac{3938 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8623 \cdot 13} = 12,54 \text{ cm}^2$$

soit 9714 /m.l  $\rightarrow A = 13,85 \text{ cm}^2$  pour  $e = 12,5 \text{ cm}$  (espacement)

Armatures de répartition :

$$\frac{A}{4} = 3,46 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5710 \text{ /ml } \rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2 ; e = 20 \text{ cm}$$

- aux appuis :  $M_A = M_B = -1575,21 \text{ kg.m}$

$$\rightarrow \mu = 0,0499 \rightarrow k = 38,2$$

$$\varepsilon = 0,9060$$

$$\sigma'_b = 73,3 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$\rightarrow A = 4,78 \text{ cm}^2$  soit 7710 /m.l  $\rightarrow A = 5,49 \text{ cm}^2 ; e = 17 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$\frac{A}{4} = 1,37 \text{ cm}^2 \text{ soit } 576 \text{ /m.l } \rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{3330,22}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 13} = 2,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \text{ (car } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b) \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau < \bar{\tau}_b$  donc les armatures transversales sont inutiles.

Vérifications :

• Contraintes

$$\text{- En travée } \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,923 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8649 \\ k = 22 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{M_E}{\varepsilon h A} = 2528,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2528,8}{22} = 115 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

- aux appuis  $\bar{\omega} = 0,4223 \rightarrow \begin{cases} k = 35,2 \\ \epsilon = 0,9004 \end{cases}$

$$\sigma'_b = 79,54 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2451,25 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

On doit vérifier  $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

- En travée  $13,85 > 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$

- à l'appui  $5,49 > 1,26 \text{ cm}^2$

• Fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{13,85}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,034$$

- En travée:  $\sigma_1 = 4409,07 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ vérifié.}$$

- à l'appui:

$$\bar{\omega}_f = \frac{5,49}{100} = 0,0137$$

$$\sigma_1 = 2896,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2855,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ vérifié.}$$

• Conditions aux appuis:

$$T_{\max} = 3330,22 \text{ kg}$$

$$M_A = -1575,21 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$A_A = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,375 \text{ cm}$$

On doit vérifier  $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$

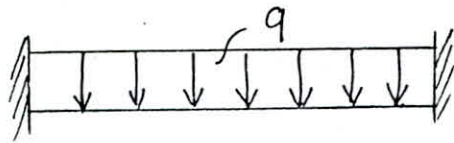
$$5,49 \times 2800 > 3330,22 - \frac{1575,21 \cdot 10^2}{11,375} < 0$$

Condition vérifiée.

Poutre palier

C'est une poutre semi-encastree dans les poteaux. Elle reprend les efforts dus à son poids propre, les efforts provoqués par la paillasse à double palier et le poids du mur qu'elle supporte. Cette poutre est sollicitée en flexion simple.

Shéma :



Dimensions :

portée libre :  $l = 2,50 \text{ m}$

épaisseur :  $b = 30 \text{ cm}$

hauteur :  $h = 45 \text{ cm}$

Charges revenant à la poutre :

- épaisseur du mur :  $30 \text{ cm}$

- hauteur du mur :  $1,8 - 0,3 = 1,50 \text{ m}$

- densité du parpaing :  $1400 \text{ kg/m}^3$

• Charge uniforme du mur :  $1400 \times 0,3 \times 1,5 = 630 \text{ kg/ml}$

• Charge linéaire provenant des escaliers :  $R_B = 3330,22 \text{ kg/ml}$

• Poids propre de la poutre :  $2500 \times 0,3 \times 0,45 = 337,5 \text{ kg/ml}$

Pour le calcul des éléments de réduction (M, T), on admet que la poutre est semi-encastree à ses deux extrémités, d'où :

$$M_t = ql^2/10 \quad ; \quad M_a = ql^2/20$$

La charge supposée linéaire sur la poutre est :

$$q = 630 + 3330,22 + 337,5 = 4298 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow M_a = 1343,13 \text{ kg.m} \quad ; \quad M_t = 2686,25 \text{ kg.m}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 5372,5 \text{ kg}$$

Ferraillage :

- En travée :  $M_t = 2686,25 \text{ kg.m}$

$$h_t = 45 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mu = 0,0272 \rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 55 \\ \epsilon = 0,9286 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{55} = 50,9 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 2,46 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T12 \quad (3,39 \text{ cm}^2)$$

- aux appuis :  $M_a = 1343,13 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0136 \rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 81,5 \\ \epsilon = 0,9482 \end{array} \right.$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{81,5} = 34,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{1343,13 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9482 \cdot 42} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{ont 3T10 (A = 2,35 cm}^2)$$

• Vérifications diverses

- Contraintes

En travée :  $M_t = 2686,25 \text{ kg.m}$

$A = 3,39 \text{ cm}^2$

$d = 3 \text{ cm}$

$h = 42 \text{ cm}$

$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,269$

→  $\left| \begin{array}{l} k = 45,8 \\ \epsilon = 0,9178 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_a = \frac{2686,25 \cdot 10^2}{3,39 \times 0,9178 \times 42} = 2055,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 44,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

et à l'appui :  $M_A = 1343,13 \text{ kg.m}$

$A = 2,35 \text{ cm}^2$

$\bar{\omega} = 0,1865 \rightarrow \left| \begin{array}{l} k = 56,5 \\ \epsilon = 0,9301 \end{array} \right.$

$\sigma_a = 1463,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = \frac{1463,09}{56,5} = 25,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- Condition de non fragilité

$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{ten}} = 1,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$

- Vérification de la flèche : (Art. 61,25 C.C.B.A 68)

•  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{45}{250} = 0,18 > 0,0625$

•  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 0,18 > 0,08$

•  $\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{ten}} \quad \frac{3,39}{30 \times 42} \leq \frac{43}{200} \rightarrow 0,003 < 0,01$

Ces trois conditions étant satisfaites, il est inutile de calculer la flèche.

### Vérification de la fissuration

$$w_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,39}{2 \times 30 \times 3} = 0,0188 \rightarrow$$

$$\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = 3169,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2607,06 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  pas de risque de fissuration.

### Armatures transversales

$$T = 5372,5 \text{ kg} ; \quad \sigma'_b = 34,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{z}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 4Tb = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (on utilise des armatures droites plus un étrier)}$$

On suppose la poutre coulé sans reprise de bétonnage  $\rightarrow$

$$\rightarrow \rho_a = \max \left[ \frac{2}{3} ; \left( 1 - \frac{\bar{z}_b}{9\sigma'_b} \right) \right] = 0,98$$

$$z_b = \frac{T}{b \cdot \rho_a} = 4,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{z}_b$$

$$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{en} = 0,98 \times 2400 = 2352 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{espacement: } t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 718,42 \cdot 2352}{5372,5} = 18,18 \text{ cm}$$

espacement admissible:

$$\bar{E} \leq \max \left[ \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{z}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h ; 0,2h \right] = \max (31,6 ; 8,4)$$

$$\rightarrow \bar{E} \leq 31,6 \text{ cm} \text{ soit } t = 15 \text{ cm}$$

### Condition aux appuis:

$$T = 5372,5 \text{ kg}$$

$$M_a = -1343,13 \text{ kg.m}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 42 = 36,75 \text{ cm}$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2$$

on doit vérifier que :

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$$

$$2,35 \times 2800 > 5372,5 - \frac{1343,13 \cdot 10^2}{36,75}$$

$$6580 \text{ kg} > 1717,7 \text{ kg}$$

Vérifié



## CALCUL DE L'ACROTERE

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur.

→  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 70 \text{ cm}$  ;  $e = 10 \text{ cm}$

Les charges sollicitant l'acrotère sont :

- Poids propre :  $G = 2500 \cdot 0,7 \cdot 0,1 \cdot 1 = 175 \text{ kg/ml}$  (compression)

- Surcharge due à la main courante ( $P = 100 \text{ kg/ml}$ )

Le calcul de l'acrotère, revient à, considérer une section rectangulaire ( $100 \times 10$ ) sollicitée en flexion composée par les éléments de réduction suivants :

- Effort normal  $N = G = 175 \text{ kg/ml}$

- Moment d'encastrement  $M = 1,2 P \cdot e = 84 \text{ kg.m}$

Centre de pression  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{84}{175} = 48 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{70}{6} = 11,66$

→ La section est donc partiellement comprimée.

On prend un enrobage de  $d = 2 \text{ cm}$

Moment fictif par rapport aux aciers tendus

$$M_f = N \left( e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right) = 8925 \text{ kg.cm}$$

Ferraillage (on utilise la méthode de P. Charon)

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 8925}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0075$$

$$K = 113$$

$$E = 0,9609$$

$$\alpha = 0,1172$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{113} = 24,8 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{Les aciers comprimés sont inutiles.}$$

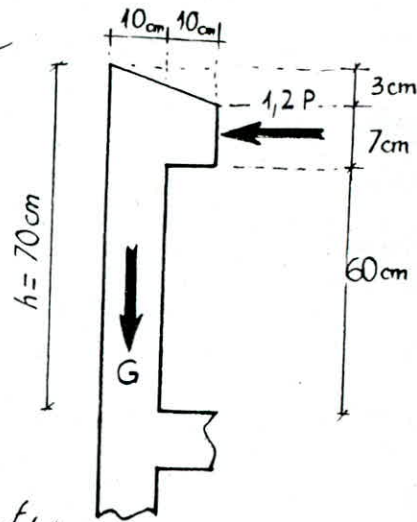
$$A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a E h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,38 - 0,06 = 0,32 \text{ cm}^2$$

La section étant très petite, on adoptera celle imposée par la condition de non fragilité (Art 5.2 C.C.B.A 68)

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h = 0,69 \frac{5,9}{4200} 100 \cdot 8 = 0,776 \text{ cm}^2$$

On prend  $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$  par mètre linéaire, espacés de 25 cm

On prévoit des armatures de construction, qui seront disposées perpendiculairement aux armatures principales



## Autres vérifications

### Contraintes

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 1,13}{100 \times 8} = 0,142 \rightarrow K = 65,5 \quad E = 0,9379$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{8925}{1,13 \times 0,9379 \times 8} = 1053 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_a = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1053}{65,5} = 16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### Fissuration (Art. 49.22 C.C.B.A 68)

$$K = 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)} ; \eta = 1,6 \text{ (Aciers H.A)} ; \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \tilde{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} = 734 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3010 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 > 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Vérifié})$$

### Vérification au séisme local de l'acrotère (Art. 339 R.P.A 81)

$$\text{On doit vérifier : } F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p < 1,2 P$$

$$W_p = \text{poids propre de l'acrotère} \rightarrow W = G = 175 \text{ kg/ml}$$

$$Z = \text{Valeur de A (groupe d'usage 2, zone II)} = 0,15 = 0,6$$

$$\text{Valeur de A (groupe d'usage 2, zone III)} = 0,25$$

Les valeurs de "A" sont données par le tableau 1 (R.P.A p. 30)

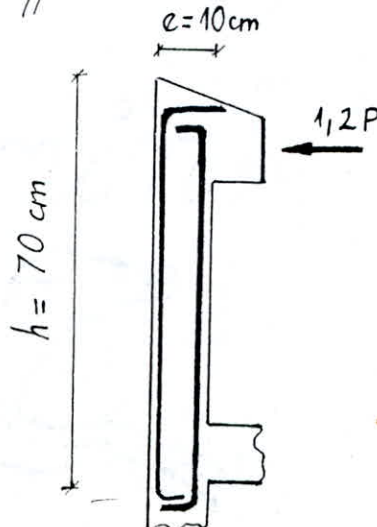
$$C_p = \text{facteur de force horizontale} \rightarrow \text{tableau 4 (R.P.A p. 49)} \rightarrow C_p = 0,8$$

$$I = \frac{A \text{ (groupe d'usage du bâtiment)}}{A \text{ (groupe d'usage 2)}} \rightarrow I = 1$$

$$\text{Donc } F_p = 0,6 \times 1 \times 0,8 \times 175 = 84 \text{ kg} < 1,2P = 120 \text{ kg}$$

ainsi l'acrotère est vérifié aux efforts dus au séisme.

Schema de ferrailage



# ETUDE AU VENT

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction. Ces forces dépendent : de la région, du site, de l'altitude, des dimensions, de la majoration dynamique, du coefficient de traînée et de l'effet de masque.

Effet de la hauteur : pour  $0 < H < 500 \text{ m}$  on a  $\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$

$$H = 21,6 + 3,6 = 25,2 \text{ m} ; q_{10} = 70 \text{ dan/m}^2 \rightarrow q_H \approx 89 \text{ dan/m}^2$$

On obtient ainsi un diagramme trapézoïdal entre 70 et 89 dan/m<sup>2</sup>. Afin de simplifier le calcul, on considérera un diagramme rectangulaire moyen de  $80 \frac{\text{dan}}{\text{m}^2}$

La pression dynamique normale du vent est donnée par :

$$q = q_m \times K_s \times K_m \times \delta \times C_t$$

Coefficient de site (K<sub>s</sub>)

Région II, site normal  $\rightarrow K_s = 1$

Coefficient de masque (K<sub>m</sub>)

construction non masquée  $\rightarrow K_m = 1$

Coefficient "δ" dépendant de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.

$$l_x = 19,25 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,8 \quad (\text{Fig. RIII.2 N.º 65})$$

Coefficient de traînée (C<sub>t</sub>)

$$C_t = C_{t_0} \times \delta_0$$

$C_{t_0} = 1,3$  (construction à base prismatique)

$$a = 19,25 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{25,2}{19,25} = 1,31 \rightarrow \delta_0 = 0,915 \\ b = 18,85 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{25,2}{18,85} = 1,34 \rightarrow \delta_0 = 0,917 \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (\text{N.V.p. 145})$$

$$\left. \begin{array}{l} C_{tx} = 0,915 \times 1,3 = 1,190 \\ C_{ty} = 0,917 \times 1,3 = 1,192 \end{array} \right\} \text{ soit } C_t = 1,19$$

$$\text{D'où : } q = 80 \times 1 \times 1 \times 0,8 \times 1,19 = 76,16 \text{ dan/m}^2$$

Vent normal :

- Sens longitudinal  $q_l = 76,16 \times 19,25 = 1466,08 \text{ kg/ml}$

- Sens transversal  $q_t = 76,16 \times 18,85 = 1323 \text{ kg/ml}$

Vent extreme :

- Sens transversal  $q_t = 1,75 \times 1323 = 2315,25 \text{ kg/ml}$

- Sens longitudinal  $q_l = 1,75 \times 1466 = 2565,5 \text{ kg/ml}$

Le vent correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure résistante caractérisée par sa période propre fondamentale. Le coefficient de majoration dynamique permet de substituer à tous ces phénomènes les forces statiques qui sont censées produire les mêmes effets.

Coefficient de majoration dynamique "β" : ( $\beta \geq 1$ )

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

$\varepsilon$  : coefficient de réponse donné en fonction de la période  $T$ , du mode fondamental et tient compte du degré d'amortissement.

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{l}} \sqrt{\frac{H}{H+l}} \quad (\text{contreventé par voiles})$$

$\rightarrow T_x = 0,346 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0,351 \text{ s} \quad \text{on prend } T \approx 0,3 \text{ s} \rightarrow \varepsilon = 0,33 \quad (\text{N.V.p. 23})$

$\theta$  : coefficient donné par :  $\theta = 0,7 + 0,01 (H - 30)$

$H = 25,2 < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0,7$

$\zeta$  : coefficient de pulsation (calculé à chaque niveau)

NIVEAUX (PLANCHERS)	6 (TERRASSE)	5	4	3	2	1	RDC
HAUTEUR	25,2	21,6	18,0	14,4	10,8	7,2	3,6
$\zeta$	0,338	0,343	0,348	0,352	0,359	0,360	0,360

D'où  $\beta = 0,7 (1 + 0,33 \times 0,36) = 0,783 < 1 \rightarrow \text{prendre } \beta = 1$

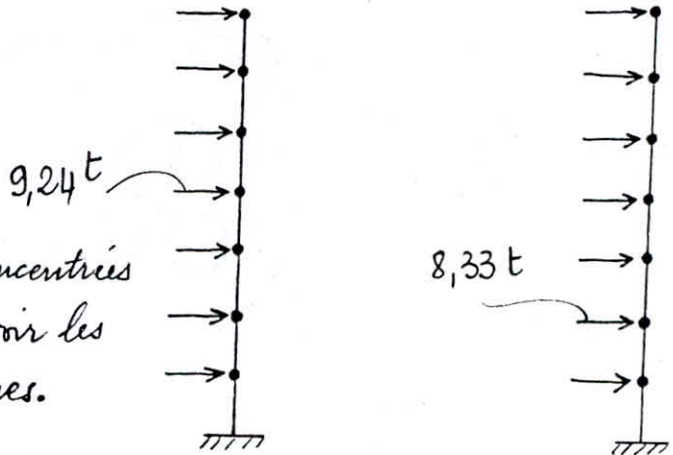
Conclusion :

Vent extreme :

$$F_{\text{long.}} = 2565,5 \times 3,6 = 9,24 \text{ t}$$

$$F_{\text{trans.}} = 2315,25 \times 3,6 = 8,33 \text{ t}$$

On suppose que les charges sont concentrées au niveau des planchers, pour pouvoir les comparer aux efforts dus aux séismes.



## ETUDE AU SEISME

Règlement utilisé: Règles parasismiques Algériennes (R.P.A 81/83)

Introduction: Le but du R.P.A est de fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par des forces statiques fictives supposées avoir les mêmes effets.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales qui sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'analyse dynamique basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou de spectres de réponse adaptés au site de la construction, se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement de la structure soumise à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes.

La méthode dynamique servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante.

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisant aux conditions citées dans le R.P.A (p. 24 et 25)

### Vérification des conditions:

- \* Etant implanté à Alger (zone II) et ayant une hauteur inférieure à 45m, notre bloc respecte donc la première condition.
- \* La forme en plan du bâtiment est simple, symétrique par rapport à l'axe transversal, proche d'un rectangle avec une partie en saillie ne dépassant pas 25% des dimensions globales. La deuxième condition est vérifiée.
- \* La condition relative aux décrochements en élévation (limite à ne pas dépasser) est satisfaite.

Les autres conditions relatives à la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs et la rigidité de deux niveaux successifs, ne peuvent être examinées qu'après calcul des masses et des rigidités à chaque niveau, ainsi que les centres de torsion et de masse.

base: ctu dessous du plancher du 1<sup>er</sup> sous-sol, qu'on a choisi comme base, l'infrastructure et le système de fondation sont considérés comme rigides.

## CALCUL DES RIGIDITES

### Introduction:

Notre bâtiment étant à structure mixte, nous étudierons donc successivement les deux systèmes de contreventement portiques et voiles.

### A. Rigidité des portiques

On utilise la méthode de Muto, qui se prête bien à ce type de contreventement, et qui est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont Muto suggère comme valeur, la rigidité avec poteaux parfaitement encastres multipliée par un coefficient "a" correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

Les étapes de calcul sont mentionnées dans le livre: "conception et calcul des structures soumises aux séismes" O.P.U (page 18 à 22).

On détaillera le calcul dans un sens et pour un niveau.

Exemple: Niveau 5, sens transversal.

- Les poteaux sont carrés de côté 30 cm (a)
- Les dimensions des poutres sont:  $b = 30, \text{ cm}$  ;  $h_t = 50, \text{ cm}$ 
  - petite portée  $l = 2,6 \text{ m}$
  - grande portée  $L = 5,2 \text{ m}$
- Calcul des raideurs des poteaux et des poutres:

$$K_{\text{Poteau}} = \left( \frac{I}{h_e} \right) ; \quad K_{\text{Poutre}} = \left( \frac{I}{L} \right)$$

I : inertie de l'élément considéré (poteau ou poutre).

$h_e$  : hauteur du poteau considéré.

L : portée de la poutre considéré.

$$I_{\text{Poteau}} = \frac{a^4}{12} = \frac{0,3^4}{12} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{Poutre}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,5^3}{12} = 31,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

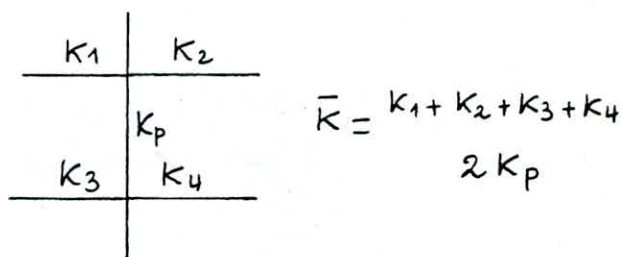
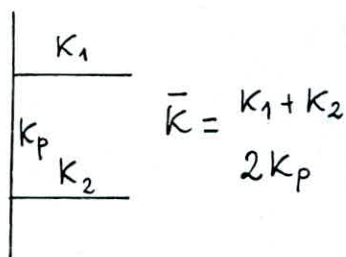
$$h_e = 3,6 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

$$K_{\text{Poteau}} = \frac{I}{h_e} = \frac{6,75 \cdot 10^{-4}}{3,6} = 1,875 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{\text{Poutre}} = \frac{I}{L} = \frac{31,25 \cdot 10^{-4}}{5,2} = 6,010 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I}{l} = \frac{31,25 \cdot 10^{-4}}{2,6} = 12,019 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

- Calcul des coefficients "K" relatifs aux portiques  
On est en niveau constant.



En numérotant les poteaux des portiques de 1 à 5 (Voir vue en plan)  
on trouvera :

portique (A)  $\bar{K}_1 = \frac{K_1 + K_2}{2K_p} = \frac{2 \times 12,019 \cdot 10^{-4}}{2 \times 1,875 \cdot 10^{-4}} = 6,41$

$$\bar{K}_2 = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p} = \frac{2(6,01 + 12,019) \cdot 10^{-4}}{2 \times 1,875 \cdot 10^{-4}} = 9,615$$

$$\bar{K}_3 = \bar{K}_2 = 9,615$$

$$\bar{K}_4 = \bar{K}_3 = \bar{K}_2 = 9,615$$

$$\bar{K}_5 = \frac{K_1 + K_2}{2K_p} = \frac{2 \times 6,01 \cdot 10^{-4}}{2 \times 1,875 \cdot 10^{-4}} = 3,205$$

portique (B)  $\bar{K}_1 = \frac{2 \times 6,01 \cdot 10^{-4}}{2 \times 1,875 \cdot 10^{-4}} = 3,205$

$$\bar{K}_2 = 2\bar{K}_1 = 6,41$$

$$\bar{K}_3 = \bar{K}_4 = 9,615$$

$$\bar{K}_5 = \bar{K}_1 = 3,205$$

• Calcul des coefficients correcteurs "a".

étage courant  $\rightarrow a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$

portique (A)  $a_1 = \frac{6,41}{2 + 6,41} = 0,762$

$a_2 = a_3 = a_4 = \frac{9,615}{11,615} = 0,828$

$a_5 = \frac{3,205}{5,205} = 0,616$

portique (B)  $a_1 = 0,616$

$a_2 = 0,762$

$a_3 = a_4 = 0,828$

$a_5 = a_1 = 0,616$

• Calcul des rigidités des poteaux.

étage courant  $\rightarrow r = \frac{12 EI}{h_e^3} a = \frac{12 \times 6,75 \cdot 10^{-4}}{3,6^3} E \cdot a = 1,736 \cdot 10^{-4} E \cdot a$

portique (A)  $r_1 = 1,736 \cdot 10^{-4} \cdot 0,762 \cdot E = 1,323 \cdot 10^{-4} E$

$r_4 = r_3 = r_2 = // \quad 0,828 \cdot E = 1,437 \cdot 10^{-4} E$

$r_5 = // \quad 0,616 \cdot E = 1,069 \cdot 10^{-4} E$

portique (B)  $r_1 = r_5 = 1,736 \cdot 10^{-4} \cdot 0,616 \cdot E = 1,069 \cdot 10^{-4} E$

$r_2 = // \quad 0,762 \cdot E = 1,323 \cdot 10^{-4} E$

$r_3 = r_4 = // \quad 0,828 \cdot E = 1,437 \cdot 10^{-4} E$

• Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques.

$R_{jy} = \sum_{i=1}^{i=m} r_i$  "m" étant le nombre de portiques dans le sens considéré.

"j" et "y" étant respectivement, le niveau et le sens considéré.



portique (A)  $\rightarrow R_{jy_A} = \sum r_{i_A} = (1,323 + 3(1,437) + 1,069) 10^{-4} E = 6,703 \cdot 10^{-4} E$

portique (B)  $\rightarrow R_{jy_B} = \sum r_{i_B} = (2(1,069) + 1,323 + 2(1,437)) 10^{-4} E = 6,335 \cdot 10^{-4} E$

étant une symétrie par rapport à l'axe transversal, on a donc 2 portiques (A) et 2 portiques (B), ce qui nous donne la rigidité relative totale des portiques du niveau  $j=5$ , dans le sens transversal.

$$R_{\text{transversal}} = 2 (R_{jy_A} + R_{jy_B})$$

$$R_t = 2 (6,703 + 6,335) 10^{-4} E = 26,076 \cdot 10^{-4} E$$

dimension:  $[R_t] = \frac{[M]}{[L]}$

### Tableaux des résultats

• Sens longitudinal: On numérotera "P1" et "P2" respectivement les poteaux de rive et les poteaux intermédiaires. Ces poteaux appartiennent respectivement aux portiques (A) et (B) du sens transversal. Par symétrie on a les poteaux "P3 = P2" et "P4 = P1".

ETAGES		5 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup> et 2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup> et RDC	1 <sup>e</sup> S.S
I Poutres $10^{-4} (m^4)$		31,25	31,25	31,25	31,25
K Poutres $10^{-7} (m^3)$		5,04	5,04	5,04	5,04
I Poteaux $10^{-4} (m^4)$		6,75	21,33	52,08	148,76
K Poteaux $10^{-4} (m^3)$		1,875	5,925	14,467	41,32
$\bar{K}$	P1 et P4	2,688	0,851	0,348	0,122
	P2 et P3	5,376	1,702	0,696	0,244
$\alpha$	P1 et P4	0,573	0,298	0,148	0,058
	P2 et P3	0,729	0,460	0,258	0,109
$\kappa$ $10^{-4} E$	P1 et P4	0,995	1,635	1,982	2,219
	P2 et P3	1,266	2,524	3,456	4,170
RIGIDITE TOTALE $10^{-4} E$		4,522	8,318	10,876	12,778

Tableau relatif aux portiques B, C, D et E qui sont identiques

On considère maintenant le portique "A" (toujours dans le sens longitudinal)

ETAGES		5 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup> et 2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup> et R.D.C	1 <sup>e</sup> S.S
K Poutres (10 <sup>-4</sup> m <sup>2</sup> )	l=3,1m	10,08	10,08	10,08	10,08
	L=6,2m	5,04	5,04	5,04	5,04
K	P1 et P4	5,376	1,701	0,697	0,244
	P2 et P3	8,064	2,552	1,045	0,366
a	P1 et P4	0,729	0,460	0,258	0,109
	P2 et P3	0,801	0,561	0,343	0,155
r (10 <sup>-4</sup> E)	P1 et P4	1,266	2,524	3,456	4,170
	P2 et P3	1,391	3,078	4,594	5,931
RIGIDITE TOTALE (10 <sup>-4</sup> E)		5,314	11,204	16,1	20,202

Rigidite du portique "A"

Les valeurs  $I_{Poutres}$ ,  $I_{Poteaux}$  et  $K_{Poteaux}$  étant les mêmes (tableau précédent) ne sont donc pas reprises dans ce tableau.

Pour trouver la rigidité relative de niveau totale, dans le sens longitudinal, il faut faire la somme des rigidités de tous les portiques dans ce sens et à tous les niveaux.

Rigidite relative de niveau dans le sens longitudinal:

ETAGES	5 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup> et 2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup> et RDC	1 <sup>e</sup> S.S
RIGIDITE DES PORTIQUES "B, C, D et E"	4,522	8,318	10,876	12,778
RIGIDITE DU PORTIQUE "A"	5,314	11,204	16,1	20,202
RIGIDITE TOTALE DE NIVEAU	23,402	44,476	59,604	71,314

Ces valeurs sont à multiplier par (10<sup>-4</sup> E)

• Sens transversal : notons que le portique "A" n'existe qu'au 5<sup>e</sup> étage et 4<sup>e</sup> dans les autres niveaux, il est remplacé par des voiles (de même pour son symétrique)

Portique "B"

Portique "A"

ETAGES	5 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup> et 2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup> et RDC	1 <sup>e</sup> S.S	
$I_{Poutres} (10^{-4} m^4)$	31,25	31,25	31,25	31,25	
$K_{Poutres} (10^{-4} m^3)$	$\ell = 2,6m$	12,019	12,019	12,019	
	$L = 5,2m$	6,010	6,010	6,010	
$I_{Poteaux} (10^{-4} m^4)$	6,75	21,33	52,08	148,76	
$K_{Poteaux} (10^{-4} m^3)$	1,875	5,925	14,467	41,32	
$\bar{K}$	$\bar{K}_1 = \bar{K}_5$	3,205	1,014	0,415	0,145
	$\bar{K}_2$	6,410	2,028	0,830	0,290
	$\bar{K}_3 = \bar{K}_4$	9,615	3,043	1,246	0,436
$\alpha$	$\alpha_1 = \alpha_5$	0,616	0,336	0,172	0,068
	$\alpha_2$	0,762	0,503	0,293	0,127
	$\alpha_3 = \alpha_4$	0,828	0,603	0,384	0,179
$\nu$	$\nu_1 = \nu_5$	1,069	1,843	2,304	2,602
	$\nu_2$	1,323	2,1759	3,925	4,859
	$\nu_3 = \nu_4$	1,437	3,308	5,144	6,849
RIGIDITE TOTALE $(10^{-4} E)$	6,335	13,061	18,821	23,761	

ETAGES	5 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup> et 2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup> et RDC	1 <sup>e</sup> S.S
$I_{Poutres} (10^{-4} m^4)$	31,25	/	/	/
$K_{Poutres} (10^{-4} m^3)$	$\ell = 2,6m$	12,019	/	/
	$L = 5,2m$	6,010	/	/
$I_{Poteaux} (10^{-4} m^4)$	6,75	/	/	/
$K_{Poteaux} (10^{-4} m^3)$	1,875	/	/	/
$\bar{K}$	$\bar{K}_1$	6,410	/	/
	$\bar{K}_2 = \bar{K}_3 = \bar{K}_4$	9,615	/	/
	$\bar{K}_5$	3,205	/	/
$\alpha$	$\alpha_1$	0,762	/	/
	$\alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4$	0,828	/	/
	$\alpha_5$	0,616	/	/
$\nu$	$\nu_1$	1,323	/	/
	$\nu_2 = \nu_3 = \nu_4$	1,437	/	/
	$\nu_5$	1,069	/	/
RIGIDITE TOTALE $(10^{-4} E)$	6,703	/	/	/

( / ) : sous structure inexistante → rigidité nulle

Rigidité relative de niveau dans le sens transversal :

ETAGES	5 <sup>e</sup> et 4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup> et 2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup> et RDC	1 <sup>e</sup> S.S
RIGIDITE DES PORTIQUES "B" et son symétrique	6,335	13,061	18,821	23,761
RIGIDITE DES PORTIQUES "A" et son symétrique	6,703	/	/	/
RIGIDITE TOTALE DE NIVEAU	26,076	26,122	37,642	47,522

Ces valeurs sont à multiplier par  $(10^{-4} E)$

## B. Rigidité des voiles

• Introduction : Notre bâtiment comporte deux types de voiles. Des voiles fermés et des voiles ouverts (à une file d'ouverture). Hors les deux cages d'ascenseur (symétriques), il n'existe pas de voiles aux niveaux "5" et "6". L'apparition de voiles transversaux (symétriques) se fait à partir du niveau "3". Un monte charge existe dans les 3 sous-sols.

• Dimensionnement : (R.P.A. p. 63 à 65)

\* Ne sont considérées comme voile de contreventement que celles satisfaisant aux conditions :  $L \geq \frac{h_e}{2}$  et  $L \geq 5t$

$L$  : portée du voile.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

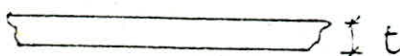
$t$  : épaisseur.

\* L'épaisseur minimale admissible est de 15 cm pour les constructions du groupe d'usage 1 et 2 en zone II et III.

→ groupe d'usage 2, zone II →  $e \geq 15$  cm

\* L'épaisseur minimale doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage " $h_e$ " et des conditions (de rigidité) aux extrémités (fig. 10 p. 65)

→ Pour nous, le cas défavorable de figure nous est donné par :

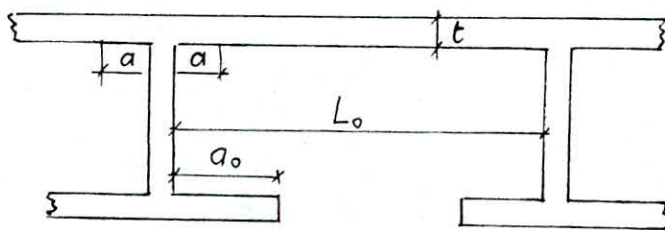

$$t \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = 3,60 - 0,2 = 3,40 \text{ m} \rightarrow t \geq 17 \text{ cm}$$

En adoptant  $t = 18$  cm, on aura respecté ces deux conditions.

Notre ascenseur (cage) est un refend de forme profilée. On peut le considérer comme constitué par plusieurs refends linéaires indépendants. Mais dans ce cas on peut s'attendre à des fissures dans les lignes de jonction, les aciers de couture n'étant pas dimensionnés pour équilibrer les efforts réels de cisaillement.

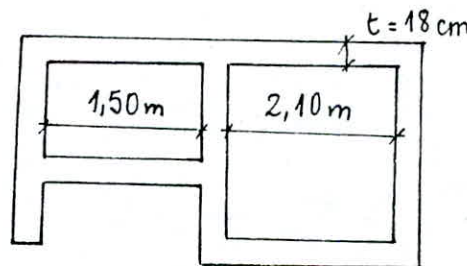
Pour cela et même si le calcul est plus délicat, on préfère limiter les cisaillements, en considérant une longueur de bout refend perpendiculaire. Cette longueur est fixée par le R.P.A (article 4.3.2.3 de la page 64) qui dit que pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur pris en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la figure ci-dessous.



$$a \leq \text{Min}(8t; \frac{L_0}{2}; a_0)$$

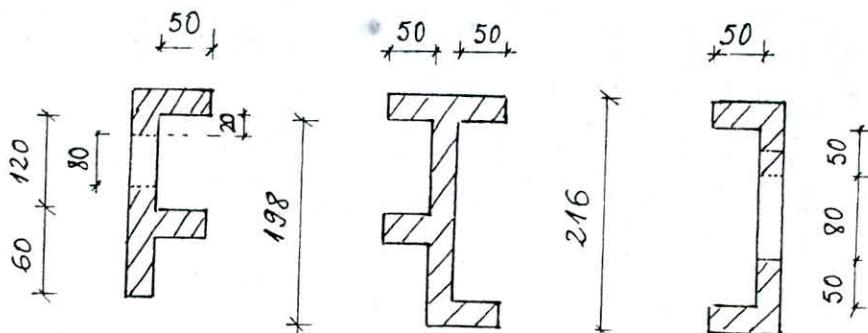
Cage d'ascenseur :

$$a \leq \text{Min}(104; 75; )$$



On prend  $a = 50 \text{ cm}$  (sens transversal)

L'ascenseur décomposé, aura les formes suivantes :



notation :

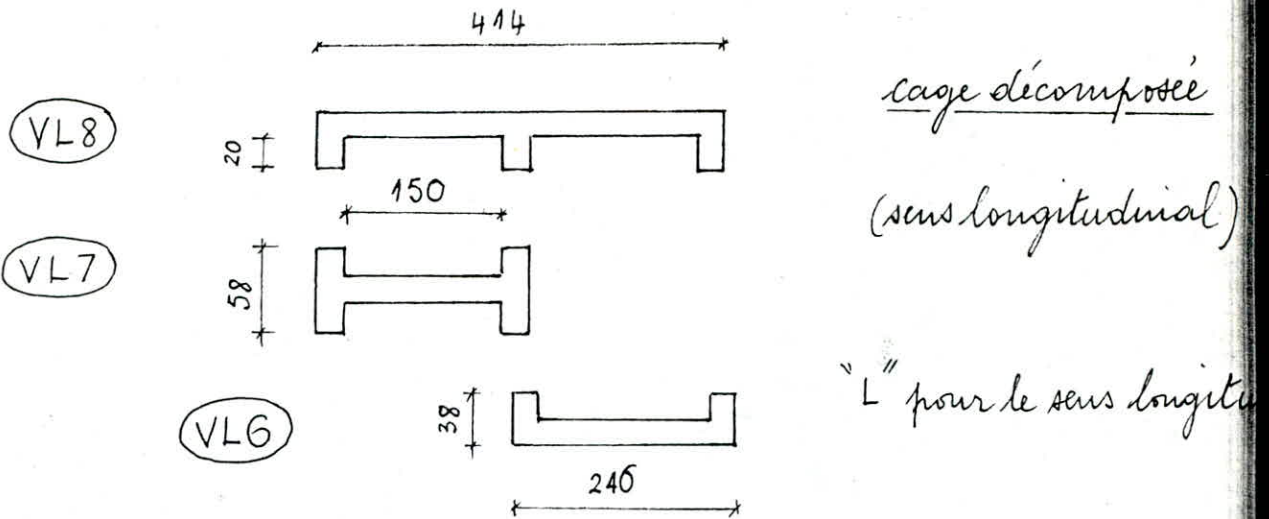
VT3

VT4

VT5

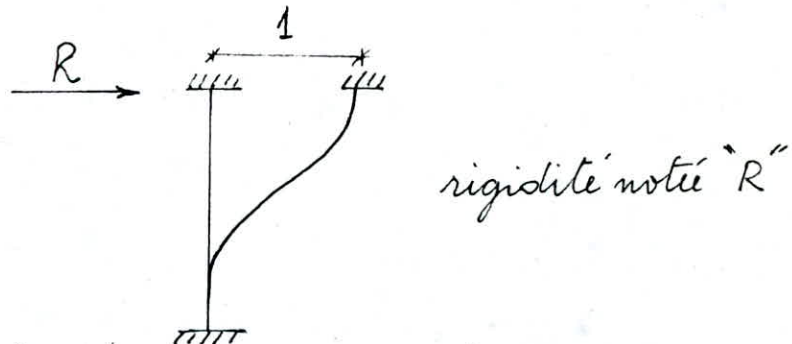
"T" pour le sens transversal.

On fait de même pour le sens longitudinal, si on a choisi  $a=20$ , ce qui nous donne les formes suivantes :



• Calcul des rigidités

On appelle rigidité : la force qui donne un déplacement unitaire. Nous considérons que le voile est encasté à ses deux extrémités.



On appelle " $\Delta^{M.T}$ ", le déplacement relatif de niveau sous l'effet du moment "M" et de l'effort tranchant "T"

$$\Delta = \frac{k h}{G A} + \frac{h^3}{12 E I}$$

$\left(\frac{k h}{G A}\right)$  et  $\left(\frac{h^3}{12 E I}\right)$  représentent respectivement, le déplacement donné par l'effort tranchant et le déplacement donné par le moment fléchissant

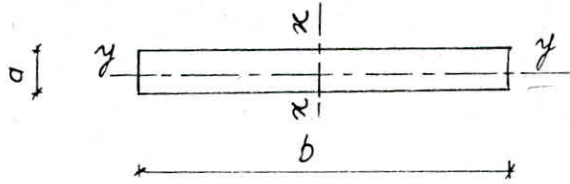
La rigidité sera donnée par :

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

$$\begin{array}{l} k = 1,2 \\ G = 0,4.E \\ h = 3,6 \text{ m (hauteur d'étage)} \\ A = \text{section horizontale du} \end{array}$$

## Calcul des inerties des voiles

### Voiles pleins :

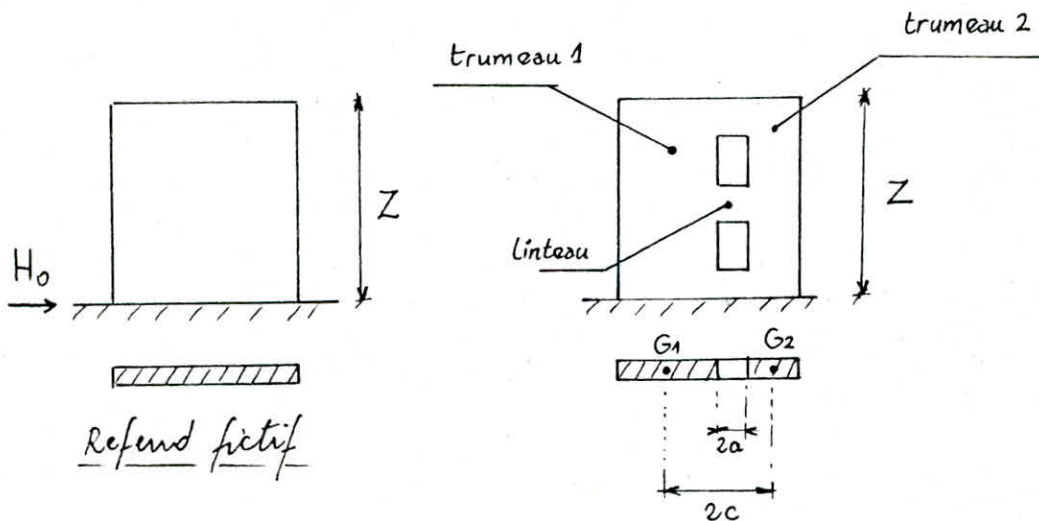


$$I_x = \frac{ab^3}{12}$$

### Voiles ouverts :

Ces cas sont traités par l'introduction de la notion d'inertie équivalente

Inertie équivalente "I<sub>e</sub>" : c'est l'inertie du refend plein qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec files d'ouvertures. Tous deux soumis à la même charge horizontale et triangulaire (séisme)



$Z = H$  hauteur du bâtiment

$i$  : inertie du linteau

$I$  : inertie totale du refend à une file d'ouverture

$E$  : module de Young longitudinal du matériau constituant les trumeaux

$E'$  : // // // // // // // linteaux

$A_1, A_2$  : aire des trumeaux (1) et (2)

On a :

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$a$  : demi portée de l'ouverture

$I_0 = I_1 + I_2$  qui sont les inerties des deux trumeaux

$2c$  : distance entre les centres de gravité des trumeaux

$$\alpha = \bar{\omega} H \quad \text{avec}$$

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

$H = Z =$  hauteur du bâtiment.

$h =$  hauteur d'étage.

$$I_{e(s)} = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2 m C \psi_0}{I_0 \alpha^2} + 1}$$

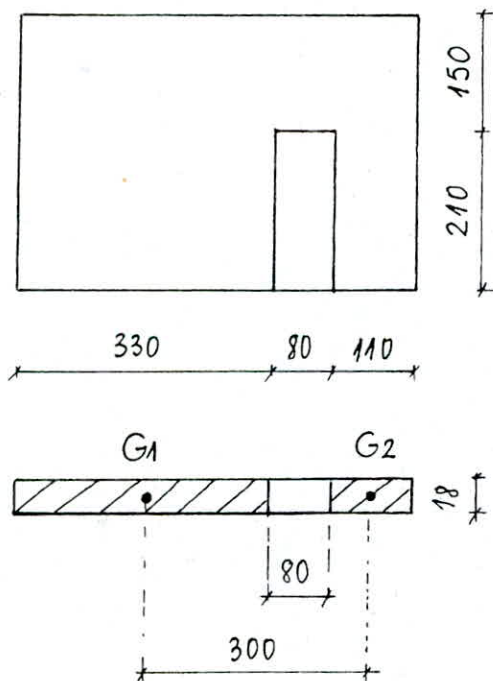
$$\text{avec } a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}$$

$n =$  nombre de niveaux.

$\psi_0$  est donné par l'abaque Fig. B.23b p.105 du livre "calcul des tours en béton armé" (MARIUS DIVER)

Pour donnerons un exemple de calcul, et présenterons le reste des résultats sous forme de tableaux.

Exemple du voile transversal "VT2":



$$A_1 = 0,18 \times 3,3 = 0,594 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0,18 \times 1,1 = 0,198 \text{ m}^2$$

$$2a = 80 \text{ cm} ; a = 40 \text{ cm} = 0,4 \text{ m}$$

$$2c = 3 \text{ m} ; c = 1,5 \text{ m}$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} = \frac{3}{\frac{1}{0,594} + \frac{1}{0,198}} = 0,446$$

$$i^2 = \frac{0,18 \times 1,5^3}{12} = 506,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_1 = \frac{0,18 \times 3,3^3}{12} = 5390,55 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,18 \times 1,1^3}{12} = 199,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rightarrow I = I_1 + I_2 + 2 m c = 18970,21 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot 506,25 \cdot 10^{-4} \times 18970,21 \cdot 10^{-4} \times 1,5}{(5390,55 + 199,65) \cdot 10^{-4} \times 0,446 \times 0,4^3 \times 3,6} = (2,743)^2 \rightarrow \omega = 2,743$$



$$\alpha = \omega H = 2,743 \times 25,2 = 69,12$$

$$\psi_0 = 0,6 \text{ (Fig. B 23 b M. DIVER)}$$

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20,7} - \frac{1}{30,7^2} - \frac{1}{30,7^3} = 0,614$$

$$I_{e_s} = \frac{0,614 \times 18970,21 \cdot 10^{-4}}{\frac{60 \cdot 2 \cdot 0,446 \times 1,5 \times 0,6}{11 (5390,55 + 199,65) 10^{-4} \times 69,12^2} + 1} = 11628,64 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Delta = \frac{1,2 \times 3,6}{0,792 \times 0,4 \cdot E} + \frac{3,6^3}{12 \cdot E \cdot 11628,64 \cdot 10^{-4}} = \frac{1}{E} (16,98)$$

$$\rightarrow R = \frac{1}{\Delta} = 588,93 \cdot 10^{-4} E.$$

$$R = 588,93 \cdot 10^{-4} E$$

### Tableaux des résultats

#### • Sens transversal

#### - Voiles ouverts

On notera que le voile "VT2" n'existe pas aux deux derniers niveaux (5<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup>), que le voile "VT3" est fermé au 5<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> et que le voile "VT5" est fermé au niveau 5.

VOILES	VT3	VT2	VT5
A <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	0,158	0,594	0,212
A <sub>2</sub> (m <sup>2</sup> )	0,234	0,198	0,212
2a (m)	0,8	0,8	0,8
2c (m)	1,405	3	1,69
m (m <sup>3</sup> )	0,133	0,446	0,179
i · 10 <sup>4</sup> (m <sup>4</sup> )	506,25	506,25	506,25
I <sub>1</sub> · 10 <sup>4</sup> (m <sup>4</sup> )	14,55	5390,55	114,9
I <sub>2</sub> · 10 <sup>4</sup> (m <sup>4</sup> )	85,93	199,65	114,9
I · 10 <sup>4</sup> (m <sup>4</sup> )	1970,46	18970,21	3254,91
ω	8,266	2,743	6,639
α	208,3	69,12	167,3
ψ <sub>0</sub>	0,65	0,6	0,62
a <sub>n</sub>	0,614	0,614	0,614
I <sub>e</sub> · 10 <sup>4</sup> m <sup>4</sup>	1208,03	11628,64	1992,17
R · 10 <sup>4</sup> E	167,42	588,93	222,28

- Voiles fermées (sens transversal)

VOILES	VT1	VT4	VT11	VT3	VT5
I ( $10^{-4} m^4$ )	21090	4262,11	3222,86	2078,92	3280,69
R ( $10^{-4} E$ )	747,27	424,45	259,07	257,39	324,34

- Sens longitudinal  
(Tous les voiles sont fermés)

VOILES	VL2	VL3	VL4	VL5
I ( $10^{-4} m^4$ )	3170,70	1979,54	13500,33	910,39
R ( $10^{-4} E$ )	300,90	236,77	643,45	123,86

Remarque : et ce stade déjà, on peut faire la vérification de la condition suivante (R.P.A p. 25)

- \* La rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

Tableaux des rigidités de niveaux (portiques et voiles)

- Sens longitudinal

RIGIDITES NIVEAUX ( $10^4 E$ )	PORTIQUE A	PORTIQUES B, C, D et E	VL2 VL3 VL4	VL5	$\Sigma R$	$\Delta R \%$
5 <sup>e</sup>	5,314	4,522 x 4	643,45 236,77 300,90	/	2385,64	0
4 <sup>e</sup>	5,314	4,522 x 4	//	/	2385,64	~1
3 <sup>e</sup>	11,204	8,318 x 4	//	/	2406,72	0
2 <sup>e</sup>	11,204	8,318 x 4	//	/	2406,72	~1
1 <sup>e</sup>	16,1	10,876 x 4	//	/	2421,84	0
R.D.C	16,1	10,876 x 4	//	/	2421,84	~6
1 <sup>er</sup> S.S	20,202	12,778 x 4	//	123,86	2557,41	

( // ) : sous-structure ayant même rigidité que l'étage supérieur  
la condition de rigidité est vérifiée pour le sens longitudinal.

• Sens transversal

RIGIDITES niveau	PORTIQUE A	PORTIQUE B	VT3 VT4 VT5	VT1 VT2	VT11	$\Sigma R$	$\Delta R\%$
5 <sup>e</sup>	6,703x2	6,335x2	$\left. \begin{matrix} 257,39 \\ 424,45 \\ 324,34 \end{matrix} \right\} \times 2$	/	/	2038,44	~11
4 <sup>e</sup>	6,703x2	6,335x2	$\left. \begin{matrix} 257,39 \\ 424,45 \\ 222,28 \end{matrix} \right\} \times 2$	/	/	1834,32	~136
3 <sup>e</sup>	/	13,061x2	$\left. \begin{matrix} 167,42 \\ 424,45 \\ 222,28 \end{matrix} \right\} \times 2$	$\left. \begin{matrix} 747,27 \\ 588,93 \end{matrix} \right\} \times 2$	/	4326,82	
2 <sup>e</sup>	/	13,061x2	//	//	/	4326,82	0
1 <sup>e</sup>	/	18,821x2	//	//	/	4338,34	~0
R.D.C	/	18,821x2	//	//	/	4338,34	0
1 <sup>e</sup> S.S	/	23,761x2	//	//	259,07x2	4866,36	~13

On voit que dans le sens transversal, cette condition précédente n'est pas vérifiée. En effet la variation de rigidité entre le niveau 4 et le niveau 3 dépasse les 25% (limite du R.P.A). Cette grande variation est due au fait que les voiles "VT1", "VT2" et leur symétriques, qui ont une grande rigidité, disparaissent (n'existent pas) aux niveaux 5 et 4.

Pour satisfaire notre condition, on va prolonger ces voiles jusqu'au niveau 5. Les portiques A et son symétrique n'existent plus.

$$\left. \begin{array}{l} \text{étage 4} \rightarrow R = 4493,31 \cdot 10^{-4} E \\ \text{étage 3} \rightarrow R = 4326,82 \cdot 10^{-4} E \end{array} \right\} \rightarrow \Delta R \approx 4\%$$

Remarques: Les deux autres conditions à respecter, pour justifier l'utilisation de la méthode statique sont:

- Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.
- La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment ou bloc mesure perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dans le sens longitudinal, les cages d'ascenseur disposés d'un même

côté, créent une grande excentricité, plus prononcée encore dans les niveaux 1<sup>e</sup>, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> étage où une partie du plancher du côté de la saillie sur toute la longueur du bâtiment et d'une largeur de 5 m, n'existe pas. De même dans le calcul des masses de niveaux, on a du prendre la totalité de la charge d'exploitation pour certains planchers (planchers d'archives dont la surcharge est de longue durée. Art. 33.1.5 RPA) ce qui a entraîné des masses relatives de niveaux, importantes.

Tout ceci, a fait que les conditions précédemment citées ne soient pas vérifiées.

Pour avoir pour cela pensé à intervenir sur la conception tout en essayant de respecter au maximum l'architecture.

Après des tentatives et des calculs assez laborieux, nous avons adopté la solution définitive suivante :

- On a gardé l'absence de partie de plancher dans les niveaux (pour des raisons d'esthétique).
- On a rajouté dans le sens longitudinal un voile (voir vue en plan), qui servira surtout à diminuer l'excentricité. (s'oppose aux cages d'ascenseur)
- Des fondations jusqu'au 1<sup>e</sup> étage compris, son épaisseur est de 30 cm. il sera fermé ou ouvert (suivant les plans d'architecture)
- On a prolongé dans le sens transversal au 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> étages, les voiles existant dans les niveaux inférieurs (déjà vu). Des fondations au 1<sup>e</sup> étage compris, leur épaisseur est de 30 cm.
- Dans les 2 sens et du 1<sup>e</sup> au 5<sup>e</sup> étage, tous les voiles ont une épaisseur de 18 cm.
- Les cages d'ascenseur et le monte-charge restent inchangés.

Compte tenu de ces modifications, nos conditions sont satisfaites. (Voir tableaux récapitulatifs p. 48)

### • Calcul du poids de la structure "W".

La valeur de "W" comprend la totalité des charges permanentes. Pour les bâtiments dont la surcharge peut être de longue durée, la totalité de la charge d'exploitation doit être incluse dans la valeur de "W".

- Acrotère :  $P = 175 \times 76,4 = 13370 \text{ kg}$
- Poutres transversales :  $2500 \times 0,5 \times 0,3 \times (5 \times 4,9 + 4 \times 2,3) \times 2 =$ 
  - 25200 kg plancher creux
  - 15120 kg dalle pleine
- Poutres longitudinales :  $2500 \times 0,5 \times 0,3 (13,5,9 + 4 \times 2,8) =$ 
  - 32963 (creux)
  - 19778 (pleine)

- $\frac{1}{2}$  poteaux :  $2500 \times 1,8 \times 24 \times 0,3^2 \rightarrow 9720 \text{ kg}$
- //  $\times 0,4^2 \rightarrow 17280 \text{ ''}$
- //  $\times 0,5^2 \rightarrow 27000 \text{ ''}$
- //  $\times 0,65^2 \rightarrow 45636 \text{ ''}$

- facades (double cloison):

- Briques 10 cm  $1400 \times 0,1 = 140 \text{ kg/m}^2$
- " 15 cm  $1400 \times 0,15 = 210 \text{ ''}$
- Enduit extérieur (2cm)  $2000 \times 0,02 = 40 \text{ ''}$
- " intérieur (1cm)  $2000 \times 0,01 = 20 \text{ ''}$

$$G = 410 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Surface : } S = 3,40 \times 51,8 = 176,12 \text{ m}^2 \quad \rightarrow P = 72210 \text{ kg}$$

- Ascenseur (cage):

- fermée  $\rightarrow 2500 \times 3,6 \times 0,18 \times 13,5 = 21870 \text{ kg}$
- à 1 ouverture  $\rightarrow 21870 - 756 = 21114 \text{ kg}$
- à 2 ouvertures  $\rightarrow 21870 - 2 \times 756 = 20358 \text{ kg}$

- Monte charge :  $2500 \times 0,18 \times 3,6 \times 5,32 = 8619 \text{ kg}$

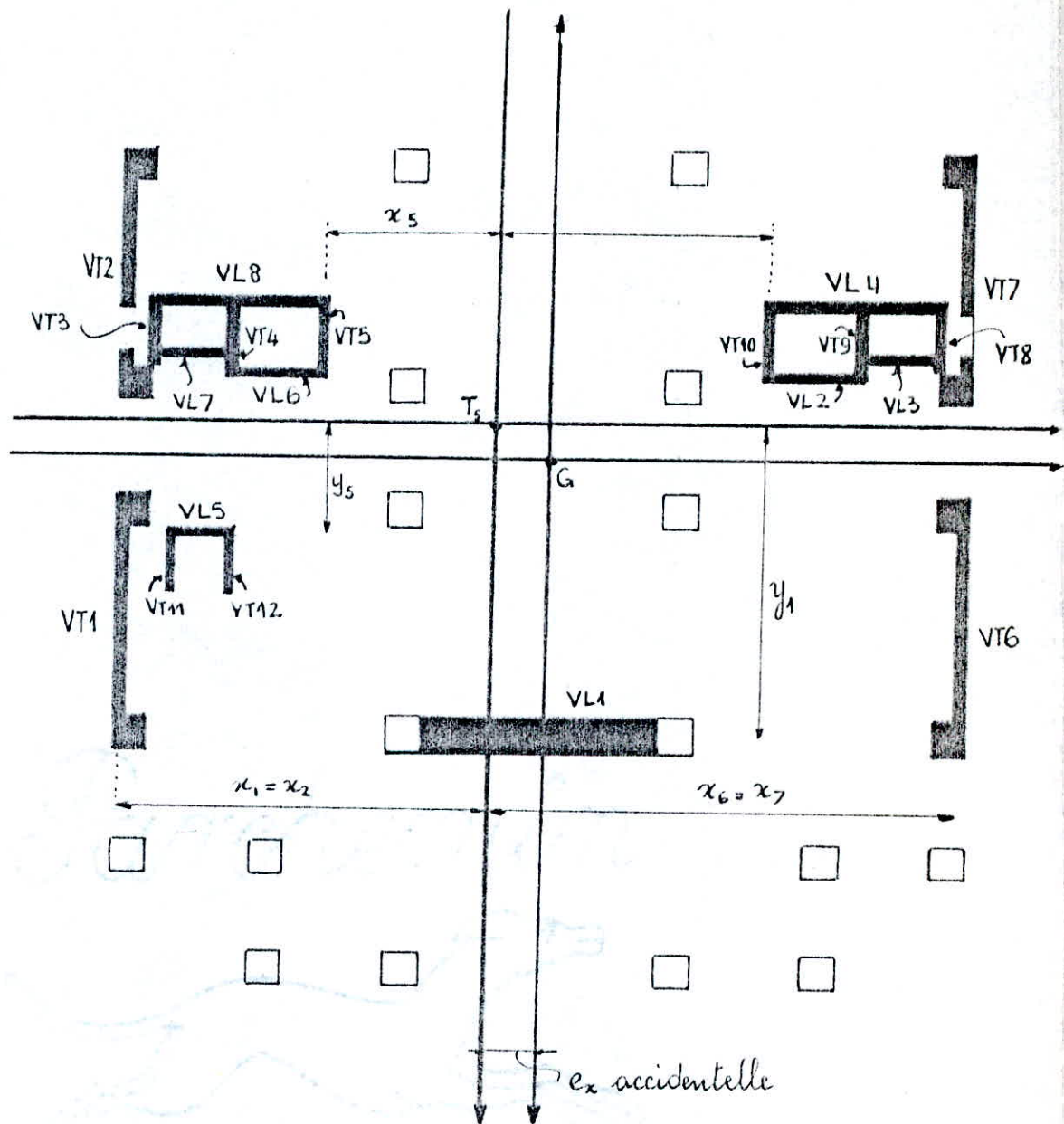
- Voiles :

- fermés  $\rightarrow l = 5,2 \text{ m} \rightarrow P = 2500 \times 0,18 \times 3,6 \times 5,2 = 8424 \text{ kg}$
- ( $r = 18 \text{ cm}$ )  $l = 6,2 \text{ m} \rightarrow P = \text{ // } \times 6,2 = 10044 \text{ kg}$

Pour trouver le poids des voiles ouverts, on déduit du poids du voile fermé, le poids de l'ouverture. On fait de même pour les façades.

Exemple de calcul du niveau terrasse.

- Acrotère  $13370 \text{ kg}$
- Plancher  $658 \times 348,65 = 229412 \text{ kg}$
- Poutres  $(25200 + 32963) = 58163 \text{ kg}$



- Notons que le voile "VL1" a été rajouté pour contrecarrer l'effet de torsion engendré par les cages d'ascenseur.
- Le monte charge "VT11, VT12 et VL5" n'existe qu'aux sous-sols.
- G : centre de masse.
- T : centre de torsion.

- 1/2 poteaux 9720 kg
- 1/2 ascenseur  $2 \left( \frac{21870}{2} \right) = 21870$  "
- 1/2 facade  $\frac{1}{2} (71148 - 6314) = 32417$  "
- 1/2 voile  $\frac{1}{2} [4 \times 8424 - 2 \times 630 + 8438] = 20437$  "

$$W_{\text{terrasse}} = 385389 \text{ kg}$$

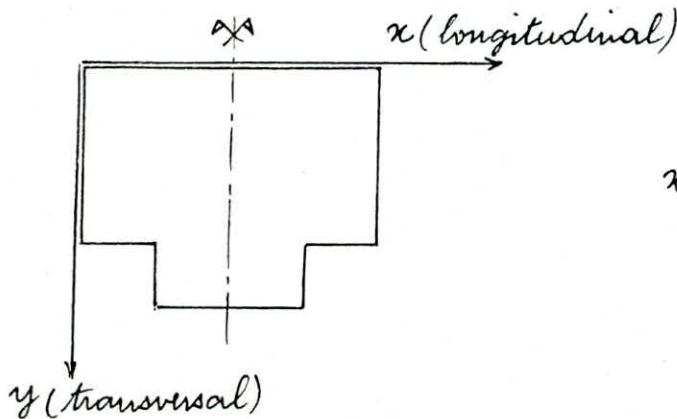
Tableau des masses de niveaux:

NIVEAUX	TERRASSE	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>e</sup> S.S
W(kg)	385389	413869	417658	376881	389638	516320	459906	504322

Ce qui nous donne jusqu'au niveau base (1<sup>e</sup> S.S):

$$W_T = 3.463.983 \text{ kg}$$

Centre de masse et centre de torsion



Centre de masse:

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} ; y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Centre de torsion

$$x_c = \frac{\sum R_i x_i}{\sum R_i} ; y_c = \frac{\sum R_i y_i}{\sum R_i}$$

Sens transversal:

Par symétrie on a  $x_G = x_c$ . On prendra donc une excentricité accidentelle (R.P.A p. 43), qui est égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment.  $(x_G - x_c) = \frac{5}{100} \cdot 19,3 = 0,965 \text{ m}$

Sens longitudinal:

NIVEAUX	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>e</sup> S.S
$y_{G(m)}$	8,354	7,972	8,294	8,515	9,400	8,894	10,142
$y_{c(m)}$	5,784	5,784	5,653	5,653	6,133	6,551	7,461
$y_G - y_c^{(m)}$	2,570	2,188	2,641	2,862	3,267	2,343	2,681

L'excentricité admissible vaut :

$$(y_G - y_c)_{ad.} = \frac{20}{100} \times 18,85 = 3,77 \text{ m}$$

Toutes les excentricités calculées sont inférieures à 3,77 m.

Tableaux des rigidités et des masses sur rigidité :

• Sens longitudinal :

RIGIDITES NIVEAUX (10 <sup>-4</sup> E)	PORTIQUE A	PORTIQUES B, C, D, E	VL2 VL3 VL4	VL5	VL1	Σ R	ΔR%	W/R	ΔW/R %
5 <sup>e</sup>	5,314	4,522 x 3	643,45 236,77 300,90) x 2	/	660,43	3041,55	0	136,07	~1
4 <sup>e</sup>	"	"	"	/	"	"	1,5	137,32	~9
3 <sup>e</sup>	11,204	8,318 x 3	"	/	598,22	2996,62	0	125,77	~3
2 <sup>e</sup>	"	"	"	/	"	"	~7	130,03	~24
1 <sup>e</sup>	16,1	10,876 x 3	"	/	800,90	3211,87	~6	160,75	~18
R.D.C	"	"	"	/	1008,87	3419,84	~20	134,48	~9
1 <sup>er</sup> S.S	20,202	12,778 x 3	"	123,86	1548,23	4092,87		123,22	

• Sens transversal :

RIGIDITES NIVEAUX (10 <sup>-4</sup> E)	PORTIQUE B	VT3 VT4 VT5	VT1 VT2	VT11	Σ R	ΔR%	W/R	ΔW/R %
5 <sup>e</sup>	6,335 x 2	257,39 424,45 324,34) x 2	747,27 576,76) x 2	/	4673,09	~5	88,56	~6
4 <sup>e</sup>	"	" 222,28) x 2	"	/	4468,97	~3	93,46	~7
3 <sup>e</sup>	13,061 x 2	167,42 424,45 222,28) x 2	747,27 588,93) x 2	/	4326,82	0	87,1	~3
2 <sup>e</sup>	"	"	"	/	"	~7	90,05	~24
1 <sup>e</sup>	18,821 x 2	"	830,31 654,27) x 2	/	4635,1	0	111,39	~11
R.D.C	"	"	"	/	"	~11	99,22	~2
1 <sup>er</sup> S.S	23,761 x 2	"	"	259,07 x 2	5163,13		97,68	



On voit que dans les deux sens, aussi bien pour les rigidités que pour les masses ou rigidité, on ne dépasse pas les limites données par le R.P.A. L'utilisation de la méthode statique est donc justifiée.

## ACTION SISMIQUE

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

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

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

Notre ouvrage n'étant pas nécessaire aux besoins vitaux, n'étant pas non plus peu important, sera donc classé dans le groupe d'usage 2.

Sachant qu'on est en zone sismique II, le tableau 1 p. 30 du R.P.A nous donne :

$$A = 0,15$$

D: facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période T du bâtiment et de la nature du sol.

$$T = 0,09 H / \sqrt{L} \quad (\text{R.P.A p. 33})$$

H = hauteur du bâtiment

L = dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

Sens transversal (y-y)

$$L_y = 18,85 \text{ m}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 25,2}{\sqrt{18,85}} = 0,5224$$

Sens longitudinal (x-x)

$$L_x = 19,25 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 25,2}{\sqrt{19,25}} = 0,5169$$

Les valeurs de "D" sont lues sur la figure 4 p. 31 du R.P.A

$$D_y = 1,96$$

$$D_x = 1,97$$

B: facteur de comportement de la structure. Il dépend du type de structure et de la nature de ses contreventements.

Les portiques de notre ouvrage ayant une rigidité très faible comparée à celle des voiles, on peut donc dire que notre ossature est contreventée

par voiles. Le tableau 2. de la p. 35 du R.P.A nous donne

$$B = \frac{1}{4} \text{ (catégorie 4)}$$

Q : facteur de qualité du système de contreventement de la structure. 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 du contrôle pendant la construction.

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

où "P<sub>q</sub>" est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité "q". Pour tout critère non observé on a P<sub>q</sub> = 0,1, il est nul sinon. "q" et "P<sub>q</sub>" sont donnés par le tableau 3 p. 39 (RPA)

Sens transversal

0,1

←

1<sup>e</sup> critère

→

0,1

0,1

←

2<sup>e</sup> "

→

0,1

0

←

3<sup>e</sup> "

→

0

0

←

4<sup>e</sup> "

→

~~0,1~~

0,1

←

5<sup>e</sup> "

→

0,1

0,1

←

6<sup>e</sup> "

→

0,1

$$\rightarrow Q_y = 1,4$$

$$\rightarrow Q_x = 1,5$$

W : Poids de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (n \text{ étant le nombre de niveaux})$$

$$W = 3\,463\,983 \text{ kg}$$

Sens transversal

$$V_y = 0,15 \cdot 1,96 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,4 \cdot 3\,463\,983$$

$$V_y \approx 356,45 \text{ t}$$

Sens longitudinal

$$V_x = 0,15 \cdot 1,97 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,5 \cdot 3\,463\,983$$

$$V_x = 383,86 \text{ t}$$

## Distribution des forces latérales.

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

$$V = F_t + \sum_{k=1}^n F_k$$

La force concentrée "F<sub>t</sub>" au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante où "T" est en secondes

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

La partie restante de l'effort horizontal total "V" doit être distribuée sur la hauteur de la structure, suivant la formule :

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

On a  $T_x < 0,7 \text{ s}$   
 $T_y < 0,7 \text{ s}$  )  $\rightarrow F_t = 0$  (dans les 2 sens)

$$F_k = V \frac{W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Tableau des forces horizontales dans les niveaux (dans les 2 sens)

PLANCHERS	$W_k$ (t)	$h_k$ (m)	$W_k h_k$ (E.m)	$F_x$ (t)	$F_y$ (t)
Terrasse	385,389	25,2	9711,803	90,53	84,07
5 <sup>e</sup>	413,869	21,6	8939,570	83,34	77,38
4 <sup>e</sup>	417,658	18	7517,844	70,08	65,08
3 <sup>e</sup>	376,881	14,4	5427,086	50,59	46,98
2 <sup>e</sup>	389,638	10,8	4208,090	39,23	36,43
1 <sup>e</sup>	516,320	7,2	3717,504	34,65	32,18
R.D.C	459,906	3,6	1655,662	15,43	14,33

Dans le cas d'un déplacement, on ne considère que les milles numérotés de 6 à 10 qui ont plus d'inertie que les autres milles, pour être plus éloignés du centre de rotation (l'effet de la rotation est plus grand)

$y_5$	—	—	—	—	—	—	—
$y_4 = y_8$	-2,799	-2,799	-2,668	-2,668	-3,448	-3,566	-4,1476
$y_3 = y_7$	-1,419	-1,419	-1,288	-1,288	-1,768	-2,186	-3,096
$y_2 = y_6$	-0,819	-0,819	-0,688	-0,688	-1,168	-1,586	-2,496
$y_1$	7,216	7,216	7,347	7,347	6,867	6,449	5,539
$y_0$ (mm)	5°	4°	3°	2°	1°	R. D. C	4° S. S

Tableau des valeurs de "y"

$x_{12}$	—	—	—	—	—	—	—
$x_{11}$	-8,434	-8,335	-8,335	-8,400	-4,440	-3,999	-40,406
$x_{10}$	-2,494	-2,400	-2,400	-2,494	-1,440	-1,440	-10,406
$x_9$	-8,434	-8,335	-8,335	-8,400	-4,440	-3,999	-40,406
$x_8$	-2,494	-2,400	-2,400	-2,494	-1,440	-1,440	-10,406
$x_7$	8,434	8,335	8,335	8,400	4,440	3,999	40,406
$x_6$	2,494	2,400	2,400	2,494	1,440	1,440	10,406
$x_5$	8,434	8,335	8,335	8,400	4,440	3,999	40,406
$x_4$	2,494	2,400	2,400	2,494	1,440	1,440	10,406
$x_3$	8,434	8,335	8,335	8,400	4,440	3,999	40,406
$x_2$	2,494	2,400	2,400	2,494	1,440	1,440	10,406
$x_1$	8,434	8,335	8,335	8,400	4,440	3,999	40,406
$x_0$ (mm)	4° S. S	5°	4°	3°	2°	1°	R. D. C

Tableau des valeurs de "x"

$x_i$ : effort normal à l'élément de contour de l'étage  $y$   
 $H_y$ : effort total de niveau dans la direction  $y$  à l'étage  $y$   
 $e$ : excentricité de niveau  
 $ac$ : distance du centre de rotation à l'élément considéré  $x$  (direction  $x$ )

$$R_{xy}^d = H_y^d I_{x_i} \left( \frac{1}{\sum I_{x_i}} + \frac{e x_i}{\sum I_{x_i}^2} \right) ; R_{yx}^d = H_x^d I_{y_i} \left( \frac{1}{\sum I_{y_i}} + \frac{e y_i}{\sum I_{y_i}^2} \right)$$

Les milles de contour doivent reprendre la totalité des efforts dans deux sens chargés horizontaux, et au plus 20% des sollicitations dans deux sens chargés verticaux.  
 L'effort dans chaque sens est à la fois proportionnel à son inertie et au déplacement qui se produit. (contrairement des bâtiments M. Alligés et D. Calet). L'effort  $H$  à l'étage  $y$  sera repris par les différents éléments de contour, dans chaque direction, par la relation:

Distribution des efforts sur les voiles

De même, et dans les deux sens, il ne sera pas tenu compte des efforts tranchants négatifs dus à la torsion (Art. 3.3.5 R.P.A)

Dans ce cas on ne considère que l'effet de la translation. Ce qui nous donnera :

$$R_i^j = H^j \frac{I_i}{\sum I_i}$$

Efforts "R<sub>i</sub>" dans les voiles longitudinaux

	NIVEAUX	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>er</sup> S.S
	H <sub>x</sub> (t)	90,53	83,34	70,08	50,59	39,23	34,65	15,43
	∑ I <sub>i</sub> (m <sup>4</sup> )	5,880	5,880	5,330	5,330	6,876	7,166	10,598
	∑ I <sub>i</sub> y <sub>i</sub> <sup>2</sup> (m <sup>6</sup> )	134,327	134,327	106,542	106,542	177,211	180,723	245,151
VL1	I <sub>1</sub> (m <sup>4</sup> )	2,150	2,150	1,600	1,600	3,146	3,436	5,958
	Qy <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	18,545	15,789	19,403	21,027	22,434	15,110	14,850
	R <sub>1</sub> (t)	59,97	51,53	41,403	31,16	33,57	26,57	14,24
VL <sub>2</sub> =VL6	I <sub>2</sub>	0,317	0,317	0,317	0,317	0,317	0,317	0,317
	Qy <sub>2</sub>	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
	R <sub>2</sub>	4,88	4,49	4,17	3,01	1,81	1,53	0,46
VL3=VL7	I <sub>3</sub>	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198	0,198
	Qy <sub>3</sub>	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
	R <sub>3</sub>	3,05	2,81	2,60	1,88	1,13	0,96	0,29
VL4=VL8	I <sub>4</sub>	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350	1,350
	Qy <sub>4</sub>	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
	R <sub>4</sub>	20,78	19,13	17,75	12,81	7,70	6,53	1,97
VL5	I <sub>5</sub>	—	—	—	—	—	—	0,910
	Qy <sub>5</sub>	—	—	—	—	—	—	2,021
	R <sub>5</sub>	—	—	—	—	—	—	1,44

Connaissant les efforts "R<sub>i</sub>" dans chaque voile et à chaque niveau, on peut trouver l'effort tranchant, ainsi que le moment fléchissant à la base, de tous les voiles.

## Efforts "R<sub>i</sub>" dans les voiles transversales

	NIVEAUX	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R. D. C	1 <sup>e</sup> S. S
	H <sub>y</sub> (t)	84,07	77,38	65,08	46,98	36,43	32,18	14,33
	$\sum I_i$ (m <sup>4</sup> )	8,69	8,43	8,04	8,04	8,76	8,76	9,40
	$\sum I_i x_i^2$ (m <sup>6</sup> )	691,04	684,08	650,2	650,2	713,49	713,49	750,41
VT1=VT6	I <sub>6</sub> (m <sup>4</sup> )	1,274	1,274	2,109	2,109	2,343	2,343	2,343
	$e x^0$ (m <sup>2</sup> )	9,883	9,883	9,883	9,883	9,883	9,883	10,021
	R <sub>6</sub> (t)	13,86	13,12	19,15	13,83	10,93	9,65	4,02
VT2=VT7	I <sub>7</sub>	2,109	2,109	1,163	1,163	1,291	1,291	1,291
	$e x_7$	9,883	9,883	9,883	9,883	9,883	9,883	10,021
	R <sub>7</sub>	22,94	21,72	10,56	7,63	6,02	5,32	2,22
VT3=VT8	I <sub>8</sub>	0,2079	0,2079	0,1208	0,1208	0,1208	0,1208	0,1208
	$e x_8$	9,657	9,657	9,657	9,657	9,657	9,657	9,795
	R <sub>8</sub>	2,26	2,14	1,09	0,79	0,56	0,50	0,21
VT4=VT9	I <sub>9</sub>	0,4262	0,4262	0,4262	0,4262	0,4262	0,4262	0,4262
	$e x_9$	8,039	8,039	8,039	8,039	8,039	8,039	8,177
	R <sub>9</sub>	4,54	4,30	3,79	2,74	1,95	1,72	0,72
VT5=VT10	I <sub>10</sub>	0,3281	0,1992	0,1992	0,1992	0,1992	0,1992	0,1992
	$e x_{10}$	5,843	5,843	5,843	5,843	5,843	5,843	5,981
	R <sub>10</sub>	3,41	1,96	1,73	1,25	0,89	0,78	0,33
VT11=VT12	I <sub>11</sub>	—	—	—	—	—	—	0,3221
	$e x_{11}$	—	—	—	—	—	—	NEGATIF
	R <sub>11</sub>	—	—	—	—	—	—	0,49

Les voiles "VT11" et "VT12" sont identiques. La valeur "e x<sub>11</sub>" (ainsi qu'e x<sub>12</sub>) est négative. L'effort tranchant dû à la torsion est donc négatif. Pour n'avoir donc tenu compte que de l'effort tranchant dû à la translation

$$\rightarrow R_{11} = H \frac{I}{\sum I} = 14,33 \frac{0,3221}{9,4} = 0,49 \text{ t.}$$

Efforts tranchants et moments dans les voiles (sens longitudinal)

	NIVEAUX	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>e</sup> S.S
VL1	R (t)	59,97	51,53	41,46	31,16	33,57	26,57	14,24
	M (t.m)	215,892	617,292	1167,95	1830,78	2614,46	3493,8	4424,4
	T (t)	59,97	111,5	152,96	184,12	217,69	244,26	258,5
VL2=VL6	R	4,88	4,49	4,17	3,01	1,81	1,53	0,46
	M	17,568	51,3	100,044	159,624	225,72	297,324	370,584
	T	4,88	9,37	13,54	16,55	18,36	19,89	20,35
VL3=VL7	R	3,05	2,81	2,60	1,88	1,13	0,96	0,29
	M	10,98	32,076	62,532	99,756	141,048	185,796	231,588
	T	3,05	5,86	8,46	10,34	11,47	12,43	12,72
VL4=VL8	R	20,78	19,13	17,75	12,81	7,70	6,53	1,97
	M	74,808	218,484	426,06	679,752	961,164	1266,08	1578,01
	T	20,78	39,91	57,66	70,47	78,17	84,7	86,67
VL5	R	—	—	—	—	—	—	1,44
	M	—	—	—	—	—	—	5,18
	T	—	—	—	—	—	—	1,44

Efforts tranchants et moments dans les voiles (sens transversal)

	NIVEAUX	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>e</sup> S.S
VT1=VT6	R (t)	13,86	13,12	19,15	13,83	10,93	9,65	4,02
	M (t.m)	49,90	147,02	313,09	528,95	784,15	1074,10	1378,52
	T (t)	13,86	26,98	46,13	59,96	70,89	80,54	84,56
VT2=VT7	R	22,914	21,72	-10,56	7,63	6,02	5,32	2,22
	M	82,66	243,50	442,15	668,41	916,34	1164,28	1458,50
	T	22,914	44,66	55,22	62,85	68,87	74,19	76,41
VT3=VT8	R	2,26	2,11	1,09	0,79	0,56	0,50	0,21
	M	8,14	23,98	43,74	66,35	90,97	117,40	144,58
	T	2,26	4,4	5,49	6,28	6,84	7,34	7,55
VT4=VT9	R	4,54	4,30	3,79	2,74	1,95	1,72	0,72
	M	16,34	48,17	93,64	148,97	211,32	279,87	351

	NIVEAUX	5	4	3	2	1	R. D. C	1 <sup>er</sup> S. S
VT4=VT9	T (t)	4,54	8,84	12,63	15,37	17,32	19,04	19,72
VT5=VT10	R (t)	3,41	4,96	4,73	4,25	0,89	0,78	0,33
	M (t.m)	12,28	31,61	57,47	87,23	120,49	156,56	193,82
VT11=VT12	T (t)	3,41	5,37	7,1	8,35	9,24	10,02	10,35
	R (t)	—	—	—	—	—	—	0,49
	M (t.m)	—	—	—	—	—	—	1,76
	T (t)	—	—	—	—	—	—	0,49

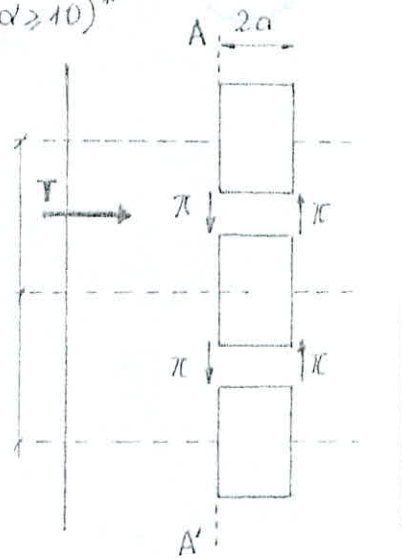
Calcul des efforts dans les linteaux ( $\alpha \geq 10$ )\*

L'effort tranchant  $\pi$  dans un linteau donné est égal à la somme des contraintes de cisaillement agissant dans le plan AA' sur la hauteur de l'étage correspondant.

$$\pi = \frac{T m h}{I}$$

T: effort tranchant au niveau du linteau  
 les réactions d'encastrement du linteau subissent un moment de flexion qui est :

$$M = \pm \pi a$$



NIVEAUX EFFORTS	5	4	3	2	1	R.D.C	1 <sup>er</sup> S. S
T (t)	22,94	41,19	51,75	58,38	65,40	70,72	72,94
$\pi$ (t)	19,50	35,01	43,99	49,82	55,59	60,11	62
M (t.m)	7,8	14	17,60	19,85	22,34	24,04	24,8

VT2=VT7

NIVEAUX EFFORTS	5	4	3	2	1	R.D.C	1 <sup>er</sup> S. S
T	3,41	5,37	7,1	8,35	9,24	10,02	10,35
$\pi$	6,75	10,63	14,06	16,53	17,85	19,84	20,49
M	2,7	4,25	5,62	6,61	3,14	7,94	8,20

VT5=VT10

NIVEAUX EFFORTS	5	4	3	2	1	R. D. C	1 <sup>er</sup> S. S
T	2,26	4,4	5,49	6,28	6,84	7,34	7,55
$\pi$	5,51	10,74	13,40	15,32	16,69	17,91	18,42
M	2,2	4,30	5,36	6,43	6,68	7,16	7,37

VT3=VT8

(\*) Cas d'ouvertures de faibles dimensions (notre cas);  $\alpha$  = degré de monolithisme.



Efforts normaux dans les vides dus aux charges verticales (G, Q)

Sens longitudinal:

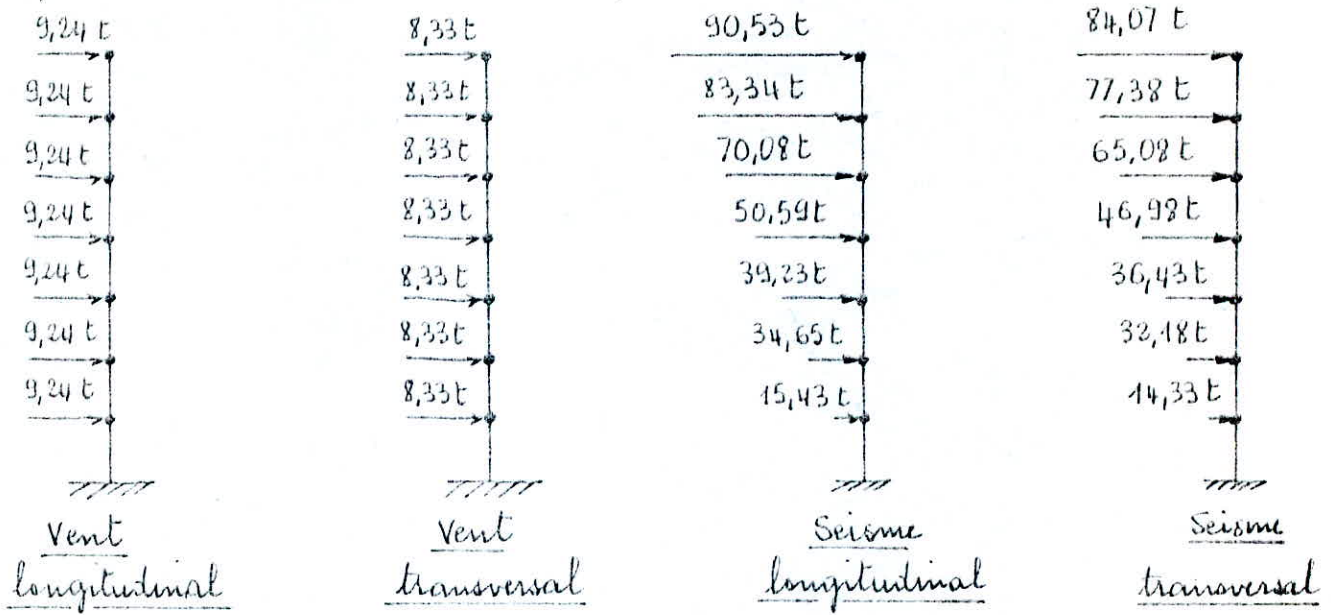
NIVEAUX	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>er</sup> S.S	
Ng (t)	29,56	55,20	80,84	106,48	137,20	173,62	204,34	VL1
Nq (t)	3,23	8,87	16,93	24,99	33,05	58,84	66,9	
Ng	4,77	9,59	14,25	18,99	23,73	28,51	33,25	VL2
Nq	0,02	0,06	0,11	0,16	0,21	0,38	0,43	
Ng	2,81	5,55	8,29	11,03	13,77	16,61	19,35	VL3
Nq	0,06	0,16	0,30	0,44	0,58	1,04	1,18	
Ng	11,50	22,30	33,10	43,90	54,70	66,52	77,32	VL4
Nq	0,58	1,60	3,05	4,50	5,95	10,59	12,04	

Sens transversal:

NIVEAUX	5 <sup>e</sup>	4 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>	2 <sup>e</sup>	1 <sup>e</sup>	R.D.C	1 <sup>er</sup> S.S	
Ng (t)	0	0	0	0	0	5,41	5,41	VT1
Nq (t)	8,42	16,84	25,26	33,68	43,04	57,22	66,58	
Ng	5,46	10,92	16,37	21,83	27,29	37,38	43,45	TRUMEAU I VT2
Nq	0	0	0	0	0	3,85	3,85	
Ng	2,21	4,42	6,64	8,85	11,31	15,76	17,61	TRUMEAU II VT3
Nq	0	0	0	0	0	1,56	1,56	
Ng	2,43	4,85	7,28	9,70	12,13	14,55	16,98	TRUMEAU I VT3
Nq	0	0	0	0	0	0	0	
Ng	1,64	3,29	4,93	6,58	8,22	9,87	11,51	TRUMEAU II VT3
Nq	0	0	0	0	0	0	0	
Ng	6,68	13,36	20,04	26,72	33,40	40,08	46,76	VT4
Nq	0	0	0	0	0	0	0	VT4
Ng	2,18	4,36	6,54	8,72	10,90	13,82	16,00	TRUMEAU I et TRUMEAU II VT5
Nq	0	0	0	0	0	0,83	0,83	

## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Comparaison entre les forces sismiques et celles dues au vent:



Les forces sismiques sont donc prépondérantes. Elles seront prises seules dans les calculs pour les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre.

Dans les justifications de calcul à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte, les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous:

- G: Sollicitations dues aux charges permanentes
- Q: " " " d'exploitation
- E: " " " seisme

Sollicitations du 1<sup>e</sup> genre:

$$S_1 = G + 1,2 \cdot Q$$

Sollicitations du 2<sup>e</sup> genre:

$$\begin{cases} S_2 = G + Q \pm E \\ S'_2 = 0,8G \pm E \end{cases}$$

Ici, les forces horizontales (seisme) ont un caractère alternatif. Elles peuvent changer de signe tout en gardant la même valeur absolue.

Les combinaisons de calcul auront toujours la forme:

$$[S]_{\text{calcul}} = [S]_{\text{vertical}} \pm [S]_{\text{horizontal}}$$

# Efforts combinés dans les voiles

VT1 = VT6

NIVEAUX	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	0,8G (t)	G+Q+E (t.m)	G+Q-E (t.m)	0,8G+E (t.m)	0,8G-E (t.m)	N <sub>max</sub> (t)	N <sub>min</sub> (t)	T (t)
5	8,42	0	8,42	6,74	49,90	-49,90	49,90	-49,90	8,42	6,74	13,86
4	16,84	0	16,84	13,47	147,02	-147,02	147,02	-147,02	16,84	13,47	26,98
3	25,26	0	25,26	20,21	313,09	-313,09	313,09	-313,09	25,26	20,21	46,13
2	33,68	0	33,68	26,94	528,95	-528,95	528,95	-528,95	33,68	26,94	59,96
1	43,04	0	43,04	34,43	784,15	-784,15	784,15	-784,15	43,04	34,43	70,89
R.D.C	56,84	5,41	62,22	45,45	1074,10	-1074,10	1074,10	-1074,10	62,22	45,45	80,54
1 <sup>SS</sup>	66,58	5,41	71,99	53,26	1378,52	-1378,52	1378,52	-1378,52	71,99	53,26	84,56

VT2 = VT7

NIVEAUX	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	0,8G (t)	G+Q+E (t.m)	G+Q-E (t.m)	0,8G+E (t.m)	0,8G-E (t.m)	N <sub>max</sub> (t)	N <sub>min</sub> (t)	T (t)
5	7,67	0	7,67	6,14	82,66	-82,66	82,66	-82,66	7,67	6,14	22,94
4	15,34	0	15,34	12,27	243,50	-243,50	243,50	-243,50	15,34	12,27	44,66
3	23,01	0	23,01	18,41	443,15	-443,15	443,15	-443,15	23,01	18,41	55,22
2	30,68	0	30,68	24,54	668,41	-668,41	668,41	-668,41	30,68	24,54	62,85
1	39,2	0	39,2	31,36	916,34	-916,34	916,34	-916,34	39,2	31,36	68,87
R.D.C	52,54	5,41	57,95	43,03	1164,28	-1164,28	1164,28	-1164,28	57,95	43,03	74,19
1 <sup>SS</sup>	61,06	5,41	66,47	48,85	1458,50	-1458,50	1458,50	-1458,50	66,47	48,85	76,41

VT3 = VT8

NIVEAUX	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	0,8G (t)	G+Q+E (t.m)	G+Q-E (t.m)	0,8G+E (t.m)	0,8G-E (t.m)	N <sub>max</sub> (t)	N <sub>min</sub> (t)	T (t)
5	4,07	0	4,07	3,26	8,14	-8,14	8,14	-8,14	4,07	3,26	2,2
4	8,14	0	8,14	6,51	23,98	-23,98	23,98	-23,98	8,14	6,51	4,3
3	12,28	0	12,28	9,82	43,74	-43,74	43,74	-43,74	12,28	9,82	5,36
2	16,35	0	16,35	13,08	66,35	-66,35	66,35	-66,35	16,35	13,08	6,13
1	20,42	0	20,42	16,34	90,97	-90,97	90,97	-90,97	20,42	16,34	6,68
R.D.C	24,49	0	24,49	19,59	117,4	-117,4	117,4	-117,4	24,49	19,59	7,16
1 <sup>SS</sup>	28,56	0	28,56	22,85	144,58	-144,58	144,58	-144,58	28,56	22,85	7,35

$$VT4 = VT9$$

	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	0,8G (t)	G+Q+E (t)	G+Q-E (t)	0,8G+E (t)	0,8G-E (t)	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	T
5	6,68	0	6,68	5,34	16,34	-16,34	16,34	-16,34	4,07	3,26	2,2
4	13,36	0	13,36	10,69	48,17	-48,17	48,17	-48,17	8,04	6,51	4,30
3	20,04	0	20,04	16,03	93,64	-93,64	93,64	-93,64	12,28	9,82	5,58
2	26,72	0	26,72	21,38	148,97	-148,97	148,97	-148,97	16,35	13,08	6,4
1	33,40	0	33,40	26,72	211,32	-211,32	211,32	-211,32	20,42	16,34	6,68
R.DC	40,08	0	40,08	32,06	279,87	-279,87	279,87	-279,87	24,49	19,59	7,48
1 <sup>o</sup> SS	46,76	0	46,76	37,41	351	-351	351	-351	28,56	23,85	7,57

$$VT5 = VT10$$

	G	Q	G+Q	0,8G	G+Q+E	G+Q-E	0,8G+E	0,8G-E	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	T
5	4,36	0	4,36	3,49	12,28	-12,28	12,28	-12,28	4,36	3,49	3,41
4	8,72	0	8,72	6,98	31,61	-31,61	31,61	-31,61	8,72	6,98	5,37
3	13,08	0	13,08	10,46	57,17	-57,17	57,17	-57,17	13,08	10,46	7,1
2	17,44	0	17,44	13,95	87,23	-87,23	87,23	-87,23	17,44	13,95	8,31
1	21,80	0	21,80	17,44	120,49	-120,49	120,49	-120,49	21,8	17,44	9,25
R.DC	27,64	1,66	29,30	22,11	156,56	-156,56	156,56	-156,56	29,30	22,11	10,12
1 <sup>o</sup> SS	32,00	1,66	33,66	25,60	193,82	-193,82	193,82	-193,82	33,66	25,41	10,35

$$VL1$$

	G	Q	G+Q	0,8G	G+Q+E	G+Q-E	0,8G+E	0,8G-E	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	T
5	20,56	3,23	23,79	16,45	215,89	-215,89	215,89	-215,89	23,79	16,45	53,92
4	55,20	8,87	64,07	44,16	617,29	-617,29	617,29	-617,29	64,07	44,16	144,5
3	80,84	16,93	97,77	64,67	1167,98	-1167,98	1167,98	-1167,98	97,77	64,67	152,96
2	106,48	24,99	131,47	85,18	1830,78	-1830,78	1830,78	-1830,78	131,47	85,18	184,12
1	137,20	33,05	170,25	109,76	2611,16	-2611,16	2611,16	-2611,16	170,25	109,76	217,69
R.DC	173,20	58,84	232,04	138,56	3493,8	-3493,8	3493,8	-3493,8	232,04	138,56	241,26
1 <sup>o</sup> SS	204,34	66,90	271,24	163,47	4424,4	-4424,4	4424,4	-4424,4	271,24	163,47	251,5

$$VL2 = VL6$$

NIVEAUX	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	0,8G (t)	G+Q+E (t.m)	G+Q-E (t.m)	0,8G+E (t.m)	0,8G-E (t.m)	N <sub>max</sub> (t)	N <sub>min</sub> (t)	T (t)
5	4,77	0,02	4,79	3,82	17,57	-17,57	17,57	-17,57	4,79	3,82	4,88
4	9,51	0,06	9,57	7,61	51,3	-51,3	51,3	-51,3	9,57	7,61	9,37
3	14,25	0,11	14,36	11,4	100,04	-100,04	100,04	-100,04	14,36	11,4	13,54
2	18,99	0,16	19,15	15,19	159,62	-159,62	159,62	-159,62	19,15	15,19	16,55
1	23,73	0,21	23,94	18,98	225,72	-225,72	225,72	-225,72	23,94	18,98	18,36
R.D.C	28,51	0,38	28,89	22,81	297,32	-297,32	297,32	-297,32	28,89	22,81	19,81
1 <sup>er</sup> S.S	33,25	0,43	33,68	26,6	370,58	-370,58	370,58	-370,58	33,68	26,6	20,35

$$VL3 = VL7$$

NIVEAUX	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	0,8G (t)	G+Q+E (t.m)	G+Q-E (t.m)	0,8G+E (t.m)	0,8G-E (t.m)	N <sub>max</sub> (t)	N <sub>min</sub> (t)	T (t)
5	2,81	0,06	2,87	2,25	10,98	-10,98	10,98	-10,98	2,87	2,25	3,05
4	5,55	0,16	5,71	4,44	32,08	-32,08	32,08	-32,08	5,71	4,44	5,86
3	8,29	0,30	8,59	6,63	62,53	-62,53	62,53	-62,53	8,59	6,63	8,46
2	11,03	0,44	11,47	8,82	99,76	-99,76	99,76	-99,76	11,47	8,82	10,34
1	13,77	0,58	14,35	11,02	144,05	-144,05	144,05	-144,05	14,35	11,02	11,47
R.D.C	16,61	1,04	17,65	13,29	185,80	-185,80	185,80	-185,80	17,65	13,29	12,43
1 <sup>er</sup> S.S	19,35	1,18	20,53	15,48	231,59	-231,59	231,59	-231,59	20,53	15,48	12,72

$$VL4$$

NIVEAUX	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	0,8G (t)	G+Q+E (t.m)	G+Q-E (t.m)	0,8G+E (t.m)	0,8G-E (t.m)	N <sub>max</sub> (t)	N <sub>min</sub> (t)	T (t)
5	11,50	0,58	12,08	9,2	74,81	-74,81	74,81	-74,81	12,08	9,2	20,78
4	22,3	1,6	23,9	17,84	218,48	-218,48	218,48	-218,48	23,9	17,84	39,94
3	33,10	3,05	36,15	26,48	420,06	-420,06	420,06	-420,06	36,15	26,48	57,66
2	43,90	4,5	48,4	35,12	679,75	-679,75	679,75	-679,75	48,4	35,12	70,47
1	54,7	5,95	60,65	43,76	961,16	-961,16	961,16	-961,16	60,65	43,76	78,17
R.D.C	66,52	10,59	77,11	53,22	1266,08	-1266,08	1266,08	-1266,08	77,11	53,22	84,7
1 <sup>er</sup> S.S	77,32	12,04	89,36	61,86	1578,01	-1578,01	1578,01	-1578,01	89,36	61,86	86,67

## FERRAILLAGE DES VOILES

Sous l'action des forces verticales et horizontales, un refend est sollicité par un effort normal, un moment fléchissant et un effort tranchant. Les refends sont calculés en flexion composée. Les aciers seront calculés par les méthodes classiques de béton armé en tenant compte des prescriptions réglementaire suivantes:

- Détermination à partir des combinaisons des charges et surcharges, des efforts normaux ( $N_{max}$  ;  $N_{min}$ ) et des moments correspondant.
- Calcul des aciers selon le type de section
- Choix des aciers (selon le type) et leur comparaison avec ceux prévus par le règlement (R.P.A art. 4.3.2)
- Respect des espacements prévus par le R.P.A (art. 4.3.4)
- Calcul des armatures transversales conformément à l'article 4.3.3
- Vérification des contraintes

### Les différentes armatures :

• Armatures verticales: disposées en deux nappes parallèles. Elles serviront à reprendre les contraintes dues à la flexion composée. Le R.P.A prévoit un pourcentage minimum donné par l'article 4.3.3.2.

Un renforcement des armatures verticales est prévu aux extrémités du refend. Le renforcement est considéré comme un potelet encastré dans le refend (servant à équilibrer la traction).

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

Les armatures verticales seront espacées au maximum par la plus petite des deux valeurs :  $(1,5t ; 30,cm)$   $t$ , étant l'épaisseur du voile.

• Armatures horizontales: elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du refend. Elles servent à éviter la fissuration due à la contraction des faces par suite d'un éventuel abaissement de la température. Elles seront disposées des cotés extérieurs.

Des armatures perpendiculaires aux faces du refend, sont nécessaires. Elles relient les 2 nappes verticales et sont d'autant plus utiles qu'elles empêchent le flambement éventuel des aciers verticaux dans un plan perpendiculaire aux faces du mur, sous l'action de la compression.

- notre système de contreventement est composé de 2 types de refends
- refends pleins
  - refends avec file d'ouvertures.

On feraille les voiles selon les combinaisons ayant donné les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre cas, tous les refends avec files d'ouvertures sont considérés comme un mur plein, car les ouvertures sont petites. Le degré de monolithisme  $\alpha$  étant supérieur à 10, l'influence des ouvertures a un caractère local (calcul pratique des toits en B.A par M. DIVER p.103). On calculera donc ces refends en les considérant pleins mais en vérifiant toutefois les sections au niveau des linteaux.

### Exemple de calcul (Voile V71)

Suivant les valeurs des sollicitations superposées et pour des raisons de pratique dans l'exécution, on a divisé la structure en deux parties (suivant la hauteur) chacune calculée et feraillée à part.

- Section I : du 1<sup>er</sup> S.S. au 1<sup>er</sup> étage (compris)

- Section II : du 2<sup>er</sup> étage au 5<sup>er</sup> étage

Les calculs seront faits avec les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre.

$$\rightarrow \bar{\sigma}'_b = 206,55 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

### Section II

$$M_{\max} = 528,95 \text{ t.m} ; N_{\min} = 26,94 \text{ t.m} ; T = 59,96 \text{ t}$$

$$h_t = 5,20 \text{ m} \rightarrow h = h_t - d = h_t - \frac{h_t}{10} = 4,68 \text{ m}$$

épaisseur du voile  $t = 18 \text{ cm}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{528,95}{26,94} = 19,63 \text{ m} ; e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{5,2}{6} = 0,87 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$  section partiellement comprimée

$$S = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 2,55 \end{cases} \rightarrow S = 0,6$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}'_b = 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$M_f = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right)$$

$$= 528,95 + 26,94 \left( \frac{5,2}{2} - 0,52 \right) = 584,99 \text{ t.m} \approx 5,85 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 585 \cdot 10^5}{4200 \times 18 \times 468^2} = 0,053 \rightarrow \epsilon = 0,9038$$

$$k = 37$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{37} = 113,51 \text{ kg/cm}^2 < 206,55 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{585 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9038 \cdot 468} = 32,93 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{26,94 \cdot 10^5}{4200} = 26,52 \text{ cm}^2$$

On doit comparer "A" à la section minimale donnée par le R.P.A.  
 Pour cela on doit déterminer le diagramme des contraintes pour connaître la zone tendue.

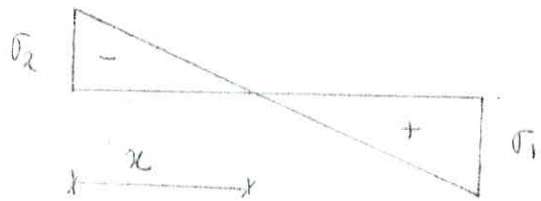
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{26,94 \cdot 10^3}{18 \times 520} + \frac{528,95}{18 \cdot 520^2} \times 6 \cdot 10^5 = 2,88 + 65,21 = 68,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -62,33 \text{ kg/cm}^2$$

Du diagramme on tire :

$$\begin{cases} x+y = 520 \\ \frac{x}{\sigma_2} = \frac{y}{\sigma_1} \end{cases}$$



$$\rightarrow x = 248,5 \text{ cm}$$

La zone compressive étant très petite à l'assimiler à une zone tendue.  
 d'où  $A_{\text{min}} = \frac{0,15}{100} \cdot 18 \cdot 248,5 = 22,37 \text{ cm}^2 < 26,52 \text{ cm}^2$

on prend donc  $A = 26,52 \text{ cm}^2$

ce qui nous donne :

- potelet de 4T12 par face ( $t = 8 \text{ cm}$ )
- zone tendue (sans le potelet) : 34T10 par face  $t = 16 \text{ cm}$ .

Vérification à l'effort tranchant (RPA art. 4.3.2.2 p. 64)

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = 1,4 \cdot \frac{59,96}{18 \cdot 409,5} = 11,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 0,12 \cdot 275,4 = 33,05 \text{ kg/cm}^2$$

Comme on a :  $0,25 \sigma_{28} < \tau < 0,12 \sigma_{28}$  ( $6,89 \text{ kg/cm}^2 < \tau < 33,05 \text{ kg/cm}^2$ )

alors la partie compressive doit être armée par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné par 0,25% dans chaque direction.



Les armatures dans la section transversale résistante à l'effort tranchant sont calculées avec la formule : (Art. 4.3.3.4 R.P.A)

$$\bar{\omega}_t = \frac{Z-8}{\sigma_{28}} \cdot 100 = 0,0204$$

$\bar{\omega}_t$  doit être supérieur à la valeur minimale ci-dessous :

$$\begin{cases} 0,45\% & \text{si } Z_b < 0,025 \sigma'_{28} \\ 0,25\% & \text{si } 0,025 \sigma'_{28} < Z < 0,12 \sigma'_{28} \end{cases}$$

$\omega_t(\%)$  correspond à la section totale brute du béton.

$$\rightarrow A_t = 5T10 / m.l \text{ pour } \phi = 20 \text{ cm}$$

### Section I

$$M = 1378,52 \text{ t.m}$$

$$e_0 = 25,88 \text{ m}$$

$$N = 53,26 \text{ t}$$

$$e_1 = 0,87 \text{ m}$$

}  $\rightarrow$  S.o.P.C

$$T = 84,56 \text{ t}$$

épaisseur du voile  $t = 90 \text{ cm}$

$$M_f = 1489,3 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,1214 \rightarrow$$

$$k = 21,8$$

$$E = 0,8644$$

$$\sigma'_b = 192,66 < 206,55 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s = 83,88 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 75 \text{ cm}^2$$

zone tendue :

$$\sigma_1 = 158 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{et } x = 254,35 \text{ cm}$$

$$\sigma_2 = -117,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A_{\min} < A_{\text{calculé}} = 75 \text{ cm}^2$$

$25,13 \text{ cm}^2$

### Vérification à l'effort tranchant

$$Z_b = 14145 \text{ kg/cm}^2 < \bar{Z}_b = 33,05 \text{ kg/cm}^2$$

On prendra donc 0,25% soit 5T10 / m.l / face

### Armatures verticales

- potelet : 4T20 et 8 cm

- zone tendue (sans potelet) : 34T16 / face et  $t = 16 \text{ cm}$ .

### Armatures horizontales

5T10 / m.l / face.

### Vérification des contraintes du béton et de l'acier.

On a utilisé la méthode des abaques, exposée dans le livre "exercices de B.A par P. Charon"

$$w = \frac{100 A}{b h} \quad ; \quad f = \frac{M S}{M_o^t}$$

$$M^s = M - N \times 260 = 528,95 \cdot 10^5 - 33,68 \cdot 10^3 \cdot 260 = 44438200 \text{ kg} \cdot \text{cm} \rightarrow f = 0,74$$

$$M^t = M + N \times 208 = 59900440 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$w = \frac{100 \cdot 31,04}{468 \cdot 18} = 0,37 \rightarrow \begin{cases} \mu_2 = 0,047 \\ k = 33 \end{cases} \text{ (Abrucure p. 230)}$$

$$\sigma_a = \frac{15 \times M^s}{\mu_2 b h^2} = \frac{15 \times 44438200}{0,047 \cdot 18 \cdot 468^2} = 3573,12 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{4200}{33} = 127,27 \text{ kg/cm}^2 < 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

Section I :

$$N_{max} = 72 \text{ t} ; M = 1378,52 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M^s = 119132 \cdot 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm} ; M^t = 152828 \cdot 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm} \rightarrow f = 0,78$$

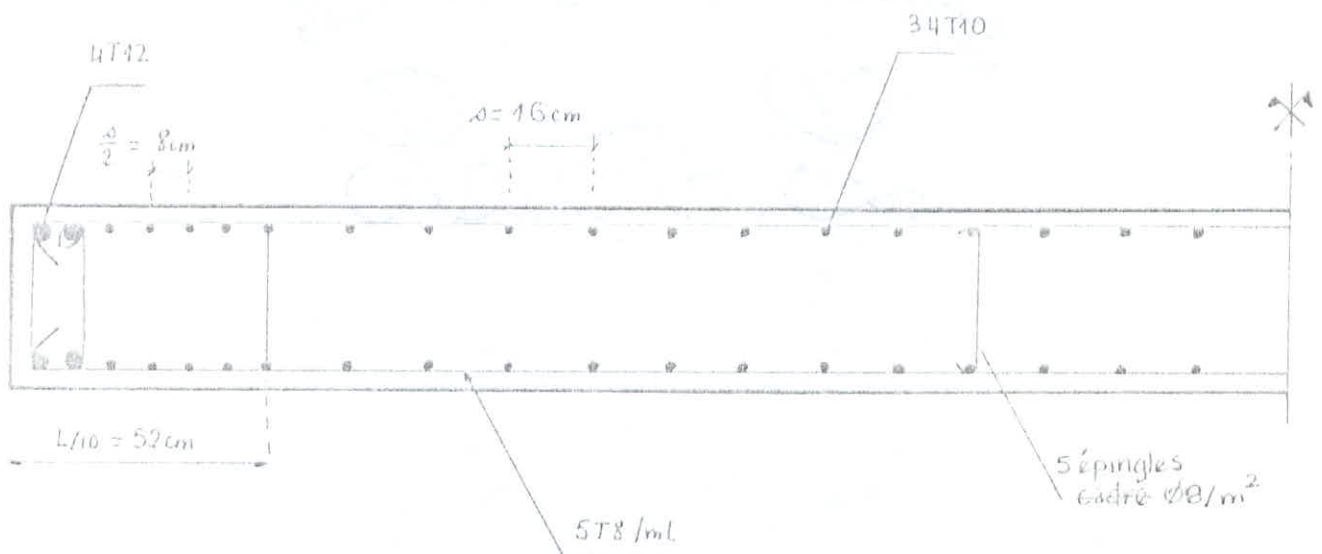
$$\rightarrow w = \frac{100 \cdot 80,9}{468 \cdot 20} = 0,86 \rightarrow \begin{cases} \mu_2 = 0,098 \\ k = 23 \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_a = 4162,67 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{4200}{23} = 182,61 < 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

Schema de ferrailage :

Voile "VT1" (section II)



VOILE "VT1" (section II)

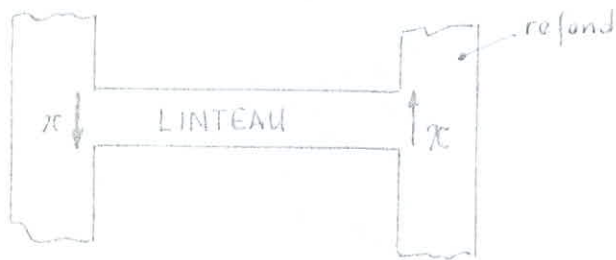
Tableau récapitulatif des sections d'acier dans les voiles.

VOILES	LONGUEUR (m)	M (t.m)	N (t)	SOLLICITATION	SECTION DU POTELET (par face)	ZONE TENDU (par face)	ARMATURE VERTICALE		ARMATURE HORIZONTALE	ACIERS TRANSVERSAL (potelet)	ACIERS TRANSVERSAL (zone courante)
							CALCULÉ	ADOPTE			
VT1 S.I	5,20	1378,52	53,26	S.P.C	4T 20 t = 8cm	3AT 16 t = 16cm	75,00	80,9	57AC/ml t = 20cm	∅ 10 t = 10cm	5pinglas de ∅ 8 par m
VT1 S.II	5,20	528,95	26,94	S.P.C	4T 12 t = 8cm	3AT 10 t = 16cm	26,52	31,04	//	//	//
VT2 S.I	5,20	1458,50	48,85	S.P.C	4T 20 t = 8cm	3AT 16 t = 16cm	80,34	80,9	//	//	//
VT2 S.II	5,20	668,41	24,54	S.P.C	4T 20 t = 8cm	3AT 10 t = 16cm	85	39,08	//	//	//
VT3	1,98	144,58	22,85	S.P.C	4T 16 t = 8cm	10T 12 t = 16cm	19,30	19,34	//	//	//
VT4	2,16	351,00	37,41	S.P.C (A' ≠ 0)	4T 20 t = 8cm	12T 16 t = 16cm	34,06	36,48	//	//	//
VT5	2,16	193,82	25,16	S.P.C	4T 20 t = 8cm	12T 12 t = 16cm	23	26,12	//	//	//
VL1 S.I	6,20	4424,4	163,17	S.P.C (A' ≠ 0)	4T 20 t = 8cm	22T 16 + 2AT 20 t = 16cm	142,01		//	//	//
VL1 S.II	6,20	1830,78	85,18	S.P.C	4T 20 t = 8cm	14T 16 + 2T 14 t = 8cm	78,62		//	//	//
VL2	2,46	370,58	61,86	S.P.C (A' ≠ 0)	4T 20 t = 8cm	14T 16 t = 16cm	41,7		//	//	//
VL3	1,98	231,59	15,48	S.P.C (A' ≠ 0)	4T 20 t = 7cm	6T 16 + 8T 14 t = 14cm	36,09		//	//	//
VL4	4,14	1978,00	51,86	S.P.C (A' ≠ 0)	4T 25 t = 8cm	28T 20 t = 16cm	109,27		//	//	//

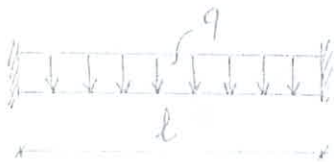
## FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Le linteau est un élément de poutre raideur reliant deux demi-refends. Il est soumis aux charges permanentes, aux charges d'exploitation et aux charges sismiques. Il sera calculé comme une poutre encastree à ses deux extremités et sollicitée en flexion simple.

Les sections d'armatures seront à l'encastrement et à mi-travée.



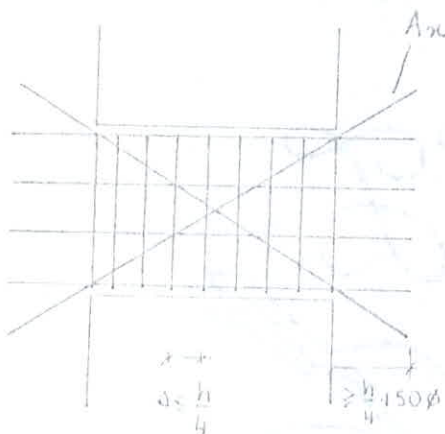
$$\pi = \frac{H m l}{I}$$



$$\begin{cases} M = M_G + M_Q + M_E \\ T = T_G + T_Q + T_E \end{cases}$$

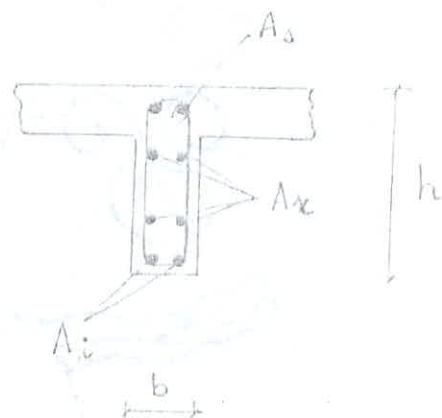
$$T_E = 1,4 \pi \quad (\text{Art. 4.3.2.2 R.P.A})$$

### Prescriptions relatives au ferrailage des linteaux (RPA p. 68)



$$A_x \geq 0,0015 h a$$

$$\text{si } \tau_d \geq 0,06 \sigma_{28}$$



$$A_i ; A_s \geq 0,0015 b h$$

$$A_x \geq 0,0020 b h$$

$$A_t \geq 0,0025 b h$$

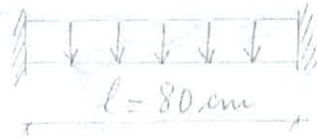
## Linteau "VT2" (VT7)

### • Charges venant au linteau :

Le diagramme triangulaire se ramène à un diagramme rectangulaire donnant le même moment (longueur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (longueur  $l_t$ )

$$l_m = 0,333 l_x$$

$$l_t = 0,25 l_x$$



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

$$l = 80 \text{ cm}$$

$$l_m = 1,73 \text{ m} ; l_t = 1,30 \text{ m}$$

### Charges permanentes

- Poids propres du linteau :  $2,5 \times 0,2 \times 1,5 = 0,75 \text{ t/m.l}$

- Poids propre du plancher :  $0,713 \times 1,73 = 1,23 \text{ t/m.l}$

$$\rightarrow G_m = 1,98 \text{ t/m.l}$$

$$\rightarrow G_T = 1,68 \text{ t/m.l}$$

### Charges d'exploitation

$$Q = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\rightarrow Q_m = 800 \times 1,73 = 1,38 \text{ t/m.l}$$

$$\rightarrow Q_T = 800 \times 1,3 = 1,04 \text{ t/m.l}$$

### • Efforts dans les linteaux

$$\pi = 62 \text{ t} ; M = \pi \cdot a = \pi \frac{l}{2} = 24,8 \text{ t.m}$$

$$T_{\text{total}} = 1,68 \cdot \frac{0,8}{2} + 1,04 \cdot \frac{0,8}{2} + 1,4 \cdot 62 = 87,8 \text{ t}$$

$$M_{\text{total}} = 1,98 \cdot \frac{0,8^2}{12} + 1,38 \cdot \frac{0,8^2}{12} + 1,4 \cdot 24,8 = 34,9 \text{ t.m}$$

### • Aciers

$$M = 34,9 \text{ t.m}$$

$$T = 87,8 \text{ t}$$

$$h_t = 150 \text{ cm}$$

$$l = 0,8 \text{ m}$$

$$h = 145 \text{ cm}$$

$$f_1 = \frac{15 \cdot 34,9 \cdot 10^3}{4200 \cdot 18 \cdot 145^2} = 0,0329 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 49,1 \\ \xi = 0,9220 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A = 6,22 \text{ cm}^2$$

On doit comparer "A" au minimum exigé par le R.P.A

$$A_i ; A_s \geq 0,0015 b h = 4,05 \text{ cm}^2 < A \text{ calculé}$$

• Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 87,8}{18 \cdot \frac{7}{8} \cdot 145} = 53,82 \text{ kg/cm}^2$$

Comme  $0,06 \sigma_{28} = 16,52 \text{ kg/cm}^2 < \tau_b$  alors :

On disposera des armatures supplémentaires sous les augets conformément à l'article 4.3.3.14 p.69 R.P.A, d'où :

$$A_x \geq 0,015 \times 18 \times 135 = 4,05 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant :

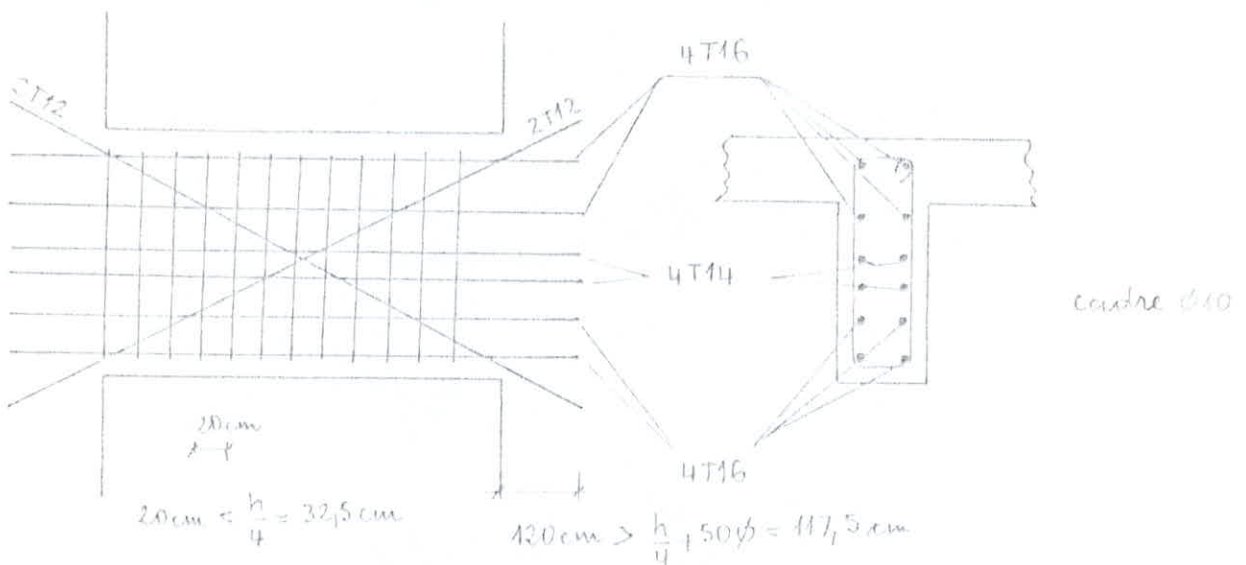
$$A_i = A_d = 4T16 \text{ soit } 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_z \geq 0,020 \times 18 \times 150 = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4T14 \text{ soit } 5,04 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 4,05 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4T12 \text{ soit } 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 18 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2 \text{ cadres } \phi 10 \rightarrow 4,71 \text{ cm}^2$$

• Schema de ferrailage :



• Vérification à la fissuration

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 4631,33 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2765,21 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4631,33 \text{ kg/cm}^2$$

→ Pas de risque de fissuration.

### Linteau "VT3" (VT8)

$$l_x = 1,52 \text{ m} \rightarrow l_m = 0,51 \text{ m} ; l_t = 0,38 \text{ m}$$
$$l = 80 \text{ cm} ; b = 18 \text{ cm} ; h_t = 150 \text{ cm} ; h = 145 \text{ cm}$$

$$\pi_{\max} = 18,42 \text{ t} ; M_{\max} = 7,37 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre du linteau} : 2,5 \times 0,18 \times 1,5 = 0,675 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids propre du plancher} : 0,713 \times 0,51 = 0,36 \text{ t/ml}$$

$$G_M = 1,04 \text{ t/ml} ; G_T = 0,95 \text{ t/ml}$$

$$Q_M = 800 \times 0,51 = 0,41 \text{ t/ml} ; Q_T = 800 \times 0,38 = 0,30 \text{ t/ml}$$

$$T = 0,95 \frac{0,8}{2} + 0,30 \frac{0,8}{2} + 1,47\pi = 26,29 \text{ t}$$

$$M = 1,04 \frac{0,8^2}{12} + 0,41 \frac{0,8^2}{12} + 1,47\pi a = 10,40 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0098 \rightarrow \epsilon = 0,9556 \text{ et } \kappa = 97,5 \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = 1,79 \text{ cm}^2$$

### • Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = 1,4 \frac{T}{b z} = \frac{1,4 \times 26,29}{18 \times 126,88} = 16,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,06 \sigma'_{28} = 0,06 \times 275,4 = 16,52 \text{ kg/cm}^2 > 16,12 \text{ kg/cm}^2$$

donc on n'a pas besoin d'armatures d'angles

$$A_i = A_s \geq 0,015 b h = 0,015 \times 18 \times 150 = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 4T14 \text{ soit } 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_z \geq 0,020 b h = 0,020 \times 18 \times 150 = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4T14$$

$$A_t \geq 0,025 b s = 0,025 \times 18 \times 20 = 0,90 \text{ cm}^2 \text{ (soit 2 cadres } \phi 10)$$

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{150}{4} = 37,5 \text{ cm on a pris } s = 20 \text{ cm}$$

### • Vérification à la fissuration

$$w_f = \frac{6,16}{2 \times 5 \times 18} = 0,0342 \rightarrow$$

$$\sigma_1 = 4370,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2956,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4370,86 \text{ kg/cm}^2$$

$\rightarrow$  pas de fissuration.

## Linteau "VT5" (VT10)

$$l_x = 2,20 \text{ m} \rightarrow l_m = 0,73 \text{ m}; l_t = 0,55 \text{ m}$$

$$l = 80 \text{ cm}; b = 18 \text{ cm}; h_t = 150 \text{ cm}; h = 145 \text{ cm}$$

$$T = 20,49 \text{ t}; M = 8,20 \text{ t.m}$$

$$\text{Poids propre du linteau: } 2,5 \times 0,18 \times 1,5 = 0,675 \text{ t/m.l}$$

$$\text{Poids propre du plancher: } 0,713 \times 0,73 = 0,52 \text{ t/m.l}$$

$$G_M = 1,2 \text{ t/m.l}; G_T = 1,07 \text{ t/ml}$$

$$Q_M = 800 \cdot 0,73 = 0,58 \text{ t/ml}; Q_T = 800 \cdot 0,55 = 0,44 \text{ t/ml}$$

### • Efforts dans le linteau

$$T = 1,07(0,4) + 0,44 \cdot 0,4 + 1,4 \cdot 20,49 = 29,29 \text{ t}$$

$$M = 1,2 \frac{0,8^2}{12} + 0,58 \frac{0,8^2}{12} + 1,4 \times 8,2 = 11,57 \text{ t.m}$$

### ctairs

$$\mu = 0,0109 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9533 \\ k = 92 \end{cases} \rightarrow A = 1,99 \text{ cm}^2$$

### • Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 29,29 \cdot 10^3}{18 \times 126,88} = 17,95 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,06 \sigma'_{28} = 16,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A_{ax} \geq 4,05 \text{ cm}^2 \text{ choix de 4T12 soit } 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_i = A_s \geq 4,05 \text{ cm}^2 \text{ (4T14 = 6,16 cm}^2\text{)}$$

$$A_r \geq 5,4 \text{ cm}^2 \text{ (4T14 = 6,16 cm}^2\text{)}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 18 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres } \phi 10\text{)}$$

$$\frac{h_t}{4} + 50\phi = 37,5 + 50 \cdot 1,2 = 97,5 \text{ cm soit } d = 1,00 \text{ m}$$

### • Vérification à la fissuration

$$w_f = \frac{6,16}{2 \times 5 \times 18} = 0,0342$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 4370,86 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2956,14 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{et } \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 < 4370,86 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérfifié)}$$



En fait de la méthode :

On utilise la méthode de résistance des matériaux. On considère que les voiles sont des cornues et on applique la méthode des moments des aires.

Soit une cornue supportant une charge concentrée à son extrémité. La pente de la cornue à la distance  $x$  à l'encastrement  $A$  est nulle. Les ordonnées des points de la déformée, comptés à partir de cette tangente en  $A$ , constituent les déformations réelles. L'angle  $\theta_B$  que fait la tangente en  $B$  à la déformée, avec la tangente en  $A$ , est dit déformation angulaire de  $B$  par rapport à  $A$ .

Pour une section "mn", la déformation angulaire relative est égale à l'aire  $m'n'a_1$  que dérive  $EI : \theta = \frac{EI}{S m'n'a_1}$

Dans le cas de cornues planes, comme le sont les déformées des voiles, on peut confondre la déformation angulaire avec la pente  $\theta = \frac{dy}{dx}$

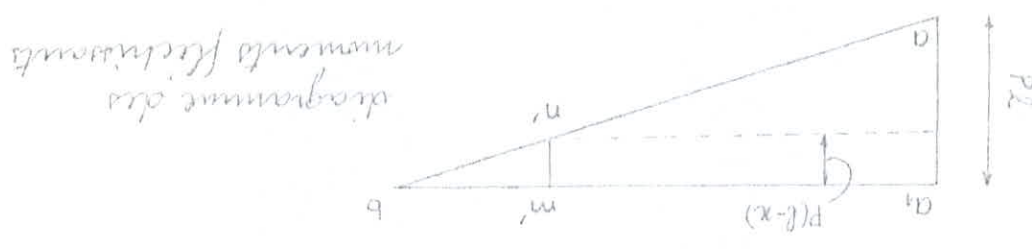
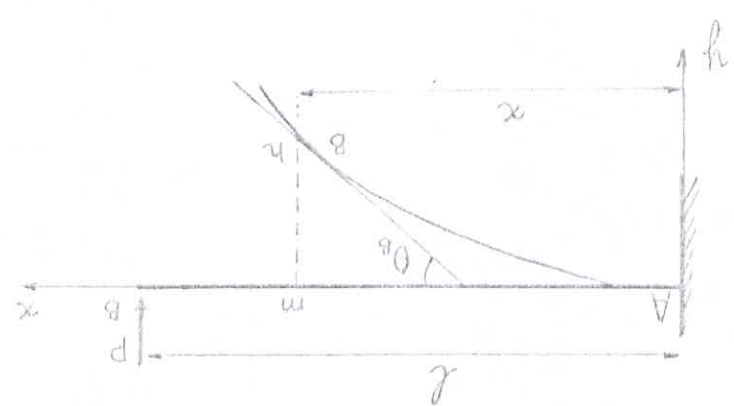


Diagramme des moments flexionnels

$$Du a : \theta = \frac{dx}{dy} = \frac{EI}{S m'n'a_1} = \frac{EI}{S a_1 b a - S m' b n'}$$

$$d'où \theta = \frac{P l^2}{2EI} \left[ 1 - \frac{x^2}{(l-x)^2} \right]$$

La déformation "y" à l'aplomb de la section considérée est égale au moment de l'aire  $m'n'oa_1$  par rapport à  $m'n'$  divisé par  $EI$ . Cette aire peut être décomposée en un triangle et un rectangle.

$$\text{D'où : } y = \frac{1}{EI} \left[ P(l-x) \frac{x^2}{2} + \frac{Px^2}{2} \cdot \frac{2}{3} x \right] = \frac{P}{2EI} \left( lx^2 - \frac{x^3}{3} \right)$$

On peut donc déterminer les flèches des voiles aux différents niveaux du bâtiment.

La flèche au niveau "i" est donnée par  $v_i$

$$v_i = \sum_{i=1}^{i=2n} \frac{S_i d_i}{EI} \quad n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

$d_i$  : distance du centre de gravité de la surface  $S_i$  jusqu'au point considéré

$I$  : moment d'inertie du voile

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_{23}} = 21000 \sqrt{275,4} = 348,5 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

Déplacements :

Le déplacement est donné par :

$$\Delta = \frac{v_{i+1} - v_i}{h} \quad h = \text{hauteur d'étage}$$

Le déplacement relatif est donné par :

$$\Delta' = \frac{1}{2B} \Delta \quad (\text{Mt. 3.3.7.1 p. 44}) \quad B = \text{facteur de comportement de la structure}$$

$B = 0,25$  (contreventement par voiles)

$$\Delta' = 2\Delta = 2 \frac{v_{i+1} - v_i}{h}$$

Déplacement admissible  $[\delta]$  : (RPA art. 3.3.7.1)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage.

$$[\delta] = 0,0075 h$$

$$h = 3,6 \text{ m} \rightarrow [\delta] = 2,7 \text{ cm}$$

# Application

\* Voile transversal (1) "VT1"

$I_c = 1,294 \text{ m}^4$  ;  $h = 3,6 \text{ m}$

$R_7 = 13,86 \text{ t}$

$R_6 = 13,12 \text{ t}$

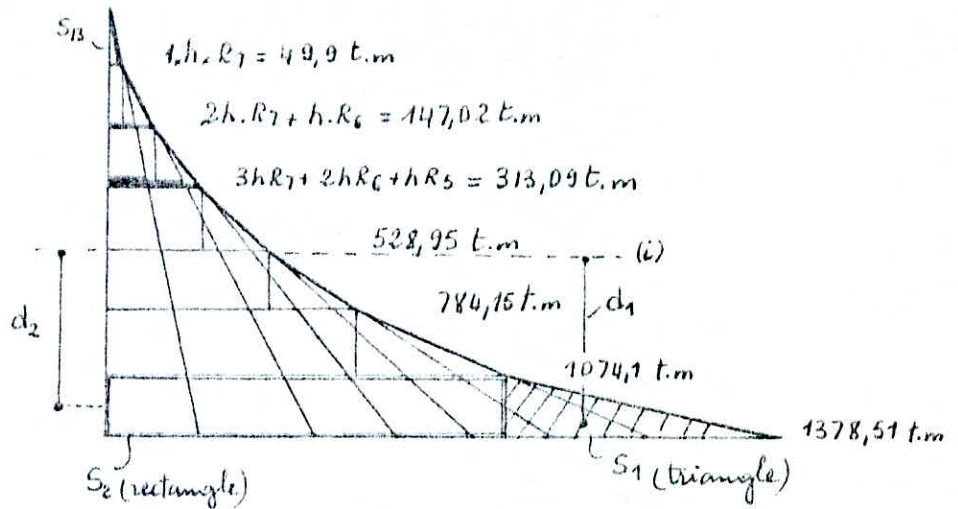
$R_5 = 19,15 \text{ t}$

$R_4 = 15,23 \text{ t}$

$R_3 = 10,93 \text{ t}$

$R_2 = 9,65 \text{ t}$

$R_1 = 4,02 \text{ t}$



\* On a numéroté les surfaces de bas en haut. Surfaces impaires pour les triangles et surfaces paires pour les rectangles

\* Pour le dernier niveau (niveau 7) on a :  $v_7 = \sum_{i=1}^{10-7=12} \frac{S_i \cdot d_i}{EI}$

\*  $1378,51 \text{ t.m} = h (7R_7 + 6R_6 + 5R_5 + 4R_4 + 3R_3 + 2R_2 + R_1)$

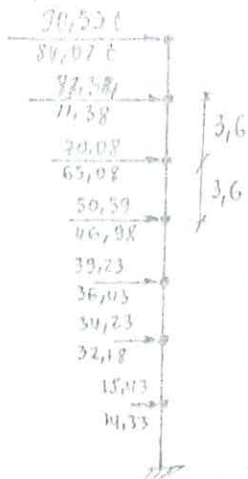
## Tableau des résultats

ni	di	d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	d9	d10	d11	d12	d13
1		2,4	1,8											
2		6	5,4	2,4	1,8									
3		9,6	9	6	5,4	2,4	1,8							
4		13,2	12,6	9,6	9	6	5,4	2,4	1,8					
5		16,8	16,2	13,2	12,6	9,6	9	6	5,4	2,4	1,8			
6		20,4	19,8	16,8	16,2	13,2	12,6	9,6	9	6	5,4	2,4	1,8	
7		24	23,4	20,4	19,8	16,8	16,2	13,2	12,6	9,6	9	6	5,4	2,4
Si		847,96	3866,16	521,91	2822,76	459,36	1904,22	388,55	1127,12	298,93	529,27	174,82	179,61	89,82
EI v7		2275,27	30504,82	53834,11	102369,77	145938,93	191562,41	242202,97						
v7 (10^-4)		18,39	67,79	132,99	227,63	324,31	425,78	538,33						
Δ' (10^-4)		13,72	18,11	26,26	26,9	28,17	31,26							
Δ' (10^-4)		27,44	36,22	52,44	53,8	56,34	62,52							

$\Delta'_{max} = 62,52 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,625 \text{ cm} < [\delta] = 2,7 \text{ cm}$  . le déplacement est vérifié.

## Vérification au renversement:

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les effets sismiques.



effort longitudinal

effort transversal

Pour que le bâtiment soit stable vis à vis du renversement on doit vérifier : Moment résistant  $\geq 1,5$  Moment de renversement

- Moment de renversement = moment en console + effort tranchant à la base  $\times z$

- Moment résistant =  $(\sum W_i - \sum \sigma W_i) b$  ;  $\sigma = A \cdot B \cdot D \cdot G$

### Sous longitudinal :

Moment en console =  $\sum F_i \cdot h_i$

Moment de renversement = 6797,12 t.m

$$b_x = \frac{l_x}{2} = \frac{19,25}{2} = 9,625 \text{ m}$$

$$\sigma_x = 0,4108 \quad ; \quad \sum W_i = 3463,983 \text{ t} \quad ; \quad \sum \sigma W_i = \sigma \sum W_i = 327,976 \text{ t}$$

Moment résistant =  $(3463,983 - 327,976) \cdot 9,625 = 30184,07 \text{ t.m}$

1,5 moment de renversement =  $1,5 \times 6797,12 = 10195,68 \text{ t.m}$

$$30184,07 \text{ t.m} > 10195,68 \text{ t.m} \quad (\text{Vérfié})$$

### Sous transversal :

Moment de renversement = 6314,65 t.m

$$b_y = 9,425 \text{ m} \quad ; \quad \sigma_y = 0,1020$$

$$\sum \sigma W_i = 304,55 \text{ t}$$

1,5 moment de renversement =  $1,5 \cdot 6314,65 \text{ t.m} = 9471,98$

Moment résistant =  $(3463,98 - 304,55) \cdot 9,425 = 29777,66 \text{ t.m}$

$$29777,66 \text{ t.m} > 9471,98 \text{ t.m}$$

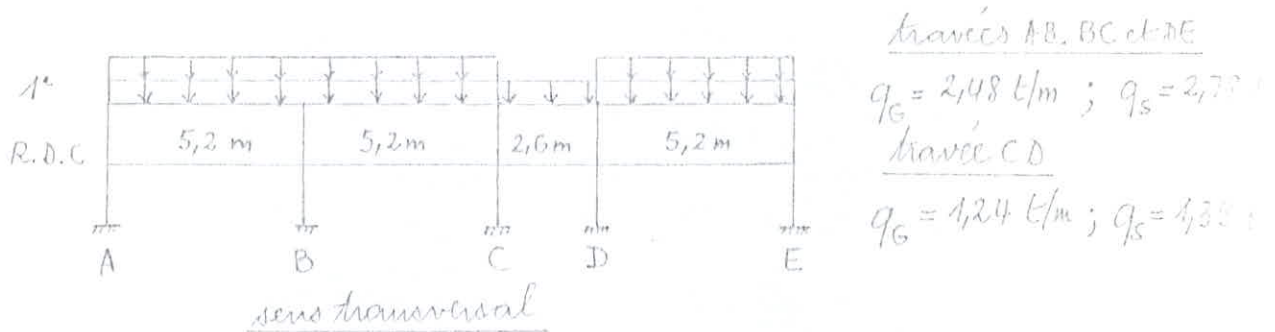
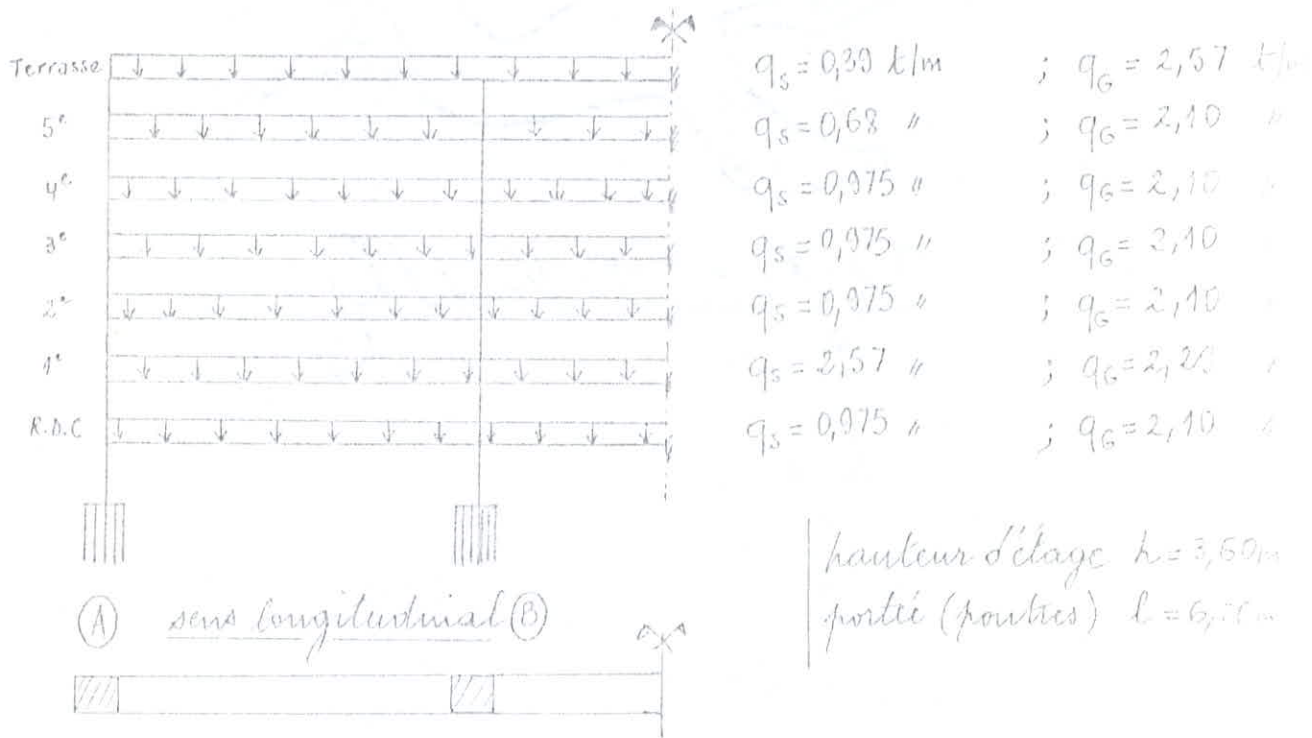
La stabilité du bâtiment vis à vis du renversement est vérifiée dans les deux sens.

# CALCUL DES EFFORTS DANS LES PORTIQUES

## • Charges verticales

Nous avons utilisé la méthode de "Cross" pour la détermination des moments aux extrémités de chacune des barres du portique. Les formules classiques de la "résistance des matériaux", nous permettent le cas des éléments de réduction en toute section de la barre.

On étudie le portique défavorable sous chaque acis.



Dans ce sens qui n'est pas porteur, on n'a tenu compte que du niveau "1<sup>er</sup>", on a un plancher en dalle pleine.

On a rassemblé tous les résultats dans des tableaux (voir plus loin)

## • Charges horizontales

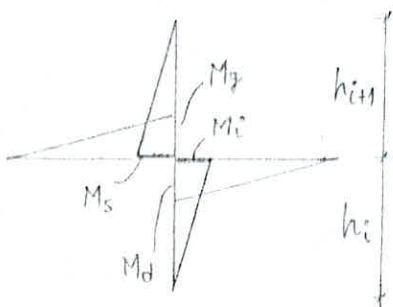
On a considéré que les portiques reçoivent 20% des sollicitations dues aux charges horizontales. Le cinquième de la force sismique dans chaque sens est donc partagé aux différents portiques dans ce même sens suivant leurs rigidités. Dans le sens transversal nous avons deux portiques symétriques et semblables donc chacun reprendra 10% de l'effort. Dans le sens longitudinal on a quatre portiques dont trois sont identiques et un quatrième plus petit, nous avons donc même donné à chacun d'eux 5% de l'effort sismique dans ce sens.

Pour la détermination des efforts dans les portiques sous les charges horizontales, on a utilisé la méthode de "Bowman" qui permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus en utilisant des méthodes exactes.

- L'effort tranchant total, à chacun des niveaux, se partage proportionnellement aux inerties des poteaux.
- Les points d'inflexion dans les poteaux, de hauteur  $h$ , se situent :
  - au dernier niveau, à  $0,65h$  de la partie supérieure du poteau.
  - à l'avant dernier niveau, à  $0,60h$  de la partie supérieure du poteau.
  - au niveau immédiatement au dessous, à  $0,55h$  de la partie supérieure du poteau.
  - à tous les autres niveaux, sauf au 1<sup>er</sup> niveau, à  $0,50h$ .
  - au premier niveau à  $0,60h$  à partir de la base du poteau.

Compte tenu des efforts tranchants et des points d'inflexion, on trouve les moments en tête et en pied de chacun des poteaux.

Au droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les travées aboutissant à ce nœud, en fonction des moments  $M_s$  et  $M_i$  obtenus respectivement pour le poteau supérieur et le poteau inférieur correspondant à ce nœud en écrivant :



$$M_j = - (M_s + M_i) \frac{K_j}{K_j + K_d}$$

$$M_d = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_j + K_d}$$

pour un nœud intermédiaire

$$K_d = \frac{I_d}{l_d} \quad \text{et} \quad K_g = \frac{I_g}{l_g} \quad \text{avec :}$$

$I_g$  : inertie de la traverse de gauche

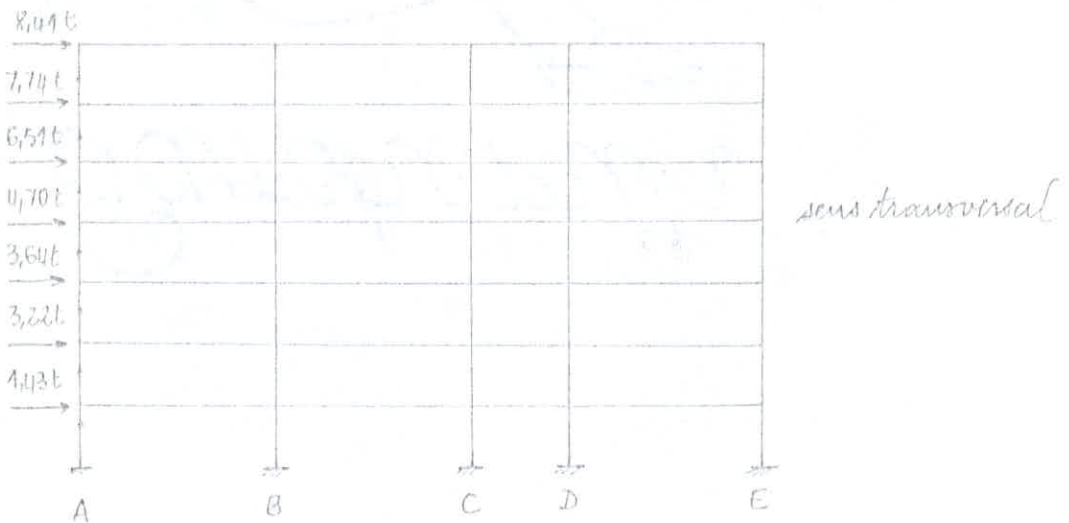
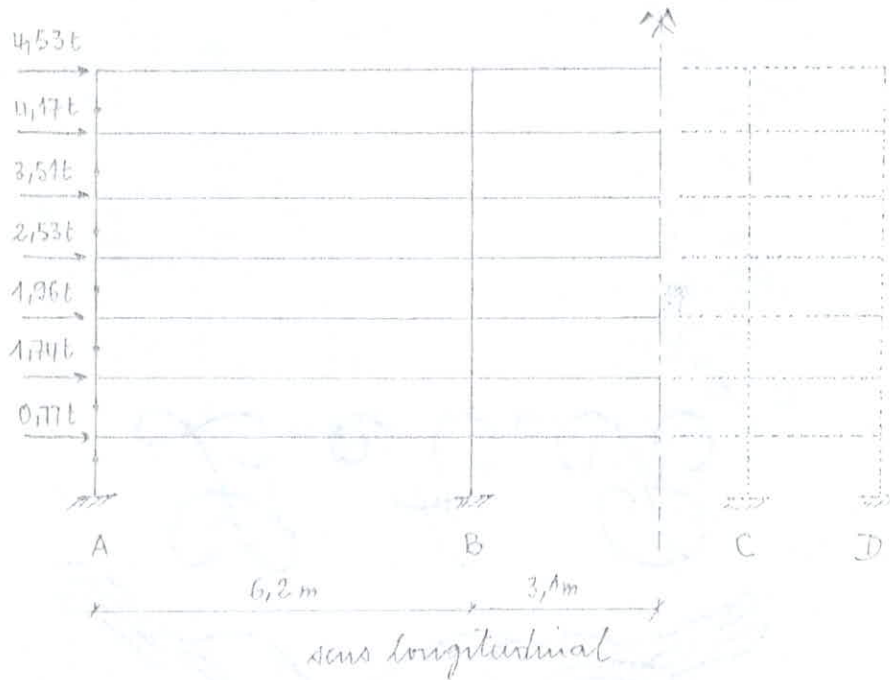
$I_d$  : " " droite

$l_g$  : portée libre de la traverse de gauche

$l_d$  : " " droite

$$M_g = M_d = - (M_s + M_i) \quad \text{pour un noeud de rive.}$$

Pour des traverses égales, d'inertie constante, on a évidemment  $-\frac{M_s + M_i}{2}$  à droite et à gauche d'un noeud intermédiaire.



Les résultats des calculs sont rassemblés dans des tableaux (voir plus loin) ainsi que les combinaisons (superposition) des charges verticales et des charges horizontales sous les deux gauges.

• Efforts et combinaisons

		EFFORTS DANS LES POTEAUX (sens longitudinal)								
		M <sub>s</sub> (L.m)			M <sub>t</sub> (L.m)			Ncumulé (t.)		
NIVEAUX	POTEAUX	G	P	E	G	P	E	G	P	E
5	A	3,025	0,548	2,64	0,643	0,568	1,42	6,89	1,06	0,64
	B	-0,726	-0,116	2,64	-0,596	-0,119	1,42	47,02	2,57	-0,21
	C	0,726	0,116	2,64	0,596	0,119	1,42	47,02	2,57	0,21
	D	-3,025	-0,518	2,64	-0,643	-0,568	1,42	6,89	1,06	-0,64
4	A	2,058	0,600	4,71	1,541	0,584	3,14	12,53	2,95	2,12
	B	-0,364	-0,109	4,71	-0,259	-0,093	3,14	30,91	7,01	-0,70
	C	0,364	0,109	4,71	0,259	0,093	3,14	30,91	7,01	0,70
	D	-2,058	-0,600	4,71	-1,541	-0,584	3,14	12,53	2,95	-2,12
3	A	3,276	1,608	6,04	2,977	1,447	4,94	18,61	5,76	4,34
	B	-0,393	-0,203	6,04	-0,321	-0,167	4,94	44,37	13,25	-1,44
	C	0,393	0,203	6,04	0,321	0,167	4,94	44,37	13,25	1,44
	D	-3,276	-1,608	6,04	-2,977	-1,447	4,94	18,61	5,76	-4,34
2	A	2,289	0,983	6,64	2,019	0,704	6,64	24,79	8,62	7,14
	B	-0,200	-0,08	6,64	-0,161	-0,021	6,64	57,72	19,45	-2,37
	C	0,200	0,08	6,64	0,161	0,021	6,64	57,72	19,45	2,37
	D	-2,289	-0,983	6,64	-2,019	-0,704	6,64	24,79	8,62	-7,14
1	A	3,742	2,174	7,52	3,378	3,419	7,52	31,07	11,58	10,57
	B	-0,263	-0,103	7,52	-0,230	-0,272	7,52	70,97	25,55	-3,52
	C	0,263	0,103	7,52	0,230	0,272	7,52	70,97	25,55	3,52
	D	-3,742	-2,174	7,52	-3,378	-3,419	7,52	31,07	11,58	-10,57
RDC	A	2,699	3,283	8,30	2,382	1,899	8,30	37,89	19,20	19,40
	B	-0,175	-0,285	8,30	-0,112	-0,120	8,30	85,45	41,84	-4,80
	C	0,175	0,285	8,30	0,112	0,120	8,30	85,45	41,84	4,80
	D	-2,699	-3,283	8,30	-2,382	-1,899	8,30	37,89	19,20	-19,40
PSS	A	3,739	1,073	6,91	1,813	0,526	10,37	44,27	24,94	18,08
	B	-0,095	-0,03	6,91	-0,047	-0,045	10,37	98,60	48,16	-6,03
	C	0,095	0,03	6,91	0,047	0,045	10,37	98,60	48,16	6,03
	D	-3,739	-1,073	6,91	-1,813	-0,526	10,37	44,27	24,94	-18,08



-81-

NIVEAUX	Poteaux	Combinaison des efforts dans les poteaux (axe longitudinal)														
		G + 1,2 P			G + P + E			G + P - E			0,8 G + E			0,8 G - E		
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>norm</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>norm</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>norm</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>norm</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>norm</sub>
5	A	3,627	-1,325	8,162	6,193	2,631	9,59	0,903	-0,209	7,31	5,06	1,934	6,52	-0,22	-0,906	4,572
	B	-0,865	-0,739	20,102	17,99	6,765	19,39	-3,482	-2,165	19,8	2,059	0,543	13,406	-3,281	-1,897	13,526
	C	0,365	1,739	20,102	3,492	5,135	19,8	-1,759	-0,705	19,38	3,204	1,157	13,826	-2,059	-0,943	13,406
	D	-3,627	-1,325	8,162	-0,903	0,209	7,31	-0,903	-2,164	9,59	0,22	0,906	4,572	-5,06	-1,934	6,152
4	A	2,777	2,202	16,07	3,318	5,265	17,6	-2,052	-1,045	13,36	6,356	2,573	12,144	-3,060	-1,507	7,904
	B	-0,492	-0,991	39,322	1,24	2,758	37,22	-5,19	-3,192	39,12	2,221	2,833	24,025	-0,009	-3,047	25,023
	C	0,492	0,991	39,322	5,19	3,452	39,12	-4,24	-2,291	37,22	4,909	3,347	25,429	-4,427	-2,933	24,029
	D	-2,777	-2,202	16,07	2,052	1,045	13,36	-0,368	-5,265	17,6	3,064	1,907	7,904	-6,356	-4,373	12,144
3	A	5,206	1,713	25,522	10,924	9,364	29,71	-1,156	-0,516	20,03	8,661	7,322	19,528	-3,419	-2,553	14,505
	B	-0,639	-0,521	50,27	5,444	4,252	56,19	-6,636	-5,427	59,01	5,726	4,693	34,056	-6,354	-5,197	36,856
	C	0,639	0,521	60,27	6,636	5,427	59,01	-5,444	-4,452	56,19	6,356	5,197	34,056	-5,726	-4,693	36,856
	D	-5,206	-1,713	25,522	1,156	0,516	20,03	-10,924	-9,364	29,71	3,419	2,553	14,505	-8,661	-7,322	19,528
2	A	3,469	2,964	35,152	9,912	9,363	40,58	-3,368	-3,917	24,27	8,471	8,255	26,992	-2,909	-5,025	12,192
	B	-0,296	-0,190	81,06	6,36	6,455	70,8	-6,92	-6,825	79,54	6,43	6,598	43,806	-6,8	-6,769	47,546
	C	0,296	0,190	81,06	6,92	6,825	79,54	6,36	-6,455	70,8	6,8	6,769	43,806	-6,43	-6,598	47,546
	D	-3,469	-2,964	35,152	3,368	3,917	24,27	0,912	-9,363	40,58	4,809	5,025	12,192	-8,471	-8,255	26,992
1	A	6,351	7,431	44,914	13,436	10,312	52,22	-9,604	-0,723	32,08	10,514	10,202	25,426	-4,526	-4,508	14,256
	B	-0,357	-0,556	100,63	7,154	7,618	93	-7,816	-0,202	100,02	7,310	7,336	53,256	-7,73	-7,704	60,296
	C	0,357	0,556	100,63	7,816	8,022	100,02	-7,154	-7,618	93	7,73	7,704	60,296	-7,310	-7,336	53,256
	D	-6,351	-7,431	44,914	1,404	0,723	10,514	13,436	-10,312	52,22	4,526	4,918	14,256	-10,514	-10,202	25,426
RDC	A	1,639	1,664	60,93	14,282	12,581	71,49	-2,218	-2,019	42,69	10,259	10,216	40,712	-6,101	-6,294	15,912
	B	-1,517	-0,257	135,45	7,84	8,068	122,49	-9,76	-8,532	132,09	8,16	8,210	63,56	-9,44	-8,39	73,16
	C	0,517	0,257	135,45	8,068	8,532	132,09	-7,84	-8,068	122,49	8,16	8,39	73,16	-8,16	-8,210	63,56
	D	-1,639	-1,664	60,93	2,218	2,019	42,69	-10,259	-12,581	71,49	6,101	6,294	15,912	-10,459	-10,206	14,712
1 <sup>SS</sup>	A	5,027	2,474	70,598	11,722	13,434	91,29	-1,406	-8,051	18,13	9,901	11,844	53,496	-2,919	-8,806	17,331
	B	-0,131	-0,065	156,392	6,035	10,308	140,73	-7,035	-11,04	152,79	6,934	10,392	72,95	-6,934	-10,408	81,01
	C	0,131	0,065	156,392	7,035	11,04	152,79	-6,035	-10,308	140,73	6,934	10,408	81,01	-6,934	-10,392	72,95
	D	-5,027	-2,474	70,598	1,406	8,004	18,13	-11,722	-13,434	91,29	3,919	8,806	17,331	-9,901	-11,844	53,496

Combinaisons prises pour le ferraillage des poteaux (sous longitudinal)

NIVEAU	POTEAUX	SP1		SP2		SP2		SP2	
		M <sub>lim</sub>	N (t)	M <sub>cor.</sub>	N <sub>max.</sub>	M <sub>cor.</sub>	N <sub>min.</sub>	M <sub>max.</sub>	N <sub>cor.</sub>
5	A-D	3,647	7,162	6,183	8,59	0,906	0,872	6,183	8,59
	B-C	-0,165	20,109	3,482	19,8	2,059	13,406	3,482	19,8
4	A-D	2,778	16,07	7,368	17,6	3,064	7,909	7,368	17,6
	B-C	0,492	39,322	5,18	38,62	4,424	20,028	5,18	38,62
3	A-D	5,206	25,522	10,924	28,79	3,419	10,548	10,924	28,79
	B-C	0,637	60,27	6,636	59,06	5,726	34,056	6,636	59,06
2	A-D	3,469	35,134	9,942	40,55	5,025	12,692	9,942	40,55
	B-C	0,296	89,06	6,92	79,54	6,80	18,546	6,92	79,54
1	A-D	7,484	44,966	12,917	53,22	4,848	14,286	12,917	53,22
	B-C	0,556	104,63	8,022	100,04	7,72	60,296	8,022	100,04
RDC	A-D	6,639	60,93	11,282	79,49	6,394	15,942	11,282	79,49
	B-C	0,547	135,658	8,760	132,09	8,21	63,56	8,76	132,09
1 <sup>er</sup> S.S	A-D	5,027	70,598	13,439	80,29	5,836	17,336	13,439	80,29
	B-C	0,134	156,392	11,124	152,79	10,332	72,85	11,124	152,79

		EFFORTS DANS LES POTEAUX (sous transversal)								
		M <sub>s</sub> (t.m)			M <sub>i</sub> (t.m)			N normale (t)		
NIVEAU	POTEAUX	G	P	E	G	P	E	G	P	E
RDC	A	3,434	3,849	12,34	1,395	1,565	12,34	5,84	6,55	25,7
	B	-0,165	-0,196	12,34	-0,063	-0,074	12,34	13,95	15,63	-14
	C	-2,280	-2,493	12,34	-0,024	-1,036	12,34	7,35	8,25	38
	D	2,586	2,902	12,34	1,063	1,188	12,34	8,57	9,61	-20
	E	-3,905	-4,378	12,34	-1,545	-1,752	12,34	6,24	6,96	-25
1 <sup>er</sup> S.S	A	-1,225	-1,374	10,27	-0,613	-0,687	15,4	5,84	6,55	31
	B	0,077	0,086	10,27	0,083	0,043	15,4	13,95	15,63	-14
	C	0,73	0,824	10,27	0,365	0,447	15,4	7,35	8,25	38
	D	-0,886	-0,999	10,27	-0,425	-0,497	15,4	8,57	9,61	-20
	E	1,396	1,574	10,27	0,692	0,773	15,4	6,24	6,96	-25

N < 0 → traction  
 N > 0 → compression

Combinaison des efforts dans les poteaux  
(sens transversal)

Combinaison  
adoptée

NIVEAU	POTEAU	$G+P+E = 0,8G+E$			$G+P-E = 0,8G-E$		
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>cum</sub>
5	A	3,93	2,42	4,43	-3,93	-2,42	-4,43
5	B	3,93	2,42	-0,54	-3,93	-2,42	0,54
5	C	3,93	2,42	4,43	-3,93	-2,42	-4,43
5	D	3,93	2,42	-4,05	-3,93	-2,42	4,05
5	E	3,93	2,42	-4,00	-3,93	-2,42	4,00
4	A	6,98	4,65	3,76	-6,98	-4,65	-3,76
	B	6,98	4,65	-4,70	-6,98	-4,65	4,70
	C	6,98	4,65	4,74	-6,98	-4,65	-4,74
	D	6,98	4,65	-3,49	-6,98	-4,65	3,49
	E	6,98	4,65	-3,34	-6,98	-4,65	3,34
3	A	8,97	7,34	7,69	-8,97	-7,34	-7,69
	B	8,97	7,34	-3,50	-8,97	-7,34	3,50
	C	8,97	7,34	9,79	-8,97	-7,34	-9,79
	D	8,97	7,34	-7,23	-8,97	-7,34	7,23
	E	8,97	7,34	-6,75	-8,97	-7,34	6,75
2	A	9,85	9,85	12,65	-9,85	-9,85	-12,65
	B	9,85	9,85	-5,77	-9,85	-9,85	5,77
	C	9,85	9,85	16,46	-9,85	-9,85	-16,46
	D	9,85	9,85	-14,95	-9,85	-9,85	14,95
	E	9,85	9,85	-14,09	-9,85	-9,85	14,09
1	A	14,46	14,46	18,74	-14,46	-14,46	-18,74
	B	14,46	14,46	-8,56	-14,46	-14,46	8,56
	C	14,46	14,46	24,06	-14,46	-14,46	-24,06
	D	14,46	14,46	-17,83	-14,46	-14,46	17,83
	E	14,46	14,46	-16,38	-14,46	-14,46	16,38

S P <sub>2</sub>	
M <sub>cor.</sub>	N <sub>max</sub>
3,93	± 4,43
3,93	± 0,54
3,93	± 4,43
3,93	± 4,05
3,93	± 4,00
6,98	± 3,76
6,98	± 4,70
6,98	± 4,74
6,98	± 3,49
6,98	± 3,34
8,97	± 7,69
8,97	± 3,50
8,97	± 9,79
8,97	± 7,23
8,97	± 6,75
9,85	± 12,65
9,85	± 5,77
9,85	± 16,46
9,85	± 14,95
9,85	± 14,09
14,46	± 18,74
14,46	± 8,56
14,46	± 24,06
14,46	± 17,83
14,46	± 16,38

Combinaison des effets d'axe longitudinaux (sens transversal l'unité)

NIVEAU	POTENTIAL	G + 1,2 P			G + P - E			G + P - E			0,8 G + E			0,8 G - E		
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>cent</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>cent</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>cent</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>cent</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	N <sub>cent</sub>
R2C	A	8,053	8,293	13,7	13,593	15,27	37,37	-5,227	-5,35	-13,03	15,257	13,438	30,152	-5,543	-11,194	-20,107
	B	-0,400	-0,148	32,706	11,949	15,193	19,9	-12,671	-12,464	49,26	12,198	12,260	-0,52	-12,440	-12,36	22,24
	C	-5,232	-1,167	19,25	3,577	10,35	48,49	-13,013	-14,27	-13,29	10,598	11,571	35,77	-14,112	-13,069	-27,01
	D	6,068	2,169	20,102	12,798	14,561	-6,22	-6,822	-10,553	42,58	14,399	13,16	-13,544	-15,241	-11,46	31,256
	E	-8,159	-3,417	14,562	4,027	8,113	-9,10	-20,593	-15,607	25,46	8,156	11,074	-13,22	-15,112	-13,546	27,258
1°SS	A	-2,874	-1,437	13,7	7,671	14,1	44,33	-12,168	-10,9	-13,6	9,29	16,91	36,612	-11,25	-15,29	-29,318
	B	0,180	4,135	32,706	10,433	15,526	14,86	-10,107	-15,274	44,3	10,332	15,166	-3,56	-10,205	-25,334	29,88
	C	1,715	0,865	19,25	11,821	16,182	57,18	-8,719	-14,618	-25,98	10,854	15,182	47,46	-9,126	-15,108	-25,9
	D	-2,085	-1,021	20,102	9,385	14,435	-12,74	-12,455	-16,332	49,1	8,561	15,06	-24,064	-10,979	-15,74	37,376
	E	3,285	1,620	14,562	13,24	14,285	-14,76	-7,3	-13,555	41,1	10,387	15,954	-22,962	-9,153	-14,864	31,258

Combinaisons adoptées pour le finissage des poteaux (sens transversal)

NIVEAU	POTENTIAL	SP1		SP2		SP2		SP2	
		M	N	M <sub>cent</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>cent</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>cent</sub>
R2C	A	8,053	13,7	13,593	37,37	11,194	-20,868	19,553	37,37
	B	0,400	32,706	12,671	41,26	12,26	-0,52	12,671	41,26
	C	5,232	19,25	10,35	48,49	14,102	-27,01	17,043	-13,29
	D	6,068	20,102	12,798	42,58	14,379	-17,544	12,798	-6,22
	E	8,159	14,562	20,593	35,46	11,074	-17,22	20,593	35,46
1°SS	A	2,874	13,7	14,1	44,33	15,89	-27,318	16,7	-19,6
	B	0,180	32,706	15,274	44,3	15,486	-3,56	15,226	10,433
	C	1,715	19,25	16,182	57,18	15,108	-35,7	16,182	57,18
	D	2,085	20,102	16,332	49,1	15,06	-24,064	16,322	49,1
	E	3,285	14,562	13,24	41,1	15,954	-22,962	16,865	-14,76

-84-

Moments aux appuis dans les poutres (sens longitudinal)

NIVEAUX	TRAVÉES	M <sub>e</sub>			M <sub>w</sub>		
		G	P	E	G	P	E
5	AB	-3,025	-0,518	-2,607	-9,122	-1,466	1,32
	BC	-8,997	-1,350	-1,32	-8,997	-1,350	1,32
	CD	-9,722	-1,466	-1,32	-3,025	-0,518	2,607
4	AB	-4,701	-1,168	-6,13	-2,102	-1,520	3,07
	BC	-7,145	-2,292	-3,07	-7,145	-2,290	3,07
	CD	-8,402	-2,520	-3,07	-2,709	-1,168	6,13
3	AB	-4,816	-0,183	-9,18	-1,513	-3,489	4,59
	BC	-4,862	-3,193	-1,59	-6,862	-3,193	4,59
	CD	-7,513	-3,489	-1,59	-1,816	-2,183	9,18
2	AB	-5,268	-2,423	-11,58	-7,322	-3,490	5,79
	BC	-6,801	-3,163	-5,79	-6,801	-3,163	-5,79
	CD	-7,322	-3,490	-5,79	-5,268	-2,423	11,58
1	AB	-5,761	-2,876	-14,16	-7,196	-3,145	7,08
	BC	-6,771	-3,114	-7,08	-6,771	-3,114	7,08
	CD	-7,196	-3,145	-7,08	-5,761	-2,876	14,16
P.D.C	AB	-6,076	-6,701	-15,82	-7,787	-8,865	7,94
	BC	-7,381	-3,308	-7,94	-7,381	-3,308	7,94
	CD	-7,787	-8,865	-7,94	-6,076	-6,701	-15,82
P.S.S	AB	-6,122	-2,911	-15,24	-6,989	-3,250	7,64
	BC	-6,133	-3,200	-1,64	-6,133	-3,200	7,64
	CD	-6,989	-3,250	-1,64	-6,122	-2,911	-15,24

Moments en travées des poutres (sens longitudinal)

NIVEAUX	TRAVÉES	M <sub>0</sub> (G+P)	M <sub>1</sub> (G+P)	M <sub>2</sub> (G+P)	M <sub>E</sub> (G+P)	M <sub>0</sub> (0,2G)	M <sub>1</sub> (0,8G)
5	AB=CD	14,538	8,225	14,222	1,850	9,873	3,506
	BC	14,538	5,609	14,222	5,226	9,879	8,882
4 <sup>c</sup>	AB=CD	14,049	8,610	13,358	7,957	8,072	2,674
4 <sup>c</sup>	BC	14,049	6,866	13,358	6,243	8,072	0,927
3	AB=CD	15,712	9,518	14,115	8,644	8,072	1,908
3	BC	15,712	8,250	14,115	7,913	8,072	1,210
2	AB=CD	15,712	9,417	14,775	8,480	8,072	1,777
	BC	15,712	8,944	14,775	7,974	8,072	1,274
1	AB=CD	15,712	9,234	14,775	8,293	8,072	1,594
1	BC	15,712	8,944	14,775	8,004	8,072	1,309
P.D.C	AB=CD	25,822	18,894	23,352	16,421	8,803	1,872
	BC	25,822	18,441	23,352	15,974	8,803	1,422
P.S.S	AB=CD	15,712	9,189	14,775	8,244	8,072	1,549
	BC	15,712	8,979	14,775	8,042	8,072	1,339





Moments aux appuis dans les poutres (sens transversal)

NIVEAUX	TRAVÉES	M <sub>e</sub>			M <sub>w</sub>		
		G	P	E	G	P	E
R.D.C	AB	-3,434	-3,349	-23,47	-6,584	-7,370	11,74
	BC	-6,426	-3,774	-11,74	-4,118	-4,610	7,25
	CD	-7,878	-2,166	-16,22	-2,590	-2,505	16,22
	DE	-5,776	-5,807	7,25	-3,905	-4,377	23,47
1 <sup>er</sup> S.S	AB	-0,777	-0,792	-22,58	0,078	0,089	11,29
	BC	0,063	0,073	-11,29	-0,112	-0,125	6,77
	CD	0,085	0,092	-15,81	0,152	0,152	15,81
	DE	-0,027	-0,036	-6,77	-0,149	-0,177	22,58

Moments en travée dans les poutres (sens transversal)

NIVEAUX	TRAVÉES	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>
		(G+P)	(G+P)	(G+P)	(G+P)	(G+P)	(G+P)
R.D.C	AB	19,658	14,649	17,779	12,77	6,706	7,697
	BC	19,658	14,386	17,779	12,507	6,706	7,234
	CD	2,457	0,223	2,222	-0,012	0,839	-1,306
	DE	19,658	15,118	17,779	13,239	6,706	2,166
1 <sup>er</sup> S.S	AB	0	-0,125	0	-0,125	0	-0,125
	BC	0	-0,088	0	-0,088	0	-0,088
	CD	0	0,119	0	0,119	0	0,119
	DE	0	-0,088	0	-0,088	0	-0,088



Combinaison des moments dans les poutres (sens transversal)

NIVEAU	TRAVÉES	G+P+E = 0,86+E			G+P-E = 0,86-E		
		M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>
5	AB	-3,93	4,97	-0,98	3,93	-4,97	0,98
	BC	-1,97	1,26	-0,36	1,97	1,26	0,36
	CD	-2,67	2,67	0	2,67	-2,67	0
	DE	-1,26	3,93	1,34	1,26	-3,93	-1,34
4	AB	-9,1	4,55	-2,28	9,1	-4,55	2,28
	BC	-4,55	2,92	-0,82	4,55	2,92	0,82
	CD	-6,18	6,18	0	6,18	-6,18	0
	DE	-2,92	9,1	3,09	2,92	-9,1	-3,09
3	AB	-13,62	6,81	-3,41	13,62	-6,81	3,41
	BC	-6,81	4,28	-1,27	6,81	-4,28	1,27
	CD	-9,34	9,34	0	9,34	-9,34	0
	DE	-4,28	13,62	+4,67	4,28	-13,62	-4,67
2	AB	-17,19	8,60	-4,30	+17,19	-8,60	4,30
	BC	-8,60	5,40	-1,6	8,60	-5,40	1,6
	CD	-11,78	11,78	0	11,78	-11,78	0
	DE	-5,40	17,19	-5,9	5,40	-17,19	-5,9
1	AB	-21,01	10,51	-5,26	21,01	-10,51	5,26
	BC	-10,51	6,49	-2,01	10,51	-6,49	2,01
	CD	-14,52	14,52	0	14,52	-14,52	0
	DE	-6,49	21,01	7,21	6,49	-21,01	-7,21

Combinaison des moments dans les poutres (sens transversal) suite.

NIVEAUX	TRAVÉES	G + 1,2P			G + P + E			G + P - E			0,8G + E			0,8G - E		
		Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me
RDC	AB	-8,053	-15,428	14,649	-30,753	-2,214	6,9	16,187	-25,634	13,64	-26,217	6,473	-4,173	25,723	-17,00	7,567
	BC	-15,035	-9,65	14,386	-25,34	-1,478	10,257	-1,86	-15,978	14,757	-16,88	3,956	-0,316	6,60	-10,544	3,684
	CD	-4,477	-6,076	8,223	-20,264	10,725	-0,012	12,176	-21,715	-0,012	-7,722	14,148	-1,396	14,713	-18,292	-1,306
	DE	-12,144	-9,157	15,113	-3,733	15,133	21,349	-13,233	-31,752	5,129	3,109	20,346	10,276	-11,331	-26,594	-5,344
1 <sup>er</sup> S.S	AB	-0,1401	0,135	-0,125	-22,943	11,457	-5,775	22,217	-11,123	5,525	-22,717	11,352	-5,775	22,443	-11,223	5,525
	BC	0,151	-0,262	-0,088	-11,164	6,533	-2,348	11,426	-7,007	2,172	-11,240	6,68	-2,348	11,340	-6,86	2,172
	CD	0,195	0,334	0,119	-15,633	16,114	0,113	15,987	-15,506	9,119	-15,742	15,932	0,119	15,878	-15,688	0,119
	DE	-0,07	-0,361	-0,088	-6,833	22,254	7,822	6,707	-22,906	-7,993	-6,792	22,461	7,822	6,748	-22,699	-7,993

effort T dans les poutres (sens transversal)

NIVEAU		R. D. C			
TRAVÉES		AB	BC	CD	DE
Te	G	5,84	6,89	1,34	6,69
Te	P	6,55	7,72	1,51	7,50
Te	E	6,77	3,65	12,48	5,91
Tw	G	7,06	6,01	1,88	6,21
Tw	P	7,91	6,74	2,11	6,96
Tw	E	-6,77	-3,65	-12,48	-5,91

Efforts tranchants combinés (SP1 niveau Sa1) et (SP1, SP2 niveau RDC et 1<sup>er</sup> S.S)

NIVEAUX	5°				4°				3°				2°				1°			
	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE	AB	BC	CD	DE
Te = Tw	1,13	0,82	2,05	1,09	2,63	1,44	4,75	2,31	3,33	2,13	7,13	3,44	4,96	2,63	9,06	4,34	6,06	3,07	11,17	5,23

NIVEAUX	TRAVÉES	G + 1,2P		G + P + E		G + P - E		0,8G + E		0,8G - E	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
RDC	AB	13,7	16,532	19,16	8,2	5,62	21,74	11,442	-1,122	-2,098	12,418
	BC	16,154	14,038	18,26	9,1	10,96	16,4	9,162	1,153	1,862	8,453
	CD	3,152	4,412	15,33	-8,49	-9,63	16,47	13,552	-10,976	-11,403	13,984
	DE	15,69	14,562	20,1	7,26	8,28	19,08	11,262	-0,942	-0,558	10,878
1 <sup>er</sup> S.S	AB	—	—	6,51	6,51	6,51	6,51	6,51	6,51	6,51	6,51
	BC	—	—	3,47	3,47	3,47	3,47	3,47	3,47	3,47	3,47
	CD	—	—	12,16	12,16	12,16	12,16	12,16	12,16	12,16	12,16
	DE	—	—	5,64	5,64	5,64	5,64	5,64	5,64	5,64	5,64

-06-

## FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Il ne sera pas fait état dans les calculs, des efforts normaux (A.15 C.C.B.A 68)

La section d'acier sera donnée par la plus défavorable des sollicitations, du premier genre ou du second genre.

• Si  $1,5 M (SP1) > M (SP2)$  → on calcule A sous SP1

• Si  $1,5 M (SP1) < M (SP2)$  → on calcule A sous SP2

Méthode de calcul:

- On calcule  $\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a}$  ;  $\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$  ;  $\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma}$

On obtient  $M_{rb} = \bar{k} b h^2$  (moment résistant du béton)

• Si  $M \leq M_{rb} \rightarrow \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$  (pas d'armatures comprimées) et  $A = \frac{M}{\delta h \sigma_a}$

• Si  $M > M_{rb} \rightarrow \sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$  (armatures comprimées nécessaires)

$$\sigma'_a = \frac{n}{y} (y - d') \sigma'_b \quad \text{avec } y = \bar{\alpha} h$$

$$A = \frac{M_{rb}}{\delta h \sigma_a} + \frac{(M - M_{rb})}{(h - d') \sigma'_a} \quad \text{et} \quad A' = \frac{(M - M_{rb})}{(h - d') \sigma'_a}$$

### Prescriptions du R.P.A

Ce sont celles de l'article 4.2.3.2 p. 61. On citera :

• Sur toute la longueur de la poutre et en chaque section, le pourcentage total des aciers longitudinaux doit respecter :

$$A_{H.A}^{\min} = 0,3\% \quad ; \quad A_{H.A}^{\max} = 2,5\%$$

• Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale indiquée par la figure 8 (RPA p. 62)

• Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

• La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

Pour les autres prescriptions, se reporter au R.P.A 81.

## Sens transversal

### Exemple du niveau 3.

La superposition des sollicitations nous a donné le schéma suivant :

Moments:

-13,62	-3,41	-6,81	-1,27	-9,34	-9,34	-4,67	-13,62
Δ	3,41	Δ	1,27	Δ	Δ	4,67	Δ
13,62		6,81		9,34	9,34		13,62

On est sous la sollicitation du 2<sup>e</sup> genre (SP2)

$$\bar{\sigma}'_b = 206,55 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; \quad b = 30 \text{ cm} ; \quad h_t = 50 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 206,55}{15 \times 206,55 + 4200} = 0,425 \quad \rightarrow \quad \bar{\delta} = 0,858 \quad d = d' = 5 \text{ cm}$$

$$\bar{k} = \frac{1}{2} \times 206,55 \times 0,858 \times 0,425 = 37,659$$

$$M_{rb} = 37,659 \times 30 \times 45^2 \cdot 10^{-5} = 22,88 \text{ t.m}$$

$$y = \bar{\alpha} h = 0,425 \times 45 = 19,13 \text{ cm}$$

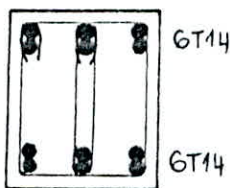
$$\sigma'_a = \frac{15(19,13 - 5)}{19,13} \times 206,55 = 2289 \text{ kg/cm}^2$$

$$M' < M_{rb} \rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \quad A = \frac{13,62}{0,858 \cdot 45 \cdot 4200} = 8,40 \text{ cm}^2$$

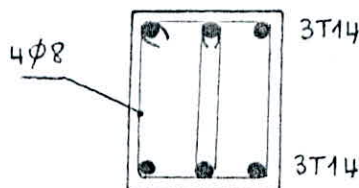
Comme le moment change de signe, la section "A" est à disposer dans la partie inférieure et dans la partie supérieure de la poutre.

On prend 6T14 soit  $9,23 \text{ cm}^2$  (disposés en deux nappes)

Le même calcul nous donne pour la travée la plus sollicitée, une section d'acier  $A = 2,88 \text{ cm}^2$ . Mais le R.P.A exige pour notre cas, une section d'acier en travée au moins égale à la moitié de la section d'appui. On prendra donc en travée 3T14 soit  $4,62 \text{ cm}^2$ .



Appui



travée

Ce ferrailage est maintenu pour toute la poutre continue.

## Vérifications

### Contraintes

$$\frac{by^2}{2} + nA'(y-d') + nA(y-h) = 0 \rightarrow y = 14,15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'(y-d')^2 + nA(h-y)^2 \rightarrow I = 174264 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = 7,816 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma'_b = Ky = 110,6 \text{ kg/cm}^2 < 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = nk(y-d') = 1072,75 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = nk(h-y) = 3534,79 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

### Condition de non fragilité

$$A \geq bh \psi \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \left(\frac{h}{h}\right)^2 \quad \psi = 0,59$$

$$9,23 \text{ cm}^2 > 30 \times 45 \times 0,59 \times \frac{8,85}{4200} \left(\frac{50}{45}\right)^2 = 2,07 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la flèche

$$- h_t \geq \frac{l}{10} \quad 50 \geq \frac{4,90}{10} = 49 \text{ cm}$$

$$- A_t \leq \frac{bh}{\sigma_{cm}} \frac{43}{10} \quad 4,62 \text{ cm}^2 < 30 \times 45 \times \frac{43}{10} = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$- h \geq \frac{l}{16} \quad 45 \text{ cm} > \frac{4,90}{16} = 30,63 \text{ cm}$$

donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

### Vérification de la fissuration

$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{9,23}{2 \times 30 \times 3} = 0,051 \rightarrow \sigma_1 = 5810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \sigma_1 = 5810 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

### Condition de non entrainement

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \psi_d = 1,15$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,15 \times 8,85 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{npz}$$

$$6T14 \rightarrow np = 26,39 \quad ; \quad T = 7,18 \text{ t}$$

$$\tau_d = \frac{7,18 \cdot 10^3}{26,39 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 6,91 \text{ kg/cm}^2 < 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

### Conditions aux appuis

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad z = \frac{7}{8} h$$

$$9,23 \times 4200 > 7,18 \cdot 10^3 - \frac{13,62 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 45} < 0 \quad \text{Vérifié}$$

### Armatures transversales

$$T_{\max} = 7,18 \text{ t}$$

$$\sigma'_b = 116,64 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_a = 3674,13 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{7,18 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7 \cdot 45}{8}} = 6,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(4,5 - \frac{116,64}{103,27}\right) 8,85 = 29,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Donc les armatures droites suffisent d'où :

on prend  $4 \phi 8$  soit  $2,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_s \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 7 \cdot 45 \cdot 2400}{8 \cdot 7,18 \cdot 10^3} = 26,45 \text{ cm}$$

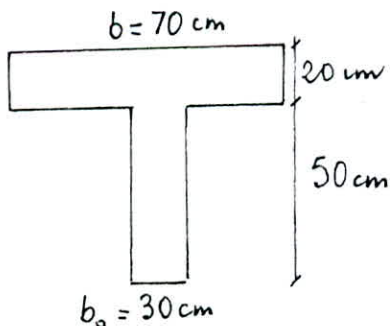
Le R.P.A exige un espacement  $t = \min(0,3h ; 12\phi) = (13,5 ; 16,8 \text{ cm})$   
 pour la zone nodale  $\bar{t} = 13,5 \text{ cm}$   
 " " , constante  $t \leq 0,5h = 22,5 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour toutes les poutres :

$t = 10 \text{ cm}$  (zone nodale)

$t = 20 \text{ cm}$  (zone constante)

Le plancher du niveau "1" est une dalle pleine, donc la poutre a une section en "T". Pour les appuis, le moment est négatif et la section sera rectangulaire avec  $(b_0, h_t)$ . Quand le moment est positif, on doit voir la position de l'axe neutre. Si l'axe neutre tombe dans la table, la section est rectangulaire  $(b, h_t)$ , si l'axe neutre tombe dans la nervure la section est en T.



Pour  $M_{max} = 18,891 \text{ t.m}$  (SPA) on a  $\alpha_{max}$   
 $\alpha$  et  $\mu$  variant dans le même sens on a

$$\mu = \frac{15 \times 18,891 \cdot 10^5}{2800 \cdot 70 \cdot 45^2} = 0,0714$$

$$\rightarrow \alpha = 0,3282 \rightarrow y = \alpha h = 14,77 \text{ cm} < h_0 = 20 \text{ cm}$$

Toutes les sections ( $M > 0$ ) sont rectangulaires  $(b, h_t) = (70, 50)$

Tableau des résultats (sens transversal)

APPUIS						TRAVEES.							
APPUIS	Section calculée			Section adoptée			TRAVÉE	Section calculée			Section adoptée		
	MOMENT	A	A'	A	A'	MOMENT		A	A'	A	A'		
A=E	± 3,93	2,42	/	3,39	3,39	AB	± 0,98	0,60	/	3,39	3,39		
B	± 1,97	1,22	/	3,39	3,39	BC	± 0,22	0,22	/	3,39	3,39		
C=D	± 2,67	1,65	/	3,39	3,39	DE	± 0,34	0,83	/	3,39	3,39		
A=E	± 9,1	5,61	/	6,03	6,03	AB	± 2,28	1,44	/	4,02	3,08		
B	± 4,55	2,81	/	6,03	6,03	BC	± 0,82	0,51	/	4,02	3,08		
C=D	± 6,18	3,81	/	6,03	6,03	DE	± 3,09	1,91	/	4,02	3,08		
A=E	± 13,62	8,40	/	9,23	9,23	AB	± 3,41	2,10	/	4,62	4,62		
B	± 6,81	4,20	/	9,23	9,23	BC	± 1,27	0,78	/	4,62	4,62		
C=D	± 9,34	5,76	/	9,23	9,23	DE	± 4,67	2,88	/	4,62	4,62		
A=E	± 17,19	10,60	/	13,85	13,85	AB	± 4,30	2,65	/	6,03	6,03		
B	± 8,6	5,30	/	13,85	13,85	BC	± 1,60	0,99	/	6,03	6,03		
C=D	± 11,76	7,26	/	13,85	13,85	DE	± 5,90	3,64	/	6,03	6,03		
A=E	± 21,01	12,95	/	13,44	13,44	AB	± 5,26	3,24	/	9,42	9,42		
B	± 10,51	6,48	/	13,44	13,44	BC	± 2,01	1,24	/	9,42	9,42		
C=D	± 14,52	8,95	/	13,44	13,44	DE	± 7,26	4,48	9,42	9,42	9,42		
A	-30,753	18,09	8,60	18,84	14,04	AB	-4,173	2,57	/	9,42	14,04		
A	20,723	12,78	/	14,04	18,84	AB	± 4,619	13,52	/	14,04	9,42		
B	-25,694	15,68	3,07	15,70	9,42	BC	-0,816	0,50	/	9,42	14,04		
B	6,6	4,06	/	9,42	15,70	BC	14,386	13,18	/	14,04	9,42		
C	-20,264	12,49	/	14,04	9,42	CD	-1,330	0,86	/	9,42	9,42		
C	14,118	9,06	/	9,42	14,04	CD	0,223	0,20	/	9,42	14,04		
D	21,715	13,39	/	14,04	9,42	DE	-5,944	3,66	/	9,42	14,04		
D	14,148	8,71	/	9,42	14,04	DE	15,118	13,95	/	14,04	18,84		
E	-31,752	18,81	9,69	18,84	14,04	AB	± 5,778	3,56	/	9,42	9,42		
E	20,346	12,51	/	14,04	18,84	BC	± 2,348	1,45	/	9,42	9,42		
A	± 22,943	14,14	0,07	15,45	15,45	CD	± 0,119	0,11	/	9,42	9,42		
B	± 11,437	7,06	/	15,45	15,45	DE	± 7,958	4,93	/	9,42	9,42		
C	± 15,987	9,86	/	15,45	15,45								
D	± 16,114	9,93	/	15,45	15,45								
E	± 22,906	14,12	0,03	15,45	15,45								

# Tableau des résultats SENS LONGITUDINAL

APPUIS					TRAVÉES					
APPUI	Section Calculée		Section adoptée		TRAVÉE	Section Calculée		Section adoptée		
	MOMENTS	A	A'	A		A'	A	A'		
A=B	-6,183	3,81		4,162	4,162	AB	8,225	<del>7,64</del>	7,70	4,162
A=D	0,22	0,14		4,162	4,162	BC	5,161	5,18	<del>5,34</del>	3,08
B=C	-11,481	10,62		10,65	<del>4,162</del>	AB	8,1610	7,96	9,23	6,03
A=D	-9,997	6,17		9,42	4,162	BC	6,866	6,35	5,34	6,03
A=D	3,969	2,45		4,162	9,42	AB	9,548	8,83	<del>8,99</del>	6,03
B=C	-11,226	10,29		10,65	4,162	BC	8,85	8,19	<del>8,99</del>	6,03
A=D	-16,179	9,98		10,65	6,03	AB	9,447	8,71	<del>8,99</del>	6,03
A=D	5,327	3,28		6,03	10,65	BC	8,911	8,24	<del>8,99</del>	6,03
B=C	-11,17	10,82		12,06	6,03	AB	9,234	8,54	9,42	9,42
A=D	-19,277	11,89		12,06	6,03	BC	8,941	8,27	9,42	9,42
A=D	7,366	4,54		6,03	12,06	AB	18,891	17,14	18,84	9,42
B=C	-11,414	10,56		10,65	6,03	BC	18,441	17,02	18,14	9,42
B=C	0,349	0,22		6,03	10,65	AB	9,181	8,49	9,42	9,42
A=D	-22,719	14,06		15,45	9,42	BC	9,979	8,31	9,42	9,42
A=D	9,551	5,89		9,42	15,45					
<del>B=C</del>	-17,521	10,80		13,44	9,42					
B=C	1,66	1,02		9,42	13,44					
A=D	-28,597	17,51		18,84	9,42					
A=D	+10,959	6,74		9,42	18,84					
B=C	-18,425	16,94		18,84	9,42					
B=C	2,005	1,24		9,42	18,84					
A=D	-24,304	14,95		15,45	9,42					
A=D	+10,312	6,36		9,42	15,45					
B=C	17,312	10,98		13,44	9,42					
B=C	- <del>9,224</del>	1,37		9,42	13,44					
	2,24									



# VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LES POUTRES.

SENS TRANSVERSAL			SENS LONGITUDINAL										
APPUIS			TRAVEE'			APPUIS			TRAVEE'				
$V_b'$	$V_a$	$V_a'$	$V_b$	$V_a$	$V_a'$	$V_b$	$V_a$	$V_a'$	$V_b$	$V_a$	$V_a'$		
5	52,68	2780,6	472,16	131,13	695,39	117,1	5	82,89	4187	742,8	65,1	2153,8	698,32
	26,41	1398	236,6	2,94	156,11	26,13		109,8	2687	1142,3	557	2002	583,57
	35,79	1894,6	320	17,196	950,8	161							
4	91,23	3684,9	919,3	28,6	1371,5	269,03	4	96,07	2971,5	1054,7	74,68	2314	814,97
	45,62	1842,5	459,6	1,03	49,39	180					65,7	2447,9	680,6
	61,96	2502	624,3	39,13	1859	369,4							
3	109	3638,3	1166,4	39,16	1790	376	3	134,06	3791,3	1445,16	79,19	2243	882,79
	54,50	1819	583,2	14,2	666,6	140					73,66	2104,7	819,8
	74,75	2495	799,8	53,6	2454,6	515,1							
2	109,61	3082,4	1224,02	43,11	1741,2	434,4	2	153,69	4011,5	1743,9	75,08	1959,6	851,9
	54,84	1542,1	612,39	16,04	647,9	161,6					74,28	2126,4	826,14
	75,12	2122,3	838,8	59,15	2389	596							
1	136,3	3880,5	1518	41,63	1377,3	446,6	1	155,4	3713,25	1794,2	73,09	2417,9	784
	68,19	1941,2	759,3	15,97	526,3	170,6					70,78	2341	759
	94,2	2681,8	1049,18	57,4	1901	616,4							
R.D.C	179	4101,9	2087	29,8	1086,1	310,8	R.D.C	184,6	3855,2	2180,4	121,96	2546,7	1440,37
	119,3	3643	1306,8	102,6	2614	1179					119,8	2486,1	1406,06
	174,7	4121	2016,9	5,83	212,4	60,78							
	45,58	1715,1	470,15	100,8	2567,7	1149							
	142	3616,8	1619,1	11,5	363,98	118,02							
	105,13	3830	1096,1	1,59	58,04	16,61							
	152,16	3875,6	1735	42,45	1547,2	490							
	101,26	3682,4	1053,8	18,55	614,8	194,3							
	185,23	4135	2155	0,94	31,16	10,10							
	117,14	3577	1283	63,31	2094	679,05							
1SS	137,2	3613	1547				1SS	156,9	3276,5	1853,09	72,67	2404	779,149
	68,15	1841	771					121	2899,2	1406,9	71,07	2351	762
	96,4	2594	1087										
	137	3687	1545										

## FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et des moments fléchissants en tête et à la base aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal. Les efforts tranchants sont négligés.

Les poteaux seront donc calculés en flexion composée sous les sollicitations du premier genre (SP1) et sous les trois combinaisons suivantes du second genre (SP2)

$N_{max}$  et  $M_{correspondant}$

$N_{min}$  et  $M_{cor}$

$M_{max}$  et  $N_{cor}$ .

On optera pour la section d'acier la plus importante.

### • Méthode de calcul

- On calcule la contrainte admissible de compression du béton en flexion composée.

$$\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} \quad \text{si } e_0 \geq \frac{h_t}{2} \quad ; \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)\bar{\sigma}'_{b_0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} \quad ; \quad e_1 = \frac{h_t}{6}$$

On peut avoir deux cas de sollicitations :

$e_0 > e_1$       Section partiellement comprimée

$e_0 \leq e_1$       { Section entièrement comprimée (N compression)  
                          { Section entièrement tendue (N traction)

### Section partiellement comprimée :

On calculera la section, comme si elle était sollicitée en flexion simple, mais sous l'effet du moment fictif  $M_f = M + N\left(\frac{h_t}{2} - d\right)$

Les sections d'acier seront :

$$A'_{FC} = A'_{F.S} \quad \text{et} \quad A_{FC} = A_{F.S} - \frac{N}{\sigma_a}$$

### Section entièrement comprimée

On utilise la méthode exposée dans l'ouvrage de P. Charon.

Le ferrailage se fera de façon symétrique.

On détermine  $\delta' = \frac{d'}{h_t}$

On calcule les coefficients suivants définis par :

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h_t}{N} \quad ; \quad \beta = \frac{6 \cdot e_0}{h_t} \quad ; \quad C = 0,27(1-2\delta')^2 \rho$$

$$D = 0,8(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2 \quad ; \quad E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4 \cdot E \cdot C}}{2C} \quad \rightarrow \quad A = A' = \bar{\omega}' \frac{b h_t}{100}$$

Dans tous les cas si la section d'armatures trouvée est négative, on prendra le minimum exigé par le R.P.A et on vérifiera les contraintes.

• Prescriptions du R.P.A (Art. 4.2.3.1.1)

- Les armatures longitudinales des poteaux doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 14mm (zone II)
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de :  
1% (zone II) sans toutefois dépasser en toute section 4%.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $50 \phi_e^{\max}$
- La distance entre les barres verticales dans une face des poteaux, ne doit pas dépasser 25 cm (zone II)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales.

• flambement des poteaux (Art. 33 C.C.B.A 68)

Pièces chargées axialement : Il ne sera pas tenu compte du flambement pour une section rectangulaire dont :  $\frac{l_c}{a} < 14,4$

$$l_c = 0,7 l_0 \quad (\text{longueur de flambement})$$

$a$  = petite dimension de la section

Pièces soumises à la flexion composée : La pièce est justifiée en flexion composée, si l'élanement " $\lambda$ " du poteau est au plus égal à 35.

Cette condition se met sous la forme  $\frac{l_c}{a} \leq 10,1$

Pour notre part, on vérifie le cas le plus défavorable. Ayant des poteaux carrés, le cas défavorable correspondra à la plus petite des sections soit  $S = a^2 = 30^2$  et  $l_0 = 3,6$  m

$$\frac{l_c}{a} = \frac{0,7 \times 3,6}{0,3} = 8,4 < 10,1 \rightarrow \text{on ne tient pas compte du flambement.}$$

# Tableaux des résultats du ferrailage

## Sens longitudinal

SOLLICITATION		SP1			SP2								
		G+1,2P			N <sub>min</sub> , M <sub>cor.</sub>			N <sub>max</sub> , M <sub>cor.</sub>			M <sub>max</sub> , N <sub>cor.</sub>		
NIVEAUX	POTEAUX	TYPE sollicit.	A	A'	TYPE sollicit.	A	A'	TYPE sollicit.	A	A'	TYPE sollicit.	A	A'
5	A=D	P.C	4,21	0	P.C	0,37	0	P.C	5,36	0	P.C	5,36	0
5	B=C	E.C	<0	<0	"	0,58	0	"	1,30	0	"	1,30	0
4	A=D	P.C	1,51	0	"	2,24	0	"	5,50	2,28	"	5,50	2,28
4	B=C	E.C	<0	<0	"	1,78	0	"	0,77	4,33	"	0,77	4,33
3	A=D	P.C	1,61	0	"	1,42	0	"	5,12	0	"	5,12	0
3	B=C	E.C	<0	<0	"	0,43	0	"	<0	4,95	"	<0	4,95
2	A=D	P.C	<0	2,40	"	2,41	0	"	2,98	0	"	2,98	0
2	B=C	E.C	<0	<0	"	<0	0	"	<0	6,33	"	<0	6,33
1	A=D	P.C	<0	0	"	1,33	0	"	2,71	0	"	2,71	0
1	B=C	E.C	<0	<0	"	<0	0	E.C	<0	<0	E.C	<0	<0
R.D.C	A=D	P.C	<0	9,05	"	2,11	0	P.C	0,42	0	P.C	0,42	0
R.D.C	B=C	E.C	<0	<0	"	<0	0	E.C	<0	<0	E.C	<0	<0
1 <sup>o</sup> S.S	A=D	E.C	<0	<0	"	2,21	0	P.C	<0	0	P.C	<0	0
1 <sup>o</sup> S.S	B=C	E.C	<0	<0	"	<0	0	E.C	<0	<0	E.C	<0	<0

## Sens transversal (niveaux 5 à 1)

		S P 2					
		N <sub>min</sub> , M <sub>cor.</sub>			N <sub>max</sub> , M <sub>cor.</sub>		
NIVEAUX	POTEAUX	Sollicitation	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
5	A	P.C	4,17	0	P.C	3,91	0
5	B	"	4,10	0	"	3,98	0
5	C	"	4,20	0	"	3,87	0
5	D	"	4,16	0	"	3,92	0
5	E	"	4,15	0	"	3,92	0
4	A	"	7,60	0	"	6,74	0
	B	"	7,36	0	"	6,97	0
	C	"	7,71	0	"	6,63	0
	D	"	7,57	0	"	6,77	0
	E	"	7,55	0	"	6,79	0
3	A	"	7,79	0	"	6,03	0
	B	"	7,31	0	"	6,51	0
	C	"	8,03	0	"	5,79	0
	D	"	7,74	0	"	6,08	0
	E	"	7,69	0	"	6,14	0
2	A	"	9,04	0	"	6,14	0
	B	"	8,25	0	"	6,93	0
	C	"	9,44	0	"	5,73	0
	D	"	8,96	0	"	6,22	0
	E	"	8,86	0	"	6,31	0
1	A	"	9,03	0	"	4,73	0
	B	"	7,86	0	"	5,90	0
	C	"	9,64	0	"	4,42	0
	D	"	8,93	0	"	4,83	0
	E	"	8,76	0	"	5,00	0

Résultats du ferrailage (suite)  
Sens transversal (niveaux R.D.C et 1<sup>o</sup>.s.s)

		S P 1			S P 2								
		G+1,2P			N <sub>min</sub> , M <sub>cor</sub>			N <sub>max</sub> , M <sub>cor</sub>			M <sub>max</sub> , N <sub>cor</sub>		
NIVEAUX	POTEAUX	TYPE sollicitation	A <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	TYPE sollicitation	A	A'	TYPE sollicitation	A	A'	TYPE sollicitation	A	A'
R.D.C	A	P.C	5,08	0	PC	9,29	0	P.C	7,73	0	P.C	7,73	0
//	B	E.C	NEGATIF	NEGATIF	"	7,62	0	"	3,07	0	"	3,07	0
//	C	P.C	1,87	0	"	11,79	0	"	0,72	0	"	12,49	0
//	D	"	2,15	0	"	10,88	0	"	1,28	0	"	11,68	0
"	E	"	5,96	0	"	8,81	0	"	8,62	0	"	8,62	0
1 <sup>o</sup> .s.s	A	"	<0	0	"	10,57	0	"	1,58	0	"	10,07	0
//	B	E.C	<0	<0	"	7,67	0	"	2,15	0	"	6,11	0
//	C	"	<0	<0	"	11,15	0	"	1,02	0	"	1,02	0
//	D	"	<0	<0	"	9,81	0	"	2,10	0	"	2,10	0
"	E	P.C	<0	0	"	10,11	0	"	1,88	0	"	9,60	0

Choix des aciers

		Section calculée			
NIVEAUX	POTEAUX	A <sub>e</sub> = A' <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>e</sub> = A' <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minimum</sub> (R.P.A)	A <sub>adopté</sub>
5	B1	4,17	1,30	9 cm <sup>2</sup>	8φ14 (15,34 cm <sup>2</sup> )
	B2	4,10	1,30	"	12,31
	B3	4,20	1,30	"	"
	B4	4,16	1,30	"	"
	B5	4,15	1,30	"	"
4	B1	7,60	4,33	"	4φ20+4φ16 (90,60 cm <sup>2</sup> )
	B2	7,36	4,33	"	20,60
	B3	7,71	4,33	"	"
	B4	7,57	4,33	"	"
	B5	7,55	4,33	"	"

On a combiné le poteau "B" du portique longitudinal avec chacun des poteaux (numérotés 1,2,3,4 et 5) du portique transversal.

Les valeurs des sections d'acier de calcul étant sensiblement les mêmes, et inférieures à celle du poteau "B3", on ferrailera les poteaux de chaque niveau d'une manière identique et comme "B3".

La section d'acier maximale donnée par le R.P.A est de 4%, soit 4 fois le minimum.

Choix des aciers (du niveau 3 au 1<sup>er</sup> S.S.). suite.

NIVEAUX	POTEAUX	Section calculée $A_E = A'_E$ (cm <sup>2</sup> )	Section calculée $A_E = A'_E$ (cm <sup>2</sup> )	A minimum (R.P.A)	A adopté
3	B1	7,79	4,95	16 cm <sup>2</sup>	4φ20 + 4φ16 (90,68 cm <sup>2</sup> )
	B2	7,31	4,95	"	20,60 cm <sup>2</sup>
	B3	8,03	4,95	"	"
	B4	7,74	4,95	"	"
	B5	7,69	4,95	"	"
2	B1	9,04	6,33	"	4φ20 + 8φ16 ↓ 28,64 cm <sup>2</sup>
	B2	8,25	6,33	"	"
	B3	9,44	6,33	"	"
	B4	8,96	6,33	"	"
	B5	8,86	6,33	"	"
1	B1	9,03	0	25 cm <sup>2</sup>	4φ20 + 8φ16 (28,64 cm <sup>2</sup> )
	B2	7,86	0	"	"
	B3	9,64	0	"	"
	B4	8,93	0	"	"
	B5	8,76	0	"	"
R.D.C	B1	9,29	0	"	8φ20 + 4φ16 (33,17 cm <sup>2</sup> )
	B2	7,62	0	"	"
	B3	12,49	0	"	"
	B4	11,68	0	"	"
	B5	8,81	0	"	"
1 <sup>er</sup> S.S	B1	10,57	0	42,25 cm <sup>2</sup>	8φ25 + 4φ16 (47,31 cm <sup>2</sup> )
	B2	7,67	0	"	"
	B3	11,15	0	"	"
	B4	9,81	0	"	"
	B5	10,11	0	"	"

## Armatures transversales

• Vérification de la résistance à l'effort tranchant (Art. 4.2.2.1 RPA)

$$\tau_b = \frac{n \cdot T_{\text{calc}}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b ; \quad \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma'_{28} = 41,3 \text{ kg/cm}^2$$

$T_{\text{calc}}$  = effort tranchant de calcul maximum

$$n = \begin{cases} 2 & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 & \text{si } \lambda < 15 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_c}{l} = l_c \sqrt{\frac{B}{I}}$$

$b, B, I$  sont respectivement, la largeur, la section et le moment d'inertie du poteau.

• Prescriptions du R.P.A (Art. 4.2.3.12)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 T}{h \bar{\tau}_{\text{en}}}$$

$$\text{avec } T = \begin{cases} 2 T_{\text{calcul}} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 T_{\text{calcul}} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

$t$  : espacement entre les cours successifs d'armatures transversales.

L'espacement admissible imposé est :

$$\bar{t} = \min (10 \phi_e^{\text{min}} ; 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone nodale}$$

$$\bar{t} = 12 \phi_e^{\text{min}} \quad \text{en zone courante}$$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$A_t^{\text{min.}} = 0,004 t \cdot b \quad (\text{zone II})$$

## Calculs et résultats

$$\lambda = l_c \sqrt{\frac{B}{I}} = 0,7 l_0 \sqrt{\frac{a^2 \cdot 12}{a^4}} = \frac{8,73}{a}$$

NIVEAUX	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>c</sub> (m)	λ	n	T (t)	nT (t)	Z <sub>b</sub> ( $\frac{kg}{cm^2}$ )
5	30x30	2,52	29,1	2	1,68	3,36	4,27
4	"	"	"	"	3,23	6,46	8,20
3	40x40	"	21,83	"	4,53	9,06	6,47
2	"	"	"	"	5,47	10,94	7,81
1	50x50	"	17,46	"	6,2	12,40	5,67
R.D.C	"	"	"	"	6,84	13,68	6,25
1 <sup>er</sup> S.S	65x65	"	13,43	3	7,13	21,39	5,79

NIVEAUX	t <sub>calculé</sub> (cm)	t <sub>min</sub> R.P.A	t <sub>min</sub> R.P.A	t <sub>adopté</sub>	t <sub>adopté</sub>	At min	At min
		zone courante	zone nodale	zone courante	zone nodale	zone courante	zone nodale
5	94,2	16,8	14	16	12	1,92	1,44
4	48,99	19,2	15	"	"	"	"
3	46,58	"	"	"	"	2,56	1,92
2	38,58	"	"	"	"	"	"
1	63,81	"	"	"	"	3,2	2,4
R.D.C	57,83	"	"	"	"	"	"
1 <sup>er</sup> S.S	48,09	"	"	"	"	4,16	3,12

On prendra :

$A_t = 2$  cadres  $\phi 10$  ( $3,14 \text{ cm}^2$ )  $\rightarrow$  niveaux 5, 4 et 3

$A_t = 3$  cadres  $\phi 10$  ( $4,71 \text{ cm}^2$ )  $\rightarrow$  niveaux 2, 1, R.D.C et 1<sup>er</sup>S.S

zone nodale :

$$h_n = \max \begin{cases} 60 \text{ cm} \\ h_c/6 \\ b_1, h_1 \end{cases}$$

$h_c = 360 \text{ cm}$  ;  $b_1 = h_1 =$  côtés du poteau

$h_n = 60 \text{ cm}$  (niveaux 5 à R.D.C) ;  $h_n = 65 \text{ cm}$  (1<sup>er</sup> sous-sol)



# MURS DE SOUS SOLS

Les murs périphériques des sous-sols constituant les infrastructures sont calculés comme des hourdis sous l'action du terrain. Ces hourdis prenant appui sur les planchers de sous-sols et poteaux en saillie du terrain. Les charges à prendre en compte viennent de la poussée des terres, de celle des surcharges possibles aux abords du bâtiment et de la pression de la nappe d'eau extérieur.

Formule empirique de la poussée:

$$n = (\gamma Z + p) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (1 - \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right))$$

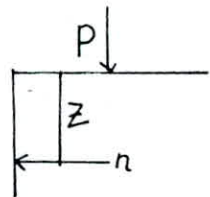
$\varphi$ : angle de frottement (sable limoneux  $\varphi = 30^\circ$ )

$\gamma$ : poids spécifique ( $1,7 \text{ t/m}^3$ )

$c$ : cohésion ( $c=0$ )

$p$ : charge répartie

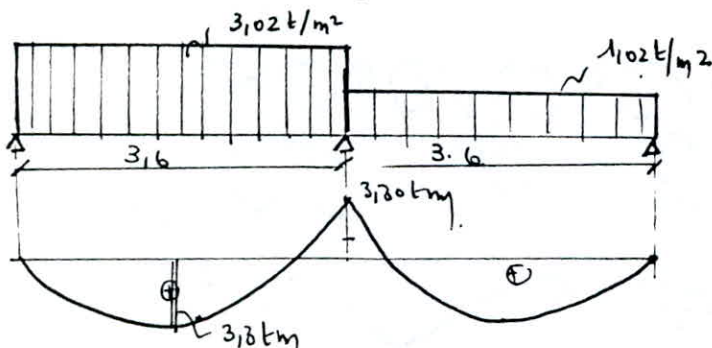
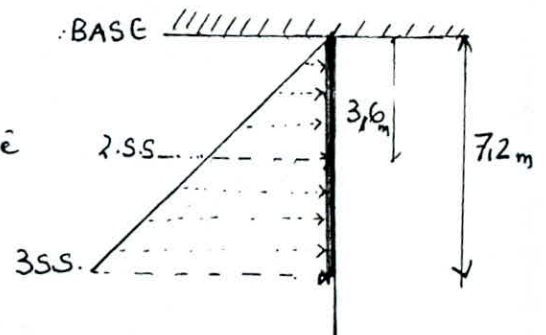
donc  $n = \gamma Z \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$



$$n_1 = 1,7 \times 3,6 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 2,04 \text{ t/m}^2$$

$$n_2 = 1,7 \times 7,2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 4,08 \text{ t/m}^2$$

On peut assimiler la répartition de la poussée des terres à un chargement uniforme.



par la Méthode des 3 Moments.  
On détermine les MTS aux appuis et en Travee.

FERRAILLAGE: (Sens y)

$$M_1 = M_t = 3,30 \text{ tm}$$

$$b = 100 \text{ cm (1ml)}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{15 M}{\gamma_a b h^2} = 0,05456 \Rightarrow \left| \begin{array}{l} K = 36,2 \\ \epsilon = 0,9023 \end{array} \right.$$

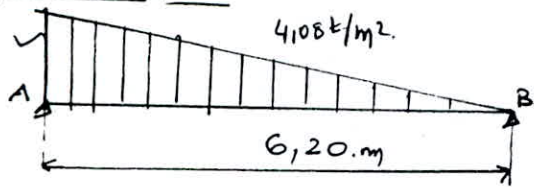
$$A = \frac{M}{\gamma_a \epsilon \eta} = 7,26 \text{ cm}^2 \quad \text{choix: } (A = 7,70 \text{ cm}^2) \text{ soit}$$

$$5T14/\text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$$

## SENS X:

On choisit le voile le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour les autres refends

### SCHEMA STATIQUE:



$$R_A = R_B = 9\sqrt{3}$$

$$M_{max} = \frac{2Pl}{9\sqrt{3}}$$

$$\text{pour } x = l/\sqrt{3} \Rightarrow M_{max} = 3,24 \text{ km}$$

$$T = \frac{p(l^2 - x^2)}{3l}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow h = 18 \text{ cm} \\ d = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b = 100 \text{ cm (1 ml)}$$

### b/ FERRAILAGE

$$M_{max} = 3,24 \text{ km}$$

$$\mu \approx \frac{15 \times 3,24 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,0534 \Rightarrow \begin{cases} K = 36,8 \\ \epsilon = 0,9035 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{3,24 \times 10^5}{2800 \times 0,9035 \times 18} = 7,12 \text{ cm}^2$$

choix des Armatures.

$$A = 7,70 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5T14/\text{ml } e = 20 \text{ cm}$$

## CALCUL DES FONDATIONS

### Introduction et hypothèses de calcul du radier (D.T.U. 13.1. art 6.1)

Lorsque le sol de fondation ne peut supporter les contraintes élevées résistantes des fondations sur semelles isolées et qu'il n'est pas possible de fonder sur une couche profonde plus résistante. Il est possible de réaliser une fondation par radier compte tenu des prescriptions suivantes:

- La construction ne doit pas être soumise à des surcharges présentant d'importantes dissymétries pouvant provoquer des tassements différentiels élevés entre les différentes zones de radier.
- Le centre de gravité de l'aire du radier doit dans la mesure du possible coïncider avec le point de passage de la résultante des charges.
- Le sol sur lequel repose notre bâtiment a une contrainte admissible de deux (2) bars, le calcul préliminaire a montré que la largeur des semelles est de 2,5 m à 3 m, et de telles dimensions pour des semelles filantes ne peuvent être acceptables car:

① coffrage difficile,

② la distance entre les tranches de chaque semelle est trop faible pour qu'une bonne exécution puisse être entreprise.

③ la réalisation demandant plus de main d'œuvre.

Donc on retiendra comme type de fondation un radier général occupant toute la surface du bâtiment vu:

- la résistance du sol est peu résistante.
- le poids du bâtiment est important.
- la répartition de l'ensemble des charges qui lui sont transmises par les voiles sur le sol de fondation est assuré par le passage des charges d'une façon uniforme.
- la réduction des désordres ultérieures dues aux tassements éventuels.
- facilité de coffrage et rapidité d'exécution.

# Rapport du Sol

Profondeurs		0,20 - 2,90 m	2,90 - 10,00 m	Description	Coupe	Profondeurs (m)
Granulometrie	% passant à 2mm	97	97 à 100%	Argile Brun Verdâtre		0,20
	% passant à 80µ	87	4 à 20%			2,90
	% passant à 3µ	40	0%			5,00
Limites D'ATTERBERG	WL	55	24 à 35%	Sable limoneux à limon sableux ocre à rouge		6,40
	IP	28,2	6 à 18%	Sable argileux ocre à verdâtre		10,00
Caractéristiques physiques	$\gamma_d$ (compacité)	1,70 t/m <sup>3</sup>	1,53 à 1,97 t/m <sup>3</sup>	limon sableux ocre à rouge		15,00
	$\gamma_{naturel}$	19	13 à 23%			
	S <sub>r</sub> %	88	70 à 86			
Caractéristiques Oedometriques	C <sub>c</sub>		0,155 (0,098)	Sable légèrement limoneux gris avec rare cailloux grésifiés		15,00
	C <sub>g</sub> (%)		3,9			
	P <sub>c</sub> (b)	1,8	2,6			
Resistance au cisaillement	R <sub>c</sub>	1,70	1,45			
	C <sub>u</sub>	0,85	0,72			

Le radier sera ancré dans la couche de sable limoneux à limon sableux à 9 m au dessous de la surface du sol.

## Nature des reconnaissances :

Le LNTPB a procédé aux travaux de reconnaissance suivants :

- Exécution de 8 essais au penetromètre dynamique.
- Trois (3) sondages carottes dans lesquels ont été réalisés des essais SP avec pose de presomètre
- Prélèvements d'échantillons sur lesquelles ont été réalisé des essais de laboratoire.

## Détermination de la surface nécessaire du radier.

Nous considérons le bâtiment sous  $SP_1$  soit  $N = G + 1,2 P$

$$\text{avec } G = 4584 \text{ t}$$

$$P = 829,64 \text{ t}$$

$$\text{soit } N = 5580 \text{ t}$$

La surface nécessaire du radier est telle que

$$S_{\text{nee}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{5580}{20} = 279 \text{ m}^2$$

$$S_0 = \text{surface du bâtiment} = (18,85 \times 19,25) - 20,03 = 342,83 \text{ m}^2$$

## Détermination de la longueur de débord

Un débord minimum de 30 cm est obligatoire, on prévoit un débord de 0,5 m.

pression sous le radier

$$P = \frac{N}{S} \quad \text{tel que } S = (19,85 \times 20,25) - 20,03 = 381,93 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où } P = \frac{5580}{381,93} = 14,6 \text{ t/m}^2$$

## Prédimensionnement du radier:

On détermine la hauteur  $h_r$  de la dalle de telle sorte que l'on peut pas faire recours à des cadres pour reprendre les efforts de cisaillement, ces derniers devraient être repris seulement par le béton, pour cela nous devons écrire :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \tau_b = T_{\text{max}} / bZ$$

$$T_{\text{max}} = q \frac{l_{\text{max}}}{2} \quad ; \quad l_{\text{max}} : \text{portée entre 2 voiles dans le sens porteur}$$

$$l_{\text{max}} = 4,9 \text{ m.}$$

$$T_{\text{max}} = 14,6 \cdot \frac{4,9}{2} = 35,7 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \tau_b = \frac{35,7 \times 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} h} \leq \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{on tire } h \geq 59,9 \text{ cm}$$

Condition forfaitaire:

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

\* L'épaisseur du radier ne doit en aucun cas être inférieure à 25 cm  
d'où on prendra en considération  $h_t = 60 \text{ cm}$

Vérification au poinçonnement (Article 39,54 CEB A 68)

Cette vérification se fait pour le voile le plus sollicité  
dans notre cas: VL1, la condition de non poinçonnement est

$$\frac{1,5 Q}{P_c h_t} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

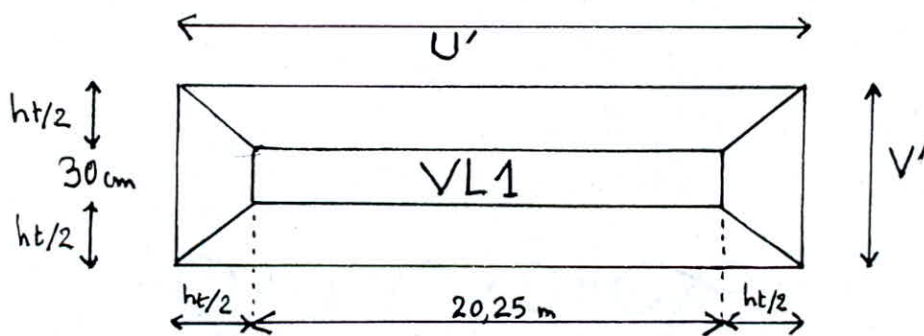
$$Q = G + 1,2 P = 204,34 + 1,2 \cdot 66,90 = 284,62 \text{ t}$$

Q = valeur de la charge localisée

$P_c$  = périmètre du contour à considérer

$h_t$  = épaisseur du radier

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte de traction de référence du béton  $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ b}$



$$P_c = U'V'$$

$$= (2 h_t + 30 + 2025) 2 = 4350 \text{ m}$$

$$\downarrow \text{où } \frac{1,5 \cdot 284,62 \cdot 10^3}{4350 \cdot 60} = 1,6 \text{ kg/cm}^2 < 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à la rigidité:

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \geq (l_i - a) \frac{2}{\pi}$$

tel que  $I$  : inertie du radier  $I = \frac{bh^3}{12}$

$E$  : module d'élasticité (prendre en moyenne  $2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ )

$b$  : largeur de la semelle.

$K$  : Coefficient de balast = 4 (pour sol meuble ( $\sigma_s = 2b$ ))

$a_i$  : épaisseur du voile

$l_i$  : la plus petite portée entre 2 voiles voisins ( $l_i = 2,30 \text{ m}$ )

$$h > \left[ \left[ (l_i - a) \frac{2}{\pi} \right]^4 \cdot \frac{12 \cdot K}{4 \cdot E} \right]^{1/3}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \left[ (230 - 30) \frac{2}{\pi} \cdot \frac{12}{2 \cdot 10^5} \right]^{1/3} = 39,40 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} > 39,40 \text{ cm}$$

La rigidité est vérifiée, on peut considérer que le radier est rigide d'où on peut admettre un chargement uniforme.

## Stabilité du radier

a/ Sollicitation 1<sup>er</sup> genre:

$$\text{poids du radier} = 0,6 \cdot 381,93 \cdot 2,5 = 572,90 \text{ t}$$

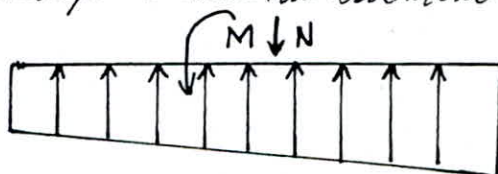
$$\text{l'effort normal} = N = G + 1,2 S + P_p = 5580 + 572,90 = 6152,9 \text{ t}$$

la pression de contact sur le sol est:

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{6152,9}{381,93} = 16,11 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

b/ Sollicitation 2<sup>em</sup> genre:

Le radier est sollicité par les efforts du moment de renversement  $M$  et de l'effort normal  $N$  qui agissent au niveau de la base, nous devons éviter un décollement excessif des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité et par conséquent celle du bâtiment.



La vérification se fera en calculant les contraintes

$$\sigma_{12} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

a. Sens longitudinal

$$M = 10251,86 \text{ t.m}$$

$$V_x = 10,125 \text{ m}$$

$$N = G + P + p_{\text{radier}} = 5986,42 \text{ t}$$

$$I_x = 12488,13 \text{ m}^4$$

b. Sens transversal

$$M = 9522,61 \text{ t.m}$$

$$V_y = 9,925 \text{ m}$$

$$N = 5986,42 \text{ t}$$

$$I_y = 12786,94 \text{ m}^4$$

Application numérique:

$$a \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} = \frac{5986,42}{381,93} + \frac{10251,86 \cdot 10,125}{12488,13} = 15,67 + 8,31 = 23,98 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} = 7,36 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$b \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 15,67 + 7,39 = 23,06 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 &= 8,28 \end{aligned} \right.$$

On constate que dans les 2 cas il n'y a pas de décollement des extrémités du radier et les  $\sigma_{\text{max}}$  sont inférieurs à  $1,3 \bar{\sigma}_s = 26 \text{ t/m}^2$

(le coefficient 1,3 est donné par l'article du RPA 81 pour un sol meuble)

On doit vérifier aussi que

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) \leq \bar{\sigma}_s \quad (\text{DTU 5.11})$$

$$\text{- Sens longitudinal } \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 23,06 + 8,28}{4} = 19,825 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- Sens transversal } \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 23,06 + 8,28}{4} = 17,545 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$



## Détermination de la sollicitation la plus défavorable

La charge à prendre en compte est la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a/ poids propre du radier

$$P_p = h_t \cdot 2,5 = 0,6 \cdot 2,5 = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sp1} = \frac{G + 1,2 P + p_{\text{radier}}}{S} - P_p = \frac{5580 + 572,90}{381,93} - 1,5 \text{ t} = 16,11 - 1,5 = 14,61 \text{ t/m}^2$$

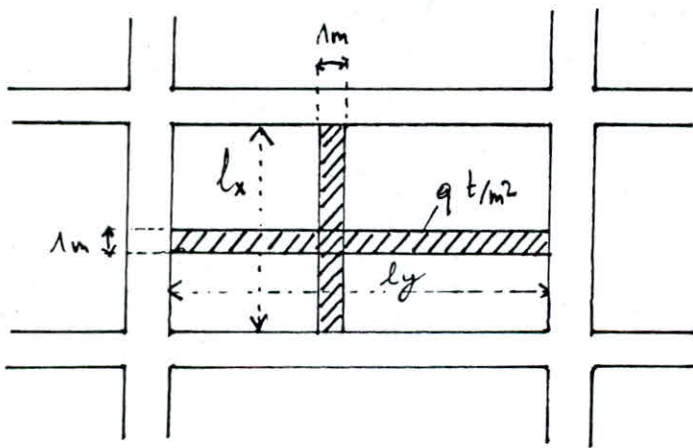
$$q_{sp2} = \sigma_1 (\text{max}) - P_p = 23,98 - 1,5 = 22,48 \text{ t/m}^2$$

$$* \frac{q_{sp2}}{q_{sp1}} = 1,54$$

$$* \frac{\overline{\sigma}_a \text{ SP}_2}{\overline{\sigma}_a \text{ SP}_1} = 1,5$$

Le 2<sup>ème</sup> genre se révèle le plus défavorable puisque  $q_{sp2} > 1,5 q_{sp1}$

## Détermination des efforts et du Ferrailage dans les panneaux de dalles



$l_x ; l_y$  : portée entre axe des appuis en travée:

\* panneau de rive:  $M_t = 0,85 M_0$

\* panneau intermédiaire:  $M_t = 0,75 M_0$

à l'appui:

\* appui de rive  $M_a = 0,3 M_0$

\* appui intermédiaire  $M_a = 0,5 M_0$

Etude du panneau de rive:

$$l_x = 4,90 \text{ m}$$

$$l_y = 5,90 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,90}{5,90} = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0582 \\ \mu_y = 0,73 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,0582 \cdot 22,48 \cdot (4,90)^2 = 31,41 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,73 \times 31,41 = 22,93 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 26,70 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = \begin{cases} 0,3 M_x = 9,42 \text{ t.m} & \rightarrow \text{appui de rive} \\ 0,5 M_x = 15,71 \text{ t.m} & \rightarrow \text{appui intermédiaire} \end{cases}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 19,49 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = \begin{cases} 0,3 M_y = 6,88 \text{ t.m} \\ 0,5 M_y = 11,47 \text{ t.m} \end{cases}$$

## Ferraillage des Panneaux.

a/ Suivant X :

① En travée:  $\mu_x = \frac{15 \cdot 26,70 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,0315 \Rightarrow \begin{cases} K = 50,5 \\ \varepsilon = 0,9237 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{26,70 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9237 \cdot 55} = 12,4 \text{ cm}^2$$

choix  $A = 14,07 \text{ cm}^2$  (7 T16/ml,  $e = 16 \text{ cm}$ )

② à l'appui:

$M_a = 15,71 \text{ t.m}$  (appui intermédiaire)

$$\mu_x = \frac{15 \cdot 15,71 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,01849 \Rightarrow \begin{cases} K = 68,5 \\ \varepsilon = 0,9401 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{15,71 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9401 \cdot 55} = 7,23 \text{ cm}^2 \text{ choix } A = 7,70 \text{ cm}^2 \text{ (5T14/ml; } e = 25 \text{ cm)}$$

b/ Suivant y:

$M_{ty} = 19,49 \text{ t.m}$

① En travée:  $\mu_y = \frac{15 \cdot 19,49 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,02300 \Rightarrow \begin{cases} K = 60,5 \\ \varepsilon = 0,9338 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{19,49 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9338 \cdot 55} = 9,03 \text{ cm}^2 \text{ choix } A = 9,23 \text{ cm}^2 \text{ (6T14/ml; } e = 20 \text{ cm)}$$

② à l'appui:

$$M_a = 11,47 \text{ t.m} \quad \mu_y = \frac{15 \cdot 11,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,01353 \Rightarrow \begin{cases} K = 81,8 \\ \varepsilon = 0,9482 \end{cases}$$

$$A = \frac{11,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9482 \cdot 55} = 5,23 \text{ cm}^2 \text{ choix } A = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ (5T12/ml } e = 25 \text{ cm)}$$

En Conclusion, on prendra pour les armatures à l'appui suivant y la même armature que celle trouvée dans le sens X soit 5T14,  $e = 25 \text{ cm}$

\* Ecartement  $\left| \begin{array}{l} e_t \leq \min(3ht, 33 \text{ cm}) \rightarrow 33 \text{ cm} \\ e_a \leq \min(4ht, 45 \text{ cm}) \rightarrow 45 \text{ cm} \end{array} \right.$

## Étude du panneau ②

$l_x = 2,30$

$l_y = 5,90$

$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,389 < 0,4 \rightarrow$  dalle appuyée sur 2 cotés

a/ En travée  $M_0 = q \frac{l_x^2}{8} = 22,48 \cdot \frac{(2,3)^2}{8} = 14,86 \text{ t.m}$

$M_{tx} = 12,64 \text{ t.m}$

$M_a = 7,43 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{12,64 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,01491 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9457 \\ K = 77 \end{cases}$$

$$A = \frac{12,64 \cdot 10^5}{4200 \cdot 55 \cdot 0,9457} = 5,78 \text{ cm}^2 \text{ choix } A = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ (5T12/ml; } e = 20 \text{ cm)}$$

b/ à l'appui:  $M_a = 7,43 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{7,43 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,00876 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9580 \\ K = 109 \end{cases}$$

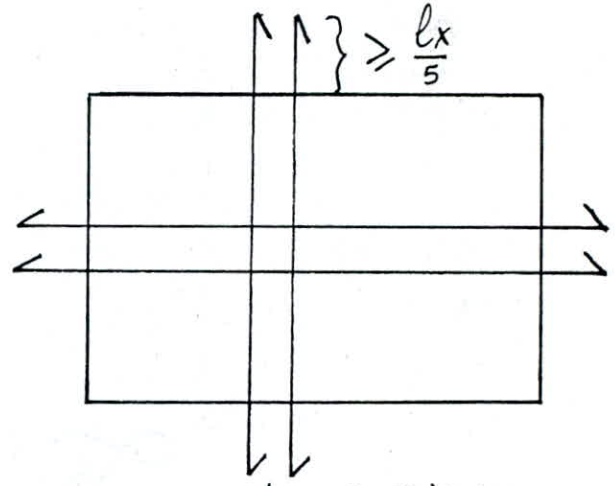
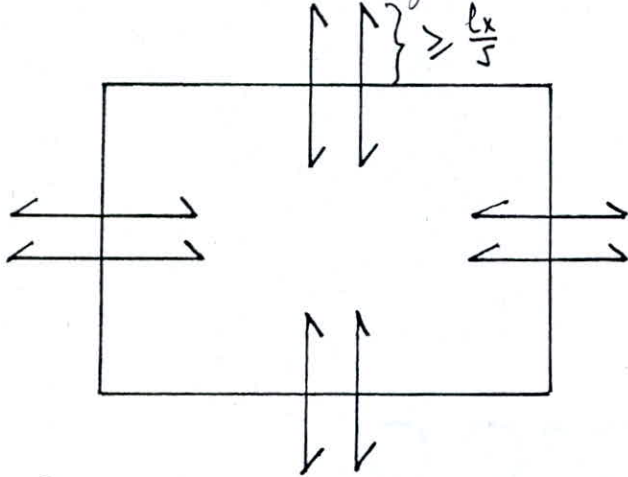
$$A = \frac{7,43 \cdot 10^5}{4200 \cdot 55 \cdot 0,9580} = 3,36 \text{ cm}^2 \text{ choix (5T10/ml; } e = 25 \text{ cm)} \cdot A = 3,92 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures selon y, on prend  $A_y = A/4$

Aoit 4T12/ml  $e = 30 \text{ cm} \rightarrow$  à l'appui

5T12/ml  $e = 25 \text{ cm} \rightarrow$  en travée

armature inférieure



armature supérieure.

## Vérifications diverses

### ① Contraintes de l'acier et de béton:

Sens X

a/ En travée:  $\hat{w} = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \cdot 14,07}{100 \cdot 55} = 0,2558 \rightarrow \begin{cases} K = 47 \\ \varepsilon = 0,9194 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{26,70 \cdot 10^5}{55 \cdot 14,07 \cdot 0,9194} = 3752,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 79,85 < \sigma_b' = 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

b/ à l'appui:  $\hat{w} = \frac{100 \cdot 7,70}{100 \cdot 55} = 0,13999 \rightarrow \begin{cases} K = 66 \\ \varepsilon = 0,9383 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{15,71 \cdot 10^5}{55 \cdot 7,70 \cdot 0,9383} = 3953,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{3953,5}{66} = 59,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

Sens Y

a/ En travée:  $\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A}$ ;  $\hat{w} = \frac{100 \cdot 9,23}{100 \cdot 55} = 0,1678 \rightarrow \begin{cases} K = 60 \\ \varepsilon = 0,9334 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{19,49 \cdot 10^5}{55 \cdot 0,9334 \cdot 0,923} = 4113,20 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 60,55 < 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

b/ à l'appui:  $\hat{w} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 55} = 0,1027 \rightarrow \begin{cases} K = 78 \\ \varepsilon = 0,9462 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{11,47 \cdot 10^5}{55 \cdot 0,9462 \cdot 5,65} = 3900,94 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 50 \text{ kg/cm}^2 < 206,55 \text{ kg/cm}^2$$

### Condition de non fragilité (article 19,2 CCBA 68)

$$A_x \geq 0,69 \cdot bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,83$$
$$\geq 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{55 \cdot 8,85}{4200} \cdot \left(1 - \frac{0,83}{2}\right) = 4,68 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0,69 \cdot bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 + \frac{\rho}{4}\right) = 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{8,85}{4200} \left(1 + \frac{0,83}{4}\right) = 3,66 \text{ cm}^2$$

En travée:  $A_{tx} = 14,07 > 4,68 \text{ cm}^2$

$$A_{ty} = 9,23 > 3,66 \text{ cm}^2$$

A l'appui:

$$A_{ax} = 7,23 > 4,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 5,65 > 3,66 \text{ cm}^2$$

### Vérification à la flèche (Article 61,22)

$$\textcircled{1} \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{t(x)}}{M_x} < h_0 / l_x$$

$$\frac{1}{20} \cdot \frac{26,70}{31,41} < 55 / 490 = 0,0425 < 0,1122$$

$$\textcircled{2} \omega_0 = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$\omega_0 = 0,00255 < 0,00476$$

Donc, nous pouvons admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification de la flèche.

• Calcul du tassement :

Le tassement immédiat sera calculé en utilisant la formule de "BOUSSINESQ"

$$S_r = \frac{q \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E} \cdot I_q$$

$q$  : charge nette de la fondation

$B$  : largeur de la fondation

$\nu$  : coefficient de poisson

$I_q$  : coefficient de forme

$E$  : module de "Young"

Dans notre cas :

$$B = 20,85 \text{ m}$$

$$\nu = 0,35$$

$$I_q = 1,12$$

$$E_{\text{moy}} = 319 \text{ bars} = 3190 \text{ t/m}^2$$

Le poids des terres =  $\gamma h$

$$q_0 = 1,7 \times 9 = 15,3 \text{ t/m}^2$$

$$q = \bar{\sigma}_s - q_0 = 20 - 15,3 = 4,7 \text{ t/m}^2$$

d'où :

$$S_r = \frac{4,7 \cdot 20,85 \cdot (1 - 0,35^2)}{3190} \cdot 1,12$$

$$S_r = 0,03 \text{ m}$$

$$S_r = 3 \text{ cm}$$

Donc le tassement est admissible .

## CONCLUSION

Les quatre mois d'études et de calculs de ce projet, nécessitent à notre avis les remarques suivantes.

- L'originalité de la structure, tout en nous donnant l'occasion d'appliquer le contenu des enseignements dispensés à l'école, nous a permis d'étendre nos connaissances théoriques et pratiques au delà des notions et éléments de base acquis durant notre formation. Dans ce sens la nécessité de trouver pour chaque étape la méthode et le principe de calcul adaptés reflète le parcours difficile qui a caractérisé ces quatre mois.

- Vis à vis des charges verticales, les longueurs des travées excluent l'utilisation des méthodes forfaitaires; Contrainte qu'il serait souhaitable de lever par quelques modifications.

- Vis à vis des charges sismiques, les voiles de contreventement dans le sens longitudinal sont concentrés dans une même zone, d'où une grande excentricité. Dans le sens transversal, les voiles s'arrêtent au troisième étage, d'où une importante variation de rigidité de niveau. De même, la réduction de certains planchers entraîne une variation dans le rapport masse sur rigidité.

Ces deux dernières remarques montrent combien le travail d'équipe (ingénieurs - architectes) serait utile.

## BIBLIOGRAPHIE

- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé - P. Charon
- Calcul pratique des tours en béton armé - Marius Diver
- Conception et calcul des structures soumises aux - O.P.U  
séismes
- Contreventement des bâtiments - Albiges et Goulet
- Cours de béton armé - M. Belazoughi
- Méthode de cross - P. Charon
- Ossatures de bâtiments - A. Fuentes
- Règles Parasismiques Algériennes - C.T.C
- Règles Techniques de conception et de calcul des - C.C.B.A 68/70  
ouvrages et constructions en béton armé

