

26/85

**ENP**

*2025*

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

SUJET

**BATIMENT R+5**

Etudie par:

HALLAL . A

BOUZERARA . A

PROMOTION : Janvier-85

## - DEDICACE -

Je dédie ce modeste travail à :

- A tous ceux qui sont et  
resteront dignes à leurs  
principes.

- A tous ceux qui sèment les  
grains de la vérité et les  
irriguent de leur propre  
sang.

- A tous mes ennemis(es)  
déclarés(ées) ou camouflés(ées)

- A tous ceux qui préfèrent  
affronter les problèmes que  
de vivre la misère.

A. HALLAL.





## DEDICACE

Je dédie Ce travail à :

- A toute ma famille.
- A tous ceux qui me sont chers.
- A tous mes frères de la mosquée  
de FERDJOUR (MILA)





## Presentation de L'ouvrage

Le present projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R.D.C + 5 étages (avec vide sanitaire) destiné à l'habitation.

Ce bâtiment sera implanté dans la région de "OUM-EL-BOUAGI" Zone II d'après le règlement parasismique algérien (R.P.A). La hauteur de notre bâtiment (arotrère comprise) est de 18,5m.

La longueur totale du bâtiment est de 27,35 m.

La largeur est de 10,75 m. La hauteur d'étage est de 3m.

Taux du travail du sol: le rapport du sol où sera implanté notre ouvrage a fourni une contrainte admissible de 2 bars a une profondeur de 1,5m.

Béton armé: le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé. (CCBA 68). ainsi qu'à tous les règles en vigueur applicables en Algérie.

Pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (FeE40) et de l'acier doux (FeE24); L'acier doit être propre et débarrassé de toute rouille.

Ossature: le bâtiment est contreventé par des voiles longitudinaux et transversaux. le remplissage sera fait par de la maçonnerie.

Planchers: Les planchers seront à corps creux: hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles prefabricuées. Ces planchers auront une épaisseur de (16+4) cm.

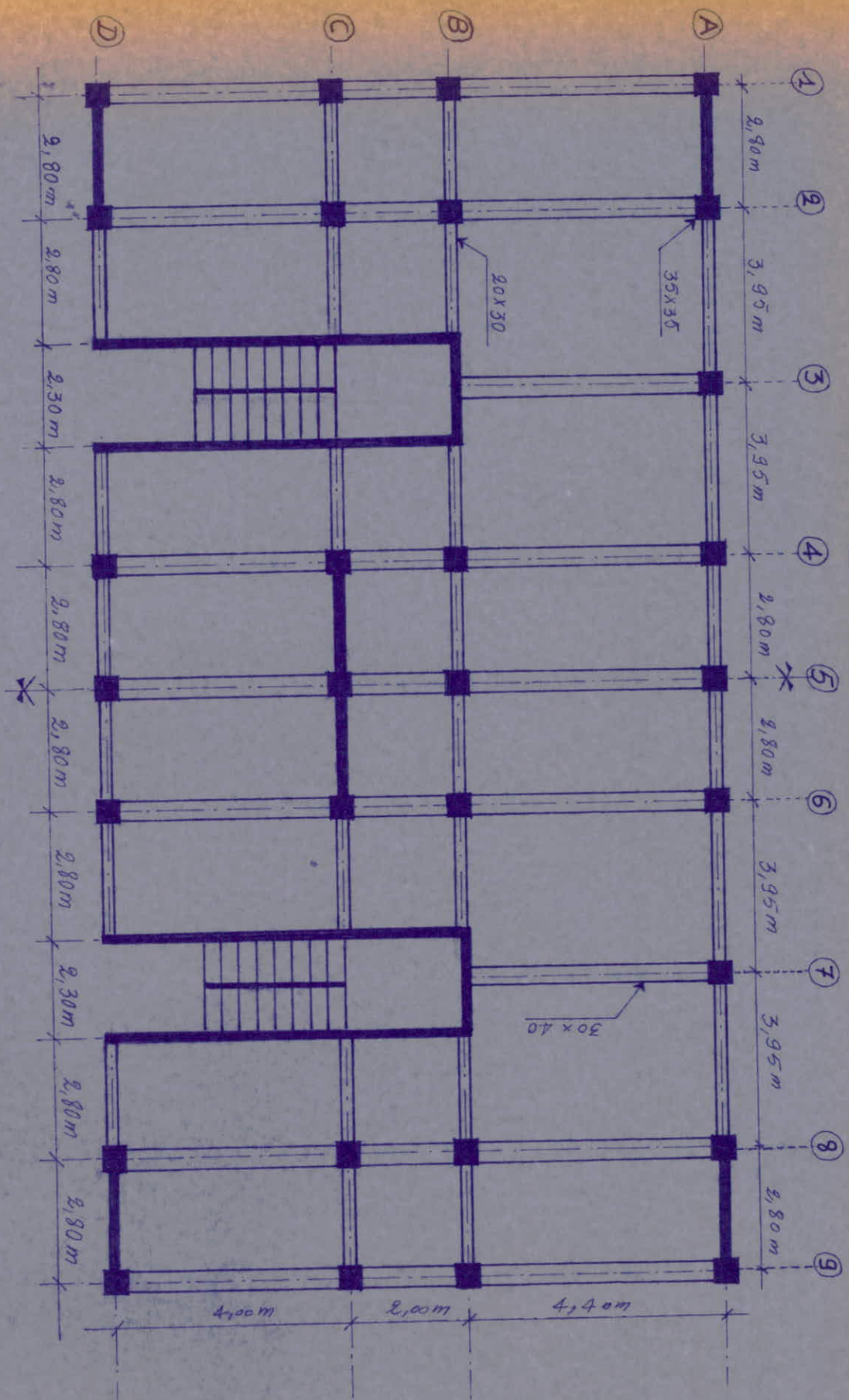
Escaliers: les escaliers seront construits en béton armé et la réalisation s'effectuera par étage afin de limiter l'emploi des échelles. Les marches seront revêtues de carrelage.

Maçonnerie: Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses. Les murs extérieurs seront constitués de deux cloisons séparés par un vide d'air de 5cm. les murs intérieurs seront des cloisons de séparation.

Revêtement: plâtre pour les murs et les plafonds.  
Carrelage pour les planchers et les paliers.



Vue en Plan



# CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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

• Résistance nominale de compression  $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$

• Résistance nominale de traction  $\sigma_{28} = 7 + 0,06\sigma'_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$

• Dosage d'un  $\text{m}^3$  de béton :  
800 l gravillons  $C_g \leq 25 \text{ mm}$ .  
400 l sable  $D_s \leq 5 \text{ mm}$ .  
350 l Ciment CPA 325.  
175 l d'eau

• Coefficient de compression admissible (CBA 68 art 9.4)

$$\bar{\sigma}'_0 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$$

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

$$\beta = \frac{5}{6} \quad \text{contrôle peu contrôlé.}$$

$$\gamma = 1 \quad \text{éléments ayant une épaisseur} \geq 4 C_g.$$

$$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{compression simple.} \\ 0,6 & \text{flexion simple et flexion composée} \\ & \text{avec effet normal de traction.} \end{cases}$$

$$\delta = \delta_1 \text{ si } \delta_1 < 0,6. \quad \left. \begin{array}{l} \delta = 0,6 \text{ si } \delta_1 > 0,6 \end{array} \right\} \text{ en flexion composée} \\ \text{avec effet de compression.}$$

$$\delta_1 = 0,3 \left[ 1 + \frac{e_0}{3 e_1} \right].$$

$e_1$  : distance de la limite du noyau central au c.d.g du béton.

$e_0$  : Excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au c.d.g du béton seul.

$$\delta(\sigma_{p2}) = 1,5 \delta(\sigma_{p1}).$$

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{compression simple ou flexion simple avec section rect.} \\ 0 \leq \varepsilon < 1 & \text{autres cas.} \end{cases}$$



## Application:

Sous  $SP_1$ :

- Compression simple:  $\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$ .
- flexion simple ou composée avec traction.

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

- Contrainte de traction de référence du béton.

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28} \text{ avec } f_b = \alpha \beta \gamma \theta; \theta = 0,018 \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Aciers: Adx FeE24  $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

$$SP_1: \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$SP_2: \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

H. A

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 (SP_2) \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 (SP_2) \end{cases}$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2612 \text{ kg/cm}^2.$$

Contrainte admissible de non fissuration CCBA68 art 49.

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

$$\text{avec } \sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \text{ et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$\phi$  (mm) la plus grosse barre.

$\sigma_1$ : contrainte de fissuration systématique

$\sigma_2$ : " " " accidentelle ( $t^\circ$ , retrait).

$$k \begin{cases} 0,5 \cdot 10^6 & \text{très nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{préjudiciable} \\ 1,5 \cdot 10^6 & \text{peu nuisible.} \end{cases}$$

$$\eta = 1 \text{ (Adx).}$$

$$= 1,6 \text{ H.A}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A(\text{tendus})}{\text{Section de béton enrobant barre}}$$



## - Charges et Surcharges.

Les planchers sont réalisés en corps creux.

a) Plancher terrasse:

- Charges permanentes

\* protection par gravier (5cm)

$$1800 \cdot 0,05 = 90 \text{ kg/m}^2$$

\* Étanchéité (2cm)

$$600 \cdot 0,02 = 12 \text{ kg/m}^2$$

\* Isolation thermique (4cm)

$$400 \cdot 0,04 = 16 \text{ kg/m}^2$$

\* Béton en forme de pente 15%

$$2200 \cdot 0,0075 = 16,5 \text{ kg/m}^2$$

\* Corps creux (16+4)

$$265 \text{ kg/m}^2$$

\* Enduit plâtre (2cm)

$$0,02 \cdot 1400 = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 430 \text{ kg/m}^2$$

- Surcharges d'exploitation:  $P = 100 \text{ kg/m}^2$ .

Combinaison sous SP1:  $q = G + 1,2P = 550 \text{ kg/m}^2$ .

Charge soumise à l'action sismique

$$W = G + \frac{1}{5}P = 450 \text{ kg/m}^2$$

b) Étage courant:

\* Carrelage (2cm)

$$0,02 \cdot 2000 = 44 \text{ kg/m}^2$$

\* Mortier de ciment (2cm)

$$40 \text{ kg/m}^2$$

\* Corps creux (16+4)

$$265 \text{ kg/m}^2$$

\* Enduit plâtre (2cm)

$$28 \text{ kg/m}^2$$

\* Cloisons

$$75 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 452 \text{ kg/m}^2$$

- Surcharge d'exploitation  $P = 175 \text{ kg/m}^2$ .

Combinaison sous SP1  $G + 1,2P = 662 \text{ kg/m}^2$ .

Charge soumise à l'action sismique

$$W = G + \frac{1}{5}P = 487 \text{ kg/m}^2$$

c) Sèche:  $G = 452 \text{ kg/m}^2$ ;  $P = 350 \text{ kg/m}^2$ .

$$G + 1,2P = 872 \text{ kg/m}^2$$



Charge soumise à l'action sismique

$$G + \frac{1}{5}P = 522 \text{ KG/m}^2.$$

d) Remplissage: Le mur extérieur est formé d'une cloison; l'une de 15 cm; l'autre de 5 cm et un vide d'air de 5 cm (Isolation).

Briques creuses de 15 cm . . . . . 157 KG/m<sup>2</sup>.

Briques creuses de 5 cm . . . . . 68 KG/m<sup>2</sup>.

Enduit de ciment . . . . . 18 KG/m<sup>2</sup>.

Enduit, en plâtre . . . . . 10 KG/m<sup>2</sup>.

$$G = 253 \text{ KG/m}^2.$$

## Preclimensionnement des Éléments :

### • Poutres :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Zone II.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 3$$

On prend pour les poutres jointives  $b \cdot h_t = 30 \cdot 40 \text{ cm}^2$   
pour les poutres non jointives  $b \cdot h_t = 20 \cdot 30 \text{ cm}^2$ .

### • poteaux :

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA 81 art 42)

$$a) A = b \cdot h \geq \frac{K N'}{\sigma_{28}} \quad \text{avec } K = 4 \text{ Zone II.}$$

$$b) \min(b, h) \geq 25 \text{ Zone II.}$$

$$c) \frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3.$$

$$d) \min(b, h) \geq \frac{h}{20} \quad (h: \text{Hauteur d'étage}).$$

Calcul de  $N'$  :

Surface revenant au poteau le plus chargé.

$$S = 9,48 \text{ m}^2.$$

On prend la charge et la surcharge les plus défavorables de tous les niveaux soit :

$$N' = (\text{pour 1 étage}) 12,342 \text{ t}$$

$$N' \text{ pour tous les niveaux : } 12,342 \cdot 6 = 74,052 \text{ t.}$$

$$\text{d'où } A = b \cdot h \geq \frac{K \cdot N'}{\sigma_{28}} = \frac{4 \cdot 74,052 \cdot 10^3}{275} = 1077,12 \text{ cm}^2.$$

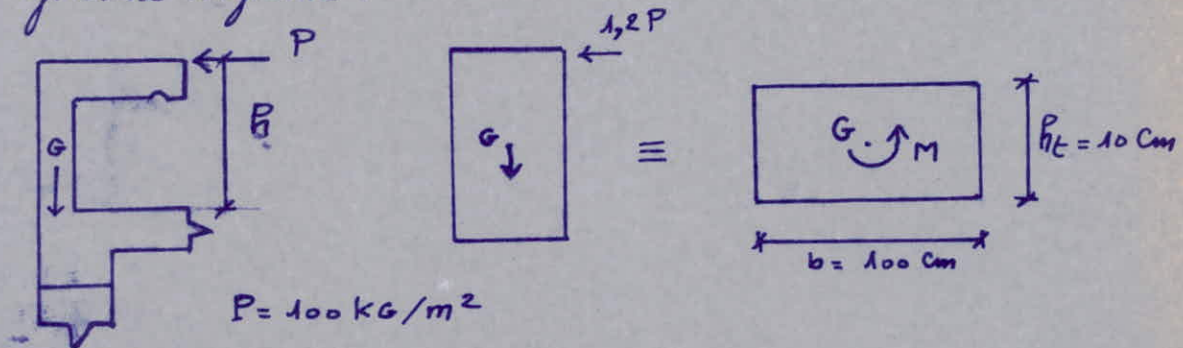
On prend une section carrée, pour que les poteaux présentent la même inertie dans les 2 sens.

$$\text{soit } b \cdot h = 35 \cdot 35 \text{ cm}^2.$$



# - L'ACROTERE -

Elle est calculée comme une console encastree aux pieds dans la poutre. Cette dernière doit être vérifiée à la torsion mais cette torsion sera reprise par le plancher qui a une grande rigidité.



$$N = G = 0,5 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 2500 = 125 \text{ kg/m}^2$$

$$M = 1,2P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,5 = 60 \text{ kg/m}^2$$

Centre de pression:  $-e_0 = \frac{M}{N} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$ .

$$e_0 > \frac{h_t}{6} = 1,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Moment par rapport aux aciers tendus:  $y = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d\right)$

$$y = 0,48 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02\right) = 0,51 \text{ m}$$

$$M_a = N \cdot y = 125 \cdot 0,51 = 63,75 \text{ kg/m}$$

$$M_{zb} = \frac{\sigma_c}{2} \cdot b \cdot y \left(h - \frac{y}{3}\right) = 1593,52 \text{ kg/m}$$

$$\Rightarrow M_{zb} > M_a \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

Calcul d'armatures tendues:

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 60 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 64} = 0,005$$

$$\Rightarrow \epsilon = 0,9677 ; k = 140 ; \alpha = 0,0968$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{60 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9677 \cdot 8} = 0,276 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{125}{2800} = 0,044 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 0,276 - 0,044 = 0,232 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T6 ( $A = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ).

- Condition de non fragilité (art CCBA 68 52).

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{em}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200}$$

$$A \geq 0,775 \text{ cm}^2.$$

On prévoit également des armatures perpendiculaires aux principales armatures pour des raisons constructives.

- Condition de non fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 2,825 \cdot 10^{-3}$$

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

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = 1098,95 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3686,95 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ (verifié)}.$$

- Vérification de l'effort tranchant:

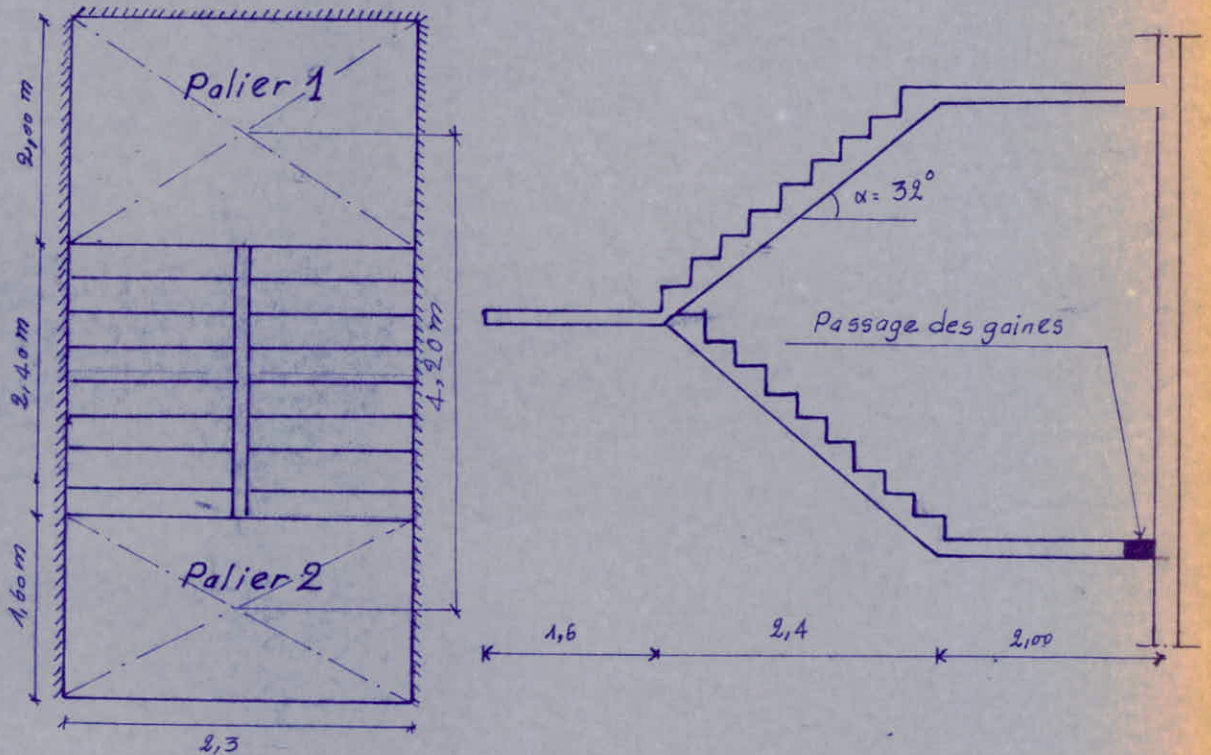
$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_a}{z} = 1,2 \cdot 100 - \frac{63,75 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 8} = 1030,71$$



# .CALCUL DES ESCALIERS.

Presentation:

Les éléments porteurs sont les murs d'échiffre - c. à. dire les voiles  
le palier s'encastre dans ces refends tandis que la volée s'appuie  
sur les 2 paliers.



La paillasse est inclinée d'un angle  $\alpha$  par rapport à l'horizontal

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,625 \quad \text{d'où} \quad \cos \alpha = 0,848.$$

Verification de la condition de "BLONDEL".

la hauteur de la marche :  $h = 16,5 \text{ m}$  à l'exception de la première marche qui est égale à  $18 \text{ m}$ .

• condition de Blondel:  $60 < 2h + g < 64$

Soit  $2h + g = 63$  (verification satisfaite).

Epaisseur de La paillasse: On prend pour la paillasse et les paliers la même épaisseur.

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad ; \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{0,848} = 2,83 \text{ m.}$$

$$\frac{2,83}{30} \leq e \leq \frac{2,83}{20} \quad \text{soit} \quad e = 14 \text{ cm.}$$

Procédé de calcul: le calcul de la paillasse pour la poutre de portée  $L$  partiellement encastree sur les lignes medianes des paliers. Vu que les paliers sont encastres dans les murs refends.

Evaluation de la charge de calcul.

- Paillasse:
- poids propre . . . . .  $\frac{2500 \cdot 0,14}{0,848} = 412,73 \text{ kg/m}^2$ .
  - poids des marches . . . . .  $\frac{2200}{2} \cdot h = 183,5 \text{ kg/m}^2$ .
  - Revêtement (carrelage + mortier) . . . . . =  $84 \text{ kg/m}^2$ .
  - garde corps (en aciers) . . . . . =  $20 \text{ kg/m}^2$ .

• Charge permanente  $G = 700,43 \text{ kg/m}^2$ .

• Surcharge  $P = 250 \text{ kg/m}^2$ .

Pour une tranche de 1m on a:  $G = 700,43 \text{ kg/ml}$ .

$P = 250 \text{ kg/ml}$ .

$\Rightarrow q_1 = G + 1,2P = 1000,43 \text{ kg/ml}$ .

- Palier: poids propre . . . . .  $2500 \cdot 0,14 = 350 \text{ kg/m}^2$ .  
 Revêtement (carrelage + mortier) . . . . . =  $84 \text{ kg/m}^2$ .

Charge permanente  $G = 434 \text{ kg/m}^2$ .

Surcharge  $P = 250 \text{ kg/m}^2$ .

Pour une tranche de 1m on a:  $G = 434 \text{ kg/ml}$ .

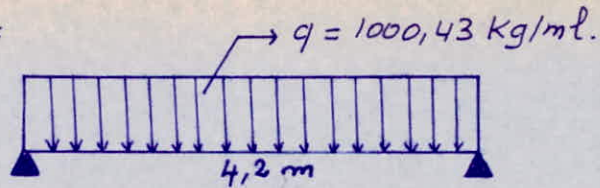
$P = 250 \text{ kg/ml}$ .

$\Rightarrow G + 1,2P = 734 \text{ kg/ml}$ .



## Détermination des efforts :

• Paillasse :



$$M_{\text{max}} = \frac{q l^2}{10} = \frac{1000,43 \cdot 4,2^2}{10} = 1765,0 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = -\frac{q l^2}{20} = \frac{-1000,43 \cdot 4,2^2}{20} = -882,5 \text{ Kg.m.}$$

ferrailage :

Diamètre des armatures  $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{14}{10} = 1,4 \text{ cm.}$   
le calcul de la section se fera en flexion simple ; vu que l'effort normal dans la paillasse est faible.

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$h = 12 \text{ cm} ; d = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,06566 ; \epsilon = 0,8945 ; K = 32,4.$$

$$\sigma'_b = 86,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1765 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8945 \cdot 12} = 5,87 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ T12} = 6,78 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 6,78}{100 \cdot 14} = 0,484 ; \epsilon = 0,8950 ; K' = 32,6.$$

$$\text{d'où } \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2421.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = 74,35 \text{ Kg/cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$A = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée).}$$



Vérification à la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,78}{4 \cdot 100} = 0,01695.$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{12} \frac{0,01695}{(1 + 0,1695)} = 2898 > \sigma_a.$$

Vérification de la flèche:

il suffit de vérifier que  $A \leq b \cdot h \frac{43}{\sqrt{en}}$ .

$$A = 6,78 < 100 \cdot 12 \frac{43}{4200} = 12,28 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}.$$

Armatures de répartition:

$$A_p = \frac{A_e}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit 4T8 par mètre avec } e = 25 \text{ cm}.$$

Armatures aux appuis:

$$M = -882,5 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$A_a = \frac{A_e}{2} = \frac{6,78}{2} = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit 5T10 p.m}$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2.$$

Condition aux appuis:

$$T = 2100,9 \text{ kg}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\gamma} = 2100,9 - \frac{8825}{\frac{7}{8} \cdot 12} < 0 \text{ (vérifié)}.$$

Calcul du palier: Palier 1

Ce palier se calcule comme une dalle appuyée sur 3 côtés

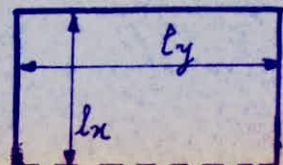
$$\begin{cases} l_y = 2,3 \text{ m} \\ l_x = 2 \text{ m} \end{cases} \quad \frac{l_x}{l_y} = 0,869.$$

les moments seront donnés selon L'Hermite (R.D.M)

- Sur le bord libre  $M_y = \beta \cdot p \cdot l_y^2$

- Au centre  $M_y = \beta_2 \cdot p \cdot l_y^2$   
 $M_x = \beta_1 \cdot p \cdot l_x^2$

$$\beta = 0,0957 ; \beta_1 = 0,034 ; \beta_2 = 0,066.$$





La charge P sera déduite en additionnant le poids propre du palier, la surcharge majorée et le poids de la volée qui revient au palier.

$$q_2 = 734 \text{ Kg/ml.}$$

le poids propre de la volée qui revient au palier

$$q_3 = 1043,927 \text{ Kg/ml.}$$

$$P = q_2 + q_3 = 1778 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Sur le bord libre } M_y = \beta \cdot P \cdot l_y^2$$

$$M_y = 900,12 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Au centre : } M_y = \beta_2 \cdot P \cdot l_y^2 = 319,8 \text{ Kg.m.}$$

$$M_x = \beta_1 \cdot P \cdot l_x^2 = 469,4 \text{ Kg.m.}$$

Ferrailage :

Dans le sens de  $l_x$  et de  $l_y$ ; on prend (1) sens  $l_y$  :

$$\text{- en travée : } M_t = 0,75 M_y = 240 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{- Sur appui : } M_a = 0,3 M_y = 162 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 240 \text{ Kg.m.} \rightarrow \mu = 0,0106 ; \epsilon = 0,9539 ; k = 93,5.$$

$$A = 0,816 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T10/ml.}$$

$$\text{Contraintes : } \bar{\omega} = 0,326 ; \epsilon = 0,9108 ; k = 41.$$

$$\sigma_a = 560 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma_b = 13,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Sur appui : } M_a = 162 \text{ Kg.m.} \rightarrow \mu = 0,007 ; \epsilon = 0,9521 ; k = 117.$$

$$A = 0,54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T8 par ml.}$$

$$\text{Contraintes : } \bar{\omega} = 0,205 ; k = 53 ; \epsilon = 0,9265 \rightarrow \sigma_a = 557 ; \sigma_b = 10,8$$

$$\text{- bord libre : } M_y = 900,12 \text{ Kg.m.} ; \mu = 0,0398 ; \epsilon = 0,9153 ; k = 44$$

$$A = 3,19 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T12 par ml} ; e = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Contrainte : } \bar{\omega} = 0,47 ; k = 33,1 ; \epsilon = 0,896 ; \sigma_a = 1482 \text{ Kg/cm}^2 ; \sigma_b' = 44,8.$$

$$(2) \text{ sens } l_x : M_x = 469,4 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Armatures en travée : } M_t = 0,75 M_x = 352,05 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,0131 ; \epsilon = 0,949$$

$$k = 83 \rightarrow A = 1,47 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T10/ml.}$$



Contraintes :  $\bar{\omega} = 0,33$  ;  $\epsilon = 0,9104$  ;  $K = 40,8$  ;  $\sigma_a = 822$  ;  $\sigma_b = 202$ .

Armatures sur appuis :

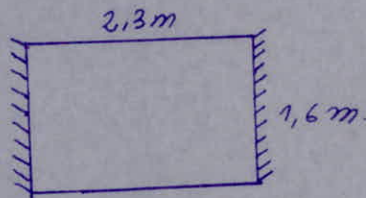
$$M_a = 0,5 M_x = 234,7 \text{ Kg.m}$$

$$\rightarrow \mu = 0,0087 ; K = 104 ; \epsilon = 0,958 ;$$

$$A = 0,73 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8/\text{ml} ; e = 20 \text{ cm.}$$

Palier 2 : Ce palier se calcule comme une dalle appuyée sur 2 côtés.

Pour le ferrailage ; on prendra une partie de



1 m, en la considérant comme une poutre semi-encastée à ses extrémités ; on adoptera le même ferrailage pour tout le ferrailage.

$$q = 1778 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 511,178 \text{ Kg.m.}$$

$$M_E = 0,85 M_0 = 434,5 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = 0,3 M_0 = 153,35 \text{ Kg.m}$$

$$- M_E = 434,5 \rightarrow \mu = 0,016 \rightarrow \epsilon = 0,9438 ; K = 74.$$

$$\text{Soit } A = 1,37 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T10/\text{ml.}$$

Sur appui on prend le même ferrailage que celui du palier (1).



# CALCUL DES POUTRELLES.

On a un plancher à corps creux (16+4). Les poutrelles seront préfabriquées sur chantier. Elles seront calculées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (G+1,2P). Elles seront disposées sur la plus petite portée.

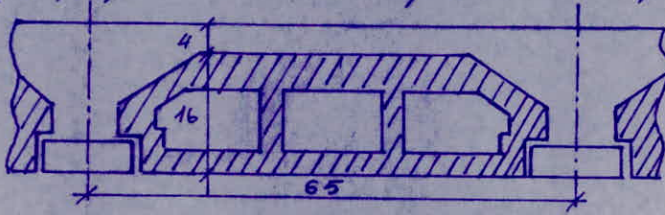


Schéma de calcul: le calcul des poutrelles sera fait en 2 étapes  
 1<sup>re</sup> étape: Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée supportant son poids propre; l'haudis et la surcharge de l'ouvrier.  
 2<sup>de</sup> étape: Après coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre en T continue sur plusieurs appuis.

1<sup>re</sup> étape:

- Schéma statique:

- charge supportée par la poutrelle:

- Poids propre:  $0,04 \cdot 0,12 \cdot 2,5 = 0,012 \text{ t/ml.}$
- Corps creux:  $0,65 \cdot 95 = 0,062 \text{ t/ml.}$
- Surcharge pondérée  $1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 0,078 \text{ t/ml.}$

$$q = G + 1,2P = 0,152 \text{ t/ml.}$$

. Moment en travée:  $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,152 \cdot 3,95^2}{8} = 296,45 \text{ KG/m.}$

. effet tranchant sur appuis:  $T = \frac{q l}{2} = 0,3 \text{ t.}$

Calcul des armatures = (Méthode P. Charon).

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 3,3 \Rightarrow K = 1,4.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{1,4} = 2000 > \bar{\sigma}'_b.$$

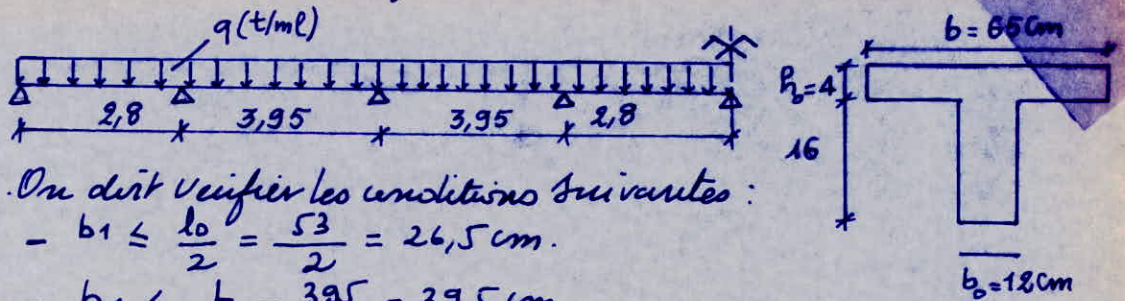
Les armatures comprimées sont nécessaires. Vu les faibles dimensions de la section du béton; ceci est pratiquement impossible. Pour cela on doit prévoir des échafaudages (étais) pour aider les poutrelles à supporter les efforts avant coulage de la table de compression.

2<sup>de</sup> étape: Après coulage du béton.

Après coulage du béton de la table de compression, la poutrelle est supposée reposer sur plusieurs appuis et travailler comme



Une poutre continue ayant pour section une section en T.



On doit vérifier les conditions suivantes :

$$- b_1 \leq \frac{l_0}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm.}$$

$$- b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{395}{10} = 39,5 \text{ cm.}$$

$$- b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = (6 \div 8) 4 = (24 \div 32) \text{ cm.}$$

la 1<sup>re</sup> condition est la plus restrictive  $b_1 = 26,5 \text{ cm.}$

$$\Rightarrow b = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Détermination des effets agissant sur les poutrelles :  
les conditions de la méthode forfaitaire sont remplis à l'exception de celle relative au rapport des portées :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

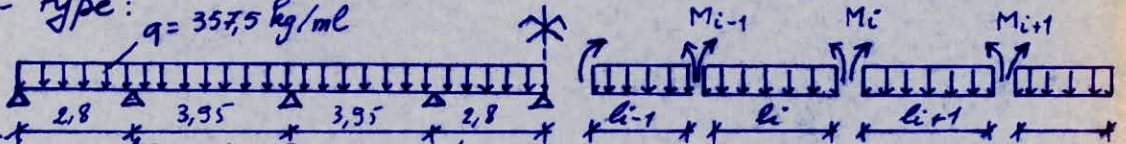
$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{2,8}{3,95} = 0,708 < 0,8.$$

En conclusion ; nous utilisons la méthode des 3 moments pour l'évaluation des effets.

Plancher terrasse : On a 2 types de poutrelles :

1<sup>er</sup> type :

$$q = 357,5 \text{ kg/ml}$$



l'équation des 3 moments :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 M_i (l_{i+1} + l_i) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left[ \frac{\Omega_i a_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_i}{l_{i+1}} \right]$$

Ecrivait l'équation des 3 moments pour chacun des appuis.

$$13,5 M_1 + 3,95 M_2 = -7470,13.$$

$$3,95 M_1 + 15,8 M_2 + 3,95 M_3 = -11016,34.$$

$$3,95 M_2 + 13,5 M_3 + 2,8 M_4 = -7470,13.$$

$$5,6 M_3 + 11,2 M_4 = -3923,92.$$

$$\text{On aura : } M_1 = -406,3 \text{ KG/m ; } M_2 = -502,62 \text{ KG/m.}$$

$$M_3 = -372,2 \text{ KG/m ; } M_4 = -164,32 \text{ KG/m.}$$

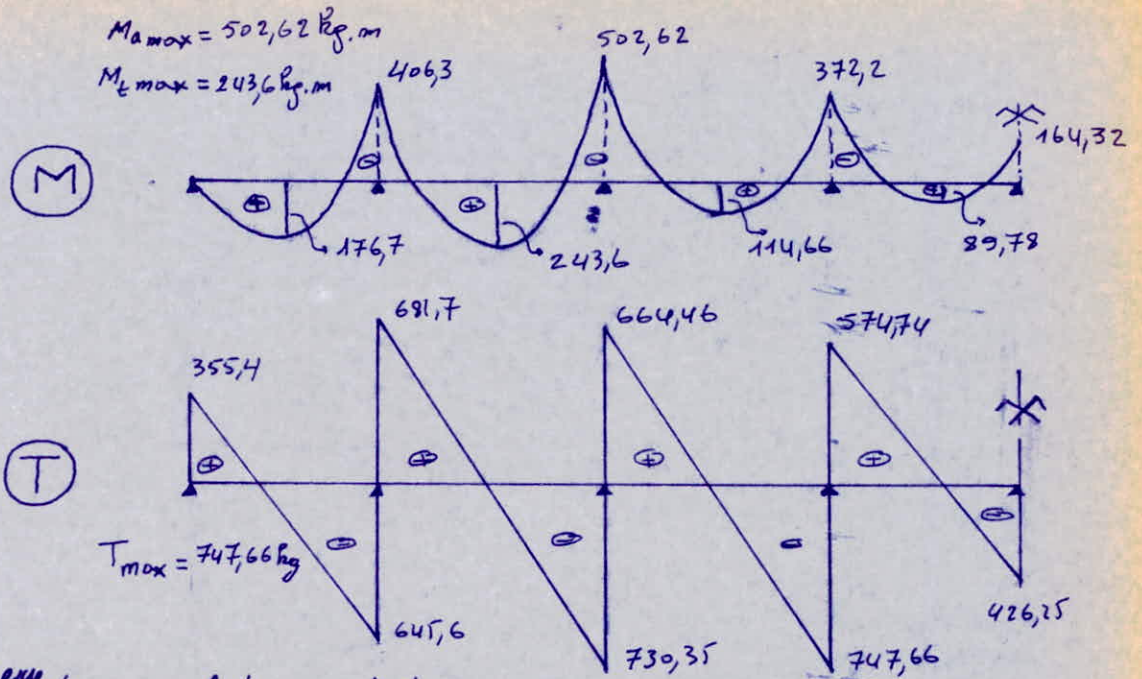
$$\text{Moment en travée : } M(x) = q l \frac{x}{2} - q \frac{x^2}{2} + M_w - \frac{M_w - M_e}{l} x.$$

$$M(x) \text{ est max } \Rightarrow \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q l}.$$

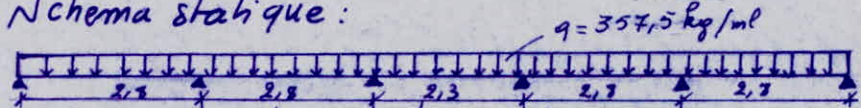
Effort tranchant : Au droit des appuis d'une travée l'effort tranchant est donné par

$$T_{id} = \frac{q l}{2} - \frac{M_w - M_e}{l} ; T_{i+1g} = -\frac{q l}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}.$$





2<sup>e</sup> type: schéma statique:

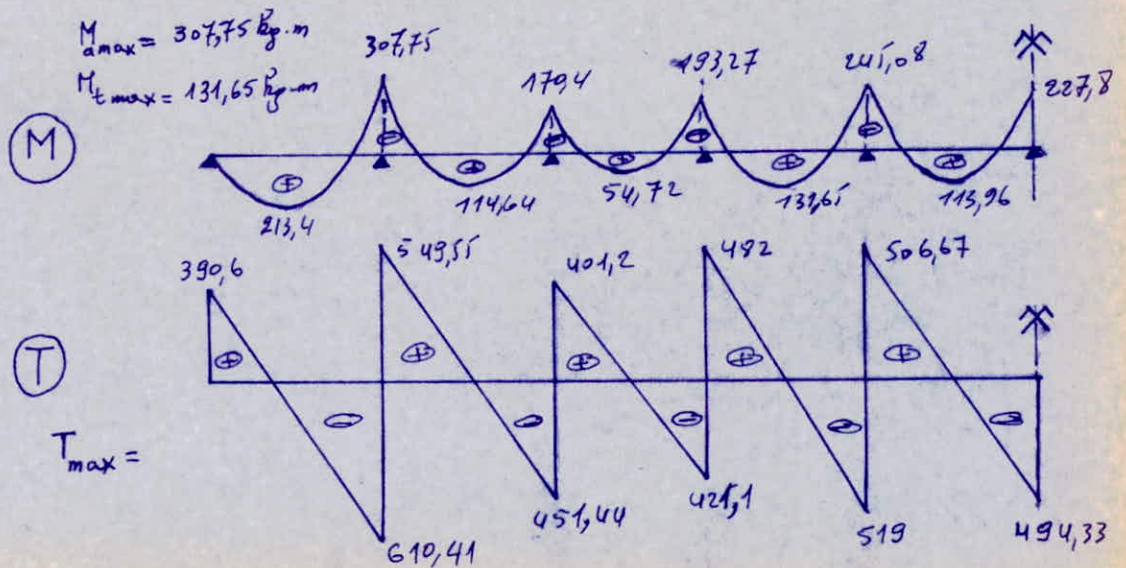


Les équations des 3 moments pour chacun des appuis.

$$\begin{aligned}
 4M_1 + M_2 &= -1401,4 \text{ KG/m.} \\
 2,8M_1 + 10,2M_2 + 2,3M_3 &= -3049,4 \text{ KG/m.} \\
 2,3M_2 + 10,2M_3 + 2,8M_4 &= -3049,4 \text{ KG/m.} \\
 M_3 + 4M_4 + M_5 &= -1401,4 \text{ KG/m.} \\
 2M_4 + 4M_5 &= -1401,4 \text{ KG/m.}
 \end{aligned}$$

On aura:  $M_1 = -307,75 \text{ KG/m}$ ;  $M_2 = -170,4 \text{ KG/m}$ .  
 $M_3 = -193,27 \text{ KG/m}$ ;  $M_4 = -245,08 \text{ KG/m}$ ;  $M_5 = -227,8 \text{ KG/m}$ .

Moments en travées: (Schéma).





# NIVEAU COURANT.

$$q_1 = 566,8 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 403,3 \text{ kg/ml}$$

1<sup>er</sup> type:

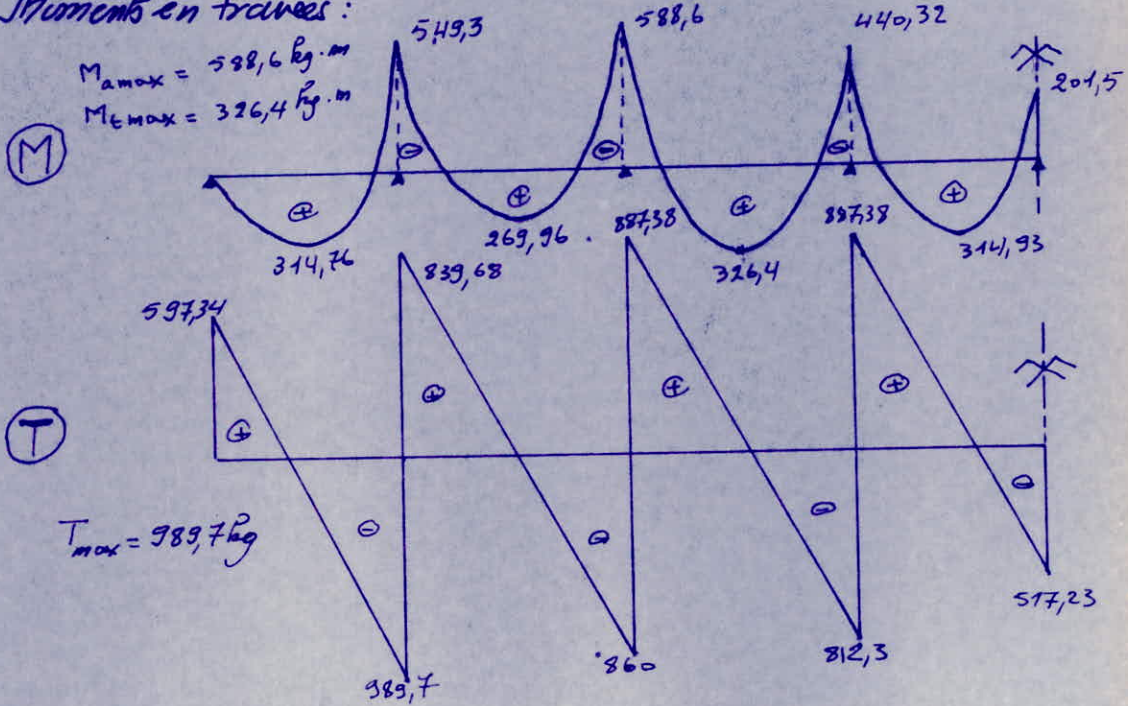
Les equations nous donnent:

$$\begin{aligned} 13,5M_1 + 3,95M_2 &= -9740 \text{ KG/m.} \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= -1687 \text{ KG/m.} \\ 3,95M_2 + 13,5M_3 + 2,8M_4 &= -8991,32 \text{ KG/m.} \\ 2M_3 + 4M_4 &= -1687 \text{ KG/m.} \end{aligned}$$

On aura:

$$\begin{aligned} M_1 &= -549,3 \text{ KG/m} ; & M_2 &= -588,6 \text{ KG/m.} \\ M_3 &= -440,32 \text{ KG/m} ; & M_4 &= -201,5 \text{ KG/m.} \end{aligned}$$

Moments en travées:

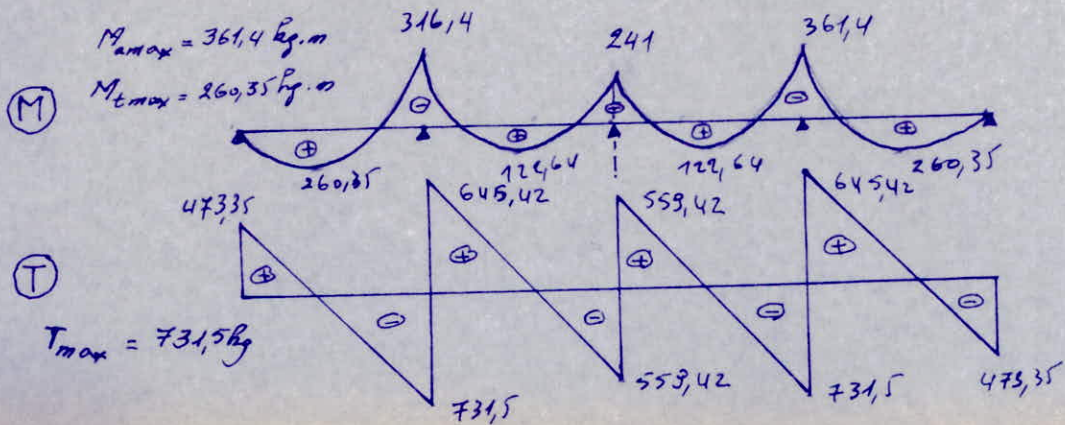


2<sup>e</sup> type: Les equations des 3 moments en tenant compte de la symétrie.

$$\begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= -\frac{1}{2} q l^2 \\ 2M_1 + 4M_2 &= -\frac{1}{2} q l^2 \end{aligned}$$

$$M_1 = M_3 = -361,4 \text{ KG/m} ; \quad M_2 = -241 \text{ KG/m.}$$

Moments en travées:  $M_{t_1} = M_{t_4} = 260,35 \text{ KG/m}$ ;  $M_{t_3} = M_{t_2} = 122,64 \text{ KG/m}$ .





## Ferrailage des poutrelles :

Les efforts serviront aux calculs :

- Niveau terrasse :

$$M_t = 243,6 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = 502,62 \text{ Kg.m.}$$

$$T = 747,66 \text{ Kg.m.}$$

- Niveau courant :

$$M_t = 326,4 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = 588,6 \text{ Kg.m.}$$

$$T = 989,7 \text{ Kg.m.}$$

Du fait que les efforts du niveau terrasse sont sensiblement comparables ; nous avons préféré faire les calculs avec les efforts du niveau courant.

I. Armatures Longitudinales : (Méthode P. Clamon).

a) en travée :

$$M_t = 326,4 \text{ Kg.m} ; b = 65 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm.}$$

$$k = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0083.$$

$$\Rightarrow k = 107 ; \epsilon = 0,959 ; \alpha = 0,1230.$$

$\alpha h = 0,1230 \cdot 18 = 2,214 < 4 \text{ cm} \Rightarrow$  section rectangulaire (65 x 18).

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{107} = 26,16 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,67 \text{ cm}^2.$$

$\Rightarrow$  soit 2 T 10 ( $A = 1,57 \text{ cm}^2$ ).

b) aux appuis :

$$M_a = 588,6 \text{ Kg.m} ; b = 12 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,081.$$

$$\Rightarrow k = 28,4 ; \varepsilon = 0,8848 ; \alpha = 0,3456.$$

$$\alpha h = 0,3456 \cdot 18 = 6,22$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{28,4} = 98,59 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$A = \frac{M \alpha}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{588,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8848 \cdot 18} = 1,32 \text{ cm}^2.$$

Soit 1 T 14 ( $A = 1,54 \text{ cm}^2$ ).

Soit 2 T 10 ( $A = 1,54 \text{ cm}^2$ ).

Verification :

1) \* Contrainte en tranchée :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 1,57}{65 \cdot 18} = 0,143.$$

$$\rightarrow \varepsilon = 0,9394 ; k = 67,5.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{326,4 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,9394 \cdot 18} = 1229,5 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1229,5}{67,5} = 18,2.$$

\*) Contrainte sur appuis :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,54}{18 \cdot 12} = 0,713$$

$$\rightarrow \varepsilon = 0,8774 ; k = 25,8.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{588,6 \cdot 10^2}{1,54 \cdot 0,8774 \cdot 18} = 2420 < 2800.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2420}{25,8} = 93,8 < \bar{\sigma}'_b.$$

2) Condition de non fragilité :



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

$$* \text{-en travée: } 1,57 \geq 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$* \text{ Sur appuis: } 1,54 \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2$$

3) Condition de flèche: (Art 58.4 CCBA 68).

$$- \frac{h_t}{l} > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{280} > 0,025. \text{ (verifié)}$$

$$- \frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,071 > 0,044 \text{ (verifié)}$$

$$- A < 36 \cdot \frac{b h}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{36 \cdot 65 \cdot 18}{4200} = 10,028 \text{ (verifié)}$$

4. Verification de la fissuration:

$$* \text{ En travée: } 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ (verifié)}$$

$$* \text{ Sur appuis: } \bar{\omega}_f = \frac{1,54}{4 \cdot 12} = 0,032$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6}{14} \cdot \frac{1,6 \cdot 0,032}{1 + 10 \cdot 0,032} = 4155,8 > \bar{\sigma}_a \text{ (verifié)}$$

5. Verification de l'adhérence:

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d \quad ; \quad \bar{\tau}_d = 2 \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7$$

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot p \cdot z} = \frac{989,7}{1 \cdot 4,39 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 14,30 < \bar{\tau}_d \text{ (verifié)}$$

6 - Conditions aux appuis:

$$A > T + \frac{M}{z} = 989,7 - \frac{588,6 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 18} < 0 \text{ (verifié)}$$

Armatures transversales =

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{989,7}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 5,23$$

$$\text{nous avons } \bar{\sigma}'_b > \sigma'_b = 73,8 > \bar{\sigma}'_{b0}$$



$$\bar{\sigma}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = \left( 4,5 - \frac{73,8}{68,5} \right) 5,9 = 20,19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Les armatures transversales doivent suffire ; on choisit des cadres  $\phi 6$   $\rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$  en  $A_{dx}$ .

Contraintes admissibles des armatures :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \sigma_{en}$$

avec reprise de bétonnage  $\rho = \frac{2}{3} \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600$

espacement admissible  $\bar{E} = \max \begin{cases} 0,2A = 3,6 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b}) = 13,21 \text{ cm} \end{cases}$

espacement est donné par  $t$

$$t = \frac{A_t \cdot \rho \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = \frac{0,56 \cdot \frac{2}{3} \cdot 18 \cdot 1600}{989,7} = 14,25 \text{ cm}$$

On prendra un espacement  $t = 12 \text{ cm}$ .

## FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION.

Afin de limiter les risques de fissuration et pour faire respecter les charges ; on prévoit un treillis soudé de maille 20.20. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm ( 5 p.m ) pour les armatures  $\perp$  aux nervures

33 cm ( 3 p.m ) " " "

Les sections de ces armatures doivent vérifier les conditions suivantes :

\* Armatures  $\perp$  aux nervures :

$$A_{\perp N} \geq \frac{2160}{\sigma_{en}} \rightarrow \text{pour } l_n \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp N} \geq 0,02 \frac{2160}{\sigma_{en}} l_n = 0,5292 A_{\perp N} = 5 \phi 6 / \text{ml}$$

\* Armatures  $\parallel$  aux nervures :

$$A_{\parallel N} \geq \frac{A_{\perp N} / \text{ml}}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 < A_{\parallel N} = 5 \phi 6 / \text{ml}$$

On adopte un treillis soudé  $\phi 6$  maille 20x20



# . CHARGES VERTICALES.

Introduction: Le contreventement des bâtiments est assuré par les voiles (longitudinaux et transversaux) qui reprennent la totalité des efforts sismiques; Ainsi donc les portiques transversaux (poteaux) et les poutres longitudinales de chaînage seront calculés sous la sollicitation du premier genre (G+1,2P). Seulement.

- Sens transversal: On étudiera le portique poteau le plus défavorable (2-2).

- Sens longitudinal: On fera un chaînage de poutres longitudinales non porteuses.

\* La méthode utilisée pour le calcul du portique transversal (2-2) est celle de Caquot.

Exposé de La Méthode de Caquot:

Dans cette méthode:

- les poutres sont solidaires des poteaux

- Moments d'inertie des poteaux sont constants.

- Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

Le principe consiste à considérer chaque nœud (croisement poteau - poutre) et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nœuds; en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui (travée gauche  $\rightarrow w$  et travée de e) et de la résistance offerte par les tronçons inf et sup des poteaux aboutissant au nœud considéré. (tronçon sup  $n$  et tronçon inf  $s$ ).

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignées par  $l'$ .

$$l'_w = 0,8 l_w \quad \text{et} \quad l'_e = 0,8 l_e \quad (\text{travées intérieures}).$$

On détache dessus et au dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux.  $h'_n = 0,9 h_n$  (le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher).

$$h'_n = 0,8 h_n \quad \text{et} \quad h'_s = 0,8 h_s \quad \text{dans les autres cas.}$$



Soient :

$q_w$  : La charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche ( $q_e$  sur celle de droite).

$Q_w$  : Charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à une distance  $a_w$  du nu de l'appui ( $Q_e$ ;  $a_e \rightarrow$  travée de droite).

$$\text{On pose : } M'_w = \frac{q_w \cdot l_w^2}{8,5} + l_w \sum k_w \cdot Q_w.$$

$$M'_e = \frac{q_e \cdot l_e^2}{8,5} + l_e \sum k_e \cdot Q_e.$$

les valeurs  $k_w$  et  $k_e$  sont données en fonction de  $a_w$ ;  $l_w$  et  $a_e$ ;  $l_e$  par une échelle fonctionnelle (CCBA 68 p141, 143, 146)

$I_w$ ;  $I_e$ ;  $I_s$  et  $I_n \rightarrow$  Moments d'inertie des éléments formant le nœud. On pose :  $k_w = \frac{I_w}{l_w}$ ;  $k_e = \frac{I_e}{l_e}$ ;  $k_s = \frac{I_s}{h_s}$ ;  $k_n = \frac{I_n}{h_n}$ .

$$D = k_w + k_e + k_n + k_s.$$

Les moments dans les sections dangereuses sont en valeurs absolues :

• Au nu de l'appui dans la travée de gauche

$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right).$$

• Au nu de l'appui dans la travée de droite.

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D}.$$

• Au nu inférieur des poutres (ds poteaux inf).

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w).$$

• Au nu supérieur du plancher (ds poteaux sup).

$$M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w).$$

Remarque :

-  $M_e$ ;  $M_w$  sont négatifs (poutres).

Pour les poteaux; la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des 2 valeurs absolues  $M'_e$  et  $M'_w$ ; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.



## Caracteristiques geometriques du portique transversal (2-2).

NIV	Nœud	$l_w$ (m)	$l_e$ (m)	$h_n$ (m)	$h_s$ (m)	$I_e = I_w$ $10^4 \text{ cm}^4$	$I_n = I_s$	$l'w$	$l'e$	$h'_n$	$h'_s$	$K_w$	$K_e$	$K_n$	$K_s$	D
6	1	/	4,05	/	2,6	16	12,5	/	3,24	/	2,08	/	4,94	/	6	10,94
	2	4,05	1,65	/	2,6	16	12,5	3,39	1,32	/	2,08	4,72	12,12	/	6	22,84
	3	1,65	3,65	/	2,6	16	12,5	1,32	1,32	/	2,08	12,12	12,12	/	6	30,24
	4	3,65	/	/	2,6	16	12,5	2,92	/	/	2,08	5,48	/	/	6	11,48
5	1	/	4,05	2,6	2,6	16	12,5	/	3,24	2,34	2,08	/	4,94	5,34	6	16,28
	2	4,05	1,65	2,6	2,6	16	12,5	3,24	1,32	2,34	2,08	4,94	12,12	5,34	6	28,4
	3	1,65	3,65	2,6	2,6	16	12,5	1,32	1,32	2,34	2,08	12,12	12,12	5,34	6	25,6
	4	3,65	/	2,6	2,6	16	12,5	2,92	/	2,34	2,08	5,48	/	5,34	6	16,82
4 3 2 1	1	/	4,05	2,6	2,6	16	12,5	/	3,24	2,08	2,08	/	4,94	6	6	16,94
	2	4,05	1,65	2,6	2,6	16	12,5	3,24	1,32	2,08	2,08	4,94	12,12	6	6	29,06
	3	1,65	3,65	2,6	2,6	16	12,5	1,32	1,32	2,08	2,08	12,12	12,12	6	6	36,24
	4	3,65	/	2,6	2,6	16	12,5	2,92	/	2,08	2,08	5,48	/	6	6	17,48



## Moments Sous G.

NIV	NOELID	$q_e$ (t/ml)	$q_w$ (t/ml)	$M_e$ (t.m)	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
6	1	2,13	/	2,63	/	1,44	/	/	1,44
	2	2,13	2,13	0,44	2,88	1,73	2,37	/	0,64
	3	2,13	2,13	0,44	0,44	0,44	0,44	/	/
	4	/	2,13	/	2,14	/	1,118	/	1,118
5	1	2,17	/	2,68	/	1,86	/	0,88	0,98
	2	2,17	2,17	0,448	2,68	1,4	2,29	0,42	0,47
	3	2,17	2,17	0,448	0,448	0,448	0,448	/	/
	4	/	2,17	/	2,18	/	1,47	0,69	0,78
4 3 2 1	1	2,17	/	2,68	/	1,9	/	0,95	0,95
	2	2,17	2,17	0,448	2,68	1,38	2,30	0,46	0,46
	3	2,17	2,17	0,448	0,448	0,448	0,448	/	/
	4	/	2,17	/	2,18	/	1,50	0,75	0,75

27



## Moments sous P.

28

NIV	NOEUD	$q_e$ (t/ml)	$q_w$ (t/ml)	$M'e$	$M'w$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
6	1	0,34	/	0,42	/	0,23	/		0,23
	2	0,34	0,34	0,07	0,46	0,28	0,38	/	0,10
	3	0,34	0,34	0,07	0,07	0,07	0,07	/	/
	4	/	0,34	/	0,34	/	0,18	/	0,18
5	1	0,595	0,595	0,73	/	0,51	/	0,24	0,27
	2	0,595	0,595	0,123	0,73	0,38	0,622	0,114	0,128
	3	0,595	0,595	0,123	0,123	0,123	0,123	/	/
	4	/	0,595	/	0,6	/	0,404	0,19	0,214
4 3 2 1	1	0,595	/	0,73		0,52	/	0,26	0,26
	2	0,595	0,595	0,123	0,73	0,38	0,63	0,125	0,125
	3	0,595	0,595	0,123	0,123	0,123	0,123	/	/
	4	/	0,595	/	0,6	/	0,41	0,205	0,205



**. EFFORTS TRANCHANTS SOUS G.**

NIV	TRAVÉE	$l(m)$	$q(t/m)$	$M_e$	$M_w$	$T(x=0)$	$T(x=l)$
6	1-2	4,05	2,13	2,37	1,44	4,54	-4,08
	2-3	1,65	2,13	0,44	1,73	0,98	-2,54
	3-4	3,65	2,13	1,118	0,44	4,07	-3,7
5	5-6	4,05	2,17	2,29	1,86	4,5	-4,29
	6-7	1,65	2,17	0,448	1,4	1,21	-2,37
	7-8	3,65	2,17	1,47	0,448	4,24	-3,68
4	9-10	4,05	2,17	2,3	1,9	4,49	-4,3
3	10-11	1,65	2,17	0,448	1,38	1,23	-2,35
2	11-12	3,65	2,17	1,50	0,448	4,25	-3,67

**. EFFORTS TRANCHANTS SOUS P.**

NIV	TRAVÉE	$l(m)$	$q(t)$	$M_e$	$M_w$	$T(x=0)$	$T(x=l)$
6	1-2	4,05	0,34	0,38	0,23	0,725	-0,834
	2-3	1,65	0,34	0,07	0,28	0,227	-0,482
	3-4	3,65	0,34	0,18	0,07	0,815	-0,755
5	5-6	4,05	0,595	0,622	0,51	1,23	-1,18
	6-7	1,65	0,595	0,123	0,38	0,355	-0,646
	7-8	3,65	0,595	0,404	0,123	0,27	-1,01
4	9-10	4,05	0,595	0,63	0,52	1,23	-1,18
3	10-11	1,65	0,595	0,123	0,38	0,35	-0,646
2	11-12	3,65	0,595	0,41	0,123	1,164	-0,115



# EFForts Normaux Dans Les Poteaux

Sous: G

Niv	Pot	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N	N <sub>cu</sub>
6	1	/	4,54	4,54	4,54
	2	-4,08	0,98	5,06	5,06
	3	-2,54	4,07	6,61	6,61
	4	-3,7	/	3,7	3,7
5	1	/	4,15	4,15	9,04
	2	-4,29	1,21	5,5	10,56
	3	-2,37	4,24	6,61	13,22
	4	-3,68	/	3,68	7,38
4	1	/	4,49	4,49	13,53
	2	-4,3	1,23	5,53	16,09
	3	-2,35	4,25	6,6	19,82
	4	-3,67	/	3,67	11,05
3	1	/	4,49	4,49	18,02
	2	-4,3	1,23	5,53	21,62
	3	-2,35	4,25	6,6	26,42
	4	-3,67	/	3,67	14,72
2	1	/	4,49	4,49	22,51
	2	-4,3	1,23	5,53	27,15
	3	-2,35	4,25	6,6	33,02
	4	-3,67	/	3,67	18,39
1	1	/	4,49	4,49	27
	2	-4,3	1,23	5,53	32,68
	3	-2,35	4,35	6,6	39,62
	4	-3,67	/	3,67	22,06

Sous: P

Niv	Pot	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N	N <sub>cu</sub>
6	1	/	0,725	0,725	0,725
	2	-0,834	0,227	1,061	1,061
	3	-0,482	0,815	1,297	1,297
	4	-0,755	/	0,755	0,755
5	1	/	1,23	1,23	19,55
	2	-1,18	0,355	1,535	25,96
	3	-0,646	0,27	0,916	22,13
	4	-1,02	/	1,02	1,775
4	1	/	1,23	1,23	3,785
	2	-1,18	0,35	1,53	4,126
	3	-0,646	1,164	1,81	4,023
	4	-0,115	/	0,115	1,89
3	1	/	1,23	1,23	4,415
	2	-1,18	0,35	1,53	5,656
	3	-0,646	1,164	1,81	5,833
	4	-0,115	/	0,115	2,005
2	1	/	1,23	1,23	5,645
	2	-1,18	0,35	1,53	7,186
	3	-0,646	1,164	1,81	7,643
	4	-0,115	/	0,115	2,12
1	1	/	1,23	1,23	6,875
	2	-1,18	0,35	1,53	8,716
	3	-0,646	1,164	1,81	9,453
	4	-0,115	/	0,115	2,235



# Moments entravée des poutres.

NIV	TRAVÉE	l (m)	$\frac{M_e + M_w}{2}$	G + 1,2 P		
				q	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>
6	1 — 2	4,05	1,905	2,54	5,207	3,302
	2 — 3	1,65	1,085	2,54	0,864	0,221
	3 — 4	3,65	0,779	2,54	4,23	3,451
5	1 — 2	4,05	2,075	2,88	5,913	3,813
	2 — 3	1,65	0,924	2,88	0,98	0,066
	3 — 4	3,65	0,959	2,88	4,80	3,841
4	1 — 2	4,05	2,1	2,88	5,913	3,813
3	2 — 3	1,65	0,914	2,88	0,98	0,066
2	3 — 4	3,65	0,974	2,88	4,80	3,826

NIV	TRAVÉE	G + 1,2 P				
		M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
6	1 — 2	-1,716	3,302	-2,826	5,41	-5,08
	2 — 3	-2,066	-0,221	-0,524	1,252	-3,118
	3 — 4	-0,524	3,451	-1,334	5,048	-4,606
5	1 — 2	-2,472	3,838	-3,036	5,976	-5,706
	2 — 3	-1,856	0,056	-0,596	1,636	-3,145
	3 — 4	-0,595	3,841	-1,955	4,564	-4,892
4	1 — 2	-2,524	3,813	-3,056	5,966	-5,716
3	2 — 3	-2,96	0,066	-0,596	1,65	-3,125
2	3 — 4	-0,595	3,826	-1,992	5,647	-3,808



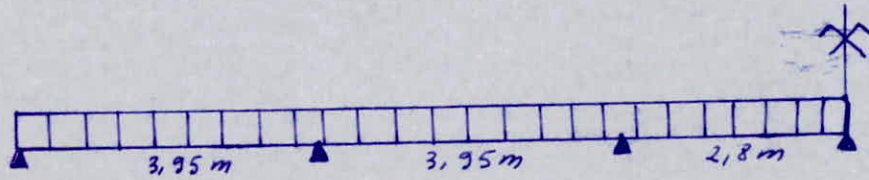
# Moments et efforts normaux dans Les poteaux

Niveau	Poteau	Poids propre	G + 1, 2 P					
			M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	N	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	N <sub>cum</sub>
6	1	0,918	/	1,716	6,33	-1,168	1,716	6,33
	2	0,918	/	0,761	7,251	-0,557	0,761	7,251
	3	0,918	/	0,00	9,084	0	0	9,084
	4	0,918	/	1,334	5,524	-0,918	1,334	5,524
5	1	0,918	1,168	2,45	6,894	-1,262	2,45	13,224
	2	0,918	0,557	0,624	8,242	-0,61	0,624	15,493
	3	0,918	0,00	0,00	8,628	0	0	17,712
	4	0,918	0,918	1,037	5,822	-0,996	1,037	11,346
4	1	0,918	1,262	1,262	6,884	-1,262	1,262	20,108
	2	0,918	0,61	0,61	8,288	-0,61	0,61	23,781
	3	0,918	0,00	0,00	10,238	0	0	27,95
	4	0,918	0,996	0,996	4,73	-0,996	0,996	16,076
3	1	0,918	1,262	1,262	6,884	-1,262	1,262	26,992
	2	0,918	0,61	0,16	8,288	-0,61	0,61	32,069
	3	0,918	0,00	0,00	10,238	0	0	38,188
	4	0,918	0,996	0,996	4,73	-0,996	0,996	20,806
2	1	0,918	1,262	1,262	6,884	-1,262	1,262	33,876
	2	0,918	0,16	0,16	8,288	-0,61	0,61	40,357
	3	0,918	0,00	0,00	10,238	0	0	48,426
	4	0,918	0,996	0,996	4,73	-0,996	0,996	25,536
1	1	0,918	1,262	1,262	6,884	-1,262	1,262	40,76
	2	0,918	0,16	0,16	8,288	-0,61	0,61	48,645
	3	0,918	0,00	0,00	10,238	0	0	58,664
	4	0,918	0,996	0,996	4,73	-0,00	0,996	30,266



# Poutres Longitudinales (de chaînage).

Les charges qui agissent sur les poutres sont très faibles ; pour cela les poutres seront considérées comme simplement appuyées sur les poteaux et sollicitées en flexion simple. Le calcul des efforts relatifs à chaque poutre est déterminé séparément ; selon le cas ; soit par la méthode de la R.D.M les 3 moments ; soit par la méthode du béton armé ; la méthode forfaitaire.



NIV	G	Q	G+1,2Q	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>t1</sub>	M <sub>t2</sub>	M <sub>t3</sub>	T <sub>1d</sub>	T <sub>2g</sub>	T <sub>2d</sub>	T <sub>3g</sub>	T <sub>3d</sub>	T <sub>4g</sub>	T <sub>4d</sub>
P.T	500	52,5	564	964,44	541,44	282	676,8	357,2	148,3	870	-1359	1221	-1007	882	-700	
P.C	1146	92	1257	2150	1207	628,5	1495	796	331	1938	-3029	2721	-2244	1966	-1583	

P.T      $M_t = 676,8 \text{ Kg.m.}$  ;  $M_a = 964,44 \text{ Kg.m.}$

$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,024 \rightarrow K = 59$  ;  $\epsilon = 0,9324$ .

$\sigma'_b = \frac{2800}{59} = 47,5 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,96 \text{ cm}^2$ .

$M_a = 964,44 \text{ Kg.m.}$

$\mu = 0,035$  ;  $K = 47,4$  ;  $\epsilon = 0,9199$

$A = 1,386 \text{ cm}^2$ .

P.C      $M_t = 1495 \text{ Kg.m.}$

$\mu = 0,0549 \rightarrow K = 36,2$  ;  $\epsilon = 0,9023$       $A = 2,19 \text{ cm}^2$ .

$M_a = 2150,0 \text{ Kg.m}$

$\mu = 0,0789 \rightarrow K = 28,8$  ;  $\epsilon = 0,8856$       $A = 3,21 \text{ cm}^2$ .



En conclusion nous aurons :

$$A_{bT} = 0,96 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2).$$

$$A_{aT} = 1,386 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2).$$

$$A_{bC} = 2,19 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2).$$

$$A_{aC} = 3,21 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2).$$

Niv	G	Q	G+1,2Q	M <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>b1</sub>	M <sub>b2</sub>	T <sub>1d</sub>	T <sub>2g</sub>	T <sub>2d</sub>	T <sub>3d</sub>
P.T	516	85	678	605,64	303	242	247,2	490	427	865,2	865,2	952	865,2
P.C	534	150	714	700	350	280	280	567	494	1000	1000	1100	1000

$$P.T \begin{cases} M_b = 490 \text{ Kg.m.} \\ M_a = 303 \text{ Kg.m.} \end{cases}$$

$$P.C \begin{cases} M_b = 567 \text{ Kg.m.} \\ M_a = 350 \text{ Kg.m.} \end{cases}$$

$$- M_b = 490 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,078 ; K = 69,5 ; \epsilon = 0,9408$$

$$A = 0,68 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } A = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2).$$

$$- M_a = 303 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,011 ; K = 91,5 ; \epsilon = 0,9531.$$

$$A = 0,42 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } A = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2).$$

$$- M_b = 567 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,020 ; K = 65,5 ; \epsilon = 0,9379$$

$$A = 0,80 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } A = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2).$$

$$- M_a = 350 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,073 ; K = 83,5 ; \epsilon = 0,9492$$

$$A = 0,48 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } A = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2).$$



P.T :  $M_0 = 605,64 \text{ Kg.m}$  ;  $M_1 = 121 \text{ Kg.m}$  ;  $M_2 = 363,5 \text{ Kg.m}$   
 $M_t = 466,3 \text{ Kg.m}$  ;  $T_2 = 995 \text{ Kg}$  ;  $T_1 = 865,2 \text{ Kg}$

P.C :  $M_0 = 700 \text{ Kg.m}$  ;  $M_1 = 140 \text{ Kg.m}$  ;  $M_2 = 420 \text{ Kg.m}$   
 $M_t = 539 \text{ Kg.m}$  ;  $T_1 = 1000 \text{ Kg}$  ;  $T_2 = 1150 \text{ Kg}$ .

P.T  $\begin{cases} M_t = 466,3 \text{ Kg.m.} \\ M_a = 363,5 \text{ Kg.m.} \end{cases}$

P.C  $\begin{cases} M_t = 539 \text{ Kg.m.} \\ M_a = 420 \text{ Kg.m.} \end{cases}$

-  $M_t = 466,3 \text{ kg.m}$  ;  $\mu = 0,017$  ;  $K = 71,55$  ;  $E = 0,9423$ .

$A = 0,65 \text{ cm}^2$

-  $M_a = 363,5 \text{ Kg.m}$  ;  $\mu = 0,013$  ;  $K = 82,5$  ;  $E = 0,9492$

$A = 0,50 \text{ cm}^2$ .

-  $M_t = 539 \text{ Kg.m}$  ;  $\mu = 0,019$  ;  $K = 67,5$  ;  $E = 0,9394$ .

$A = 0,75 \text{ cm}^2$ .

-  $M_a = 420 \text{ Kg.m}$  ;  $\mu = 0,075$  ;  $K = 77$  ;  $E = 0,9457$ .

$A = 0,58 \text{ cm}^2$ .



$G+1,2P = 564 \text{ Kg.}$  pour P.T.  
 $1217 \text{ Kg}$  pour P.C.

$$P.T \begin{cases} M_t = 448 \text{ Kg.m.} \\ M_a = 276,5 \text{ Kg.m.} \end{cases}$$

$$T_{\max} = 868,56 \text{ Kg.}$$
$$M_{\text{corres}} = 276,5 \text{ Kg.m.}$$

$$P.C \begin{cases} M_t = 998 \text{ Kg.m.} \\ M_a = 616 \text{ Kg.m.} \end{cases}$$

$$T_{\max} = 1936 \text{ Kg.}$$
$$M_{\text{corres}} = 616 \text{ Kg.m.}$$

$$- M_t = 448; \mu = 0,0164; \epsilon = 0,9432; K = 73 \quad \sigma'_6 = 38,35 \text{ Kg/cm}^2$$
$$A = 0,63 \text{ cm}^2$$

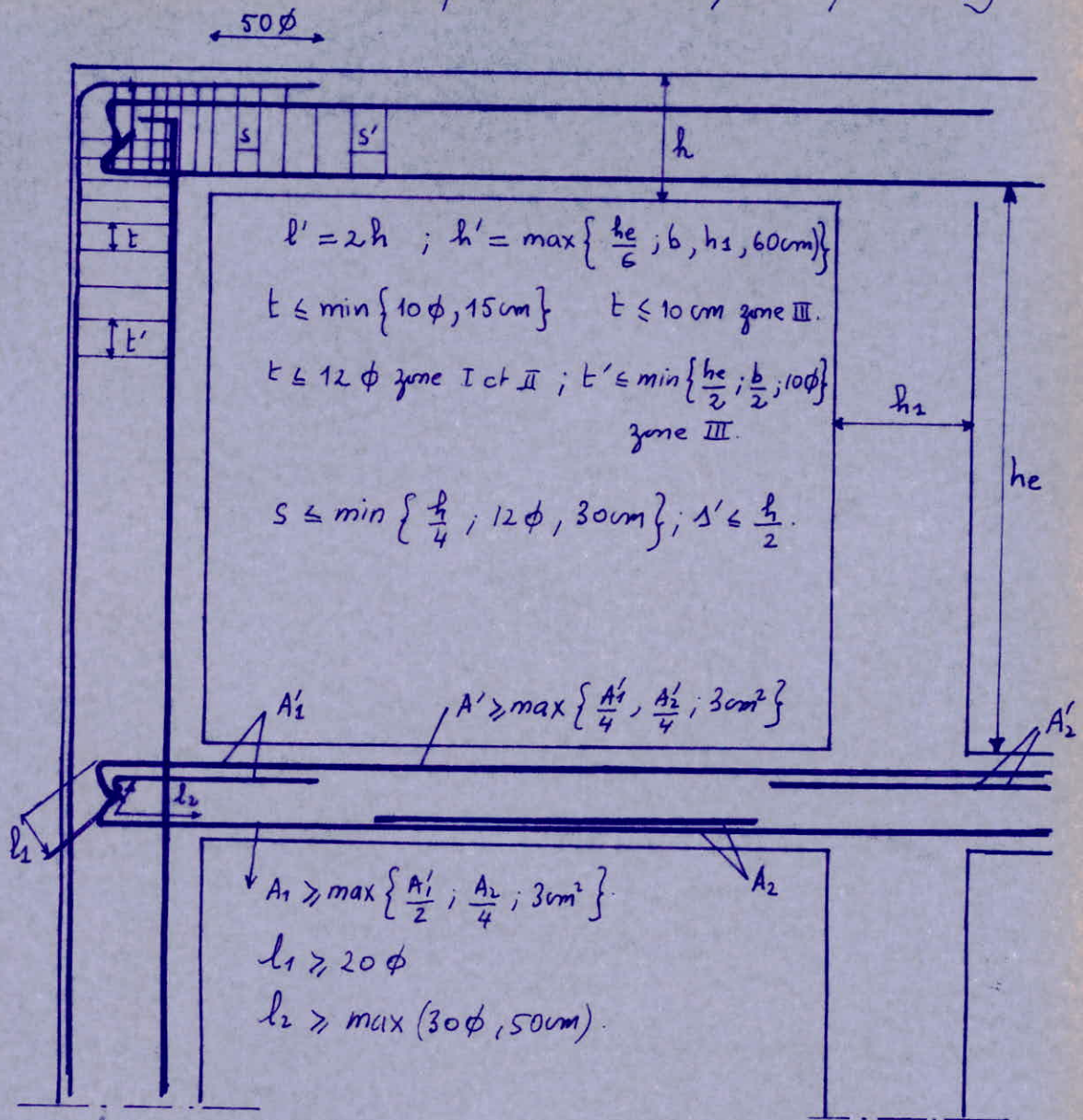
$$- M_a = 276,5 \text{ Kg.m}; \mu = 0,0101; \epsilon = 0,955; K = 96; \sigma'_6 = 29,16 \text{ Kg/cm}^2$$
$$A = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$- M_t = 998; \mu = 0,0366; K = 46; \epsilon = 0,9167; \sigma'_6 = 60,9 \text{ Kg/cm}^2$$
$$A = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$- M_a = 616; \mu = 0,0226; K = 61; \epsilon = 0,9342; \sigma'_6 = 45,9 \text{ Kg/cm}^2$$
$$A = 0,87 \text{ cm}^2$$



# Prescriptions du R.P.A. pour le ferrailage





- Ferrailage des poutres transversales -

Sections d'aciers aux appuis

$b = 30\text{cm}$  ;  $h_t = 40\text{cm}$  ;  $d = d' = 3\text{cm}$  ;  $h = 37\text{cm}$ .

NIV	Section	M(k.m)	$\mu$	$\epsilon$	K	$\sigma_b (\text{kg/cm}^2)$	A <sub>cal</sub>	A <sub>adop.</sub>	$\phi$
6	1	1,716	0,0223	0,9346	61,5	45,53	1,77	3,39	3T12
	2	2,826	0,0368	0,918	46	60,87	2,97	3,39	3T12
	3	0,524	0,0068	0,9277	119	23,53	0,545	3,39	3T12
	4	1,334	0,0174	0,9419	71	39,44	1,37	3,39	3T12
5	1	2,472	0,0322	0,9228	49,8	56,22	2,58	4,52	4T12
	2	3,036	0,0386	0,9153	44	63,64	3,2	4,52	4T12
	3	0,596	0,0077	0,9603	111	25,22	0,599	4,52	4T12
	4	1,955	0,0255	0,9306	57	49,12	2,03	4,52	4T12
4	1	2,524	0,0329	0,9221	49,2	56,91	2,64	4,52	4T12
3	2	3,056	0,0388	0,9153	44	63,64	3,22	4,52	4T12
2	3	0,596	0,0077	0,9603	111	25,22	0,599	4,52	4T12
1	4	1,992	0,0259	0,9301	56,5	49,56	2,07	4,52	4T12

Sections d'aciers en travées.

NIV	Section	M(k.m)	$\mu$	$\epsilon$	K	$\sigma_b (\text{kg/cm}^2)$	A <sub>cal</sub>	A <sub>adop.</sub>	$\phi$
6	1	3,302	0,043	0,912	41,8	66,98	3,49	4,52	4T12
	2	-0,221	0,0028	0,9756	190	14,7	0,218	3,39	3T12
	3	3,451	0,045	0,9104	40,8	68,63	3,66	4,52	4T12
5	1	3,838	0,050	0,9062	38,3	73,1	4,088	4,52	4T12
	2	0,056	0,00073	0,9873	380	7,37	0,055	3,39	3T12
	3	3,841	0,0501	0,9060	38,2	73,3	4,092	4,52	4T12
4	1	3,813	0,0497	0,9064	38,4	72,9	4,06	4,52	4T12
3	2	0,066	0,00086	0,9867	360	7,77	0,064	3,39	3T12
2	3	3,826	0,0499	0,9062	38,3	73,1	4,075	4,52	4T12



- Ferrailage des poutres de chaînage -

Poutre	A - A		B - B		C - C		D - D		E - E	
	$M_t$	$M_a$	$M_t$	$M_a$	$M_t$	$M_a$	$M_t$	$M_a$	$M_t$	$M_a$
M	1495	2150	567	350	539	420	998	616	980	251,4
$\mu$	0,0549	0,0789	0,020	0,013	0,019	0,015	0,0366	0,0226	0,036	0,0092
$\epsilon$	0,9023	0,8856	0,9379	0,9492	0,9394	0,9457	0,9167	0,9342	0,9188	0,9569
$A_{calc}$	2,23	3,21	0,83	0,48	0,75	0,58	1,44	0,87	1,41	0,1
$A_{ad}$	3,39	3,39	2,35	2,35	2,35	2,35	3,39	3,39	3,39	
$\bar{w}$	0,627	0,627	0,435	0,435	0,435	0,435	0,627	0,627	0,627	
$\sigma_a$	7849	2659	993,57	613,3	944,5	736	1234,3	762		
$\sigma'_b$	66,3	95,3	28,63	17,67	27,22	21,2	44,24	27		

Poutre.	$T_{max}(kg)$	$Z(Kg/cm^2)$	$\sigma'_b$	$\bar{z}_b$	$\bar{E}(cm)$	$t_{calcul}$	S	S'	$t_{ad}$
A - A	3029	6,31	95,3	3,10	18,3	24,7	6	12	10
B - B	1100	2,29	17,67	20,65	23,85	73,98	6	12	10
C - C	1150	2,4	21,2	74,2	23,7	70,6	6	12	10
D - D	1936	4,03	27,3	95,55	21,46	40,6	6	12	10
E - E	1760	3,66	11,14	38,99	91,97	45	6	12	10



## - Ferroillage des poteaux -

Les poteaux sont les éléments responsables de la transmission des charges des planchers aux fondations.

Ils seront calculés en compression simple, chaque poteau est soumis à un effort normal.

Le ferroillage sera déterminé sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

- La section d'armatures longitudinales en compression simple doit vérifier les 3 conditions suivantes.

$$* A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

$$* A_L \geq \frac{A}{n} \left( \frac{N}{\sigma_{bc}} - B \right)$$

$$* A_L \leq \frac{B}{20}$$

$\theta_j$  : coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge.

$\theta_1 = 1,8$  poteau d'angle.

$= 1,4$  " de rive.

$= 1,0$  " autre.

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

\*  $l_c$  : longueur de flambement.

\*  $a$  : plus petite dimension

\*  $c$  : enrobage des armatures.

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}(\text{bars})}$$

flambement : L'élanement  $\lambda = \frac{l_c}{i}$   $i$  : rayon de giration.

$l_c = 0,7 l_0$  : pour un pilier de bâtiment à étages multiples encastré dans un massif de fondation ; assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même hauteur que lui et le traversant.

$l_c = 0,9 l_0$  : Dans les autres cas.



$l_0$ : longueur libre du poteau.

pour  $\lambda < 50$ : les poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet de leurs déformations, autrement dit: pas de risque de flambement.

Pour notre bâtiment; tous les poteaux sont considérés comme des pièces courtes  $\frac{l_0}{a} < 14,4$ .  $\frac{l_0}{a} = \frac{0,7 \cdot 300}{35} = 6$ .

Les règles du R.P.A exigent:

- Le diamètre minimum est limité à 14mm; pour les armatures longitudinales qui doivent être des barres à haute adhérence
- Les crochets sont strictement interdits dans les zones de recouvrement pour les armatures longitudinales.
- La longueur minimum de recouvrement est de  $50 \phi$ .

On ferraillera le poteau le plus sollicité et on adoptera pour tous les autres poteaux; le même ferrailage.

Détermination de la section d'aciers comprimés:

$$A' = \frac{N' - B' \sigma'_b}{n \sigma'_b} \quad B': \text{section du béton seul.}$$

$$N' = 58700 \text{ Kg.} \quad B' = 35 \cdot 35 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{58700 - 35^2 \cdot 68,5}{15 \cdot 68,5} < 0$$

Donc on a affaire à un ferrailage minimum (art 37.2.08.0)

$$\bar{\omega}' = \frac{A'}{B'} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_{m'}}{\sigma'_{b0}}$$

$$\theta_1 = 1 \quad ; \quad \theta_2 = 2,54 \quad ; \quad \theta_3 = 1,514$$

$$A' = 4,12 \text{ cm}^2 \quad \bar{\omega}' = 0,33\%$$

Or le pourcentage minimum donné par le R.P.A est de 1% en zone II. On prend donc celui du R.P.A

$$\text{d'où } A' \geq \frac{1}{100} \cdot 35^2 = 12,25 \text{ cm}^2$$

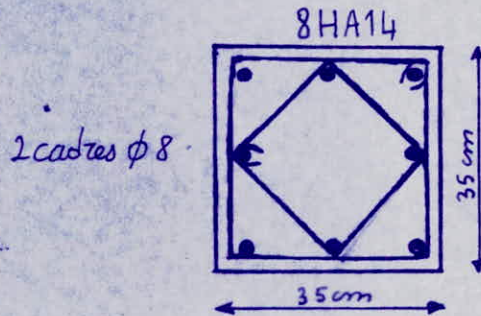
on adopte 8HA 14 ( $A' = 12,31 \text{ cm}^2$ )



Pour les armatures transversales ; on se voit obligé ;  
d'après les calculs faits ; à prendre les espacements du  
R.P.A avec comme armatures 2 cadres  $\phi 8$ .

$t = 12 \text{ cm}$  zone nodale.

$t' = 15 \text{ cm}$  zone courante.





# EFFETS DU SEISME.

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre la valeur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

Les efforts résultants peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque. Il existe 2 composantes : l'une horizontale ; l'autre verticale. Nous étudions l'action simultanée de ces 2 composantes, tout en admettant que l'action horizontale due au séisme s'adresse à la masse des constructions ; on supposera alors, dans le cas d'un bâtiment que les forces horizontales vont s'appliquer au niveau des planchers.

Reglement suivi : Depuis le séisme d'El Asnam du 10/10/80. le C.T.C a élaboré un règlement parasismique algérien (RPA81) rendant les conditions de sécurité plus strictes. Dans notre étude de ce projet nous l'avons suivi.

Principe de calcul :

On va faire un calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques basées sur des coefficients (A, B, D, Q). Ces sollicitations sont censées être équivalentes à celles des effets sismiques.

Ce calcul n'est valable que si les conditions suivantes sont remplies (RPA Art 3-2-1-1).

- 1- Le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur au plus égale à 45 m (Zone II).
- 2- La forme du bâtiment étudié est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ou en retrait ne dépassant pas 25% des dimensions du rectangle inscrit de référence dans le sens considéré.
- 3- Dans le cas des décrochements en élévation ; La variation des dimensions dans les 2 directions ne dépasse pas 25% entre deux niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante.
- 4- La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- 5- Le rapport masse sur rigidité de 2 niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.
- 6- Le bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux, une densité du même ordre. toute la maçonnerie utilisée dans les différents étages est construite des mêmes matériaux ; donc les remplissages auront une densité de même ordre ; ainsi que les cloisons sont disposés presque de la même façon dans tous les étages donc un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux.
- 7- La structure ne présente pas de plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal.



## CALCUL DES FORCES SISMQUES.

Pour notre cas toutes les conditions de l'application de la méthode statique sont vérifiées; donc on peut faire un calcul statique équivalent.

Pour ce calcul, on a l'intensité de la force horizontale totale qui est donnée par la formule de (RPA 87 - Art 3.3.1).

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

V: force horizontale totale.

A: Coefficient d'accélération des Zones; il dépend du groupe d'usage de la structure et de la Zone Sismique.

Pour notre cas (groupe d'usage "2"; Zone II)  $\rightarrow A = 0,15$

B: facteur de Comportement de la structure; il dépend du type de la structure et la nature de ses contreventements. Les valeurs de B sont dans le tableau 2 (RPA 81).

$B = 1/4$  (contreventement par voiles).

D: facteur d'amplification dynamique; la valeur de D sera déterminée d'après le type du sol en fonction de la période T du bâtiment à partir du graphique de (RPA 81 p. 37).

Détermination de la période T:

D'après le R.P.A; La valeur de T pour les bâtiments dans lesquels le système de contreventement est assuré par les voiles capable de reprendre à 100% les forces horizontales; peut être déterminée par la formule  $T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$ .

H: Hauteur du bâtiment; L: Dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

$$H = 18,50 \text{ m.} \quad ; \quad L_x = 27,35 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 10,75 \text{ m.}$$

$$T_x = 0,318 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2 \quad ; \quad T_y = 0,58 \text{ s} \Rightarrow D_y = 1,83.$$

D'après le graphique  $D = f(T)$  (RPA 81) sol meuble.

Q: le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système; de ses symétries en plan; de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction. La valeur Q devra être déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^n p_q.$$

Où  $p_q$ : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non des critères de qualité  $q$ ; les critères ainsi que les valeurs de  $p_q$  correspondantes sont données dans le tableau suivant.

- critère de la file portante: non observé 0,1.
- critère de la surabondance en plan observé 0,0.
- critère de la symétrie en plan observé 0,0.
- critère de la régularité en élévation observé 0,0.
- critère de contrôle de construction non observé 0,1.
- Critère de contrôle des matériaux non observé 0,1.



$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1,3$$

$$Q_x = Q_y = 1,3$$

W : La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure ; poids des remplissages et des revêtements ; poids des équipements ; etc..)

Forces sismiques :

$$- H_x = A \cdot B \cdot D_x \cdot Q_x \cdot W_T$$

$$- H_y = A \cdot B \cdot D_y \cdot Q_y \cdot W_T$$

$$A = 0,15 ; B = 0,25 ; D_x = 2 ; D_y = 1,83 ; Q_x = Q_y = 1,3$$

$$W_T = 1662,6 \text{ t}$$

$$H_x = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,3 \cdot 1662,6 = 162 \text{ t}$$

$$H_y = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 1,83 \cdot 1,3 \cdot 1662,6 = 148,32 \text{ t}$$

Distribution des forces latérales :

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

$$H = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{R.P.A 81 art 3-3-3})$$

La force  $F_t$  concentrée au sommet est calculée à partir de la formule  $F_t = 0,07 T \cdot H$  ( $F_t < 0,25 \cdot H$ ).

$F_t$  : peut être prise égale à zéro si  $T \leq 0,7 \text{ s}$  ;

la partie restante de l'effort horizontal total  $H$  ; doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la relation suivante.

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

$F_k$  : effort horizontal au niveau k.

$W_k$  : charge au niveau k soumise à l'action sismique.

Dans les 2 sens nous avons  $T < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

$$\Rightarrow F_k = H \frac{W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i} ; \sum W_i \cdot h_i = 17055 \text{ t.m.}$$

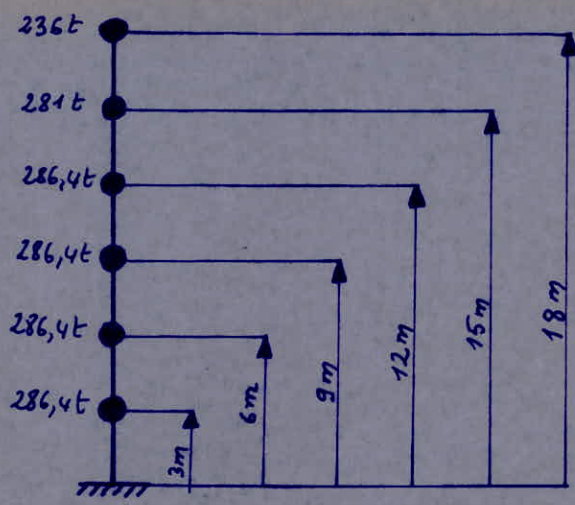
$$W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = 286,4 \text{ t}$$

$$W_5 = 281 \text{ t}$$

$$W_6 = 236 \text{ t}$$

Modélisation sous forme de console :





Niv	6	5	4	3	2	1
W <sub>k</sub>	236	281	286,4	286,4	286,4	286,4
h <sub>k</sub>	18	15	12	9	6	3
W <sub>k</sub> · h <sub>k</sub>	4248	4215	3436,8	2577,6	1718,4	859,2
F <sub>k</sub>	36,94	36,65	29,89	22,42	14,94	7,47

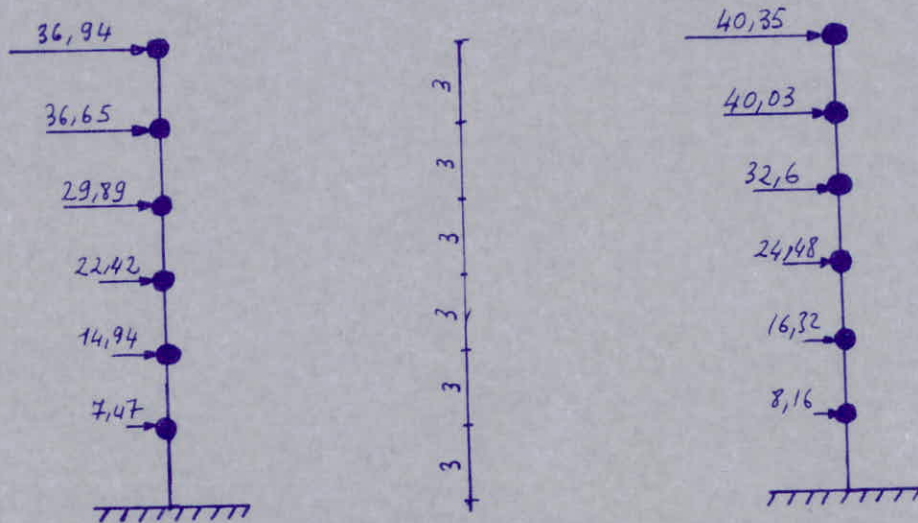
Distribution des forces Longitudinales :

Niv	6	5	4	3	2	1
W <sub>k</sub>	236	281	286,4	286,4	286,4	286,4
h <sub>k</sub>	18	15	12	9	6	3
W <sub>k</sub> · h <sub>k</sub>	4248	4215	3436,8	2577,6	1718,4	859,2
F <sub>k</sub>	40,35	40,03	32,6	24,48	16,32	8,16



## - Verification au renversement -

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les effets sismiques. Pour que le bâtiment soit stable vis à vis du renversement, on doit vérifier :  $M_{\text{résistant}} \geq 1,5 M_{\text{de renversement}}$



Sens transversal

Sens longitudinal

Moment de renversement :

- Sens longitudinal :  $M_r = \sum F_i \cdot h_i = 2060,67 \text{ t.m.}$

- Sens transversal :  $M_r = \sum F_i \cdot h_i = 1887,18 \text{ t.m.}$

Moment résistant =  $(\sum w_i - \sum \sigma w_i) b$  ;  $\sigma = A \cdot B \cdot D \cdot Q$

- Sens longitudinal :

$$b = b_x = \frac{L_x}{2} = \frac{27,35}{2} = 13,675 \text{ m} ; \sigma_x = 0,0975 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_t = (1662,6 - 162) \times 13,675 = 20520,7 \text{ t.m.}$$

- Sens transversal :

$$b = b_y = \frac{10,4}{2} = 5,2 \text{ m} ; \sigma_y = 0,0892 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_t = (1662,6 - 148,32) \cdot 5,2 = 7874,252 \text{ t.m.}$$

Verification :

Sens long :  $1,5 M_r = 3091,005 < M_t$

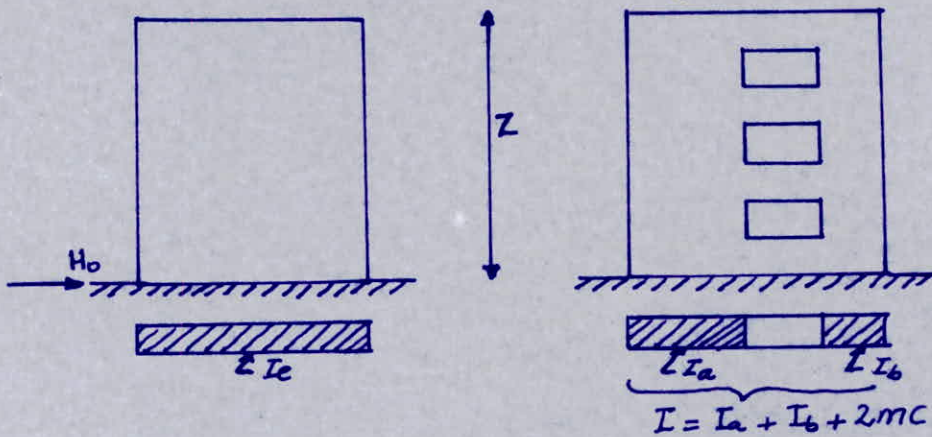
Sens trans :  $1,5 M_r = 2830,77 < M_t$



## - INERTIE EQUIVALENTE -

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend fictif dont l'inertie équivalente est évaluée comme suit.

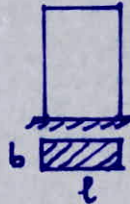
Par définition, nous appellerons « inertie équivalente »  $I_e$  du refend considéré ; l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, uniformément repartit sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures. La flèche de ce refend fictif est  $f = \frac{H_0 \cdot Z^3}{8 E I_e}$ .  
( $H_0$  : effort total à la base du refend).



1) Inertie équivalente des refends pleins :

L'inertie équivalente pour un refend plein est donnée par l'inertie de sa section transversale.

$$I_e = I = \frac{b l^3}{12}$$



2) Inerties équivalentes des refends à une file d'ouvertures :  
L'inertie équivalente d'un refend à une file d'ouvertures est donnée par l'expression suivante :  $I_e = \frac{I}{\frac{16 m C}{I_1 + I_2} \cdot \frac{4 \alpha}{\alpha^2} + 1}$

avec  $I = I_1 + I_2 + 2 m C$ .

$I_1$  et  $I_2$  moments d'inertie de chaque trameau.

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

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



$\Omega_1$  et  $\Omega_2$  aires des éléments de refends 1 et 2.  
 $c$  : Demi-distance entre les centres de gravité des 2 éléments de refends.

$\Psi_0$  : Coefficient donné par l'abaque B2B6 (M. Divers).

$a$  : demi-portée de l'ouverture.

$h$  : hauteur d'un étage.

$Z$  : hauteur de la tour.

$E$  : Coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend.

$E'$  : " " " le linteau.

Généralement  $E = E'$  en béton armé.

$i$  : inertie du linteau.

$\alpha = \omega \cdot Z$  degré de concordance.

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

$h_l$  : hauteur du linteau.

$$\Omega_1 = b \cdot l_1 ; \Omega_2 = b \cdot l_2 ; I_1 = \frac{b \cdot l_1^3}{12}$$

$$I_2 = \frac{b \cdot l_2^3}{12} ; 2c = \frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + 2a$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc$$

Le calcul détaillé de l'inertie équivalente des voiles à une seule file d'ouvertures sera donné dans un tableau récapitulatif.

3) Inerties équivalentes des refends à 2 files d'ouvertures:

$$\Omega_1 = b \cdot l_1 ; \Omega_2 = b \cdot l_2 ; \Omega_3 = b \cdot l_3$$

$$I_1 = \frac{b l_1^3}{12} ; I_2 = \frac{b l_2^3}{12} ; I_3 = \frac{b l_3^3}{12}$$

$$C_1 = \frac{l_1}{4} + \frac{l_2}{4} + a_1 ; C_2 = \frac{l_2}{4} + \frac{l_3}{4} + a_2 ;$$

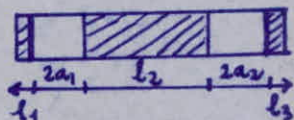
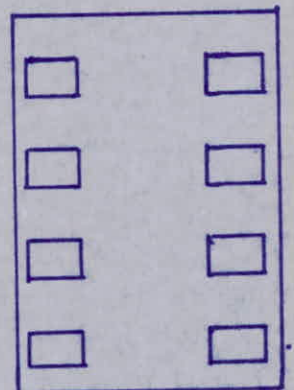
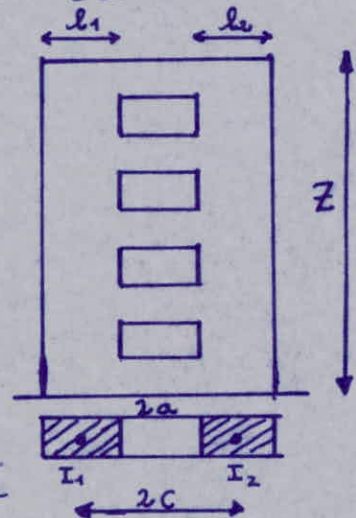
$$m_1 = \frac{2C_1}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

$$m_2 = \frac{2C_2}{\frac{1}{\Omega_2} + \frac{1}{\Omega_3}}$$

$$W = \sqrt{\frac{6i}{h(I_1 + I_2 + I_3)} \left( \frac{C_1^2}{a_1^3} + \frac{C_2^2}{a_2^3} \right)}$$

$\alpha = \omega \cdot Z$  de l'abaque on tire  $\Psi_0$

$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^3 \Omega_i \cdot d_i^2$$

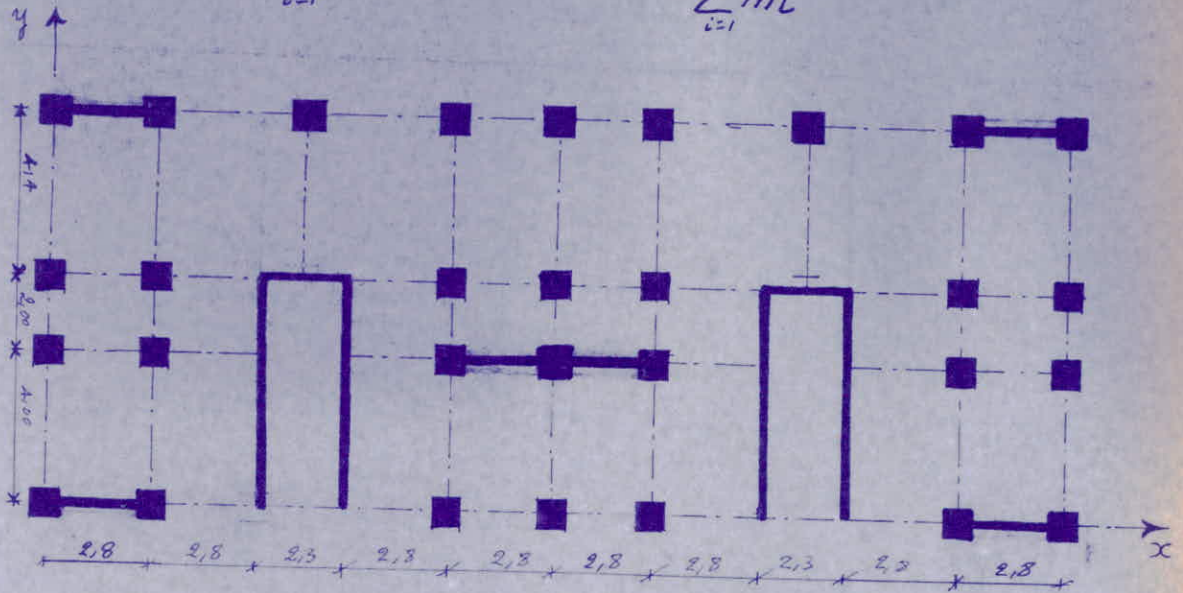




# Determination du centre de masse et du centre de torsion.

A - Centre de masse :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i y_i}{\sum_{i=1}^n m_i}$$



NIV	Éléments	masse $m_i$	masse totale	$Y_i$	$X_i$	$\sum m_i Y_i$	$\sum m_i X_i$	$Y_G$	$X_G$
6 <sup>me</sup>	Arrière	9,53	236	5,2	13,5	1197,22	3186,0	5,073	13,5
	Plancher	126,4		5,2	"				
	P. Secondaires	12,45		4,48	"				
	P. Principales	23,5		5,52	"				
	Poteaux	13,5		5,45	"				
	murs exterie	78,15		5,2	"				
	voiles	26,8		4,023	"				
	surcharges	5,6		5,2	"				
5 <sup>me</sup>	Plancher	114,45	281	5,44	13,5	1421,6	3793,5	5,059	13,5
	A. secondaires	12,45		4,88	"				
	A. principales	23,5		5,52	"				
	Poteaux	27		5,45	"				
	murs exterieur	36,3		5,2	"				
	Voiles	53,6		4,023	"				
	escaliers	5,15		3	"				
	surcharges	8,8		5,44	"				
4 <sup>me</sup>	Plancher	114,45	286,4	5,44	13,5	1437,05	3866,4	5,018	13,5
	P. Secondaires	12,45		4,88	"				
	P. Principales	23,5		5,52	"				
	Poteaux	27		5,45	"				
	murs exterieur	36,3		5,2	"				
	voiles	53,6		4,023	"				
	escaliers	10,3		3	"				
	surcharges	8,8		5,44	"				



## B. Centre de torsion (centre elastique).

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

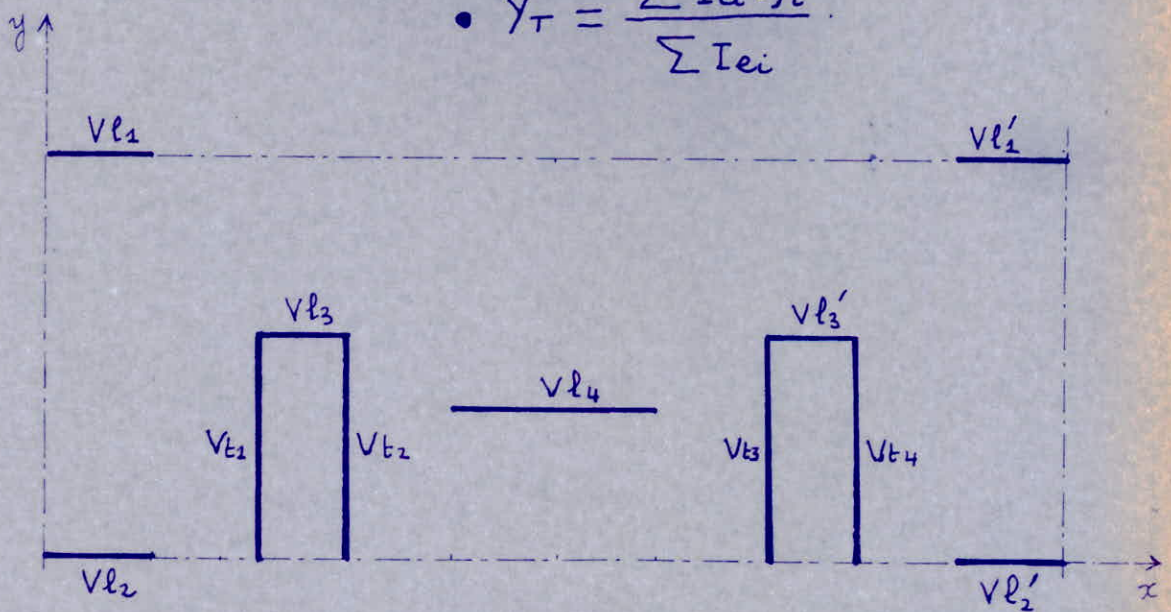
- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends qui est parallèle à la direction de la force.
- Un moment, dont l'axe vertical passe par le centre de torsion, engendre une rotation des refends. Le sens de cette rotation est le même que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

Pour déterminer le centre de torsion, on ne prendra en considération uniquement les voiles. On négligera les poteaux car ( $I_v \gg I_p$ ). Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$T \begin{pmatrix} x_T \\ y_T \end{pmatrix}$$

$$\bullet X_T = \frac{\sum I_{ei} \cdot X_i}{\sum I_{ei}}$$

$$\bullet Y_T = \frac{\sum I_{ei} \cdot Y_i}{\sum I_{ei}}$$



Centre de torsion des voiles transversaux :

VOILES	$I_x$	$x$	$I_x \cdot x$
$V_{t1}$	2,12	5,6	11,872
$V_{t2}$	2,12	7,9	16,748
$V_{t3}$	2,12	19,1	40,492
$V_{t4}$	2,12	21,4	45,368
$\Sigma$	8,48		114,48

$$\bullet X_T = \frac{114,48}{8,48} = 13,5 \text{ m.}$$



CENTRE DE TORSION DES VOILES LONGITUDINAUX.

Voiles	$I_y (m^4)$	$I_x (m^4)$	$I_{xy}$
$V_{1L}$	10,4	0,391	4,0664
$V_{1R}$	10,4	0,391	4,0664
$V_{2L}$	0	0,391	0
$V_{2R}$	0	0,391	0
$V_{3L}$	6	0,198	1,188
$V_{3R}$	6	0,198	1,188
$V_{4L}$	4	0,61	2,44
<b>Total</b>	<b>40,8</b>	<b>12,95</b>	<b>12,95</b>

$y_{CT} = \frac{12,95}{2,57} = 5,038 \text{ m}$

Calcul des excentricités entre le centre de masse et le centre de torsion.

NIV	$X_G$	$Y_G$	$X_{CT}$	$Y_{CT}$	$e_x = X_{CT} - X_G$	$e_y = Y_{CT} - Y_G$	Excentricité Accidentelle
6 <sup>+</sup>	13,5	5,013	13,5	5,038	0	0,035	1,36
5 <sup>-</sup>	13,5	5,059	13,5	5,038	0	0,021	1,36
4 <sup>+</sup>	13,5	5,018	13,5	5,038	0	0,020	1,36

• Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera que à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs.  
 \* 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.  
 \* Excentricité Hasonique résultant des plans. (RPA 81 art 3.3.5).  
 Dans notre cas :  $0,05 \cdot 27,35 = 1,36 \text{ m}$ .  
 C'est l'excentricité accidentelle adoptée dans notre étude.

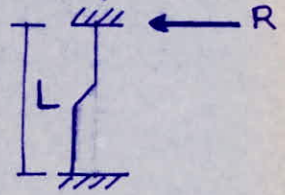


## Repartition DES Forces Sismiques Dans Les Refends.

Introduction: Les forces sismiques se répartissent dans les refends suivant leurs rigidités. La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le refend revient quand une force extérieure provoque sa translation (ou sa rotation) pour un refend (i) ayant pour:

- Hauteur = L.
- Moment d'inertie = I.
- Module d'élasticité = E.

La rigidité est donnée par:  $R = \frac{12EI}{L^3}$ .



Et comme pour notre cas, tous les refends ont la même hauteur et le même module d'élasticité. On peut simplifier le calcul en remplaçant la rigidité par l'inertie.

### Efforts Dans Les Refends:

Les forces sismiques qui se résument à 1 effort de translation H. et un moment de rotation H.e dû à l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de masse, se répartissent comme indiqué ci-dessus suivant les inerties des refends.

Donc, les refends sont soumis à des efforts de translation et des efforts de rotation; pour un refend parallèle à la direction de la force; il est soumis à un effort de translation et un effort de rotation.

Pour un refend perpendiculaire à l'action de la force il est soumis aux seuls efforts de rotation.

a) Seisme agissant transversalement:

1) Pour un refend transversal.

$$H_i = H_i(\text{rot}) + H_i(\text{trans}) = H \cdot e \frac{I_{xi} \cdot X_i}{J} + H \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}}$$

2) Pour un refend longitudinal:

$$H_j = H_j \text{ rot} = H \cdot e \frac{I_{yj} \cdot Y_j}{J}$$

b) Seisme agissant longitudinalement:

1) Pour un refend transversal (i).

$$H_i = H_i \text{ rot} = H \cdot e \frac{I_{xi} \cdot X_i}{J}$$

2) Pour un refend longitudinal:

$$H_j = H_j \text{ rot} + H_j \text{ trans} = H \cdot e \frac{I_{yj} \cdot Y_j}{J} + H \frac{I_{yj}}{\sum I_{yj}}$$

avec: H: La force sismique extérieure.



$e$  : L'excentricité.

$$J : \sum I_{x_i} \cdot X_i^2 + \sum I_{y_j} \cdot Y_j^2$$

Si on appelle :  $F_2 = H_i \text{ trans} = H \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$

$$F_2 = H_i \text{ rot} = H \cdot e \frac{I_{x_i} \cdot X_i}{J}$$

$$F_3 = H_j \text{ trans} = H \frac{I_{y_j}}{\sum I_{y_j}}$$

$$F_4 = H_j \text{ rot} = H \cdot e \frac{I_{y_j} \cdot Y_j}{J}$$

On aura les cas suivants :

1) Si le séisme agit dans le sens transversal.

\* Pour un référent transversal :  $H_i = F_1 + F_2$

\* Pour un référent longitudinal  $H_j = F_4$

2) Si le séisme agit dans le sens longitudinal.

\* Pour un référent transversal  $H_i = F_2$

\* Pour un référent longitudinal  $H_j = F_3 + F_4$



$$J = 44,78 = \sum I_x \cdot X_i^2 + \sum I_y \cdot Y_i^2$$

VOILES	$I_x$	$X_i$	$X_i^2$	$I_x \cdot X_i$	$I_x \cdot X_i^2$	$I_y$	$Y_i$	$Y_i^2$	$I_y \cdot Y_i$	$I_y \cdot Y_i^2$	$\sum I_x \cdot X_i$	$\sum I_x \cdot X_i^2$	$\sum I_y \cdot Y_i$	$\sum I_y \cdot Y_i^2$
$V_{E1}$		2,12	-7,9	62,41	-16,748						-0,05			
$V_{E2}$		2,12	-5,6	3,36	-11,872						-0,036			
$V_{E3}$		2,12	5,6	31,36	11,872						0,036			
$V_{E4}$		2,12	7,9	62,41	16,748						0,05			
$V_{E1}'$				0,391	5,36	2,096	11,24							
$V_{E2}'$				0,391	5,36	2,096	11,24							
$V_{E3}'$				0,391	5,36	2,096	11,24							
$V_{E4}'$				0,391	5,36	2,096	11,24							
$V_{E1}$				0,1156										
$V_{E2}$				0,1156										
$V_{E3}$				0,1156										
$V_{E4}$				0,1156										
$V_{E1}'$				0,198	0,962	0,19	0,183							
$V_{E2}'$				0,198	0,962	0,19	0,183							
$V_{E3}'$				0,198	0,962	0,19	0,183							
$V_{E4}'$				0,198	0,962	0,19	0,183							
$V_{E1}$				1,42	-1,038	1,077	-1,474							
$V_{E2}$				1,42	-1,038	1,077	-1,474							
$V_{E3}$				1,42	-1,038	1,077	-1,474							
$V_{E4}$				1,42	-1,038	1,077	-1,474							

$$J = 44,22$$

$$J = 39,56$$

$$J = 3,38$$



	effets agissant transversalement		effets agissant longitudinalement	
	$\frac{I_{xi} \cdot X_i}{J} e + \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}}$	$I_{yj} \frac{Y_j}{J} \cdot e$	$\frac{I_{xi} \cdot X_i}{J} \cdot e$	$I_{yj} \frac{Y_j}{J} e + \frac{I_{yj}}{\sum I_{yj}}$
$V_{t1}$	0,2		-0,05	
$V_{t2}$	0,214		-0,036	
$V_{t3}$	0,286		0,036	
$V_{t4}$	0,3		0,05	
$V_{l1}$		$6,45 \cdot 10^{-3}$		0,122
$V_{l1}'$		$6,45 \cdot 10^{-3}$		0,122
$V_{l2}$		$-6,06 \cdot 10^{-3}$		0,1095
$V_{l2}'$		$-6,06 \cdot 10^{-3}$		0,1095
$V_{l3}$		$5,84 \cdot 10^{-4}$		0,0592
$V_{l3}'$		$5,84 \cdot 10^{-4}$		0,0592
$V_{l4}$		$-4,53 \cdot 10^{-4}$		0,475



Seisme agissant transversalement - effort  $H(t)$  dans chaque niveau et dans chaque voile.

Niv Voiles	6	5	4	3	2	1
$V_{t1}$	7,388	7,33	5,978	4,484	2,988	1,494
$V_{t2}$	7,905	7,84	6,39	4,79	3,19	1,59
$V_{t3}$	10,56	10,48	8,54	6,41	4,27	2,73
$V_{t4}$	11,08	10,99	8,96	6,72	4,48	2,24
$V_{l1}, V_{l1}'$	0,238	0,236	0,192	0,144	0,096	0,048
$V_{l2}, V_{l2}'$	-0,223	-0,222	-0,181	-0,135	-0,090	-0,048
$V_{l3}, V_{l3}'$	0,02	0,02	0,017	0,013	$8,72 \cdot 10^{-3}$	$4,36 \cdot 10^{-3}$
$V_{l4}$	-0,016	-0,016	-0,013	-0,010	$-6,76 \cdot 10^{-3}$	$-3,38 \cdot 10^{-3}$

Seisme agissant transversalement - efforts cumulés dans chaque niveau et dans chaque voile.

Niv Voiles	6	5	4	3	2	1
$V_{t1}$	7,388	14,718	20,696	25,18	28,168	29,662
$V_{t2}$	7,905	15,74	22,73	26,92	30,11	31,70
$V_{t3}$	10,56	21,04	29,58	35,99	40,26	42,39
$V_{t4}$	11,08	22,07	31,03	37,75	42,23	44,47
$V_{l1}, V_{l1}'$	0,238	0,474	0,666	0,81	0,906	0,954
$V_{l2}, V_{l2}'$	-0,223	-0,445	-0,626	-0,761	-0,851	-0,896
$V_{l3}, V_{l3}'$	0,02	0,04	0,057	0,07	0,078	0,083
$V_{l4}$	-0,016	-0,032	-0,045	-0,055	-0,0617	-0,065



Seisme agissant Longitudinalement - Efforts dans chaque niveau  
et dans chaque voile.

NIV voiles	6	5	4	3	2	1
Vt <sub>1</sub>	-2,02	-2,00	-1,63	-1,224	-0,816	-0,408
Vt <sub>2</sub>	-1,45	1,44	1,174	0,88	0,59	0,29
Vt <sub>3</sub>	1,45	1,44	1,174	0,88	0,59	0,29
Vt <sub>4</sub>	2,0175	2,0015	1,63	1,224	0,816	0,408
Vl <sub>1</sub> ; Vl' <sub>1</sub>	4,92	4,88	3,97	2,98	1,98	0,99
Vl <sub>2</sub> ; Vl' <sub>2</sub>	4,42	4,38	3,57	2,68	1,78	0,89
Vl <sub>3</sub> ; Vl' <sub>3</sub>	2,39	2,37	1,93	1,45	0,966	0,483
Vl <sub>4</sub>	16,74	16,6	13,5	10,16	6,77	3,38

Seisme agissant Longitudinalement - EFFORTS CUMULÉS

NIV voiles	6	5	4	3	2	1
Vt <sub>1</sub>	-2,02	-4,017	-5,647	-6,871	-7,69	-8,095
Vt <sub>2</sub>	-1,45	-2,89	-4,064	-4,944	-5,534	-5,824
Vt <sub>3</sub>	2,02	4,017	5,647	6,871	7,69	8,095
Vt <sub>4</sub>	1,45	2,89	4,064	4,944	5,534	5,824
Vl <sub>1</sub> ; Vl' <sub>1</sub>	4,92	9,8	13,77	16,75	18,73	19,72
Vl <sub>2</sub> ; Vl' <sub>2</sub>	4,42	8,8	12,37	15,05	16,83	17,72
Vl <sub>3</sub> ; Vl' <sub>3</sub>	2,39	4,76	6,69	8,14	9,106	9,589
Vl <sub>4</sub>	16,74	33,34	46,84	57	63,77	67,15



## Seisme transversal.

$M(t)$ .

Niv Voiles	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$Vt_1$	0	22,764	66,31	128,40	203,94	279,48	368,11
$Vt_2$	0	23,715	70,93	137,32	218,08	308,41	403,5
$Vt_3$	0	31,68	94,8	183,54	291,5	412,3	539,46
$Vt_4$	0	33,24	99,45	192,54	305,79	432,48	565,89
$Vl_1; Vl_1'$	0	0,714	2,136	4,734	6,56	9,28	12,14
$Vl_2; Vl_2'$	0	-0,669	-2,00	-2,06	-4,34	-6,89	-9,58
$Vl_3; Vl_3'$	0	0,06	0,78	0,351	0,561	0,795	1,044
$Vl_4$	0	-0,048	-0,144	-0,279	-0,444	-0,629	-0,824

## Seisme Longitudinal

$M(t)$ .

Niv Voiles	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$Vt_1$	0	-6,06	-18,111	-35,052	-55,665	-78,735	-103,03
$Vt_2$	0	-4,35	-13,02	-25,212	-40,044	-56,646	-74,118
$Vt_3$	0	4,35	13,02	25,212	40,044	56,646	74,118
$Vt_4$	0	6,06	18,111	35,052	55,665	78,735	103,03
$Vl_1; Vl_1'$	0	14,76	44,16	85,47	135,72	197,91	251,07
$Vl_2; Vl_2'$	0	13,26	39,66	76,77	121,92	172,41	225,57
$Vl_3; Vl_3'$	0	7,17	21,45	41,52	65,94	93,258	122,025
$Vl_4$	0	50,22	150,12	290,52	461,52	652,6	854,07.



## - CALCUL DES VOILES SOUS LES CHARGES HORIZONTALES -

Exposé de la méthode utilisée : méthode de M. Divers.

Chaque refend est calculé sous l'action des charges verticales et horizontales qui lui ont été distribuées; afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données. Les refends sans ouvertures ne posent pas de problèmes; leur calcul est celui d'un mur en béton armé ou nuq de section rectangulaire. Soumis à l'action des sollicitations extérieures  $M, V, H$  où  $V = G + P$

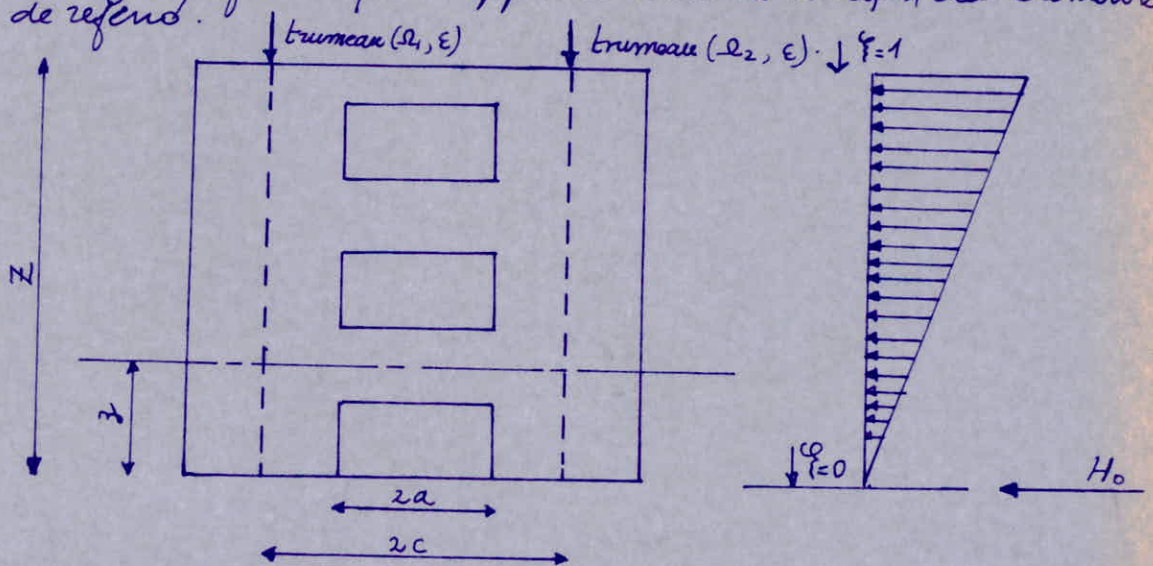
### VOILE A UNE FILE D'OUVERTURES :

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

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

On admettra en outre que : La hauteur de l'étage est constante : les linteaux qui lient les 2 éléments de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques.

: les linteaux ont une inertie transversale faible par rapport à celle de chacun des éléments de refend.

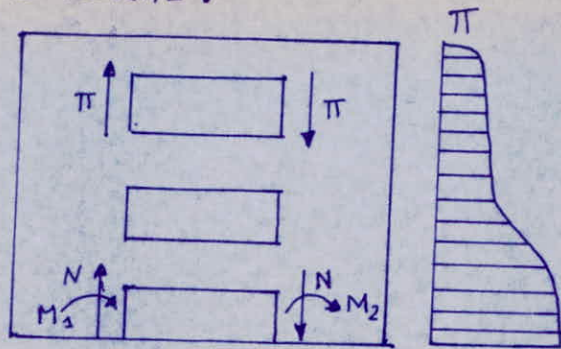


### Etapes de calcul :

- 1) Evaluation de la valeur de  $\alpha$ .
  - 2) Calculer  $\omega^2$ ; puis  $\omega$  par la relation  $\omega^2 = \frac{3E' \cdot i}{E(I_1 + I_2)} \frac{I}{m a^3 h}$
- avec :  $i$  : inertie du linteau.  
 $E$  : coefficient d'élasticité du refend.  
 $E'$  : coefficient d'élasticité du linteau.  
 $h$  : hauteur de l'étage.



CAS GENERAL :



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

$$\pi = \frac{m \cdot h}{I} H_0 \cdot \phi$$

$$N = \sum \pi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[ \frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

M. BIVERS a donné dans son ouvrage, La méthode de calcul des moments dans les trumeaux pour le cas d'une charge uniforme due au vent. Nous avons donc vu nécessaire de faire des calculs similaires pour une charge triangulaire telle que celle due au séisme.

Pour le cas du vent; on a :  $M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[ \frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$ .

Pour le cas du séisme on a :

$$M_I = S_T (Z - x - d)$$

$S_T$ : Surface du trapèze.

$d$ : distance du c.d.g à la grande base.

$$S_T = (q + qx) \frac{(Z-x)}{2}$$

$$d = \frac{(q + 2qx)}{3(q + qx)} (Z-x)$$

$$qx = q \cdot \frac{x}{Z} = q \cdot \xi \text{ avec } \xi = \frac{x}{Z}$$

$$M_I = (q + q\xi) \frac{(Z-x)}{2} \left[ Z-x - \frac{(q + 2q\xi)}{3(q + q\xi)} \cdot (Z-x) \right]$$

$$= q \cdot \frac{Z^2 (1-\xi)^2 (2+\xi)}{6}$$

Pour une charge triangulaire; on a  $H_0 = q \cdot \frac{Z}{2}$ ; donc

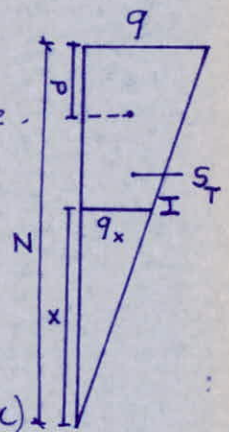
$$M_I = H_0 \cdot Z \frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{6}$$

D'après ALBIGES<sup>6</sup> et J. Goulet; nous trouvons finalement.

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[ \frac{(1-\xi)^2}{3} (2+\xi) - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

- Ensuite calculer  $\alpha = \omega \cdot Z$ .





## - ETUDE DES LINTEAUX.

\* Etablir  $\xi = \frac{\gamma}{Z}$ .

\* A l'aide de  $\alpha$  et  $\xi$ ; trouver la valeur de  $\phi$  sur la figure B.19.

\* Calculer l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau

$$\pi = H_0 \frac{m \cdot h}{I} \phi.$$

\* Dimensionner le linteau en le considérant comme une poutre encastrée aux extrémités.

Le moment d'encastrement est  $M = \pi \cdot a$ ; et l'effort tranchant  $T = \pi$ . Les efforts provenant des planches seront superposés.

\* Etude de deux linteaux :

a) trouver la valeur de  $\psi$  en fonction de  $\alpha$  et  $\xi$  sur l'abaque B.20 de l'ouvrage de M. Divers.

b) Calculer les moments dans les trumeaux par les formules

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[ \frac{(1 - \xi)^2}{3} (2 + \xi) - \frac{2m \cdot c}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1.$$

c) Calculer les forces axiales dans les trumeaux (provoqués uniquement par les forces horizontales). A chaque étage on obtient  $N = \sum \pi$ .

$\sum \pi$  : Somme des efforts  $\pi$  comptés à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

\* Vérification : Il est conseillé d'effectuer à la base du référent une vérification de l'équilibre extérieur par la relation

$$M = M_1 + M_2 + 2 N c.$$

$M$  : moment de l'ensemble distribué au référent pris en considération.  $M_1$  et  $M_2$  ;  $N$  sont les efforts calculés à la base du référent.



VOILES TRANSVERSAUX

Vt1

NIV	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2}{2}$	$\frac{4+2\xi}{3}$	$\psi$	$\frac{2m\psi}{I}$	$A = \frac{(1-\xi)^2 (\psi^2)}{2}$	$A - \frac{2m\psi}{I}$	$M_1$	$M_2$	N.
6	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
5	0,833	0,16	1,87	0,0739	1,888	0,02	$9,2 \cdot 10^{-3}$	$2,62 \cdot 10^{-4}$	0,077	$1,45 \cdot 10^{-2}$	9,08	1,87
4	0,666	0,35	4,102	0,0557	1,777	0,065	0,03	0,0981	0,0691	$5,88 \cdot 10^{-2}$	36,84	5,972
3	0,5	0,49	5,74	0,125	1,666	0,14	0,064	0,208	0,144	$1,23 \cdot 10^{-1}$	77,06	11,772
2	0,333	0,65	7,62	0,222	1,555	0,22	0,1	0,345	0,245	$2,08 \cdot 10^{-1}$	110,31	79,33
1	0,167	0,72	8,48	0,347	1,444	0,34	0,156	0,501	0,345	$2,94 \cdot 10^{-1}$	184,2	26,81
RDC	0	1	11,72	0,5	1,333	0,44	0,2026	0,667	0,460	0,390	244,5	38,5

$H_0 = 29,7 \text{ t}$  ;  $I = 2,1519 \text{ m}^4$  ;  $I_1 = 2,46 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$  ;  $I_2 = 1,159 \text{ m}^4$  ;  $m = 0,283$  ;  $c = 1,75$  ;  $d = 14,24$ .

$$\pi = H_0 \cdot \frac{m \cdot h}{I} \phi$$



# Vt2.

Niv	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2}{2}$	$\frac{4+2\xi}{3}$	$\psi$	$\frac{2mc}{I} \psi$	$A = \frac{(1-\xi)^2(4+2\xi)}{2 \cdot 3}$	$A - \frac{2mc}{I} \psi$	$M_1$	$M_2$	N.
6	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
5	0,83	0,16	2,00	0,0139	1,888	0,02	$9,2 \cdot 10^{-3}$	$6,62 \cdot 10^{-4}$	0,077	0,015	9,4	2
4	0,66	0,35	4,38	0,0557	1,777	0,065	0,03	0,0991	0,0691	0,063	39,47	6,38
3	0,5	0,49	6,13	0,125	1,666	0,14	0,064	0,208	0,144	0,131	82,1	12,51
2	0,33	0,65	8,13	0,222	1,555	0,22	0,1	0,345	0,245	0,222	139,1	20,64
1	0,167	0,72	9	0,347	1,444	0,34	0,156	0,501	0,345	0,314	196,7	29,64
R.D.C	0	1	12,51	0,5	1,333	0,44	0,2026	0,667	0,464	0,422	264,37	42,15

$H_0 = 31,7 \text{ t}$



Vt3..

Niv	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(4-\xi)^2}{2}$	$\frac{(4+2\xi)}{3}$	$\psi$	$\frac{2mc}{I} \psi$	$A = \frac{(1+\xi)^2(4+2\xi)}{3}$	$A - \frac{2mc}{I} \psi$	$M_1$	$M_2$	N.
6	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
5	0,83	0,16	2,67	0,0139	1,888	0,02	$9,2 \cdot 10^{-3}$	$2,62 \cdot 10^{-2}$	0,017	0,02	12,529	2,67
4	0,66	0,35	5,85	0,0557	1,777	0,065	0,03	0,0991	0,0691	0,08	50,11	8,52
3	0,5	0,49	8,19	0,125	1,666	0,14	0,064	0,208	0,144	0,15	94,75	16,71
2	0,33	0,65	10,87	0,222	1,555	0,22	0,10	0,345	0,245	0,297	186,06	27,58
1	0,167	0,72	12,04	0,347	1,444	0,34	0,156	0,501	0,345	0,479	262,49	39,62
R.D.C	0	1	16,72	0,5	1,333	0,44	0,2026	0,667	0,4644	0,56	350,83	56,34

$H_0 = 42,39t$  ;  $\alpha = 14,24$  ;  $I_1 = 1,85 \cdot 10^{-3}$  ;  $I_2 = 1,159$  ;  $m = 0,283$  ;  $c = 1,75$  ;  $I = 2,1514$ .



$H_0 = 44, 47$  minus karakteristikus que  $V_{E3}$ .

$\xi$	$\phi$	$\pi$	$\frac{(1-\xi)^2}{2}$	$\frac{4+2\xi}{2}$	$\psi$	$\frac{I}{2mc\psi}$	$A = \frac{I}{(1+\xi)(4+2\xi)}$	$A - 2mc\psi$	$M_1$	$M_2$	$N$
6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,83	0,16	2,8	1,888	0,02	$9,2 \cdot 10^{-3}$	$2,62 \cdot 10^{-2}$	0,017	0,02	12,52	2,8
4	0,66	0,35	6,14	1,777	0,065	0,0991	0,0691	0,08	0,08	50,11	8,94
3	0,5	0,49	8,59	1,666	0,14	0,064	0,208	0,144	0,18	112,76	17,53
2	0,33	0,65	11,4	1,555	0,22	0,10	0,345	0,245	0,312	195,46	28,93
1	0,167	0,72	12,6	1,444	0,34	0,156	0,501	0,345	0,44	275,65	41,53
R.D.C	0	1	17,54	1,333	0,44	0,2026	0,667	0,4644	0,59	369,6	59,07

$V_{E4}$



$V_{E2} \cdot V_{E2}$

Niv	$\xi$	$\phi$	$\pi$	$(1-\xi)^2/2$	$4+2\xi/2$	$\psi$	$\frac{2mc}{I} \psi$	$A = \frac{(1-\xi)^2}{2} \psi$	$A - \frac{2mc}{I} \psi$	$M_1$	$M_2$	N
6	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
5	0,83	0,16	3,79	0,0139	1,888	0,028	0,026	$2,62 \cdot 10^{-2}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	0,038	0,038	3,79
4	0,66	0,33	7,61	0,0557	1,777	0,08	0,075	0,0991	0,0241	3,84	3,84	11,4
3	0,5	0,5	11,43	0,125	1,666	0,15	0,14	0,208	0,068	10,84	10,84	22,83
2	0,33	0,66	15,23	0,222	1,555	0,23	0,215	0,345	0,13	20,73	20,73	38,06
1	0,167	0,83	19,05	0,345	1,444	0,34	0,318	0,501	0,183	29,18	29,18	57,11
RDC	0	1	22,8	0,5	1,333	0,5	0,468	0,667	0,198	31,57	31,57	79,9

$H_0 = 17,72 t.$



V24

Niv	$\xi$	$\phi$	$1-\xi$	$\pi_1' = \pi_1'$	$\pi_2'' = \pi_2''$	$\pi_1 = \frac{\pi_1' + \pi_2''}{2}$	$(1-\xi)^2/2$	$\frac{4+2\xi}{3}$	$A = \frac{(1-\xi)^2(4+\xi)}{3}$	$\psi$	$A-\psi$	$M_1 = M_3$	$M_2$	$N_2$	$N_1 = -N_3$
6	1	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
5	0,83	0,18	0,167	6	8,6,16 <sup>3</sup>	4,6	0,1013	1,88	0,026	0,02	0,006	6,7 · 10 <sup>-3</sup>	7,24	0	4,6
4	0,66	0,35	0,333	11,9	0,017	9,16	0,085	1,77	0,099	0,065	0,034	0,038	41	0	13,76
3	0,5	0,49	0,5	17,98	0,005	13,8	0,125	1,66	0,208	0,14	0,068	0,077	92,9	0	27,56
2	0,33	0,67	0,66	23,9	0,004	18,38	0,222	1,55	0,345	0,22	0,125	0,14	168,9	0	45,94
1	0,167	0,78	0,83	29,9	0,003	23,99	0,347	1,44	0,501	0,34	0,161	0,18	217,2	0	75,93
R.D.C	0	1	1	35,97	0,001	27,64	0,5	1,33	0,667	0,44	0,227	0,25	301,7	0	103,57

$H_0 = 67,15t$  ;  $\alpha = 19,57$  ;  $c = 1,4$  ;  $m = 0,1428$  ;  $I_1 = I_2 = 5,72 \cdot 10^{-4} m^4$  ;  $I_2 = 0,61 m^2$

$\pi_1 = \pi_2 = H_0 \frac{h}{4c} \phi$  ;  $\pi_1'' = \pi_2'' = H_0 \frac{h}{I} m (1-\xi)$

$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot H_0 \cdot \xi [A - \psi]$  ;  $\phi = f(\xi ; \alpha)$  (M. Diers B19)



VOILES PLEINS LONGITUDINAUX

$Vl_3$   $Vl'_3$

NIV	6		5		4		3		2		1		R.D.C	
VoILES	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
	2,39	0	4,76	7,17	6,69	21,45	8,14	41,52	9,106	65,94	9,589	93,258	9,589	122,025

70



## Charges Verticales dans Les Voiles.

Chaque élément de refend est soumis à des charges verticales qui peuvent engendrer des moments dus aux excentricités des actions des poutres qui reposent sur cet élément.

Évaluation des charges et surcharges :

Pour un voile, la surcharge d'exploitation sera donnée comme suite.

- Niveau Terrasse :  $P_i = 0,15 S_i$ .

- Niveau Courant :  $P_i = 0,175 S_i$ .

$S_i$  : Surface revenant au voile (i).

La charge permanente est évaluée en ajoutant au poids propre du voile, la charge de planche qui lui revient des poutres et des raidisseurs.

charges et surcharges revenant à chaque voile.

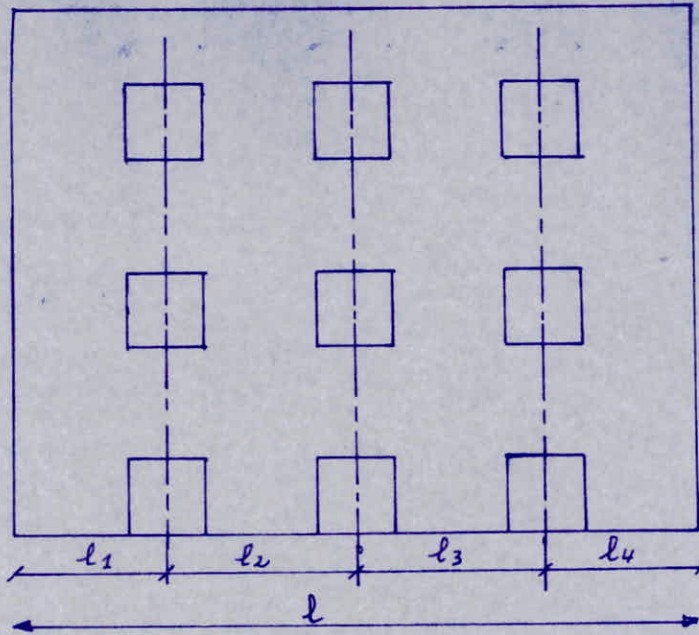
voile \ Niv	TERRASSE		COURANT		R. D. C	
	G	P	G	P	G	P
Vl <sub>1</sub>	8,94	0,76	11,988	3,7	9,16	3,7
Vl' <sub>1</sub>	8,94	0,76	11,988	3,7	9,16	3,7
Vl <sub>2</sub>	7,742	0,84	10,885	1,47	8,08	1,47
Vl' <sub>2</sub>	7,742	0,84	10,885	1,47	8,08	1,47
Vl <sub>3</sub>	4,66	0,28	5,62	0,56	3,72	0,56
Vl' <sub>3</sub>	4,66	0,28	5,62	0,56	3,72	0,56
Vl <sub>4</sub>	22,05	2,52	26,9	4,41	22,59	4,49
Vt <sub>1</sub>	8,09	1,53	15,32	3,2	13,2	3,2
Vt <sub>2</sub>	8,09	1,53	15,32	3,2	13,2	3,2
Vt <sub>3</sub>	8,09	1,53	15,32	3,2	13,2	3,2
Vt <sub>4</sub>	8,09	1,53	15,32	3,2	13,2	3,2



## Distribution des charges verticales sur les différents trumeaux.

• Pour les voiles sans ouvertures, la charge verticale est distribuée sur toute la longueur. Pour les voiles avec ouvertures la charge verticale est distribuée sur les trumeaux suivant leurs longueurs.

• Charge verticale revenant à un trumeau :



$$F_i = F \frac{l_i}{l}$$

$F$  : charge verticale à chaque voile.

$l_i$  : longueur du trumeau (i) ; augmentée de la demi-longueur du linteau

$l$  : longueur totale de la voile.

• L'effort normal à un niveau au "n" ; dans un linteau est le cumulé de toutes les forces  $F_i$  comptées à partir du sommet du bâtiment jusqu'au niveau "n"

$$N_n = \sum_{i=1}^n F_i \text{ - effort normal au niveau "n".}$$

les forces  $F_i$  et les efforts normaux dans tous les trumeaux seront donnés dans des tableaux ci-après. les forces  $F_i$  sont dus aux charges suivantes :

- Charge permanente  $G$ .
- Surcharge d'exploitation  $P$ .



VOILES AVEC OUVERTURES ( $V_{t_1}$ ;  $V_{t_2}$ ;  $V_{t_3}$ ;  $V_{t_4}$ ).

		Efforts	6	5	4	3	2	1	R.D.C
G	$F_i$	6,65	12,6	12,6	12,6	12,6	12,6	12,6	7,99
	$N_i$	6,65	19,25	31,85	44,45	57,05	69,65	77,64	
P	$F_i$	1,26	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63	2,63
	$N_i$	1,26	3,89	6,52	9,15	11,78	14,41	17,04	
Trumeau I $h_i=4,93m$	G	$F_i$	1,44	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	1,74
		$N_i$	1,44	4,17	6,9	9,63	12,36	15,09	16,83
	P	$F_i$	0,27	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
		$N_i$	0,27	0,84	1,41	1,98	2,55	3,12	3,69

Voiles avec ouvertures ( $V_{l_1}$ ;  $V_{l'_1}$ ).

		Efforts	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I $\equiv$ Trumeau II	G	$F_i$	4,47	5,994	5,994	5,994	5,994	5,994	4,58
		$N_i$	4,47	10,464	16,458	22,452	28,446	34,44	39,02
	P	$F_i$	0,39	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
		$N_i$	0,39	2,24	4,09	5,94	7,79	9,64	11,49



Voiles avec ouvertures ( $v l_2; v l'_2$ ).

	Effort	6	5	4	3	2	1	R.D.C
G	Fi	3,8	5,45	5,45	5,45	5,45	5,45	4,04
	Ni	3,8	9,25	14,7	20,15	25,6	31,05	35,9
P	Fi	0,42	0,735	0,735	0,735	0,735	0,735	0,735
	Ni	0,42	1,155	1,89	2,625	3,36	4,095	4,83

Voiles avec ouvertures ( $v l_4$ ).

$$l_t = 5,95 \text{ m.}$$

$$\text{Trumeau I} \equiv \text{Trumeau III} \quad l_1 = l_3 = 0,77 \text{ m.}$$

$$\text{Trumeau II} = \quad l_2 = 4,41 \text{ m.}$$

		6	5	4	3	2	1	R.D.C.	
Trumeau I, III.	G	Fi	22,05	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	22,59.
		Ni	2,85	6,33	9,8	13,29	16,77	20,63	23,56
	P	Fi	2,52	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41.
		Ni	0,32	0,89	1,46	2,03	2,6	3,17	3,75.
Trumeau II	G	Fi	22,05	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	22,59
		Ni	16,34	36,28	56,2	76,15	96,09	116,03	132,77.
	P	Fi	2,52	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41
		Ni	1,86	5,13	8,40	11,67	14,9	18,2	21,4.



Voile plein  $Vl_3$ .

NIV	G	P	$N_{G cum}$	$N_p cum$
6	4,66	0,28	4,66	0,28
5	5,62	0,56	10,28	0,84
4	5,62	0,56	15,9	1,4
3	5,62	0,56	21,52	1,96
2	5,62	0,56	27,14	2,52
1	5,62	0,56	32,76	3,08
R.D.C	3,72	0,56	36,48	3,64.



# Deformations Dans Les Voiles.

Exposé de la méthode :

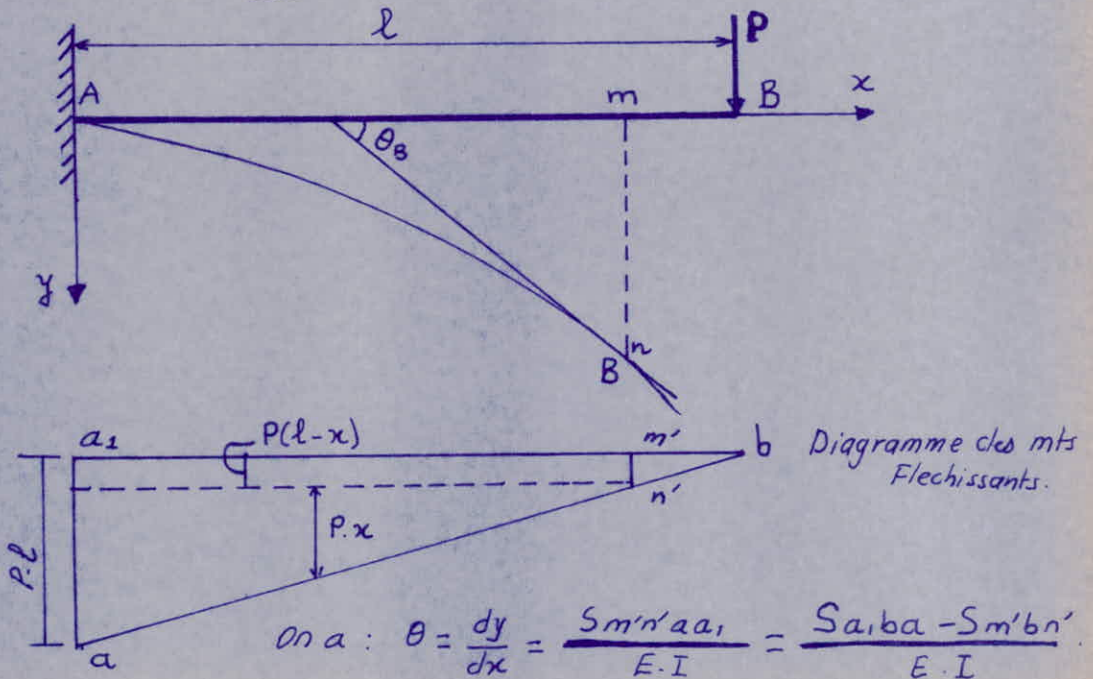
On utilise la méthode de la résistance des matériaux. On considère que les voiles sont des consoles et on applique la méthode des moments des aires.

Soit une console supportant une charge concentrée à son extrémité la pente de la tangente à la déformée à l'encastrement A est nulle. Les ordonnées des points de la déformée, comptées à partir de cette tangente en A, constituent les déformations réelles d'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 relativement à A est égale à l'aire  $m'n'a_1$  divisé par  $EI$

$$\theta = \frac{S_{m'n'a_1}}{EI}$$

Dans le cas des courbes planes; comme le sont les déformées des refends; on peut confondre la déformation angulaire avec la pente  $\theta = \frac{dy}{dx}$ .





On obtient que  $\theta = \frac{P \cdot l^2}{2EI} \left[ 1 - \frac{(l-x)^2}{l^2} \right]$ .

La déformation  $y$  à l'aplomb de la section considéré est égale au moment de l'aire  $m'n'a$  a<sub>1</sub> ; par rapport à  $m'n'$  divisé par  $EI$ . Cette aire peut être décomposée en un triangle et un rectangle selon la figure ci-dessus.

$$\text{d'où } y = \frac{1}{EI} \left[ P \cdot (l-x) \frac{x^2}{2} + \frac{P \cdot x^2}{2} \cdot \frac{2}{3} x \right]$$

$$y = \frac{P}{2EI} \left( lx^2 - \frac{x^3}{3} \right).$$

Par application directe de cette méthode ; on peut déterminer les flèches des voiles aux différents niveaux du bâtiment.

La flèche du niveau (i) est donnée par  $v_i$ .

$$f_1 = \frac{\sum_1^{21} S_i d_i}{EI} ; \quad f_2 = \frac{\sum_1^{20} S_i d_i}{EI}$$

$$f_3 = \frac{\sum_1^{18} S_i d_i}{EI} ; \quad f_4 = \frac{\sum_1^{15} S_i d_i}{EI}$$

$$f_5 = \frac{\sum_1^{11} S_i d_i}{EI} ; \quad f_6 = \frac{\sum_1^6 S_i d_i}{EI}$$

$d_i$  : distance du centre de gravité de la surface  $S_i$  jusqu'au point considéré.

$I$  : moment d'inertie du voile.

$$E = 21000 \sqrt{V_{2,8}} = 3,45 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2.$$

Déplacements :

Le déplacement est donné par :

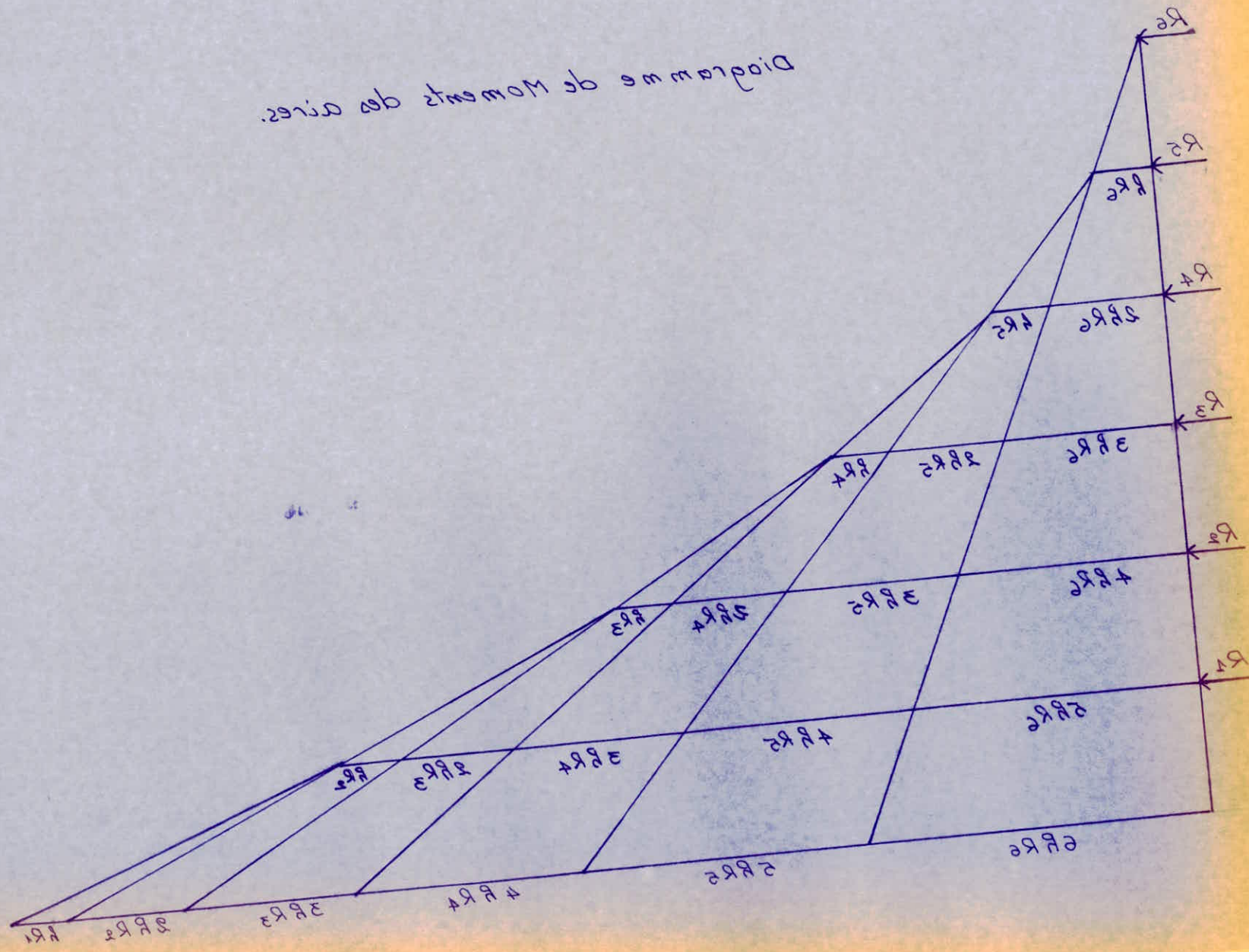
$$\Delta = \frac{v_{i+1} - v_i}{h} \text{ où } h \text{ est la hauteur d'étage.}$$

Le déplacement relatif est donné par :

$$\Delta' = \frac{1}{2B} \cdot \Delta \text{ où } B \text{ est le facteur de comportement de la structure. (RPA art 33.71).}$$



Diagramme de Moments des aires.



87



Comme notre bâtiment est contreventé par des voiles  $B=0,25$   
On aura  $\Delta' = 2\Delta$ .

Ainsi le déplacement relatif sera :

$$\Delta' = 2 \cdot \frac{v_{i+1} - f_i}{h}$$

Déplacement admissible [S] R.P.A 81 art 33.71.

$$[S] = 0,0075 h \quad h: \text{hauteur d'étage}$$

$$\text{pour } h = 3 \text{ m} \quad [S] = 2,25 \text{ cm}$$

Calcul des flèches à chaque niveau :

niveau 6.

$$f_6 = \frac{3,167 R_6 h^3 + 2,667 R_5 h^3 + 2,167 R_4 h^3 + 1,667 R_3 h^3 + 1,167 R_2 h^3 + 0,667 R_1 h^3}{E.I.}$$

niveau 5.

$$f_5 = \frac{2,667 R_6 h^3 + 2,167 R_5 h^3 + 1,667 R_4 h^3 + 1,167 R_3 h^3 + 0,667 R_2 h^3}{E.I.}$$

niveau 4.

$$f_4 = \frac{2,167 R_6 h^3 + 1,667 R_5 h^3 + 1,167 R_4 h^3 + 0,667 R_3 h^3}{E.I.}$$

niveau 3.

$$f_3 = \frac{1,667 R_6 h^3 + 1,167 R_5 h^3 + 0,667 R_4 h^3}{E.I.}$$

niveau 2.

$$f_2 = \frac{1,167 R_6 h^3 + 0,667 R_5 h^3}{E.I.}$$

niveau 1.

$$f_1 = \frac{0,667 R_5 h^3}{E.I.}$$



	NIV	1	2	3	4	5	6
	$R_i(t)$	4,92	4,88	3,97	2,98	1,98	0,99
$V_{l_1}$	$\sum S_i d_i$	88,56	242,82	358,02	686,115	947,88	1218,55
$V_{l_1}'$	$f_i(m)$	$6,57 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$	$2,65 \cdot 10^{-4}$	$5,086 \cdot 10^{-4}$	$7,026 \cdot 10^{-4}$	$9,03 \cdot 10^{-4}$
	$g_i(m)$	$3,8 \cdot 10^{-5}$	$2,83 \cdot 10^{-5}$	$8,12 \cdot 10^{-5}$	$6,46 \cdot 10^{-5}$	$6,68 \cdot 10^{-5}$	$3,01 \cdot 10^{-4}$
	$g_i'(m)$	$7,62 \cdot 10^{-5}$	$5,66 \cdot 10^{-5}$	$1,62 \cdot 10^{-4}$	$1,29 \cdot 10^{-4}$	$1,33 \cdot 10^{-4}$	$6,02 \cdot 10^{-4}$
	$R_i(t)$	4,42	4,38	3,57	2,68	1,78	0,89
	$\sum S_i d_i$	79,56	218,07	401,13	616,86	851,58	1094,8
$V_{l_2}$	$f_i(m)$	$5,9 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$2,9 \cdot 10^{-4}$	$4,57 \cdot 10^{-4}$	$6,3 \cdot 10^{-4}$	$8,12 \cdot 10^{-4}$
$V_{l_2}'$	$g_i(m)$	$3,36 \cdot 10^{-5}$	$4,33 \cdot 10^{-5}$	$5,56 \cdot 10^{-5}$	$5,76 \cdot 10^{-5}$	$6,06 \cdot 10^{-5}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$
	$g_i'(m)$	$6,73 \cdot 10^{-5}$	$8,66 \cdot 10^{-5}$	$1,11 \cdot 10^{-4}$	$6,15 \cdot 10^{-4}$	$1,27 \cdot 10^{-4}$	$5,6 \cdot 10^{-4}$
	$R_i(t)$	2,39	2,37	1,93	1,45	0,966	0,487
	$\sum S_i d_i$	43,02	117,945	196,88	333,36	460,64	620,16
$V_{l_3}$	$f_i(m)$	$6,3 \cdot 10^{-5}$	$1,73 \cdot 10^{-4}$	$2,88 \cdot 10^{-4}$	$4,88 \cdot 10^{-4}$	$6,74 \cdot 10^{-4}$	$9,1 \cdot 10^{-4}$
$V_{l_3}'$	$g_i(m)$	$3,66 \cdot 10^{-5}$	$3,83 \cdot 10^{-5}$	$6,66 \cdot 10^{-5}$	$6,2 \cdot 10^{-5}$	$7,86 \cdot 10^{-4}$	$3,03 \cdot 10^{-4}$
	$g_i'(m)$	$7,33 \cdot 10^{-5}$	$7,66 \cdot 10^{-5}$	$1,33 \cdot 10^{-4}$	$1,24 \cdot 10^{-4}$	$7,57 \cdot 10^{-4}$	$6,066 \cdot 10^{-4}$
	$R_i(t)$	16,74	16,6	13,5	10,16	6,77	3,38
	$\sum S_i d_i$	301,32	826,11	1519,2	2334,42	3225,78	4147,57
$V_{l_4}$	$f_i(m)$	$6,15 \cdot 10^{-5}$	$1,68 \cdot 10^{-4}$	$3,1 \cdot 10^{-4}$	$4,76 \cdot 10^{-4}$	$6,58 \cdot 10^{-4}$	$8,47 \cdot 10^{-4}$
	$g_i(m)$	$3,55 \cdot 10^{-5}$	$4,73 \cdot 10^{-5}$	$5,53 \cdot 10^{-5}$	$6,06 \cdot 10^{-5}$	$6,3 \cdot 10^{-5}$	$2,7 \cdot 10^{-5}$
	$g_i'(m)$	$7,1 \cdot 10^{-5}$	$9,46 \cdot 10^{-5}$	$1,106 \cdot 10^{-4}$	$1,21 \cdot 10^{-4}$	$1,26 \cdot 10^{-4}$	$5,6 \cdot 10^{-4}$



Niveau	1	2	3	4	5	6
$R_i(t)$	7,88	7,33	5,98	4,48	2,98	1,49
$\sum S_i d_i$	132,84	364,41	670,635	7030,59	1424,025	1830,87
$f_i(m)$	$1,82 \cdot 10^{-5}$	$4,98 \cdot 10^{-5}$	$9,17 \cdot 10^{-5}$	$1,41 \cdot 10^{-4}$	$1,95 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$
$S_i(m)$	$1,05 \cdot 10^{-5}$	$1,39 \cdot 10^{-5}$	$1,63 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,83 \cdot 10^{-5}$	$8,33 \cdot 10^{-5}$
$S'_i(m)$	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$2,79 \cdot 10^{-5}$	$3,26 \cdot 10^{-5}$	$3,6 \cdot 10^{-5}$	$3,66 \cdot 10^{-5}$	$16,66 \cdot 10^{-5}$
$R_i(t)$	7,905	7,84	6,39	4,79	3,79	1,59
$\sum S_i d_i$	142,29	390,13	717,7	1345,07	1523,65	1958,83
$f_i(m)$	$1,94 \cdot 10^{-5}$	$5,33 \cdot 10^{-5}$	$9,8 \cdot 10^{-5}$	$1,84 \cdot 10^{-4}$	$2,08 \cdot 10^{-4}$	$2,69 \cdot 10^{-4}$
$S_i(m)$	$1,13 \cdot 10^{-5}$	$1,49 \cdot 10^{-5}$	$2,86 \cdot 10^{-5}$	$0,8 \cdot 10^{-5}$	$2,03 \cdot 10^{-5}$	$8,96 \cdot 10^{-5}$
$S'_i(m)$	$2,26 \cdot 10^{-3}$	$2,98 \cdot 10^{-5}$	$5,72 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$	$4,06 \cdot 10^{-5}$	$17,92 \cdot 10^{-5}$
$R_i(t)$	10,56	10,48	8,54	6,41	4,27	2,73
$\sum S_i d_i$	190,08	521,28	959,04	1473,75	2026,47	2618,32
$f_i(m)$	$2,6 \cdot 10^{-5}$	$7,13 \cdot 10^{-5}$	$1,31 \cdot 10^{-4}$	$2,01 \cdot 10^{-4}$	$2,78 \cdot 10^{-4}$	$3,58 \cdot 10^{-4}$
$S_i(m)$	$1,12 \cdot 10^{-5}$	$5,97 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-5}$	$2,56 \cdot 10^{-5}$	$2,66 \cdot 10^{-5}$	$1,193 \cdot 10^{-5}$
$S'_i(m)$	$2,24 \cdot 10^{-5}$	$11,9 \cdot 10^{-5}$	$14 \cdot 10^{-5}$	$6,13 \cdot 10^{-5}$	$5,32 \cdot 10^{-5}$	$2,38 \cdot 10^{-5}$
$R_i(t)$	11,08	10,94	8,36	6,72	4,48	2,24
$\sum S_i d_i$	199,44	546,8	1006,065	1885,68	2136,19	2746,62
$f_i(m)$	$2,73 \cdot 10^{-5}$	$7,47 \cdot 10^{-5}$	$1,37 \cdot 10^{-5}$	$2,58 \cdot 10^{-4}$	$2,92 \cdot 10^{-4}$	$3,75 \cdot 10^{-4}$
$S_i(m)$	$1,58 \cdot 10^{-5}$	$2,07 \cdot 10^{-5}$	$4,03 \cdot 10^{-5}$	$1,13 \cdot 10^{-5}$	$2,78 \cdot 10^{-5}$	$1,25 \cdot 10^{-4}$
$S'_i(m)$	$3,16 \cdot 10^{-5}$	$4,14 \cdot 10^{-5}$	$8,06 \cdot 10^{-5}$	$2,26 \cdot 10^{-5}$	$5,56 \cdot 10^{-5}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$



## - Superposition des Sollicitations -

Sollicitations pondérées: Sous

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 à la charge permanente.

Q: Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation y compris les majorations éventuelles pour effet dynamique.

E: Sollicitations dues au séisme.

\* Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $S_1 = G + 1,2Q$ .

\* Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre:  $S_2 = G + Q + E$ .

les forces sismiques peuvent avoir en tout de la structure une direction quelconque; mais; on se contentera d'envisager le cas où les effets de la composante verticale et ceux de la composante horizontale agissent simultanément.

E: peut agir de droite à gauche  $-E$ .

E: peut agir de gauche à droite.  $+E$ .

E: peut agir dans le sens descendant ( $\approx 40-60\%$ )Q.

E: peut agir dans le sens ascendant ( $\approx -20\%$ G).



V<sub>t+1</sub>

	NIV Efforts	V <sub>t+1</sub>						R.D.C
		6	5	4	3	2	1	
TRU MEAU I	G	1,44	4,17	6,9	9,63	12,36	15,1	16,83
	P	0,27	0,84	1,41	1,98	2,55	3,12	3,69
	G+P	1,71	5,01	8,31	11,61	14,91	18,22	20,52
	G+P+E <sup>→</sup>	1,71	6,88	14,28	23,32	34,24	45,03	59,02
	G+P+E <sup>←</sup>	1,71	3,74	2,33	-0,102	-4,42	-8,59	-17,98
	0,8G+E <sup>→</sup>	1,152	5,206	11,49	19,41	29,21	38,89	51,96
	0,8G+E <sup>←</sup>	1,152	0,466	-0,45	-4,00	-9,44	-14,73	-25,03
	M	0	1,45.10 <sup>-2</sup>	5,88.10 <sup>-2</sup>	0,123	0,208	0,294	0,390
	T	7,388	14,718	20,696	25,78	28,168	29,66	29,66
	TRU MEAU II	G	6,65	19,25	31,85	44,45	57,05	69,65
P		1,26	3,89	6,52	9,15	11,78	14,41	17,04
G+P		7,91	23,14	38,37	53,6	68,83	84,06	94,68
G+P+E <sup>→</sup>		7,91	26,01	44,34	65,31	88,16	110,87	133,78
G+P+E <sup>←</sup>		7,91	21,27	32,39	41,88	49,5	57,25	56,18
0,8G+E <sup>→</sup>		5,32	13,53	19,50	23,84	26,31	28,91	23,61
0,8G+E <sup>←</sup>		5,32	13,53	19,50	23,84	26,31	28,91	23,61
M		0	9,08	36,84	77,06	130,31	184,2	244,5
T		7,388	14,718	20,696	25,78	28,168	29,662	29,662



R.D.C	I УАЭМУРТ						II УАЭМУРТ								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
12,83	12,1	15,32	2,23	2,2	1,47	4,47	0,22	0,84	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71
3,22	3,15	5,22	1,28	1,41	0,84	0,57	0,22	0,84	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71
20,25	18,55	14,21	11,1	8,31	2,01	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71
25,27	17,82	32,22	54,15	14,22	7,01	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71
22,23	11,45	-2,73	-0,2	1,23	3,01	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71
22,21	11,75	30,25	20,51	11,2	2,32	1,25	1,25	2,32	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
58,28	17,22	-10,22	-1,80	-0,82	1,32	1,25	1,25	1,32	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
0,45	0,34	0,55	0,53	0,22	0,12	0	0	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
31,70	31,70	30,11	22,25	25,13	12,74	7,22	7,22	12,74	7,22	7,22	7,22	7,22	7,22	7,22	7,22
7,77	22,22	27,02	14,22	31,82	12,72	2,22	2,22	12,72	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22
17,07	14,41	11,78	21,2	2,25	3,82	1,52	1,52	3,82	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52
24,28	20,02	28,83	23,2	32,37	5,14	7,21	7,21	5,14	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21
132,83	113,7	82,47	22,11	44,52	22,14	7,21	7,21	22,14	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21
25,23	24,45	18,12	11,02	31,22	5,14	7,21	7,21	5,14	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21	7,21
104,52	82,32	22,58	18,07	31,82	17,4	2,35	2,35	17,4	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
12,22	52,08	52	53,02	12,1	13,4	2,35	2,35	13,4	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
52,37	122,7	132,1	85,1	32,47	2,4	0	0	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
31,70	31,70	30,11	22,25	25,13	12,74	7,22	7,22	12,74	7,22	7,22	7,22	7,22	7,22	7,22	7,22



Vt 3

	Niv	6	5	4	3	2	1	R.D.C
	TRU MEAU I	G	1,44	4,17	6,9	9,63	12,36	15,1
P		0,27	0,84	1,41	1,98	2,55	3,12	3,69
G + P		1,71	5,01	8,31	11,61	14,91	18,22	20,53
$G + P + \vec{E}$		1,71	7,68	16,83	28,32	42,49	57,84	74,87
$G + P + \overleftarrow{E}$		1,71	2,34	-0,21	-5,1	-12,67	-21,4	-35,81
$0,8G + \vec{E}$		1,152	6,006	14,04	24,41	37,47	51,7	78,812
$0,8G + \overleftarrow{E}$		1,152	0,666	-3	-9,006	-17,69	-27,54	-33,87
M		0	0,02	0,08	0,15	0,297	0,419	0,56
T		10,59	21,04	29,58	35,99	40,26	42,39	42,39
TRU MEAU II		G	6,65	19,25	31,85	44,45	57,05	69,65
	P	1,26	3,89	6,52	9,15	11,78	14,41	17,04
	G + P	7,91	23,14	38,37	53,6	68,83	84,06	94,68
	$G + P + \vec{E}$	7,91	25,81	46,89	70,31	96,41	123,68	151,02
	$G + P + \overleftarrow{E}$	7,91	20,47	29,85	36,89	42,25	44,44	38,34
	$0,8G + \vec{E}$	5,32	18,07	34	52,27	73,22	95,34	118,45
	$0,8G + \overleftarrow{E}$	5,32	12,73	16,96	18,85	18,06	16,1	5,77
	M	0	12,529	50,11	94,75	186,06	262,49	350,83
	T	10,56	21,04	29,58	35,99	40,26	42,39	42,39



$V_{t4}$

		NIV	6	5	4	3	2	1	R.D.C
TRU MEAU I	G		6,65	19,25	31,85	44,45	57,05	69,65	77,64
	P		1,26	3,89	6,52	9,15	11,78	14,41	17,04
	G + P		7,91	25,81	46,89	70,31	96,41	123,68	151,02
	G + P + $\vec{E}$		7,91	28,61	55,83	87,84	125,34	165,21	210,09
	G + P + $\overleftarrow{E}$		7,91	23,01	37,95	52,78	67,45	82,15	91,95
	0,8G + $\vec{E}$		5,32	18,2	34,42	53,09	74,57	97,25	121,182
	0,8G + $\overleftarrow{E}$		5,32	12,6	16,54	18,03	16,71	14,19	3,042
	M		0	12,52	50,11	112,76	195,46	275,65	369,6
	T		11,08	22,07	31,03	37,75	42,23	44,47	44,47
TRU MEAU II	G		1,44	4,17	6,9	9,63	12,36	15,1	16,84
	P		0,27	0,84	1,41	1,98	2,55	3,12	3,69
	G + P		1,71	5,01	8,31	11,61	14,91	18,22	20,53
	G + P + $\vec{E}$		1,71	7,81	17,25	29,14	43,84	59,75	79,6
	G + P + $\overleftarrow{E}$		1,71	2,21	-0,63	-5,92	-14,02	-23,31	-38,54
	0,8G + $\vec{E}$		1,152	6,136	14,46	25,23	38,8	53,6	72,54
	0,8G + $\overleftarrow{E}$		1,152	0,536	-3,42	-9,83	-18,2	-29,45	-45,5
	M		0	0,02	0,08	0,18	0,312	0,44	0,59
	T		11,08	22,07	31,03	37,75	42,23	44,47	44,47



		NIV	6	5	4	3	2	1	R.D.C
		efforts							
$Vl_2 ; Vl'_2$	Trameau II	G	4,47	10,464	16,458	22,452	28,446	34,44	39,02
		P	0,39	2,24	4,09	5,94	7,79	9,64	11,49
		G + P	4,86	12,704	20,548	28,392	36,236	44,04	50,51
		0,8G	3,58	8,37	13,166	17,96	22,76	27,55	31,216
		G + P + $\vec{E}$	4,86	16,92	33,24	53,78	78,57	107,58	139,69
		G + P + $\overleftarrow{E}$	4,86	8,48	7,858	3,002	-6,704	-19,5	-38,67
		0,8G + $\vec{E}$	3,58	12,59	25,85	43,35	65,1	91,09	120,39
		0,8G + $\overleftarrow{E}$	3,58	4,75	0,476	-7,43	-19,58	-35,99	-57,96
		M	0	0,042	4,27	12,06	23,07	32,47	35,74
		T	4,92	9,8	13,77	16,75	18,73	19,72	19,72
		$Vl_2 ; Vl'_2$	Trameau I	G	3,8	9,25	14,7	20,15	25,6
P	0,42			1,155	1,89	2,625	3,36	4,095	4,83
G + P	4,22			10,405	16,59	22,775	28,96	35,145	40,73
0,8G	3,04			7,4	11,76	16,12	20,48	24,84	28,72
G + P + $\vec{E}$	4,22			14,195	27,99	45,605	67,02	92,255	120,63
G + P + $\overleftarrow{E}$	4,22			6,615	5,19	-0,055	-9,1	-21,965	-39,17
0,8G + $\vec{E}$	3,04			11,19	23,16	38,95	58,54	81,95	108,62
0,8G + $\overleftarrow{E}$	3,04			3,61	0,36	-6,71	-17,58	-32,27	-51,18
M	0			0,038	3,84	10,84	20,73	29,78	37,57
T	4,42	8,8	12,37	15,05	16,83	17,72	17,72		



Voiles ( $Vl_3 ; Vl'_3$ ).

NIV	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$G(E)_c$	2,8	8	13,2	18,4	23,6	28,8	32,52
$P(E)_c$	0,28	0,88	1,48	2,08	2,68	3,28	3,88
$(G+P)_c$	3,08	8,88	14,68	20,48	26,28	32,08	36,4
$0,8G_c$	2,24	6,4	10,56	14,72	18,88	23,04	26,016
$M$	0	7,17	21,45	41,52	65,94	93,258	122,025
$T$	2,39	4,76	6,69	8,14	9,106	9,589	9,589.



V<sub>4</sub>

NIV Efforts	6	5	4	3	2	1	R.D.C
	TRU MEAU I.						
G	2,85	6,33	9,8	13,29	16,77	20,63	23,56
P	0,32	0,89	1,46	2,03	2,6	3,17	3,75
G + P	3,17	7,22	11,26	15,32	19,37	23,8	27,31
G + P + $\vec{E}$	3,17	11,82	25,02	42,88	65,31	99,73	130,88
G + P + $\overleftarrow{E}$	3,17	2,62	-2,5	-12,24	-26,57	-52,13	-76,26
0,8G + $\vec{E}$	2,28	9,66	21,6	38,19	59,35	92,43	122,41
0,8G + $\overleftarrow{E}$	2,28	0,46	-5,92	-16,92	-32,52	-59,4	-84,72
M	0	$6,7 \cdot 10^{-3}$	0,038	0,077	0,14	0,18	0,25
T	16,77	33,34	46,84	57	63,77	67,15	67,75
TRU MEAU II.							
G	16,34	36,28	56,2	76,15	96,09	116,03	132,77
P	1,86	5,13	8,40	11,67	14,9	18,2	21,4
G + P	18,2	41,41	64,6	87,82	110,99	134,23	154,17
G + P + $\vec{E}$	18,2	41,41	64,6	87,82	110,99	134,23	154,17
G + P + $\overleftarrow{E}$	18,2	41,41	64,6	87,82	110,99	134,23	154,17
0,8G + $\vec{E}$	13,07	29,02	44,9	60,9	76,8	92,8	106,21
0,8G + $\overleftarrow{E}$	13,07	29,02	44,9	60,9	76,8	92,8	106,21
M	0	7,24	41	92,9	168,9	277,2	301,7
T	16,74	33,34	46,84	57	63,77	67,15	67,75



## Ferraillage des Voiles.

Les sollicitations à prendre en compte sont celles du second genre qui sont prépondérantes par rapport à celles du premier genre. La voile à calculer sera considérée continue jusqu'au sommet du bâtiment; mais le calcul des efforts sera fait au niveau considéré. Nous adopterons donc pour le calcul de ferraillage la méthode de Pierre Charon, qui reste valable pour notre cas puisque la hauteur de nos voiles n'est pas limitée à la hauteur d'étage.

Nous divisons notre bâtiment en 2 niveaux.

. Niveau I : RDC; 1<sup>er</sup>; 2<sup>er</sup> étage.

. Niveau II : 3<sup>er</sup>; 4<sup>er</sup>; 5<sup>er</sup> étage.

À partir des combinaisons prises en compte; nous chercherons pour chaque voile et pour chaque trumeau  $M$ ,  $N_{max}$ ;  $N_{min}$  le calcul des armatures sera fait sous ( $N_{min}$ ;  $M$ ).

la vérification du béton sera faite sous ( $N_{max}$ ;  $M$ ).

Ses contraintes du béton seront calculées par la formule de Navier

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I} v.$$

$\Omega$ : section transversale du voile (ou trumeau).

$I$ : moment d'inertie du voile (ou trumeau).

$v$ : distance du C.d.g à la fibre la plus éloignée.

### Prescriptions relatives au ferraillage:

Partie courante des voiles pleins et trumeaux:

les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en doubles nappes dont le pourcentage minimum est donné ci-dessous.

- . pour  $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$ ; 0,15%. Dans chaque direction.
- . pour  $0,025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$ ; 0,25%



- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale du béton tendue.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit rester inférieure à la plus petite valeur des 2 suivantes  

$$s \leq 1,5 b = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ cm} \quad \text{ou} \quad s \leq 30 \text{ cm}.$$
- Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre-carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

#### EXTREMITÉS DES VOILES PLEINS OU TRUMEAUX.

Les extrémités des voiles pleins ou trumeaux doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions  $b \cdot 1,5b$ , soit  $15 \cdot 24$ .

Les armatures verticales des potelets peuvent être utilisées pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être posées à  $70 \phi$ .

#### ARMATURES LONGITUDINALES :

- Elles doivent être des armatures à haute adhérence.
- Les crochets sont interdits aux recouvrements des armatures longitudinales.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $5 \phi$ .
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

#### ARMATURES TRANSVERSALES :

- Le diamètre minimum est de 6 cm pour les aciers à haute adhérence et à 8 mm pour les aciers doux.



- Les armatures transversales doivent être des cadres et étriers fermés.

- Les pourcentages  $\rho_{t1}$  et  $\rho_{t2}$  des armatures transversales en zone nodale doivent être au moins égaux à 0,4%.

$$\rho_{t1} = \frac{A_{t1}}{b_1 \cdot t}$$

$$\rho_{t2} = \frac{A_{t2}}{b_2 \cdot t}$$

• Espacement:

zone nodale:  $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ .

zone courante  $t \leq 12\phi$  (armature verticale).

les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°; ayant une longueur droite de  $10\phi$  min.



## Ferraillage de voile plein :

Nous donnerons un exemple de calcul détaillé pour une voile et nous donnerons les calculs de ferraillage concernant les autres voiles dans les tableaux récapitulatifs.

Voile V<sub>l3</sub> Niveau I.

$$I = 0,198 \text{ m}^3 ; h_t = 246 \text{ cm} ; b = 16 \text{ cm} ; S = 3936 \text{ cm}^2$$

$$d = 0,30 \text{ m} ; M = 41,52 \text{ t.m} ; N_{\max} = 20,48 \text{ t} ; N_{\min} = 14,72 \text{ t}$$

$$V = 123 \text{ cm} ; T = 8,14 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{41,52}{14,72} = 2,82 > e_1 = \frac{2,46}{6} = 0,41 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_f = M + N \cdot f = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 55,21 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0264 \rightarrow k = 56 ; \epsilon = 0,9296$$

$$\sigma'_b = 75 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 6,55 \text{ cm}^2$$

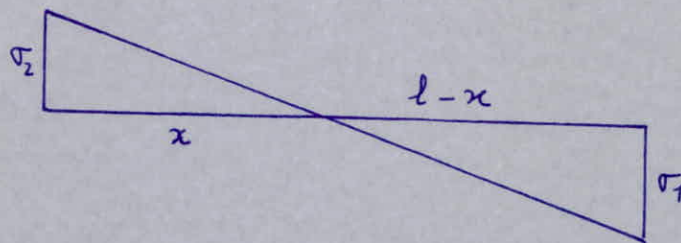
$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 3,04 \text{ cm}^2$$

Verification de la section imposée par le R.P.A.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \nu = 29,53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \nu = -22,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$x = \frac{\sigma_2 \cdot l}{\sigma_1 + \sigma_2} = 1,05 \text{ m}$$





Partie tendue :  $\bar{\omega}_{min} = 0,5\% \Rightarrow A_{min} = 0,005 \cdot 16 \cdot 10,5 = 8,4 \text{ cm}^2$   
On prend  $A = 8,4 \text{ cm}^2$  puisque  $A_{min} > A_{cal}$ .

Armatures horizontales :

$$\omega = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 = \frac{3,76 - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 < 0 \rightarrow \text{on a un ferrailage minimum exigé par le R.P.A.}$$

$$A_h = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{- espacement } s \leq \min \begin{cases} 1,5 t = 24 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{soit } s = 20 \text{ cm.}$$

ferrailage adopté :

Acier tendue  $A = 8,4 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit 10 HA 8/ml.

sur les 2 faces avec  $s = 10 \text{ cm}$ .

à l'extrémité on prend 1 potelet de 16. 20 cm avec 1 ferrailage de 4 T 14 ; de même qu'au centre.

Armatures transversales : on prend des épingles  $\phi 6$  et des cadres  $\phi 8$  pour les potelets.

Vérification des contraintes avec  $N_{max}$ .

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

$$\sigma_1 = 30,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ (cela sans faire intervenir les armatures)}$$

$$\sigma_2 = -20,58 \text{ kg/cm}^2.$$



Voiles  $Vl_3$ ,  $Vl'_3$  Niveau II.

$$M = 122,025 \text{ t.m} ; N_{\max} = 36,4 \text{ t} ; N_{\min} = 26,016 \text{ t} \\ h_t = 2,46 \text{ m} ; d = 0,30 \text{ m} ; h = 2,16 \text{ m} ; I = 0,198 \text{ m}^4 \\ S = 3936 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage sous  $N_{\min}$ :

$$\frac{M}{N} = \frac{122,025}{26,016} = 4,69 > e_s = 0,42 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$e_0 > e_s \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

Méthode du Moment fictif.

$$M_f = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 146,22 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0639 ; \epsilon = 0,7915 ; \kappa = 32,2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{\kappa} = 135 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{pas d'acier comprimés.}$$

$$A_s = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 13,079 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 11,88 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage sous  $N_{\min}$  (R.P.A).

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

$$\sigma_1 = 72,4 ; \sigma_2 = -69,19$$

$$\kappa = \frac{1 \cdot \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 1,1228.$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0,0025 \cdot b \cdot \kappa = 4,49 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal.}}$$

$$\text{donc } A = A_{\text{cal}} = 11,88 \text{ cm}^2.$$

On prend 4T14 et 10HA10 partie courante.



Armatures Horizontales:

$$Z_b = \frac{1,4T}{b_0 \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 9,589 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 216} = 4,44 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,875.$$

$$A_h = 0,0015 \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}.$$

Soit 5 HA 8 / ml / face. espacés de 20 cm.

Pour les armatures transversales:

potelet: On prend 1 cadre  $\phi 8$  espacés de 20 cm.

Partie Courante: 1 epingle  $\phi 8$ : 4  $\phi 8$  par m<sup>2</sup>.

$$A_t = \frac{t \cdot T_{\max}}{\sigma_{at} \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 9,589 \cdot 10^3 \cdot 20}{4200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 216} = 0,33 \cdot \text{cm}^2.$$

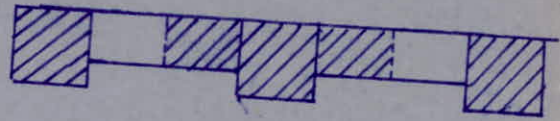


# Ferraillage détaillé du voile avec ouvertures.

- V24 -

Trumeau I ou Trumeau III.

On a déjà étudié ce poteau sous la sollicitation du premier genre G+1,2P. La section d'acier est  $A = 12,31 \text{ cm}^2$  (8T14).



Vérifications sous SP2 des armatures longitudinales.

$$\begin{cases} N = 130,88 \text{ t} \\ M = 0 \end{cases}$$

Donc le poteau sera calculé en compression simple avec  $\bar{\sigma}'_{b0}(SP2) = 1,5 (\sigma'_{b0}(SP1)) = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$ .  
d'où  $\sigma'_b = \frac{N'}{nA + B_0} = \frac{130,88 \cdot 10^3}{15 \cdot 12,31 + 35^2} = 92,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$ .

Donc on adoptera comme armatures longitudinales 8T14.  
Armatures transversales : sont les mêmes que sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

Trumeau II Niveau I.

$$M = 92,9 \text{ t.m} ; N_{\max} = 78,82 \text{ t} ; N_{\min} = 60,9 \text{ t}.$$

$$h_t = 3,57 \text{ m} ; I = 0,61 \text{ m}^4 ; V = 1,785 \text{ m} ; d = 0,45 = \frac{h_t}{8}$$

ferraillage sous  $N_{\min}$  :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{92,9}{60,9} = 1,525 \text{ m} > 0,595 = e_1 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$e_0 < \frac{h_t}{2} = 1,785 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \left( 1 + \frac{2e_0}{h_t} \right) \bar{\sigma}'_{b0} = 190,55.$$

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

$$M_f = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 174,2 \text{ t.m}.$$

$$\mu = 0,0399 ; \epsilon = 0,9153 ; k = 44 ; \bar{\sigma}'_6 = 95,45 < \bar{\sigma}'_6.$$

$$A_1 = \frac{174,2 \cdot 10^5}{4200 \cdot 312 \cdot 0,9153} = 14,52 \text{ cm}^2 ; A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 0,02 \text{ cm}^2.$$



Ferraillage sous  $N_{min}$  (R.P.A).

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

$$\sigma_1 = 37,846 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -16,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{min} = 0,005 \cdot b \cdot x = 0,005 \cdot 16 \cdot 108,5 = 8,68 \text{ cm}^2 > A_{cal}$$

On a 1 raidisseur qui est déjà ferraillé par:

Soit 5 T8/ml/face avec  $s = 20 \text{ cm}$ .

Armatures horizontales:

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 57 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 312} = 18,26 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Le R.P.A recommande de prendre:

$$A_h = 0,0025 \cdot b \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T8/ml. } s = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte de béton avec  $N_{max}$ :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S} + \frac{M}{I} J = 40,98 < \bar{\sigma}'_b$$

Niveau II:  $M = 301,7 \text{ t.m}$ ;  $N_{max} = 154,7 \text{ t}$ ;  $N_{min} = 106,216 \text{ t}$ .

Ferraillage sous  $N_{min}$ :

$$-e_0 = \frac{M}{N} = 2,84 > e_1 = 0,595 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$e_0 = 2,84 > \frac{h_t}{2} = 1,785 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$M_f = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right) = 443,5 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,1016 ; \epsilon = 0,8734 ; K = 24,5 \quad \sigma'_b = 171,4 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{443,5 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8734 \cdot 312} = 38,75 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 13,46 \text{ cm}^2$$



ferrailage sous  $N_{min}$  (R.P.A).

$$\sigma_1 = 106,88 ; \sigma_2 = -69,69 \rightarrow x = 1,409 \text{ m.}$$

$$A_{min} = 0,005 \cdot 16 \cdot 140,9 = 11,27 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} < A_{cal} \rightarrow A_{adoptée} = A_{calculée}$  soit 5T10/ml/face  
avec  $s = 20 \text{ cm}$ .

Armatures horizontales :

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 67,15 \cdot 10^5}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 312} = 21,52 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_{min} = 0,0025 \cdot b \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8/\text{ml}.$$

$s = 20 \text{ cm}$ .

Vérification de la contrainte de béton avec  $N_{max}$ .

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S} + \frac{M}{I} \nu = 115,36 < \bar{\sigma}'_b.$$



	Vt <sub>1</sub>				Vt <sub>2</sub>			
	Trumeau I		Trumeau II		Trumeau I		Trumeau II	
	NIV I	NIV II	NIV I	NIV II	NIV I	NIV II	NIV I	NIV II
M(t.m)	77,06	244,5	0,123	0,39	82,1	264,37	0,131	0,422
Nmax(h)	65,31	133,78	23,32	59,02	66,11	136,83	24,12	62,67
e <sub>0</sub> max(cm)	117,99	183,58	0,527	0,66	124,78	193,19	0,54	0,67
e <sub>1</sub> (cm)	73,83	73,83	9,5	9,5	73,83	73,83	9,5	9,5
Nature sollicit	P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$\bar{T}_b'$ Kg/cm <sup>2</sup>	157,48	187,9	104,65	105,13	159,25	192,36	104,69	105,16
$\bar{T}_{b1}$	23,94	65,52	26,995	70,66	25,017	66,38	28,44	73,58
$\bar{T}_{b2}$	-5,51	-27,94	24,145	58,77	-6,36	-27,78	24,45	63,8
A calcul	< 0	0,365	< 0	< 0	< 0	1,37	< 0	< 0
N min	23,84	23,61	-4	-17,98	23,05	19,96	-4,8	-21,63
e <sub>0</sub> (cm)	331,58	1035,5	3,07	2,16	356,18	1324,5	2,73	1,95
Nature sollicit	S.P.C	S.P.C	S.E.t	S.E.t	S.P.C	S.P.C	S.E.t	S.E.t
$\bar{T}_b'$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
A calcul	1,93	13,45	0,538	2,42	2,36	15,29	0,64	2,87
A' calcul	0	0	0,414	1,86	0	0	0,505	2,27
$\bar{T}_{b1}$	18	50,05	-5,81	-24,23	18,94	53,34	-6,78	-28,6
$\bar{T}_{b2}$	-11,5	-43,17	-2,96	-15,19	-12,24	-47,7	-3,74	-18,83
$\chi$ (cm)	172,69	205,1	57	57	173,9	215,15	57	57
A min	13,81	16,41	4,56	4,56	13,91	17,21	4,56	4,56
$\tau_b$	6,48	7,64	6,48	7,64	6,94	8,17	6,94	8,17
A <sub>H</sub> /ml	5HA8	8HA8	5HA8	8HA8	5HA8	8HA8	8HA8	8HA8
Adoptée	6HA12 + 5HA8/1	6HA14 + 5HA10/1	4HA12 + 2HA10	4HA14 + 2HA10	6HA12 + 5HA8/1	6HA14 + 5HA10/1	4HA14 + 2HA10	4HA14 + 2HA10



Vt3

Vt4

	Trumeau I		Trumeau II		Trumeau I		Trumeau II	
	NIV I	NIV II	NIV I	NIV II	NIV I	NIV II	NIV I	NIV II
M (t.m)	112,76	369,6	0,18	0,59	94,75	350,03	0,15	0,56
Nmax (t)	87,84	210,09	29,14	79,6	70,31	151,02	28,32	76,87
e <sub>0</sub> (max)	128,37	179,9	0,617	0,74	134,76	232,3	0,529	0,728
e <sub>1</sub> (cm)	73,83	73,83	9,5	9,5	73,83	73,83	9,5	9,5
Nature Solllicit	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C
$\bar{V}_b'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	162,3	184,35	104,97	105,45	165,26	205,5	104,66	105,4
$\bar{V}_{b1}$	33,94	100,27	34,04	94,12	28,03	88,2	32,79	90,77
$\bar{V}_{b2}$	-9,16	-41	29,86	80,44	-8,18	-45,58	29,3	77,8
A calcul	< 0	0,65	< 0	< 0	< 0	6,022	< 0	< 0
Nmin (t)	18,03	3,042	-9,83	-38,54	18,85	5,77	-5,1	-33,87
e <sub>0</sub> (cm)	625,4	121,5.10 <sup>2</sup>	1,83	1,53	502,65	6080,24	2,94	1,65
Nature Solllicit	S.P.C	S.P.C	S.E.t	S.E.t	S.P.C	S.P.C	S.E.t	S.E.t
$\bar{V}_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
A calcul	5	24,75	1,26	4,88	3,74	23,11	0,68	3,74
A' calcul	0	0	1,07	4,29	0	0	0,53	3,31
$\bar{V}_{b1}$	24,1	71,06	-12,86	-49,09	20,76	67,86	-32,79	90,77
$\bar{V}_{b2}$	-19,1	-70,2	-8,69	-35,42	-15,56	-66,23	-29,3	77,8
X (cm)	195,86	220,145	57	57	189,87	218,8	57	57
Amin	15,6	17,61	4,56	4,56	15,19	17,5	4,56	4,56
$\tau_b$	9,27	10,92	9,27	10,92	9,73	11,46	9,73	11,46
A <sub>H</sub> /ml	8T8	8T8	8T8	8T8	8T8	8T8	8T8	8T8
A <sub>adopt</sub>	6HA12 + 5HA8	6HA14 + 5HA10	4HA14 + 2HA10	4HA14 + 2HA10	6HA12 + 5HA8	6HA14 + 5HA10	4HA14 + 2HA10	4HA14 + 2HA10



	$v_{l_1}; v_{l_1}'$		$v_{l_2}; v_{l_2}'$	
	Trumeau I $\equiv$ Trumeau II		Trumeau I $\equiv$ Trumeau II	
	Niveau I	Niveau II	Niveau I	Niveau II
M(t.m)	12,06	35,14	10,84	31,57
N max(t)	53,78	139,69	45,605	120,63
$e_0$ (cm)	22,42	25,15	23,76	26,17
$e_1$ (cm)	16,25	16,25	16,25	16,25
Nature Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$\bar{F}_b'$	150	155,76	152,83	157,9
$\sigma_b'$	81,88	154,2	71,85	116,79
$\sigma_2$	-12,94	-48,6	-13,38	-46,78
N min	-7,43	-38,67	-6,71	-39,17
$e_0$ min	162,31	90,87	161,54	80,59
Nature sollicit	S.P.t	S.P.t	S.P.t	S.P.t
$\bar{F}_b'$	205,5	205,5	205,5	205,5
A cale (mm)	4,46	15,3	4,77	14,24
A adopté	Potelet 6HA10 Partie courante 5HA8	P: 6HA14 PC: 5HA10	P: 4HA10 PC: 5HA8	P: 6HA14 PC: 5HA10
$\tau_b$	19,4	22,53	17,2	20,25
longueur partie tendue	53,65	57,49	53,67	58,61
A min	4,29	4,6	4,29	4,68
$\sigma_{b1}$	-52,2	-162,94	-46,92	-149,22
$\sigma_{b2}$	42,65	113,36	38,315	99
$A_{uAdopté}$	8HA8/ml	8HA8/ml	8HA8/ml	8HA/ml



# FERRAILLAGE DES LINTEAUX.

Le linteau est soumis aux charges suivantes :

$q_G$  (t/ml) : son poids propre (poids du plancher qui lui revient).

$q_p$  (t/ml) : surcharge d'exploitation due au plancher.

$q_H$  (t/ml) : surcharge due au seisme horizontal.

## CALCUL DES EFFORTS :

\* Effort tranchant : L'effort tranchant est la somme de tous les efforts tranchants agissant sur le linteau.

$$T = T_G + T_p + T_H$$

avec :  $T_G = q_G \cdot \frac{l}{2}$  ;  $T_p = q_p \frac{l}{2}$  ;  $T_H = 1,4 \pi$  (1,4 RPA).

\* Moment flechissant :

$$\text{Moment d'encastrement : } M_e = (q_G + q_p) \frac{l^2}{12} + 1,4 \pi \frac{l}{2}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = (q_G + q_p) \frac{l^2}{24}$$

## CONTRAINTES ADMISSIBLES.

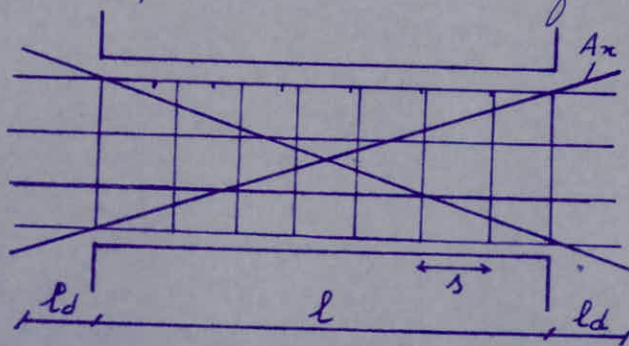
$$\bar{\tau}_b = 0,12 \bar{\sigma}'_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \bar{\sigma}'_{28} = 206,25 \text{ kg/cm}^2$$

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

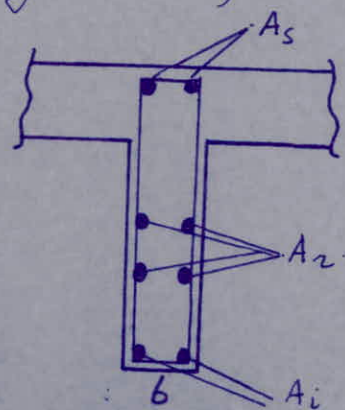
$$\bar{\sigma}_b = 1,25 \bar{\sigma}_b = 7,375 \text{ kg/cm}^2$$

Prescriptions Relatives au ferrailage (R.P.A).



$$ld \geq \frac{h}{4} + 50 \phi$$

$$A_x \geq 0,0015 \cdot h \cdot a \text{ si } \tau_l \geq 0,06 \bar{\sigma}'_{28}$$



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

$$A_x \geq 0,00206 h$$

$$A_s \geq 0,0025 b \cdot s$$



ferrailage du linteau du voile transversale  $Vt_1$ .

$$h_t = 0,80 \text{ m} ; l = 1 \text{ m} ; b = 0,16 \text{ m}.$$

Charges transmises au linteau:

$$G_p \begin{cases} \text{son p. propre} = 0,16 \cdot 0,8 \cdot 2,5 = 0,358 \text{ t/ml.} \\ \text{p. propre du plancher} = 0,452 \cdot 1,32 + 1,07 \cdot 0,734 = 1,38 \\ G_p = 1,738 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

$$q_p = 0,231 + 0,374 = 0,605 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Charge due au seisme horizontale } \pi = 11,72 \text{ t/ml.}$$

Efforts tranchants:

$$\left. \begin{aligned} T_G &= q_G \cdot \frac{l}{2} = 0,869 \text{ t.} \\ T_p &= 0,3025 \text{ t.} \\ T_H &= 1,4 \cdot 11,72 = 16,4 \text{ t.} \end{aligned} \right\} T = 17,57 \text{ t.}$$

Moments flechissants:

$$M_e = (q_G + q_p) \frac{l^2}{12} + 1,4\pi \frac{l}{2} = 8,399 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 0,0976 \text{ t.m} = (q_G + q_p) \frac{l^2}{24}$$

ferrailage: Acier Sup  $A_s$

$$M_e = 8,399 \text{ t.m} ; h = h_t - 2 = 78 \text{ cm} ; b = 16 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 8,399 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 78^2} = 0,0308 \rightarrow \begin{cases} k = 51 \\ \varepsilon = 0,9242 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = 82,35 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{8,399 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9242 \cdot 78} = 2,77 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 1,92 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{calculée}} > A_{\text{min}} \Rightarrow A = 2,77 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

Acier inf  $A'_i$ :

$$M_t = 0,0976 \text{ t.m} \quad \mu = \frac{15 \cdot 0,0976 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 78^2} = 0,00035$$

$$\begin{cases} \varepsilon = 0,9913 \\ k = 560 \end{cases} \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0.$$



$$A = \frac{0,0976 \cdot 10^5}{4200 \cdot 48 \cdot 0,9913} = 0,03 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Aciers de repartition :

$$A_r \geq 0,002 b \cdot h_t = 2,56 \text{ cm}^2 \text{ . On prend } 6T8 (3,01 \text{ cm}^2) \\ \text{avec } t = 19 \text{ cm} \text{ . Ancrage des barres } l_d = \frac{80}{4} + 50,14 = 90 \text{ cm}$$

Aciers supplémentaires dans les cingles :

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{17570 \cdot 1,4}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 78} = 22,5 > 0,06 \sigma'_{28} = 16,5$$

$$A_x = 0,0015 b \cdot h_t = 1,92 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :  $S \leq \frac{h_t}{4}$

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot S = 0,0025 \cdot 16 \cdot \frac{80}{4} = 0,8 \text{ cm}^2$$

On prendra 1 cadre  $\phi 8$  [ $A_t = 1 \text{ cm}^2$ ]

Ecartement des armatures transversales :

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{4} = 20 \text{ cm} \\ A_t \cdot \frac{z}{T} \cdot \bar{\sigma}_{at} = \frac{1 \cdot 7 \cdot 78 \cdot 4200}{8 \cdot 17,57 \cdot 10^3} = 16,31 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On choisit  $S = 15 \text{ cm}$ .

Le ferrailage des autres linteaux sera donné dans les tableaux ci-après.

Le linteau du dernier étage pour les voiles longitudinaux

$$h_t = 80 \text{ cm}$$

Armatures supérieures :  $M_e = 21,48 \text{ t.m}$ .

On prend  $A_s = 5,4 \text{ cm}^2$  . Soit 4T14

Armatures inférieures :  $M_t = 0,048 \text{ t.m}$  . donc on prend 2T12

$A_r$  minimale : soit  $A_i = 6T8 / \text{ml}$  avec  $e = 19 \text{ cm}$

Aciers supplémentaires  $\tau_b = 41,2 > \bar{\tau}_b$  On prend

$$A_x = 4T10$$

Armatures transversales : on prend un cadre  $\phi 8$  avec  $e = 15 \text{ cm}$ .



# . Ferrailage des Linteaux.

		VOILES						
		$V_{L1}, V_{L2}$	$V_{L2}, V_{L3}$	$V_{L4}$	$V_{E1}$	$V_{E2}$	$V_{E3}$	$V_{E4}$
Caractéristiques géométriques.	$l$ (cm)	120	120	84	100	100	100	100
	$b$ (cm)	16	16	16	16	16	16	16
	$h_t$ (cm)	147	147	80	80	80	80	80
Efforts de Calcul.	$q_G$ (t/ml)	0,737	0,737	0,652	1,738	1,738	1,738	1,738
	$q_P$ (t/ml)	0,056	0,056	0,112	0,605	0,605	0,605	0,605
	$\Pi$ (t/ml)	25,46	22,8	27,64	11,72	12,51	16,72	17,54
	$T$ (t)	36,13	32,39	39,46	17,57	18,68	24,58	25,73
	$M_e$ (t.m)	2,148	19,25	16,29	8,399	8,95	11,899	12,47
	$M_t$ (t.m)	0,048	0,048	0,0225	0,0976	0,0976	0,0976	0,0976
Ferrailage.	$A_s$ calculée $cm^2$	3,8	3,39	5,53	2,77	2,96	3,98	4,18
	$A_s$ min $cm^2$	3,53	3,53	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
	$A_s$ adoptée	4T12 (4,58)	4T12 (4,58)	4T14 (6,15)	2T14 (3,08)	2T14 (3,08)	4T12 (4,58)	4T12 (4,58)
	$A_i$ calculée $cm^2$	/	/	/	0,03	0,03	0,03	0,03
	$A_i$ min $cm^2$	3,53	3,53	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
	$A_i$ adoptée $cm^2$	4T12 (4,58)	4T12 (4,58)	2T12 (2,26)	2T12	2,26	2,26	2,26
	$A_z$ min $cm^2$	4,17	4,17	2,56	2,56	2,56	2,56	2,56
	$A_z$ adoptée $cm^2$	10T8 (5,02)	10T8 (5,02)	6T8 (3,02)	3,08	6T8	6T8	6T8
	$A_t$	1 cadre T8	1 cadre T8	1 cadre T8	1 cadre T8	1 cadre T8	1 cadre T8	1 cadre T8
	$esp$ (s) $cm$	14	15	7	15	15	10	10
	$\tau_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	25,08	22,49	50,58	16,08	23,9	31,5	32,98
	Arm Suppl	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
$l_d$	70	70	90	90	90	90	90	



## CALCUL DES LONGRINES:

Les longrines sont des poutres reliant les semelles, entre-elles.  
Elles seront calculées comme un tirant sous l'action d'effort de traction, égal au moins à  $\begin{cases} \frac{N}{15} : \text{pour les terrains de consistance moyenne.} \\ \frac{N}{10} : \text{Pour les terrains meubles.} \end{cases}$

Dans notre cas nous prenons l'effort à  $\frac{N}{10} = \frac{58,7}{10} = 5,87t$ .

Soit B la section de la poutre :  $B = 30 \times 30 \text{ cm}^2$ .

En traction  $A_L = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{5,87 \cdot 10^3}{2800} = 2,1 \text{ cm}^2$ .

Ferraillage minimum imposé par le R.P.A est égal à

$$4 \text{ HA } 14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront des cadres  $\phi 8$  espacés de 20 cm.

## VOÏLE PÉRIPHÉRIQUE:

le voile périphérique est prévu pour former un sol rigide de hauteur supérieure ou égale à  $\max\left\{\frac{h}{10}, 80 \text{ cm}\right\}$ .

$h$ : hauteur du bâtiment.

Soit  $h$  du voile égale à 1,8 m.

épaisseur de ce voile  $\geq \left\{\frac{h}{10}; 15 \text{ cm}\right\}$   $e = 20 \text{ cm}$ .

Cette épaisseur est similaire à celles des voiles du vide sanitaire.

Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures.

$$A \geq \frac{0,2 \cdot 180 \cdot 20}{100} = 7,2 \text{ cm}^2$$

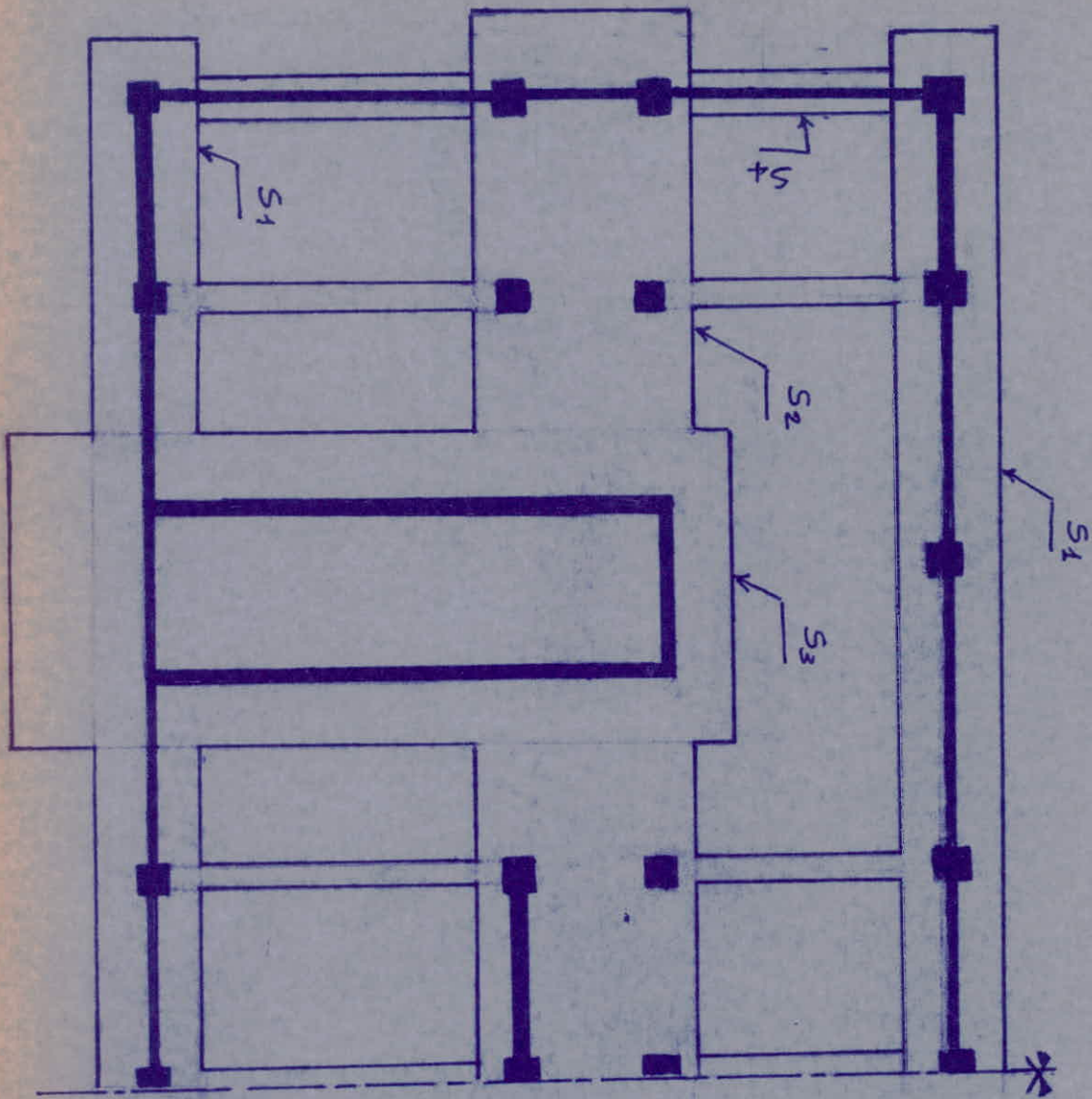
avec un recouvrement  $> 50 \phi$ . soit 5T12/ml/face.

Armatures longitudinales de péage:  $A \geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par ml.

On adoptera 5T8/ml/par face  $\Rightarrow A = 10T8 = 5 \text{ cm}^2$ .

Armatures transversales; on adoptera 5 épingle/m<sup>2</sup>.







# FONDACTIONS.

Introduction : les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles. Le sol est constitué par un sable fin. La contrainte est de  $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} = 2,04 \text{ kg/cm}^2$  à 1,5 m de profondeur. La densité du sol est de  $1,76 \text{ t/m}^3$ . On disposera au dessous des semelles une couche de béton de propreté de 10 cm épaisseur.

. On a 2 types de fondations à calculer.

1. Semelle filante sous voiles et poteaux.
2. Radier partiel sous les cages d'escaliers.

Ce choix a été fait pour que la stabilité des voiles soit assurée d'une part et de bonne liaison de la partie inférieure des voiles au poteaux d'autre part.

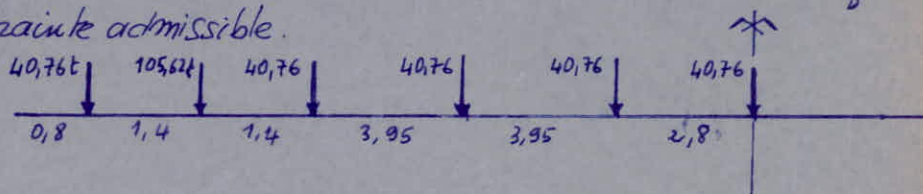
Ce qui donnera une rigidité meilleure à l'ossature.

L'étude des semelles comporte 3 étapes

- coffrage ou dimensionnement
- Etude de la stabilité
- ferrailage et vérification.

. Etude des Semelles ( $S_1$ ):

. La pression exercée par la semelle sur le sol doit être inférieure à la contrainte admissible.



$$N_t = 578,08 \text{ t.}$$

$$L = 28,6 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = 99 \text{ cm} \approx 1 \text{ m.}$$

On prend  $B = 1,50 \text{ m.}$  ;  $h_t = 0,60 \text{ m.}$

Vérification de la stabilité :

. La stabilité est vérifiée si l'on a  $\frac{M_T}{N_T} \leq \frac{L}{4}$ .

$M_T$  : moment total sur la semelle.


$N_T$  : effort total normal.

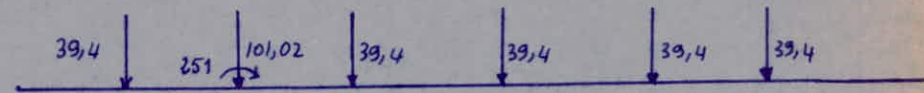


. Poids du voile sous sol :  $Q_v = 0,2 \cdot 1,8 \cdot 2,5 \cdot 27,35 = 24,6 t$ .

. Poids de la semelle :  $Q_s = 28,6 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 64,35 t$ .

. Poids des terres :  $Q_t = [1,5 - 0,6] \cdot 1,76 \cdot 1,3 \cdot 28,6 = 58,89 t$ .

Sous  $SP_1$  :  $N_{t1} = 725,915 t. = G + 1,2 P + Q_v + Q_s + Q_t$  

Sous  $SP_2$  : 

$$N_{t2} = G + P + Q_v + Q_s + Q_t = 704,5 t.$$

$$M_t = 502 t.m.$$

$$e = \frac{M_t}{N_t} = 0,712 < \frac{L}{4} = 7,15 m \Rightarrow \text{Semelle est stable.}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{- sous } SP_1 : \sigma_m = \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N}{S} = \frac{725,915}{1,5 \cdot 28,6} = 16,9 t/m^2 < \bar{\sigma}_s.$$

$$\text{- sous } SP_2 : \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = 18,9 t/m^2 < \bar{\sigma}_s.$$

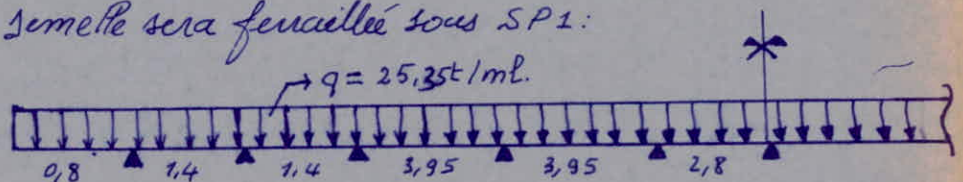
$$\sigma_2 = \frac{N}{S} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = 13,97 t/m^2 < \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 17,68 t/m^2.$$

$$1,5 \sigma_m (SP_1) = 25,35 t/m^2 > \sigma_m (SP_2) = 17,68 t/m^2.$$

Les sollicitations sous  $SP_1$  sont les plus défavorables que celles sous  $SP_2$ .

Donc la semelle sera ferrillée sous  $SP_1$  :



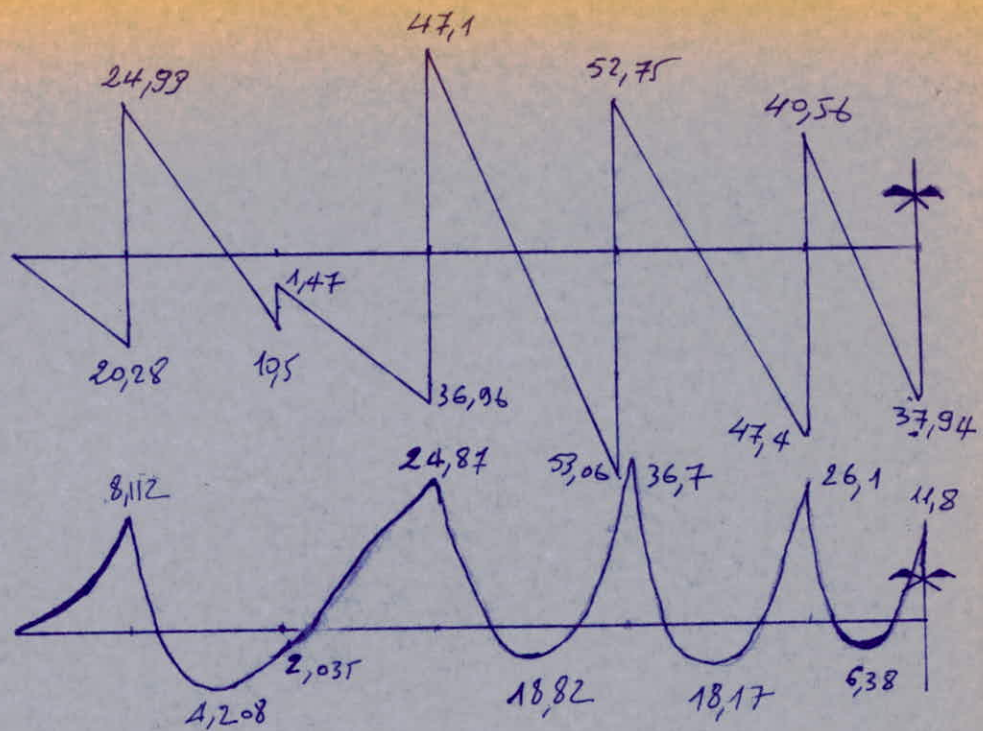
$$\sigma_m = 16,9 t/m^2 \rightarrow q = \sigma_m \cdot B = 16,9 \cdot 1,5 = 25,35 t/ml.$$

Ferrailage de la semelle :

$$M_t \max = 18,82 t.m.$$

$$M_a \max = -36,68 t.m.$$





. Sens longitudinal :

- appuis:  $M_a = -36,68 \text{ t.m}$  D'après la méthode de P. Charon.

$$\mu = 0,0433 ; \varepsilon = 0,9118 ; K = 41,7$$

$$A_a = 26,12 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \text{ T}20. (28,09 \text{ cm}^2).$$

- travées:  $M_t = 18,82 \text{ t.m}$ .

$$\mu = 0,0222 ; \varepsilon = 0,9346 ; K = 61,5.$$

$$A_t = 13,07 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ T}16 ($$

- Sens transversal: (Méthode de console).

$$N = \frac{Q(B-b)^2}{8} \longrightarrow A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 14,7 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ T}16/\text{ml}.$$

Armatures transversales :

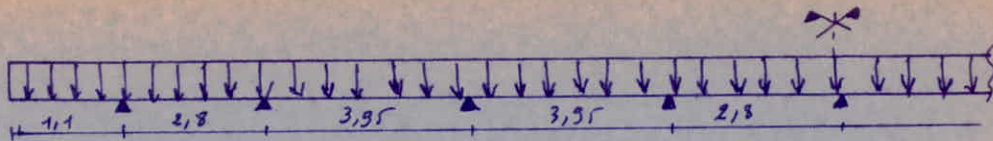
$$\text{contrainte de cisaillement } \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{53,4 \cdot 10^3}{150 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 7,39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

On utilise des cadres et des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne.



# Semelle S2 :



Predimensionnement :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = 188 \text{ cm. Soit } B = 300 \text{ cm.}$$

$$h_t = 60 \text{ cm.}$$

Verification de la stabilité :

$$Q_s = 3 \cdot 29,2 \cdot 0,6 \cdot 2,5 = 131,4 \text{ t.}$$

$$Q_t = (1,5 - 0,6) \cdot 29,2 (3 - 0,2) \cdot 1,76 = 144 \text{ t.}$$

$$N_t \text{ sous } SP_1 \quad N_t = (Q_s + Q_t) + 1,2 P + G = 1360 \text{ t}$$

$$N_t \text{ sous } SP_2 \quad N_t = G + P + Q_s + Q_t = 1324,4 \text{ t.}$$

$$\text{Sous } SP_1 : \bar{\sigma}_m = \frac{N_{t1}}{S} = 15,52 \text{ t/m}^2.$$

$$e = \frac{M_t}{N_{t2}} = \frac{1098,12}{1324,4} = 0,829 \text{ m} < \frac{L}{4} = 1,3 \text{ m} \text{ donc la semelle est stable.}$$

$$\text{Sous } SP_2 : \sigma_1 = \frac{N}{S} \left[ 1 + \frac{6e}{L} \right] = 17,7 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} \left[ 1 - \frac{6e}{L} \right] = 12,54 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 16,4 \text{ t/m}^2$$

$1,5 \bar{\sigma}_m (SP_1) > \bar{\sigma}_m (SP_2)$ . Le ferrailage se fera sous  $SP_1$

$$\text{ferrailage: } q = \bar{\sigma}_m (SP_1) \cdot B = 46,56 \text{ t/ml.}$$

$$M_{t \max} = -17,64 \text{ t.m}$$

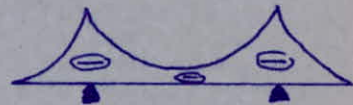
$$M_{a \max} = -23,28 \text{ t.m}$$

Sens transversal :

$$- M_{\max} = -23,28 \text{ t.m.}$$

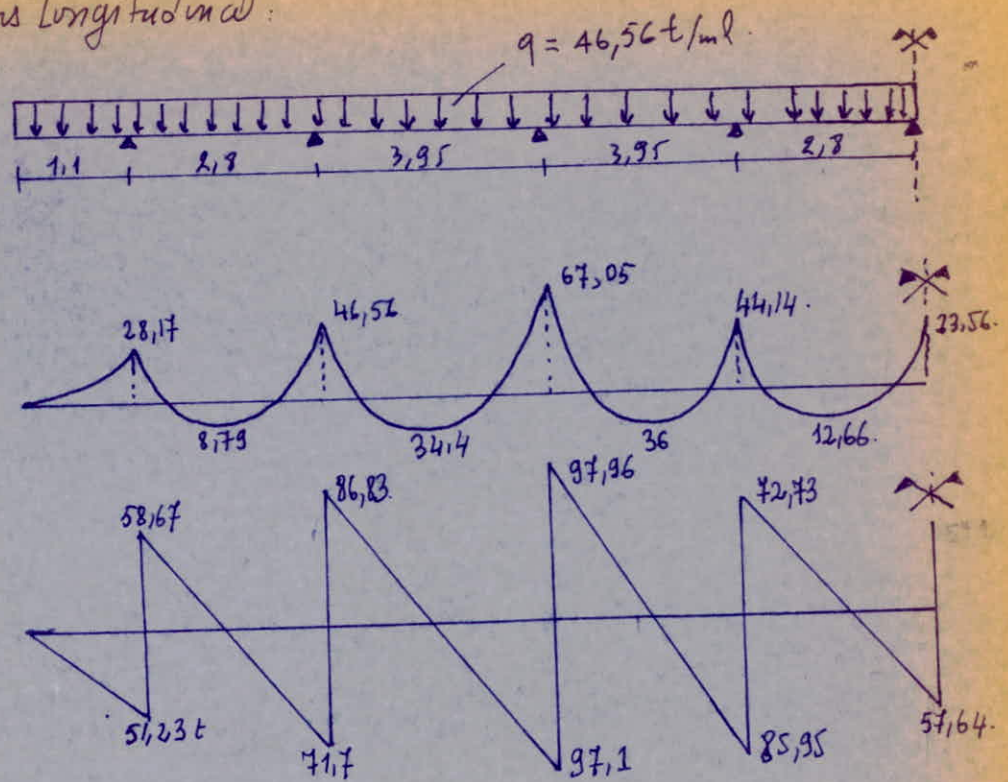
$$\mu = 0,0137 ; \epsilon = 0,9479 ; k = 81$$

$$A = 15,47 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 8T16 (16,08 \text{ cm}^2).$$





Dans le sens longitudinal :



$$M_{a \max} = -67,05 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,0395 ; \varepsilon = 0,9155 ; K = 44,2$$

$$A = 45,55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ T16 / ml.}$$

$$M_t \max = 36 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,0212 ; \varepsilon = 0,9363 ; K = 63,5$$

$$A_t = 24,86 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ T12 / ml.}$$

Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = 97,96 \text{ t.} ;$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{97,96 \cdot 10^3}{300 \cdot \frac{7 \cdot 55}{8}} = 6,7 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2.$$



Semelle S3 (Radier sous La cage d'escaliers).

Pour avoir la stabilité de cette semelle, on est obligé à faire un radier simple sous les voiles de la cage d'escaliers. Ces derniers présentent des effets très importants.

CALCUL DU RADIER.

$$\text{Section nécessaire: } A \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2.124,8}{2,04} = 12,23 \text{ m}^2.$$

$$\text{On prend } S = 4,3 \cdot 10,10 = 43,43 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{4,3 \cdot 10,10^3}{12} = 369,2 \text{ m}^4.$$

Pression sous le radier (sans tenir compte de son poids)

$$P = \frac{N}{S} = \frac{249,6}{43,43} = 5,75 \text{ t/m}^2.$$

- épaisseur du Radier:

$$\text{Condition de Cisaillement: } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b.$$

$$T = q \frac{L}{2} = \frac{5,75 \cdot 2,3}{2} = 6,61 \text{ t. (L: étant l'entre-axe des 2 voiles parallèles.)}$$

$$z \geq \frac{T}{b \cdot 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b} \Rightarrow h \geq \frac{8T}{7 \cdot b \cdot 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b} = 11,13 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } h = 55 \text{ cm. et } h_t = 60 \text{ cm.}$$

Condition de non poinçonnement:

$$\frac{1,25 N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$P_c = [20 + 2 \cdot 60 + 100] \cdot 2 = 480 \text{ cm.}$$

$$N = 124,8 \text{ t}$$

$$5,4 \leq \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérification de la stabilité:

$$\text{Poids du radier (} P_r = 43,43 \cdot 25 \cdot 0,6 = 65,145 \text{ t).}$$

$$\text{Poids des terres (} P_t = [43,43 - 2 \cdot 0,2 \cdot 6] \cdot 0,9 \cdot 1,76 = 65 \text{ t.}$$

$$\text{Sous } SP_1: N_{t1} = G + 1,2P + P_r + P_t = 380 \text{ t.}$$

$$\text{Sous } SP_2: N_{t2} = G + P + P_r + P_t = 372 \text{ t.}$$



$$M_t = 1105,35 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot y = 23,68 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 30,6 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = -6,56 \text{ t/m}^2.$$

Calcul de  $\sigma_m$ :

$$x = \frac{\sigma_1 \cdot L}{\sigma_1 + \sigma_2} = 7,91 \text{ m.}$$

Pour 1 ml

$$\frac{\sigma_i}{\sigma_1} = \frac{x-1}{x} \Rightarrow \sigma_i = \frac{x-1}{x} \cdot \sigma_1$$

$$\sigma_i = 20,68 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_i}{2} = 22,18 \text{ t/m}^2. \text{ (SP}_2\text{)}.$$

$$1,5 \sigma_m(\text{SP}_1) = 1,5 \cdot 8,75 = 13,125 \text{ t/m}^2 < \sigma_m(\text{SP}_2).$$

Donc la sollicitation du 2<sup>e</sup> genre est la plus défavorable.  
On considère donc pour le ferrailage la charge  $Q$ .

$$Q = 22,18 \text{ t/ml.}$$

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

Ferrailage:

- Sens transversal:

$$M_a = -\frac{22,68 \cdot 7^2}{2} = -11,34 \text{ t.m.}$$

$$M_t = R_A(x-1) - \frac{qx^2}{2} \quad x = 2,15 \text{ m.}$$

$$M_t \text{ max} = 366 \text{ t.m.}$$

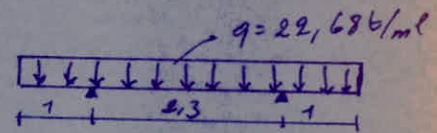
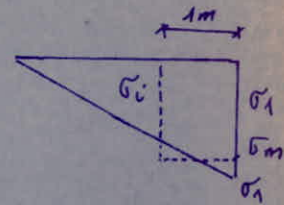
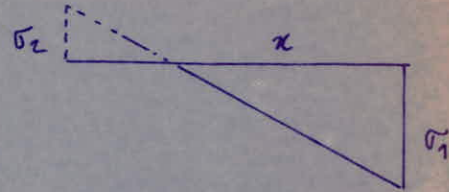
ferrailage (Méthode P. Charon).

sur appuis:  $\mu = 0,01338$ ;  $\epsilon = 0,9487$ ;  $k = 82,5$ .

$$A_a = \frac{11,34 \cdot 10^5}{4200 \cdot 55 \cdot 0,9487} = 5,17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T12/\text{ml.}$$

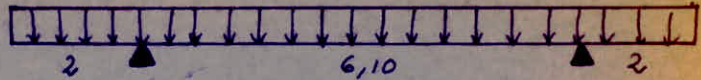
en travée:  $\mu = 0,0043$ ;  $\epsilon = 0,9701$ ;  $A_t = 1,63 \text{ cm}^2$ .

On adoptera 4T10/ml (3,14 cm<sup>2</sup>).





Sens longitudinal:



$$M_a = - \frac{22,68 \cdot 2^2}{2} = -45,36 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 114,534(x-2) - \frac{qx^2}{2}$$

$$N/t = 60,13 \text{ t.m.}$$

Appuis:  $\mu = 0,0535$  ;  $\varepsilon = 0,9033$  ;  $K = 36,7$ .

$$A_a = 21,71 \text{ cm}^2 \text{ (7 T20/ml} = 21,99 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

Travée:  $\mu = 0,07099$  ;  $\varepsilon = 0,8908$  ;  $K = 30,8$

$$A_a = 29,22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{8 int 10 T20/ml.}$$



Semelle sous voûte périphérique (S4).

$$h_{\text{voûte}} = 1,8 \text{ m.}$$

$$\text{Poids/ml} = 1,8 \cdot 2,5 \cdot 0,2 = 0,9 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Poids semelle/ml} = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 0,6 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Poids terre/ml} = 0,4 \cdot 1,5 \cdot 1,76 = 1,056 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Charge totale/ml} \rightarrow q = 2,56 \text{ t/ml.}$$

$$\sigma_s = \frac{q}{s} = \frac{2,56 \cdot 10^3}{60 \cdot 100} = 0,42 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_s.$$

Sens transversal:

$$A = \frac{N(B-b)}{8h \cdot \overline{\sigma}_a} = \frac{10^3 \cdot 2,56(60-20)}{8(40-4) \cdot 2800} = 0,13 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T10 (3,14 cm<sup>2</sup>).  $e = 25 \text{ cm.}$

Sens Longitudinal: Dans ce sens la semelle joue le rôle d'une poutre.

$$\text{- effet de traction } N = \frac{N_{\text{max}}}{15} = \frac{40,76}{15} = 2,72 \text{ t.}$$

$$A = \frac{N}{\overline{\sigma}_a} = 0,97 \text{ cm}^2$$



# - BIBLIOGRAPHIE -

- Regles c.c.B.A 68.
- Regles parasismique Algeriennes (81).
- Calcul pratique des ouvrages en B.A. A. Fuentès.
- Calcul pratique des tours en B.A. M. Diver.
- Calcul et Verification des ouvrages en B.A P. charon.
- Cours de B.A (I, II, III) M. Belazougui.
- Cours pratique de mecanique des sols.  
J. Costet, G. Sanglierat.



