

7/82

UNIVERSITE DES SCIENCES  
ET DE LA TECHNOLOGIE  
D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES  
" BATIMENT D'HABITATION "

- R+3 -

PROPOSE PAR : BEREG .

(Bureau d'Engineering  
de Recherche et d'E-  
tudes Générales).

ETUDIE PAR : M. ELHADJ

DIRIGE PAR : T. BOUCHAMA

PROMOTION JUIN 1982 .



UNIVERSITE DES SCIENCES  
ET DE LA TECHNOLOGIE  
D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES  
" BATIMENT D'HABITATION"

- R+3 -

PROPOSE PAR : BEREG .

(Bureau d'Engineering  
de Recherche et d'E-  
tudes Générales).

ETUDIE PAR : M. ELHADJ

DIRIGE PAR : T. BOUCHAMA

PROMOTION JUIN 1982 .

Je remercie vivement, Monsieur BOUCHAMA qui m'a suivi, encouragé et conseillé tout au long de la rédaction de ce mémoire, ainsi que Monsieur SAID-GUERNI, pour l'intérêt qu'il a porté à mon travail et le soutien constant dont il a fait preuve à mon égard, de même que MM : BENGHANEM, KAWACH, BOUDERBALLA, ZOUKH, pour les remarques et suggestions dont ils m'ont fait part.

Je remercie également et vivement Mademoiselle BENEMRA DALILA, qui s'est chargée de la frappe.

Ma reconnaissance va, enfin, à l'ensemble du personnel du BREG pour l'aide qu'il m'a apporté tout au long de la rédaction de ce mémoire.

Je ne terminerais pas sans rendre hommage à tous mes professeurs qui ont grandement contribué à ma formation.

INTRODUCTION .

I/ Description de l'ouvrage..... 1  
II/ Caractères mécaniques des matériaux utilisés..... 2  
III/ Charges et surcharges..... 6

CALCUL DES ELEMENTS .

I/ Acrotère..... 9  
II/ Escalier..... 13  
III/ Plancher..... 26  
IV/ Encoorbellement..... 45

ETUDE AU SEISME .

I/ Introduction..... 49  
II/ Calcul des forces sismiques..... 59  
III/ Etude à la torsion..... 66

ETUDE DES PORTIQUES .

I/ Portiques longitudinaux "file I et II"..... 79  
II/ Portique transversal "file D"..... 109  
III/ Superposition des efforts..... 119

IV/ Ferrailage des portiques.....138

FONDATIIONS .

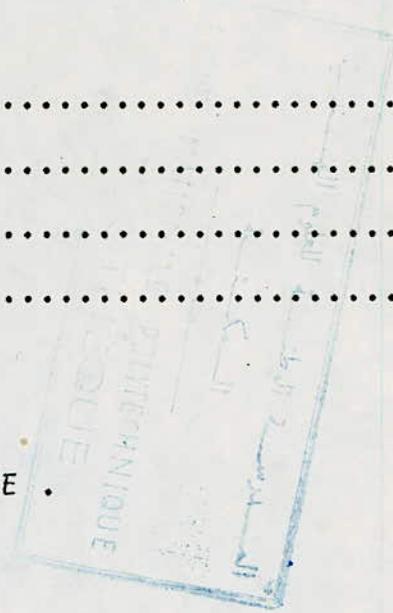
I/ Introduction.....210

II/ Semelles isolées.....210

III/ Longrines.....218

IV/ Voile périphérique.....219

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE .



I N T R O D U C T I O N

## I- DESCRIPTION DU BATIMENT .

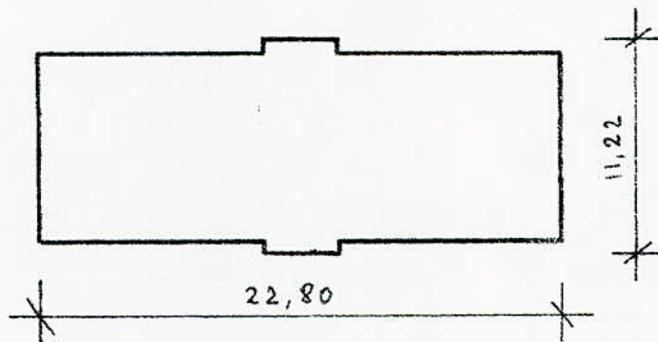
Nous avons à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation répondant à la description ci-après :

### 1/ Situation .

Le bâtiment sera implanté à Alger ; région de séismicité moyenne (zone II).

### 2/ Dimensions .

En élévation, 4 planchers (R+3). La hauteur totale, des semelles de fondation au niveau supérieur de la terrasse : 18,35m. En plan, entre nus extérieur des façades: 22,80mX11,22m.



### 3/ Parti constructif .

Contreventement par ossature en béton armé composé de : 3 portiques longitudinaux et 8 portiques transversaux. Les sections des poutres et poteaux sont données par les plans d'architecture. Le remplissage est en maçonnerie d'éléments creux sans rôle actif.

### 4/ Fondation.

Les fondations seront exécutées en semelles isolées sur un terrain de consistance moyenne. Le taux de travail du sol est de 2 bars à une profondeur de 1,50m.

## II- CARACTERE MECANQUES DES MATERIAUX UTILISES .

Les caractères mécaniques des matériaux (béton et acier) utilisés sont conformes aux règles techniques CCBA68.

### II.1 Béton .

Le béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe 325.  
Sa résistance nominale à 28 jours est de :  $\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars}$ .

#### a/ Contrainte de compression admissible .

\* Compression simple.  $\bar{\sigma}'_{b0}$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \rho \cdot \bar{\sigma}'_{28} \quad \rho = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon$$

$\alpha = 1$  classe de ciment 325

$\beta = 5/6$  control atténué

$\gamma = 1$  épaisseur minimale de l'élément de construction est supérieure à 4 fois la grosseur du granulats.

$\delta = 0,30$  compression simple

$\varepsilon = 1$  compression simple

Il en découle :  $\bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ bars (68,85 kg/cm}^2)$

\* Fléxion simple  $\bar{\sigma}'_b$

$\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} = 135 \text{ bars (137,7 kg/cm}^2)$

\* Fléxion avec compression .

$\bar{\sigma}'_b = \min (2\bar{\sigma}'_{b0} ; (1+e_0/3e_1) \bar{\sigma}'_{b0})$  pour les sections rectangulaires.

Avec :

$e_0$  : distance du point de passage de la résultante des forces extérieures au centre de gravité de la section du béton seul.

$e_1$  : le rayon du noyau central de la section du béton seul (section rectangulaire  $e_1 = ht/6$ )

b/ Contrainte de traction de référence .

Définie par :  $b_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta \cdot \bar{\sigma}'_{28}$

avec  $\theta = 0,018 + 2,1/\bar{\sigma}'_{28}$   $\bar{\sigma}'_{28}$  en bars

Il est à noter que pour les sollicitations du 2eme genre les contraintes admissibles déterminées ci-dessus sont à majorer de 50%.

c/ Résistance minimale du béton .

L'article 18 du CCBA68 définit la résistance minimale du béton par :

$$\bar{\sigma}'_{b0} \geq 20 (1 + 1,25 \psi_d)$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} \geq 50 \text{ bars}$$

$$\text{Pour } \psi_d = 1 \quad \bar{\sigma}'_{b0} \geq 45 \text{ bars}$$

$$\text{Pour } \psi_d = 1,5 \quad \bar{\sigma}'_{b0} \geq 57,5 \text{ bars.}$$

II.2. Aciers .

a/ Aciers en barres .

\* Limite d'élasticité nominale .

Ronds lisses de nuance Fe E24

$$\sigma_{en} = 2350 \text{ bars (2400 kg/cm}^2\text{)}$$

Aciers à haute adhérence de nuance Fe E 40

$$\text{Pour } \emptyset \leq 20 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4121 \text{ bars (4200 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Pour } \emptyset \geq 25 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 3920 \text{ bars (4000 kg/cm}^2\text{)}$$

\* Contraintes admissibles .

La contrainte de traction admissible ou de compression admissible est prise à :

$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = (2/3) \sigma_{en} \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\epsilon}'_a = \bar{\sigma}'_a = b_{en} \quad \text{sous SP2}$$

b/ Treillis soudés.

$$\text{Pour } \emptyset \leq 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 5200 \text{ bars (5300 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Pour } \emptyset > 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4410 \text{ bars (4500 kg/cm}^2\text{)}$$

c/ Conditions de limitation de la largeur des fissures.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes, exprimées en bars :

$$b_1 = K \cdot \frac{n}{\emptyset} \cdot \frac{w \delta}{1 + 10w\delta}$$

$$b_2 = 2,4 \left( \frac{n}{\emptyset} K \sigma_b \right)^{1/2}$$

Avec  $\emptyset$  diamètre nominal (en mm), de la plus grosse des barres tendues de la section d'envoie,

$n$  coefficient de fissuration

$n = 1$  aciers ronds lisses

$n = 1,6$  aciers HA

III- CHARGES ET SURCHARGES .

1/- Terrasse inaccessible .

- Graviillon de protection:.....90 kg/m<sup>2</sup>
  - Etanchéité et isolation:.....30 "
  - Plancher à corps creux (16+4):.....295 "
  - Forme de pente (0,5%):.....130 "
  - Enduit plâtre (1,5cm):.....21 "
- 

. Charge permanente:.....G = 566 kg/m<sup>2</sup>

. Surcharge d'exploitation:.....P = 100 kg/m<sup>2</sup>

2/- Terrasse accessible .

- Carrelage (2cm):.....44 kg/m<sup>2</sup>
  - Mortier de pose (1cm):.....22 "
  - Sable (2cm):.....34 "
  - Etanchéité et isolation:.....30 "
  - Plancher à corps creux (16+4):.....295 "
  - Enduit plâtre (1,5cm):.....21 "
- 

. Charge permanente:.....G = 576 kg/m<sup>2</sup>

. Surcharge d'exploitation:.....P = 175 "

3/- Plancher courant .

- Carrelage (2cm):..... 44 kg/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose (1cm):..... 22 "
- Lit de sable (2cm):..... 34 "
- Plancher à corps creux (16+4) 295 "
- Enduit plâtre (1,5cm) :..... 21 "
- Cloisons : ..... 75 "

- 
- Charge permanente ;..... G = 491 kg/m<sup>2</sup>
  - Surcharge d'exploitation..... P = 175 kg/m<sup>2</sup>

4/- Eléments divers .\* Escalier .

Surcharges d'exploitation P = 250 kg/m<sup>2</sup>

\* Acrotère .

Surcharge horizontale P = 100 kg/m.

\* Encorbellement .

Surcharge d'exploitation P = 350 kg/m<sup>2</sup>

\* Maçonnerie .

- briques creuses : ..... 1400 kg/m<sup>3</sup>.
- briques pleines : ..... 1800 kg/m<sup>3</sup>.
- parpaings creux de remplissage 1300 kg/m<sup>3</sup>.

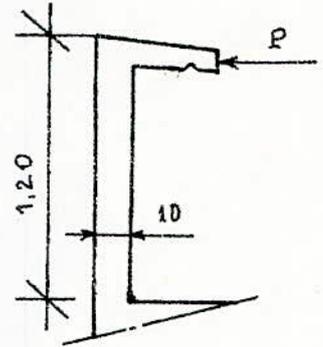
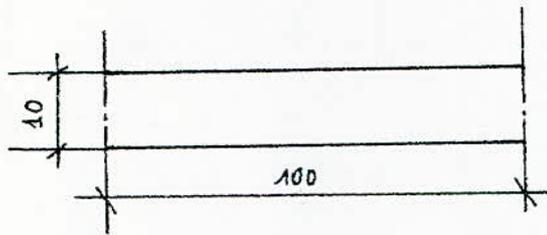
牌五

--- CALCUL DES ELEMENTS ---

I- ACROTÈRE .

On calculera l'acrotère de la terrasse pour une bande de 1m. Les dimensions sont représentées par le schéma ci-dessus :

La section est rectangulaire :



La section est soumise à la flexion composée sous l'effet d'un moment de flexion à la surcharge horizontale (main courante) appliquée à l'extrémité de l'acrotère et sous l'effet de l'effort normal dû au poids propre de l'acrotère.

II.- Calcul des efforts .

- L'effort normal est donné par le poids propre :

$$N = 1,20 \times 0,10 \times 2,5 = 0,3 \text{ t/m.}$$

- Le moment à l'encastrement est donné par la surcharge pondérée.

$$M = 1,2 \text{ ph} = 1,20 \times 1 \times 1,20 = 0,144 \text{ t.m/m}$$

- Exentricité  $e_0 = M/N = 48 \text{ cm}$  ;  $ht/b = 1,67 \text{ cm}$

section partiellement comprimée.

I.2 Calcul des armatures .

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  tel que :

$$M_f = M + N \cdot f$$

$$M = 0,144 \text{ t.m/m}$$

$$f = h_t/2 - d = 2 \text{ cm}$$

$$N = 0,3 \text{ t/m}$$

$$M_f = 0,144 + 0,3 \times 0,02 = 0,15 \text{ t.m/ml}$$

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

$$\mu = \frac{n \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$n = 15$$

$$M_f = 0,15 \text{ t.m/m}$$

$$\mu = 0,0164$$

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

$$K = 73 \text{ et } \epsilon = 0,9432$$

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

$$h = 7 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ car } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$A = A_1 - N/\bar{\sigma}_a = 0,70 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armature : 6T6/m

( $A = 1,69 \text{ cm}^2$ ) par ml. De même on disposera les armatures de peau perpendiculairement aux aciers tendus et qui ont pour rôles ; la limitation des ouvertures des fissures vu que l'acrotère est exposée aux intempéries et que sa hauteur est de 1,20 m. L'espacement des aciers tendus sera de 14cm.

1.3 Vérifications .\* AU SEISME .

L'acrotère est soumise à des sollicitations horizontales de direction quelconque d'intensité statique :

$$F_H = \sigma \cdot W$$

$\sigma$  : coefficient sismique local uniforme

$$\sigma = 0,20 + 0,10 \cdot \alpha$$

$$\alpha = f(i_H) \cdot i_H = 8 \Rightarrow \alpha = 1 \Rightarrow \sigma = 0,30$$

$$F_H = \sigma \cdot W = 0,30 \times 0,30 = 0,09 \text{ t} < P = 0,1 \text{ t}$$

$W$  : poids soumis à l'action sismique

$W = G = 0,3 \text{ t/m}$  poids propre de la bande de 1m d'acrotère.

La surcharge verticale  $P$  étant nulle.

Il en résulte que cette sollicitation horizontale est inférieure à la surcharge  $p$  de la main courante.

La justification au séisme est inutile.

\* CONDITION DE NON-FRAGILITE .

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} \Rightarrow A \geq 0,68 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

\* CONDITIONS DE NON FISSURATION .

La fissuration est préjudiciable  $k=10^6$

Aciers HA  $\eta = 1,6$

$\phi = 6 \text{ mm}$

$B_f = 2 \text{ db} = 600 \text{ cm}^2$

$A = 6T6 = 1,69 \text{ ''}$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = 730 \text{ lb.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left( k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b \right)^{1/2} = 2985 \text{ lb}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1; \sigma_2)$$

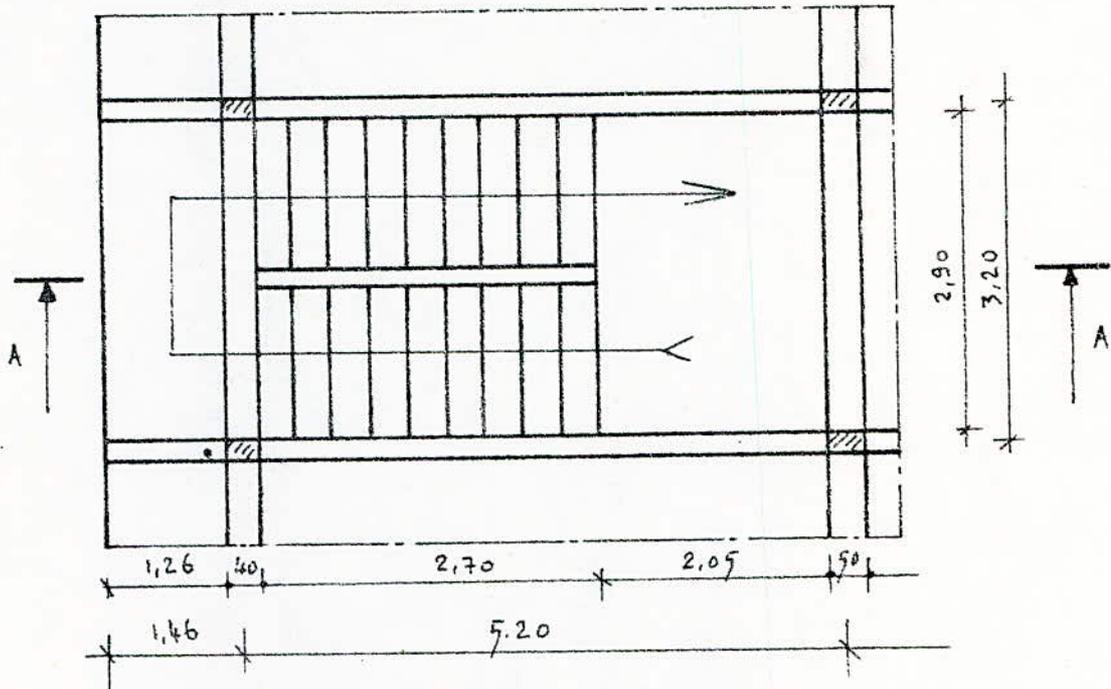
La condition est vérifiée

— u —

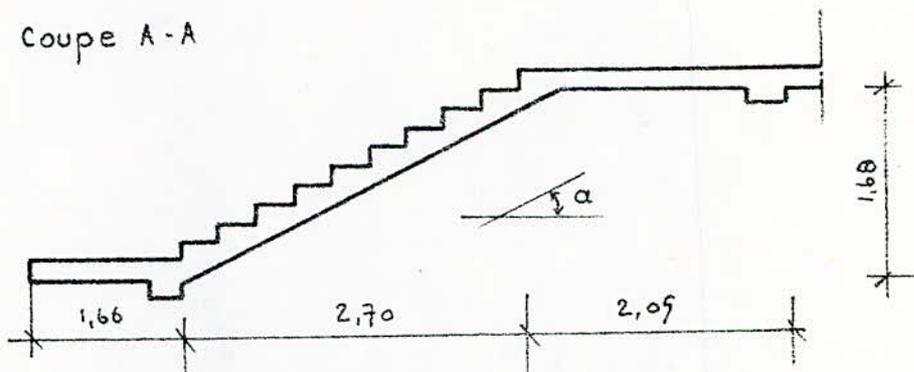
II- ESCALIER .

L'escalier est à paillasse adjacente.

Les dimensions sont données par la figure ci-contre.



Coupe A-A



$$\operatorname{tg} a = 0,59 \quad \Rightarrow \quad a = 30^\circ \quad \Rightarrow \quad \cos a = 0,87 \quad \sin a = 0,5$$

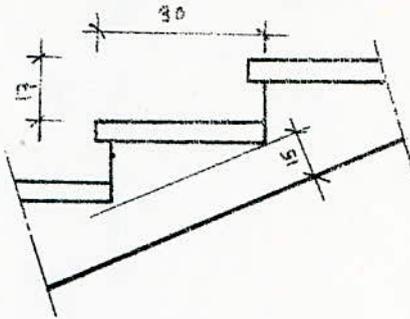
Nombre de marche du volée :  $n = 9$

Largeur de la marche :  $g = 30\text{cm}$

La hauteur de la contremarche doit vérifier la condition :

$$2h + g = 64 \quad \Rightarrow \quad h = \frac{1}{2} (64 - 30) = 17\text{cm}.$$

## II-2.2 Calcul du volet d'escalier .



### 2/ charges et surcharges .

Les dimensions des marches étant faibles devant la portée de la paillasse on peut admettre que le poids propre est uniformément réparti.

Les charges et surcharges sont exprimées par m<sup>2</sup> de projection et pour un m d'enmarchement.

#### a) Palier en porte à faux .

- . Eléments divers : ..... = 0,12 t/m
- . Mur en brique : ..... 3,00X0,15X1,00X1,8 = 0,81 t

---

Charge permanente: .....  $\times 6 = 0,62$  t/m

Surcharge d'exploitation: .....  $P = 0,25$  t/m

Force localisée : .....  $F = 0,81$  t

#### b) Volet d'escalier .

- . Eléments divers: ..... = 0,12 t/m
- . Marche d'auteur 17 cm: .....  $0,5 \times 2,2 \times 0,17 = 0,19$  t/m
- . Paillasse d'épaisseur 15cm: .....  $\frac{2,5 \times 0,15}{0,87} = 0,43$  t/m

- Charge permanente..... $g = 0,74 \text{ t/m}$
- Surcharge d'exploitation..... $p = 0,25 \text{ t/m}$

c) Palier intermédiaire .

- Eléments divers:..... $= 0,12 \text{ t/m}$
- Salle pleine (20):..... $= 0,50 \text{ t/m}$

Charge permanente :.....  $G = 0,62 \text{ t/m}$

Surcharge d'exploitation:.....  $p = 0,25 \text{ t/m}$

### 3/ Calcul des efforts .

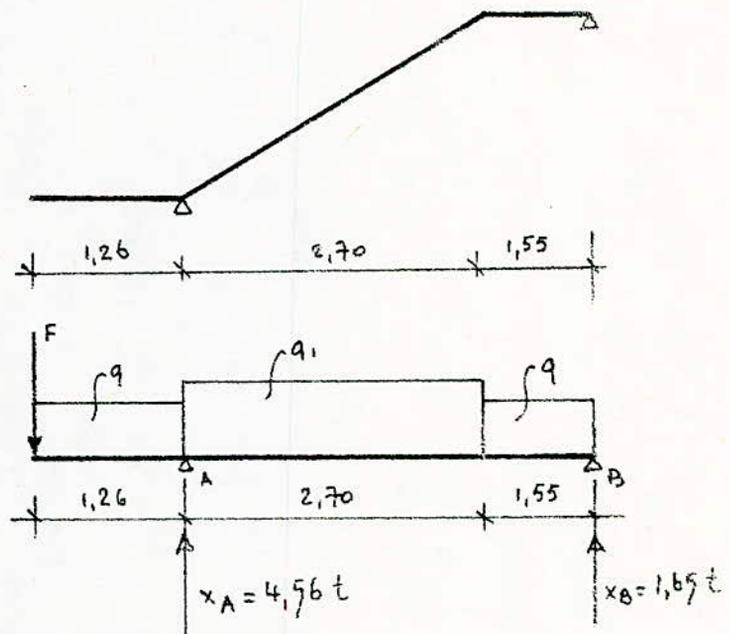
Pour le calcul des efforts sollicitant l'escalier, on assimile ce dernier à un solide à ligne moyenne boisée.

#### a) Schéma statique .

$$q = G + 1,2p = 0,92 \text{ t/m}$$

$$q_1 = G + 1,2p = 1,04 \text{ t/m}$$

$$f = 0,81 \text{ t}$$



b) Réactions d'appuis

$$\sum M_F/A = 0 \Rightarrow x_A = 1,65 \text{ t} \quad \text{et} \quad x_A = 4,56 \text{ t}$$

c) Moments et efforts tranchants.

$$0 \leq x \leq 1,26 \text{ m}$$

$$M(x) = -0,81x - 0,92 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,26) = -1,75 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -0,81 - 0,92x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -0,81 \text{ t} \\ T(1,26) = -1,97 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,95 \text{ m}$$

$$M(x) = 1,65x - 0,92 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,95) = 1,45 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$T(x) = -\frac{dM(x)}{dx} = 1,65 - 0,92x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1,65 \text{ t} \\ T(1,95) = 0,22 \text{ t} \end{cases}$$

$$1,95 \leq x \leq 4,25$$

$$M(x) = 1,65x - 0,92 \times 1,95 \left(x - \frac{1,95}{2}\right) - 1,04 \frac{(x - 1,95)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M(1,95) = 1,45 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{et} \quad M(4,25) = -1,73 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Moment max est donné par:

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 1,65 - 0,92 \times 1,95 = 1,04(x - 1,95)$$

$$\Rightarrow x = 1,76 \text{ m} \quad \text{à partir de l'appui de droite (appui 3)}$$

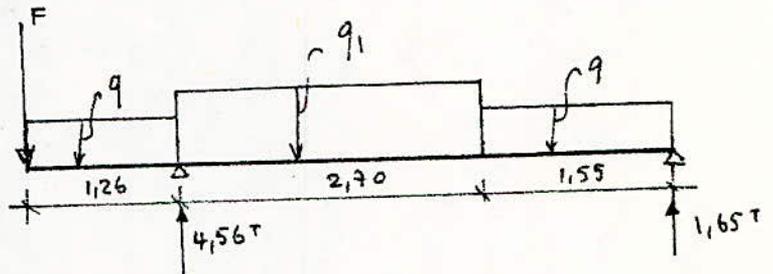
$$\Rightarrow M_{\max} = 1,48 \text{ t}\cdot\text{m}$$

EFFORTS TRANCHANTS.

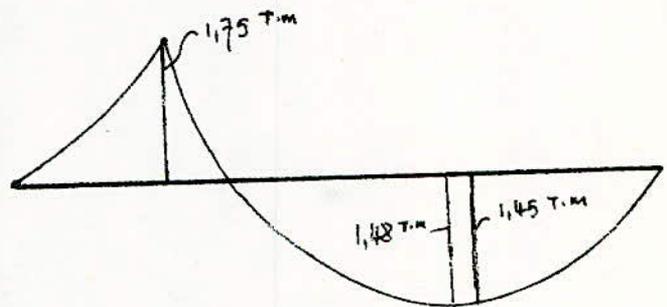
$$T(x) = - \frac{dM}{dx} = -1,65 + 0,92 \times 1,55 + 1,04 (x - 1,55)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(1,55) = -0,22 \text{ t} \\ T(4,25) = 2,58 \text{ t} \end{cases}$$

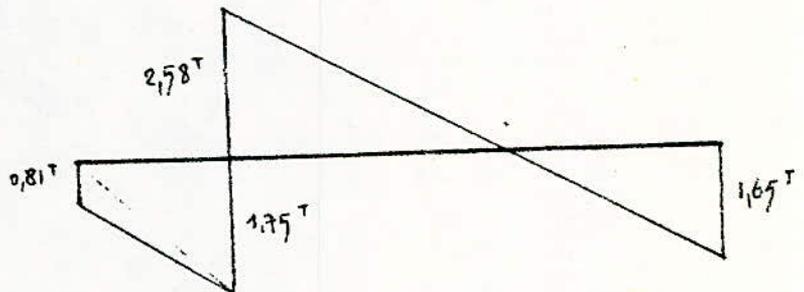
D'où les diagrammes M et T



Moments fléchissants



Efforts tranchants



d/ Ferrailage .

Moment en appui  $M_a = 1,75 \text{ t.m}$

Moment en travée  $M_t = 1,48 \text{ t.m}$

\* Aciers inférieurs .

Données :  $n = 15$  ;  $M_t = 1,48 \text{ t.m}$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$h = 13 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$n = n M_t / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 = 0,0469$  d'où  $k = 39,8$  et  $\epsilon = 0,9088$

$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K = 70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$A = M_t / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h = 4,47 \text{ cm}^2$  soit  $8T10/ml = 6,28 \text{ cm}^2$

\* Aciers en chapeaux .

Données :  $n = 15$  ;  $M_a = 1,75 \text{ t.m}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;

$h = 13 \text{ cm}$  ;  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$n = n M_a / \bar{\sigma}_a \cdot b h^2 = 0,0555 \Rightarrow K = 36$  et  $\epsilon = 0,9020$

$\bar{\sigma}'_b = 78 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2$  d'où  $A' = 0$

$A = M_a / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h = 5,33 \text{ cm}^2$  soit  $8T10/ml$

\* Aciers transversaux .

Données :  $T = 2,58 \text{ t}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $z = (7/8)h = 11,38 \text{ cm}$  ;

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

Contrainte de cisaillement :

$$t = T/b.z = 2,27 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Conformément à l'article 27,2 du CCBA68, les aciers transversaux ne sont pas nécessaires néanmoins, nous adopterons des aciers transversaux en forme de triangle ( $\emptyset=8$ ) qui auront rôle de palier à l'éclatement du béton.

\* Aciers de répartition .

$$A_r = A/4 = 1,70 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T6/\text{ml} = 1,98 \text{ cm}^2$$

e/ Vérifications .

\* Contraintes .

$$\text{Données : } A = 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; h = 13 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = M/A \epsilon h$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K$$

$$\epsilon = \delta (w)$$

$$w = 100A/bh = 0,483 \Rightarrow K = 32,6 \text{ et } z = 0,8950$$

En travée .

$$M_t = 1,48 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2025 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 62 \text{ kg/cm}^2 \quad 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiées.}$$

En appui .

$$M_a = 1,75 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2395 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 73 \text{ kg/cm}^2 < 137,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiées .}$$

\* Conditions de non-fragilité .

$$A \geq 0,69 bh \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{en} = 1,26 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

\* A l'effort tranchant .

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z \Rightarrow A \geq (T + M/z) / \bar{\sigma}_a$$

$$\text{Données : } M_a = -1,75 \text{ t.m} ; M_t = 1,48 \text{ t.m} ; z = 11,38 \text{ cm}$$

$$T = 2,58 \text{ t}$$

En travée .

$$A \geq 5,56 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

En appuis

$$M_a \geq 0 \text{ D'où } A \geq 0 \text{ vérifiée .}$$

\* Flèche .

$$A \leq 43 bh / \bar{\sigma}_{en} = 13,31 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée .}$$

## \* A LA FISSURATION

En travée :

Données :  $A = 6,28 \text{ cm}^2$  ;  $B_f = 2bd = 400 \text{ cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$ 

$$\sigma_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\omega_f} = 3239 \text{ b}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\kappa \left(\frac{\eta}{\phi}\right) \bar{\sigma}_b} = 2831 \text{ b}$$

D'où :  $\bar{\sigma}_a \leq \min(\bar{\sigma}_a ; \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2800 \text{ kg/cm}^2$ 

Les conditions de non-fissuration sont vérifiées en travée

Aux appuis :

Données :  $A = 5,33 \text{ cm}^2$  ;  $B_f = 2bd = 400 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + \bar{\omega}_f \times 10} = 2822 \text{ b.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\kappa \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2832 \text{ b.}$$

D'où :  $\sigma_{af} \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$  vérifiées.II-2.2 Poutre palière .

La poutre palière est semi-encastree aux poteaux.

La portée entre nus d'appui 2,90m.

La section est rectangulaire de dimension

$$h_t \times b = 30 \times 40$$

Elle supporte la réaction d'appui  $X_A$  du volée et son poids propre.

1/ Charges et surcharge (en t/m).

• poids propre : .....  $0,40 \times 0,30 \times 2,5 = 0,3$

• réaction d'appui : .....  $4,56 \times 1,00 = 4,56$

---

charge totale par ml :  $q = 4,59 \text{ t/m}$

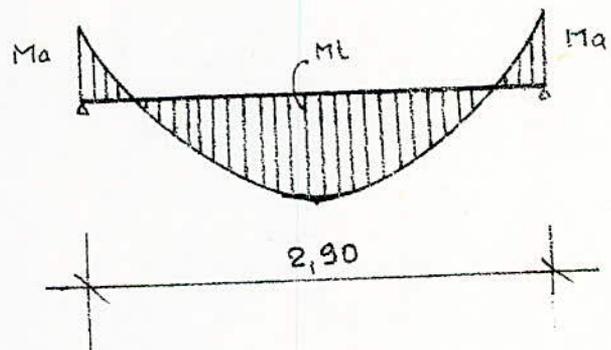
2/ calcul des efforts

Moment isostatique :  $M_0 = \frac{1}{8} q l^2 = 4,83 \text{ t.m}$

Efforts tranchant :  $T_0 = 0,5 q l = 6,66 \text{ t}$

Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 4,11 \text{ t.m}$

Moment en appui :  $M_a = 0,3 M_0 = 1,45 \text{ t.m}$



3/ Calcul des aciers

a/ Aciers inférieurs

$$\mu = \frac{n M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$\mu = 0,0702$  les tables

donnent :  $\kappa = 31$  ,  $\xi = 0,8913$

$M_t = 4,11 \text{ t.m}$  ;  $M_a = 1,45 \text{ t.m}$

$n = 15$  ;  $b = 40 \text{ cm}$  ;  $h = 28 \text{ cm}$

$d = 2 \text{ cm}$

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

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = 90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A = 0$$

$$A = \frac{nMt}{\bar{\sigma}_a \varepsilon \cdot h} = 5,88 \text{ cm}^2 \quad , \quad \text{soit} \quad 2T16 + 1T20 = 7,16 \text{ cm}^2$$

### b) Aciers supérieurs

$$\mu = nMa / \bar{\sigma}_a b h^2 = 0,02477 \Rightarrow \kappa = 58 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,9315$$

$$\text{Avec: } Ma = 1,45 \text{ t.m} ; b = 40 \text{ cm} ; h = 28 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = 48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = Ma / \bar{\sigma}_a \varepsilon h = 1,98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit: } 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

### c) Aciers transversaux.

- Contrainte de cisaillement adm:

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

- Contrainte de cisaillement max:

$$\bar{\tau}_b = T / b \cdot z = 6,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Avec: } T = 6,66 \text{ t} ; b = 40 \text{ cm} ; z = \frac{7}{8} h = 24,5 \text{ cm}.$$

- Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}'_b : \bar{\omega} = \frac{n}{15} \frac{100A}{b h} = 0,210 \Rightarrow \kappa = 53 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,9265$$

$$\bar{\sigma}_a = Ma / A \cdot \varepsilon \cdot h = 2378 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{et} \quad \tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{les aciers}$$

obliques ne sont pas nécessaires, on utilisera un cadre + 1 étrier de  $\phi = 8 \text{ mm}$  (FeE24).

Espacement des cadres et étriers.

$$\text{Espace adm: } t = \frac{1}{T} (A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}) \quad \bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \bar{\sigma}_{cn}$$

$$\text{reprise de bétonnage} \Rightarrow \rho = 2/3 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = (2/3) 2400$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ brins})$$

$$\Rightarrow t = 11,80 \text{ cm}$$

Ecartement admissible :  $\bar{t} = \max(0,2h ; (1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b})h)$

$$\Rightarrow \bar{t} = 18 \text{ cm}$$

Nous adopterons un espacement  $t$  tel que :

$$t < \bar{t} \text{ soit } t = 11 \text{ cm}$$

Le 1<sup>er</sup> cours sera à  $t/2 = 5,5 \text{ cm}$  de l'appui.

L'espacement  $t = 11 \text{ cm}$  sera constant tout au long de la poutre.

#### 4 / Vérifications

##### \* Conditions de non-fragilité

$$A \geq 0,69 b h \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{en} = 1,09 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

##### \* Conditions aux appuis

$$A \geq (T + M/\gamma) / \bar{\sigma}_a = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$\text{Avec } M_a = -1,45 \text{ t.m} ; T = 6,66 \text{ t} ; \gamma = \frac{7}{8} h = 24,5 \text{ cm.}$$

##### \* Condition de non-entraînement des barres

$$\sigma = T / n p z = 14,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Avec : } n = 3 \text{ barres ; } p = \pi \phi \text{ périmètre util ; } z = 24,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma < \bar{\sigma}_d \text{ condition vérifiée}$$

##### \* Conditions de non-fissuration

En appui

$$\sigma_1 = 3,710 \cdot 10^3 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2013 \text{ bars}$$

$$\text{Avec : } \phi = 20 \text{ mm} ; K = 1,5 \cdot 10^6 ; \eta = 1,6 ; A = 7,16 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 160 \text{ cm}^2$$

Il s'ensuit :  $\sigma_{af} \leq \min(2800; \max(3710; 2019))$  vérifié

En travée

$$\sigma_1 = 3074 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2856 \text{ bars}$$

Avec :  $A = 2,35 \text{ cm}^2$  ;  $\phi = 10 \text{ mm}$  ;  $\sigma_f = 160 \text{ cm}^2$

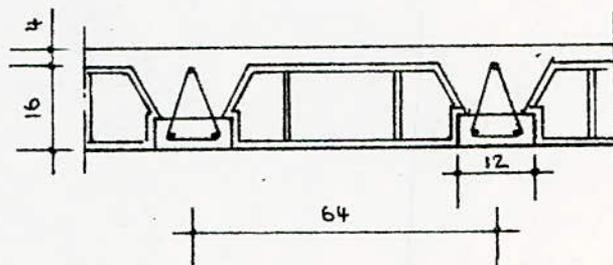
D'où :  $\sigma_{af} \leq \min(\bar{\sigma}_a; \max(\sigma_1, \sigma_2))$  vérifiés

Les détails de ferrillage seront donnés sur le plan de coffrage-ferrillage des escaliers

— n —

III- PLANCHERS .

Le plancher de la terrasse ou des étages courantes est un plancher à corps creux (16+4); Les poutrelles sont portées par les traversés des portiques transversaux. Elles sont fabriquées à l'usine. Elles possèdent des armatures transversales en forme de spirale-triangle, ces armatures sont reliées entre elles supérieurement par une armature dite armature de fabrication. Les dimensions et espacement entre poutrelles sont données par le schéma ci - dessous :

1/- Calcul des poutrelles terrasses

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

- une 1ere étape avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée de section transversale rectangulaire de dimension  $b \times h_f = 12 \times 4$ . Elle est soumise à son poids propre, au poids du corps creux et à la surcharge d'exploitation ;

- une 2eme étape; après coulage de la table de compression, la poutrelle est supposée continue sur plusieurs appuis dont la section transversale en travée est en forme de T.

On calculera les poutrelles qu'après coulage de la table de compression.

a) largeur de la table de compression :

On déterminera la largeur de la table de compression conformément à l'article 23,3 du CCBA 68. La largeur  $b_1$  doit satisfaire les inégalités suivantes :

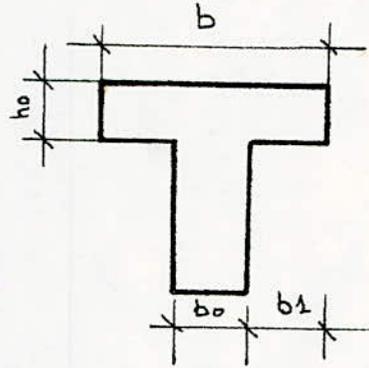
- 1- /  $b_1 \leq 0,5 l_0$   
 2- /  $b_1 \leq 0,1 l$   
 3- /  $6h_0 < b_1 < 8h_0$

$l_0$  : distance entre deux poutrelles voisines

$l$  : portée entre nus des appuis

$h_0$  : épaisseur de l'hourdis

avec:  $l_0 = 64\text{cm}$  ;  $l = 2,90\text{m}$  ;  $h_0 = 4\text{cm}$



Les conditions ci-dessus se traduisent par :

1/  $b_1 \leq 32\text{cm}$  ; 2/  $b_1 \leq 29\text{cm}$  ; 3/  $24\text{cm} < b_1 < 32\text{cm}$

On choisit  $b_1 = 26\text{cm} \Rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26 + 12 = 64\text{cm}$

$\Rightarrow b = 64\text{cm}$  largeur de la table adoptée.

### b/- Méthode de calcul des poutrelles .

La méthode de calcul utilisée pour la détermination des efforts sollicitants les poutrelles est la méthode forfaitaire donnée dans le CCBA68 article 55 dont les conditions d'application de la méthode sont vérifiées, à savoir :

- la fissuration est non préjudiciable
- les travées ont une même section et les rapports des différentes travées sont compris entre 0,8 et 1,25.
- la charge permanente est supérieure à 1,5 fois la surcharge d'exploitation.

### 2/- Poutrelles de la terrasse inaccessible.

\* Charges et surcharges .

- charge permanente:..... $G=566 \text{ kg/m}^2$
- surcharge d'exploitation:..... $p = 100 \text{ kg/m}^2$

La charge et surcharge majorée revenant à la poutrelle, par mètre linéaire est :

$$q = 0,64 (G+1,2 p) = 439,04 \text{ kg/m}$$

$$q = 503,04 \text{ kg/ml}$$

\* Calcul des efforts .

Moment isostatique .

$$M_0 = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 439,04 (2,90)^2 \Rightarrow \underline{M_0 = 461,54 \text{ kg.m}}$$

Effort tranchant .

$$T_0 = 0,5q.l = 0,5 \times 439,04 \times 2,90 \quad \underline{T_0 = 636,61 \text{ kg.}}$$

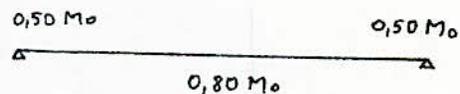
En tenant compte d'une semi-encastrement au niveau des appuis, on choisira comme coefficients de réduction :

En appuis

$$M_a = 0,50 M_0 = 230,77 \text{ kg.m}$$

En travée

$$M_t = 0,80 M_0 = 369,23 \text{ kg.m}$$



La condition est satisfaite :  $M_t \geq (1,15 - 0,50) \cdot M_0 = 0,65 M_0$

a) Aciers inférieurs .

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 15 \\ M = 369,23 \text{ kg.m} \\ b = 56 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$\mu = 0,0094 \quad \longrightarrow$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 99,5 \\ \varepsilon = 0,9563 \\ \alpha = 0,1310 \end{array} \right\}$$

Position de l'axe neutre .

$$y = \alpha \cdot h = 0,1310 \times 18 = 2,36 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la table, on calculera alors la section rectangulaire  $b \times h_t$ .

$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa < \bar{\sigma}'_b$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{36923}{2800 \times 0,9563 \times 18} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On prendra 2 T 8 = 1,00 cm<sup>2</sup>

b) Aciers supérieurs /.

En appui la section est rectangulaire  $b_0 \times h$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b_0 \cdot h^2}$$

$$\left| \begin{array}{l} n = 15 \\ M = 230,77 \text{ kg} \cdot \text{m} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h = 12 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\mu = 0,0318$$

$$K = 50$$

$$\varepsilon = 0,9231$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a \cdot K = 56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

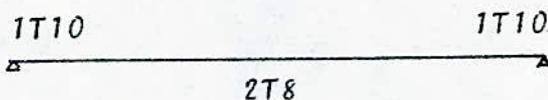
les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Section d'acier

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A = 1T10 = 0,78 \text{ cm}^2$$

En résumé.



3/- Calcul des poutrelles de la terrasse accessible.

On a deux types de poutrelles continues ; des poutrelles à trois travées égales et des poutrelles à sept travées égales.

a) Poutrelles à 3 travées .

## \* Charges et surcharges .

- charge permanente : .....  $G = 576 \text{ kg/m}^2$
- surcharge d'exploitation: .....  $p = 175 \text{ kg/m}^2$ .

La charge et surcharge revenant à la poutrelle par ml :

$$q = 0,64 (G + 1,2p) = 503,04 \text{ kg/m}$$

## \* Calcul des efforts.

Moment isostatique

$$M_0 = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 503,04 (2,90)^2$$

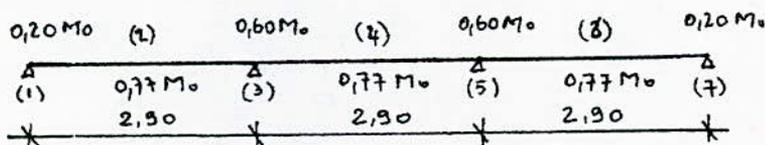
$$M_0 = 528,82 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant .

$$T_0 = 0,5 q l = 0,5 \times 503,04 (2,90)$$

$$T_0 = 729,41 \text{ kg.}$$

En tenant compte des réductions du moment isostatique les moments aux appuis et en travées sont par le schéma statique ci-dessous :



\* Moments en travées (Travées 2,6)

$$M_t = 0,77 M_0 = 407,19 \text{ kg.m}$$

En travée la section est en T.

$$\mu = 0,0104 \quad \left| \begin{array}{l} K = 77,5 \\ \alpha = 0,1621 \\ \varepsilon = 0,9460 \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre  $y = \alpha \cdot h = 2,9 \text{ cm}$   $h_0 = 4 \text{ cm}$ .  
l'axe neutre tombe dans la table, on calculera la section en section rectangulaire de dimension  $b \times h_t$ .

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = \frac{2880}{77,5} = 36,1 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

Aciers tendus .

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,85 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2.$$

travée 4 .

$$M_t = 0,65 M_0 = 347,73 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu = 0,0088$$

$$\left| \begin{array}{l} \kappa = 109 \\ \alpha = 0,1210 \\ \varepsilon = 0,9597 \end{array} \right.$$

Axe neutre  $y = a \cdot h = 2,2 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$  l'axe neutre tombe dans la table  $\Rightarrow$  section rectangulaire  $b \times h_t$ .

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Aciers tendus .

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,72 \text{ cm}^2 \quad A = 2T8 = 1 \text{ cm}^2$$

Moments aux appuis

Appuis 1 .

$$M_a = 0,20 M_0 = 105,76 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0146$$

$$n = 15$$

$$M = 105,76 \text{ kg.m}$$

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

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0146 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \kappa = 78 \\ \varepsilon = 0,9462 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = \frac{2800}{78} = 36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

Aciers en chapeaux

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,22 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A = 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Appuis 3

$$M_a = 0,60 M_0 = 317,29 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M \cdot \sigma_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0437 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \kappa = 41,6 \\ \varepsilon = 0,9177 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = 67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$A = M / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot \varepsilon = 0,69 \text{ cm}^2$$

b/ Poutrelles à 7 travées .

Les poutrelles à 7 travées sont toutes égales, on peut adopter un même type de ferrailage (en travées et aux appuis) vu qu'on a calculé forfaitairement les moments.

c/ Verifications .

\* CONDITION DE NON FRAGILITE

(article 52 CCBA 68)

En travée

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

$$b = 65 \text{ cm}$$

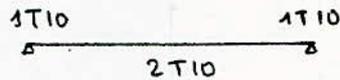
$$h = 18 \text{ cm}$$

$$A = 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

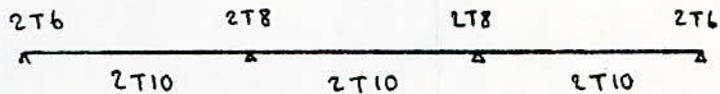
$A > 0,21 \text{ cm}^2$  condition vérifiée dans les 3 cas

On adopte comme sections d'aciens :

- terrasse inaccessible



- Terrasse accessible



\* FLECHE .

Dans la mesure où les conditions ci-dessous sont vérifiées la justification de la flèche est alors inutile (article 58,4 du CCBA 68 ).

$$h_t \geq l \cdot \frac{M_t}{15M_0} \quad ; \quad h_t \geq \frac{l}{22,5} \quad ; \quad A < b_0 \cdot h \frac{36}{\sigma_n}$$

Avec

$l = 2,90\text{m}$  : portée en nus des appuis de la travée

$M_t = 369,23 \text{ kg.m}$  : moment max en travée

En travée

Données

$$A < 1,11 \text{ cm}^2$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ "}$$

$$A = 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

• condition non vérifiée

On augmente alors la section d'acier, on adopte

$$A = 2T10 = 1,75 \text{ cm}^2 \text{ dans toutes les travées}$$

D'où  $A \gg 1,13 \text{ cm}^2$

En appui

$$A \gg 0,69bh \bar{\sigma}_b / \sigma_{en}$$

Données

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A = 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A = 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A = 1T10 = 0,78 \text{ cm}^2$$

$M_0 = 461,54 \text{ kg.m}$  : moment isostatique

$h_t = 20 \text{ cm}$  : hauteur totale de la section

$b_0 = 12 \text{ cm}$  : largeur de la nervure

$A = 1,57 \text{ cm}^2$  : section d'acier tendu

$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  : limite élastique

$$h_t \geq \ell \frac{M_t}{15 M_0} = 15,47 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{\ell}{22,5} = 12,89 \text{ cm}$$

$$A < b_0 \cdot h \frac{36}{\sigma_{en}} = 1,85 \text{ cm}^2$$

Les trois conditions ci-dessus sont vérifiées la justification de la flèche s'avère inutile.

#### \* FISSURATION .

Les conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier on prendra :  $\sigma_{af} = \min(\bar{\sigma}_a ; \max(\sigma_1 ; \sigma_2))$  avec  $\sigma_1$  : contrainte de fissuration accidentelle donnée par :

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

$\sigma_2$  : contrainte de fissuration systématique donnée par

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

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

$$\tilde{\omega}_f = A / B_f$$

$$B_f = 2 d b$$

En travées :

$$A = 2 T 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 2 b d = 2 \times 2 \times 12 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{Aciers HA}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 5915 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2832 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \sigma_{af} = \min(\bar{\sigma}_a ; \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée en travées.

Aux appuis .

- Appuis de la poutrelle (terrasse inaccessible)

$$A = 1 \text{ T } 10 = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 2 \times 2 \times 65 = 260$$

$$\sigma_1 = 699 \text{ b.}$$

$$\sigma_2 = 2832 \text{ b}$$

$$\Rightarrow \sigma_{af} = \min(\bar{\sigma}_a; \max(\sigma_1, \sigma_2))$$

condition vérifiée

- Appuis de rive (terrasse accessible ou plancher courant).

$$A = 2 \text{ T } 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 2 \times 2 \times 65 = 260 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = 506 \text{ b}$$

$$\sigma_2 = 2832 \text{ b.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{af} = \min(\bar{\sigma}_a; \max(\sigma_1, \sigma_2))$$

condition vérifiée .

- Appuis intermédiaires .

$$A = 2T8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 2 \times 2 \times 65 = 260 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = 889 \text{ b}$$

$$\sigma_2 = 2832$$

$$\Rightarrow \sigma_{af} \leq \min(\bar{\sigma}_a; \max(\sigma_1, \sigma_2))$$

condition vérifiée

\* ADHERENCE .

La vérification consiste à satisfaire l'inégalité conformément à l'article 29 du CCBA 68

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \quad \bar{\tau}_d = 24 \bar{\sigma}_b$$

$4d$  : coefficient de scellement

A crier HA  $4d = 1,5$

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = T / npz$$

T : effort tranchant

n : nombre de barre tendue

p : périmètre utile

z : bras de levier

L'effort tranchant de la travée indépendante doit être majoré de 10% pour la poutrelle à 3 travées conformément à l'article 55,2 du CCBA 68.

. Poutrelle du plancher-terrasse inaccessible

$$T = T_0 = 636,61 \text{ kg}$$

$$n = 2 \text{ barres tendues}$$

$$z = \left(\frac{7}{8}\right) h = 15,75 \text{ cm}$$

$$p = \pi \phi = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{636,61}{2 \times 3,14 \times 15,75} = 6,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d$$

condition vérifiée

. Poutrelle du plancher terrasse ou d'étage courante

$$T = 1,10 T_0 = 802,35 \text{ kg}$$

$$n = 2$$

$$z = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm} ; \quad p = \pi \phi = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{802,35}{2 \times 3,14 \times 15,75} = 8,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d$$

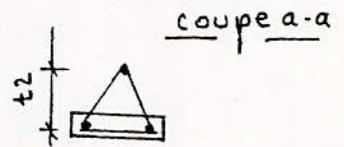
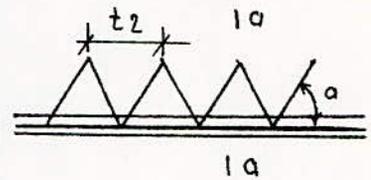
condition vérifiée

#### 4/ Armatures transversales .

Les poutrelles sont fabriquées à l'usine et possèdent des armatures transversales en forme de spirale-triangle.

l'angle d'inclinaison  $\alpha = 63^\circ 30'$

On calculera les aciers transversaux correspondant à l'effort tranchant maximum conformément à l'article 25 du CCBA68



#### a) Contrainte de cisaillement maximale.

Elle est donnée par :  $t_b = \frac{T}{b_0 \cdot z}$

$$T = 1,10 T_0 = 1,10 \times 729,41 = 802,35 \text{ kg.}$$

$$t_b = \frac{802,35}{\frac{127}{8} \cdot 18} = 4,25 \text{ kg/cm}^2$$

On déterminera  $\bar{\sigma}'_b$  telle que l'on ait :

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

On choisit  $\sigma'_b = 81 \text{ kg/cm}^2$

On vérifie alors :

$$c_d \leq \bar{\sigma}_b \cdot \min(3,5 \rightarrow 4,5 - \sigma'_b / \bar{\sigma}_{b0}) = 19,6 \text{ kg/cm}^2.$$

condition vérifiée. On se fixe des cadres spirales de diamètre  $\emptyset 6$  de nuance FeE 24.

b) Calcul de la contrainte admissible  $\bar{\sigma}_{at}$ .

On suppose qu'il y aura reprise de bétonnage  
d'où  $\beta = \frac{2}{3}$ . (cas le plus défavorable)

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

écartement admissible

$$\bar{t}_{max} = \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

Espacement des armatures transversales

Un 1<sup>er</sup> espacement de l'appui sera calculé avec

$$t = \frac{1}{T} (A_{tz} \bar{\sigma}_{at} (\sin a + \cos a))$$

On prendra alors comme écartement de l'appui l'écartement admissible  $t = 14$  cm au niveau de l'appui. Le 1<sup>e</sup> cours d'armature sera à  $\frac{t}{2} = 7$  cm du sur de l'appui. L'écartement  $t = 14$  cm  $h = 18$  cm qui est conforme à l'article 25.12 du CCBA 68.

#### 5/ Ferrailage de la table de compression .

L'hourdi sera armé d'un quadrillage dont les mailles ne doivent pas dépasser

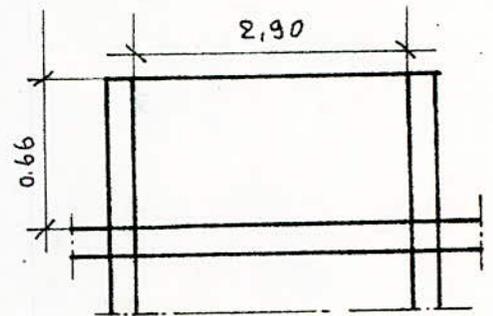
- 20 cm (5pm) pour les aciers I aux nervures
- 33 cm (3.pm) pour les aciers I aux nervures

On adoptera, un treillis soudé de 20 X 20 de  $\emptyset$  b soit 5  $\emptyset$  6 p.m.

—h—

IV- ENCORBELLEMENTS .IV.1 Description .

Au niveau de chaque étage, on a un balcon de forme rectangulaire de dimension 2,90X0,66 en dalle pleine en porte à faux reposant sur des poutres de rive avec un garde corps de 1m de hauteur constitué par des barreaux.

2. Charges et surcharges .

Eléments divers : .....p,66X120 = 79,2 kg/m

Poids propre de la dalle:.....0,20X2500X0,66 = 330 kg/m

Charge permanente:.....G = 409,2 kg/m

Surcharge d'exploitation:.....p = 0,66X350 = 231 "

Poids propre du garde-corps p = 50X1,00X = kg

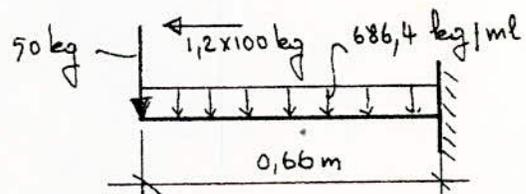
Force due à la main courante F = 1,2X100X1,00=120 kg.

3/ Calcul des efforts.

On assimilera le balcon à une console encastrée à son extrémité de hauteur totale 20 et de largeur 1 m.

$$q = G + 1,2 P$$

$$q = 686,4 \text{ kg/ml}$$



Moment dû à la main courante (1,2X100 kg)

$$M_0 = 1,00 \times 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg.m}$$

La section dangereuse est située à l'encastrement, le moment d'encastrement à pour valeur :

$$M = \frac{1}{2} q l^2 + P.l + M_0$$

$$M = 0,5 \times 686,4 (0,66)^2 + 50 \times 0,66 + 120 = 302,5 \text{ kg.m.}$$

#### 4/- Détermination des armatures.

Données :  $M = 302,5 \text{ kg.m}$

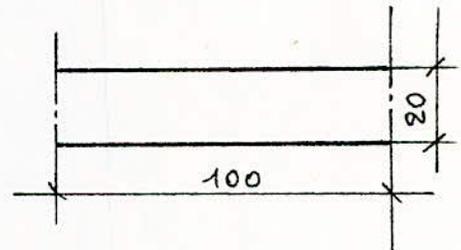
$$n = 15$$

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

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

$$h = 18 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad d = 2 \text{ cm}$$

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



$$\mu = \frac{m.M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0050$$

Les tables donnent :

$$\kappa = 140 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,9677$$

$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = 20 < \bar{\sigma}'_b$ , les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

Armatures tendues .

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,62 \text{ cm}^2$$

La section étant faible, la condition de non-fragilité s'écrit :

$$A \geq 0,69 b h \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_a = 1,74 \text{ cm}^2$$

On choisira 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement  $t$  tel que  $t \leq 3 h$  .

$$t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition ( $A_r$ ).

Les armatures de répartition sont perpendiculaires aux armatures principales, et ont pour section

$A/3 \leq A_r \leq A/2$  on, choisit 4T6 = 1,13 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $t = 20 \text{ cm}$ :

### 5- Vérifications .

#### \* CONDITIONS DE NON-FISSURATION .

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow k = 10^6$

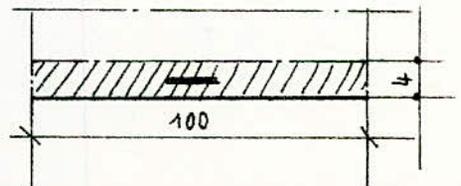
Aciers HA  $n=1,6$

$$\varnothing = 8 \text{ mm}$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 2 \times 2 \times 100 = 400 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$



$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 960 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2585 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \sigma_{af} = \max(\sigma_1; \sigma_2) = 2585 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \sigma_a \leq \min(\bar{\sigma}_a; \sigma_{af})$$

Il n'y a pas de risque de fissuration

### \* A L'EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant à pour valeur

$$T = q \cdot l + p = 686,4 \times 0,66 + 50 = 503 \text{ kg}$$

La condition s'écrit

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$$

$$A \geq (T + M/z) / \bar{\sigma}_a$$

$$\Rightarrow A \geq 0$$

$$T = 503 \text{ kg}$$

$$M = 302,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

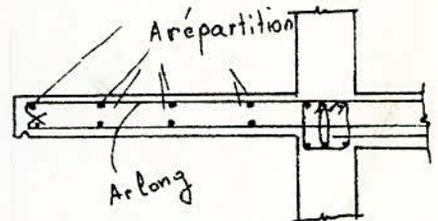
condition vérifiée

Armatures transversales.

$$\tau_b = T/b \cdot z = 0,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



--- ÉTUDE SISMIQUES ---

ETUDE SISMIQUE .I/ Introduction .

Les secousses d'origine sismique engendrent dans les constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur. Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque qui peut être horizontale, oblique ou verticale. On peut concevoir deux composantes : l'une verticale et l'autre horizontale caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique et on admet qu'elles s'adressent aux masses même de la construction.

II/ Principe de calcul .

Le calcul sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique. Les systèmes équivalents résultent de la combinaison. :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (SH)
- d'un système de forces élémentaires verticales (SV)
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical (ST).

## II- Systèmes équivalents adoptés .

### \* Système des forces horizontales (SH).

Ils sont composés de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction, et est appliquée au centre de gravité de ce dernier. (On supposera que ces forces s'appliquent au niveau des planchers). Ces forces sont parallèles et de même sens. L'intensité de la force horizontale agissant au niveau du plancher dans la direction  $Ox$  est égale à :

$$F = b_x \cdot W$$

$W$  : poids des charges et surcharges soumises à l'action sismiques.

$b_x$  : coefficient sismique dans la direction  $Ox$

### \* Système des forces verticales (SV).

Ils sont composés de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction, et est appliquée au centre de gravité de ce dernier (de même, on supposera que ces forces s'appliquent au centre de gravité du plancher). Ces forces verticales sont toutes de même sens. Elles peuvent être dirigées soit vers le haut, soit vers le bas.

L'intensité de la force verticale est égale à :

$$F = \delta_v \cdot W$$

$W$  : définit précédemment

$\delta_v$  : coefficient sismique dans la direction verticale.

\* Torsion d'ensemble .

Conformément aux règles parasismiques CTC du Février 81 on doit supposer que pour toutes les structures comportant des planchers rigides dans leur plan et qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une exentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs ci-dessous ;

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

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure sont les sollicitations les plus défavorables résultant de la combinaison des systèmes (SH), (SV), et (ST).

Le calcul statique équivalent n'est valable que si les conditions ci-dessous sont toutes vérifiées (complément aux règles parasismiques CTC du février 81).

- 1- Le bâtiment étudié à une hauteur au plus égale à 45m zone II) ;
- 2- La forme du bâtiment étudié est simple symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ne dépassant pas 25% des dimensions globales ;
- 3- Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions dans les deux directions ne dépasse pas 25% entre deux niveau 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- La rapport masse sur rigidité de deux niveaux successive ne doit pas varier de 25% dans chaque direction ;
- 6- La bâtiment étudié présente un degrés d'amortissement voisin à tous les niveaux. En particuliers, dans le cas des ossatures autostables avec remplissage en maçonnerie, les

remplissages insérés entre les poteaux d'ossature ont, à tous les niveaux, une densité du même ordre :

7- La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal :

8- Les structures faiblement amorties et constituant un oscillateur multiple ont une période fondamentale au plus égale à  $0,5S$ .

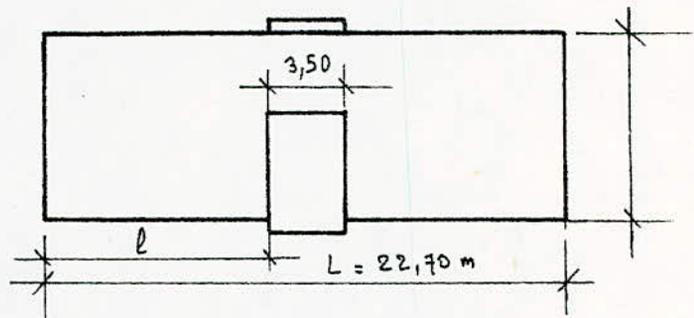
. Justification de la conduite 3.

Cette condition n'est pas satisfaite rigoureusement car la variation de dimension dans le sens longitudinal dépasse les 25% de la longueur du bâtiment.

$$l = 9,6m$$

$$L = 22,7m.$$

$$l \neq 0,25L = 5,675m.$$



Néanmoins, on peut adopter la calcul statique équivalent du fait que: le plancher de la cage d'escalier ne présente pas un grand danger à l'ouvrage en cas de séisme et qu'un calcul dynamique s'avère laborieux pour ce type d'ouvrage.

## II.2 Coefficient sismique .

### a) Dans le sens horizontal.

Le coefficient sismique  $b_x$  applicable à un élément donné dans la direction  $Ox$  est égal au produit de quatre facteurs sans dimension ( $x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$ ) dénommés et définis respectivement :

\* Coefficient d'intensité.

Il dépend de l'intensité nominale  $i_N$ .

\* Coefficient de réponse .

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Ce coefficient dépend :

- de la période  $T$  du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée ;
- du degré d'amortissement du bâtiment ;
- de la nature du sol de fondation.

\* Coefficient de distribution .

Il ne dépend que de la structure et caractérise, à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte. Il varie donc en fonction de la hauteur du bâtiment.

\* Coëfficient de fondation.

Il ne dépend pas des propriétés dynamique de la construction, c'est un facteur correcteur qui tient compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.

b)- Dans la direction verticale .

Le coëfficient sismique vertical à prendre en compte dans les calculs de stabilité d'ensemble est égale à :

$v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_h$  conformément aux règles PS 69. Le complément aux règles parasismiques (CTC du février 81) préconise de prendre

$$\sigma_v = \pm \sigma_h$$

III- 2.3.- CALCULS PRELIMINAIRES .

Les charges sont supposées comme agissant au niveau des planchers. De même, on supposera que le centre de gravité des charges (CG) agissant au niveau de chaque plancher, ~~le centre de gravité~~ ~~coincide~~, coïncide sensiblement avec le centre géométrique, 0, du plancher. Cette dernière hypothèse se trouve justifiée vue que le bâtiment à étudier est un bâtiment à usage d'habitation et dont la répartition des masses est quasi-uniforme au niveau de chaque plancher.

a)- Descente des charges (en tonnes).

\* Niveau 5 .

Plancher terrasse inaccessible.

- . Poids propre du plancher : .....  $0,566 \times 5,65 \times 3,5 = 11,193$
  - . Poutres transversales (30X45) : ..... = 3,814
  - . Poutres longitudinales (30X50 et 30X40) : ..... = 2,363
  - . Poteaux (30X40 et 30X50) : ..... = 1,823
  - . Acrotère (0,1125T/m) : ..... = 2,059
- 
- . Charges permanentes : .....  $G = 21,252 \text{ T}$
  - . Surcharge d'exploitation : .....  $P = 1,978 \text{ T}$
  - . Poids total soumis à l'action sismique :

$$W = G + P/5 = 21,7 \text{ T}$$

\* Niveau 4 .

Plancher terrasse accessible .

- . Poids propre du plancher : .....  $0,576 \times 22,7 \times 9,6 = 125,522$
- . Acrotère (0,3T/m) : .....  $0,3 \times 2(22,7 + 9,6) = 19,380$
- . Poutres long (30X40 et 30X50) : ..... = 22,133
- . Poutres transversales (30X45) : ..... = 25,920
- . Poteaux (30X40 et 30X50) : ..... = 14,108
- . Murs : ..... = 18,117

- . Charges permanentes :.....G = 225.179
- . Surcharges d'exploitations:.....P = 38? 136
- . Poids total soumis à l'action sismique :

$$W = G + P / 5 = 232, 8 T$$

\* Niveau 3 .

Plancher 3eme étage .

- . Poids du plancher:.....0,471X22,7X9,6 = 106,999
- . Poutres long (30X40et30X50):.....= 22,133
- . Poutres transversales (30X45):..... = 25,920
- . Poteaux (30X40 et30X50):..... = 24,765
- . Murs :..... = 75,466

- 
- . Charges permanentes:.....G = 255,282
  - . Surcharges d'exploitation:.....P = 38,136
  - . Poids total soumis à l'action sismique

$$W = G + P / 5 = 262, 9 T$$

\* Niveau 2 .

Plancher 2eme étage.

- . Poids propre du plancher :.....= 106,999

. Poutres longitudinales :.....	= 22,133
. Poutres transversales :.....	= 25,920
. Poteaux:.....	= 24,960
. Murs :.....	= 75,466
<hr/>	
. Charges permanentes.....G	= 255,477
. Surcharges d'exploitation.....P	= 38,136

Poids total soumis à l'action sismique.

$$W = G + P / 5 = 263,1 T$$

\* Niveau 1 .

Plancher 1ere étage .

. Poids propre du plancher:.....	= 106,999
. Poutres longitudinales :.....	= 22,133
. Poutres transversales:.....	= 25,920
. Poteaux :.....	= 28,470
. Murs:.....	= 75,466
<hr/>	
. Charges permanentes.....G	= 258,987
. Surcharges d'exploitation....P	= 38,136

Poids total soumis à l'action sismique :

$$W = G + P / 5 = 266,6 T$$

Tableau récapitulatif de la décrire des charges (en tonnes)

Niveau	G	P	W
5	21,30	1,98	21,7
4	225,18	38,14	232,8
3	255,28	"	262,9
2	255,48	"	263,1
1	258,99	"	266,6

#### II-4.- DETERMINATION DES COEFFICIENTS SISMIQUES.

a)- Coefficient d'intensité ( $\alpha$ ).

Le bâtiment sera implanté à Alger, région de séismicité moyenne (zone II). Les secousses d'intensité 8 doit assurer la protection nominale  $\Rightarrow \alpha = 1$

b)- Coefficient de réponse

Le bâtiment est contreventé par ossature en béton armé. La période  $T$  du mode fondamental des oscillation est alors :

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

H: hauteur du bâtiment

L: longueur du bâtiment

l: largeur du bâtiment.

$$H = 16,35 \text{ m}$$

$$L = 22,70 \text{ m}$$

$$l = 9,60 \text{ m}$$

\* Dans le sens longitudinal

$$T = \frac{0,09 \times 16,35}{\sqrt{22,70}} = 0,31 \text{ S}$$

\* Dans le sens transversal .

$$T = \frac{0,09 \times 16,35}{\sqrt{9,60}} = 0,5 \text{ S}$$

Le complément aux règles parasismiques préconise de considérer l'amortissement comme moyen, et est défini par :

$$B = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$$

- Avec un minimum de 0,065

- et un maximum de 0,130

\* Dans le sens longitudinal on trouve :

$$\beta_L = 0,127$$

\* Dans le sens transversal on trouve :

$$\beta_T = 0,107$$

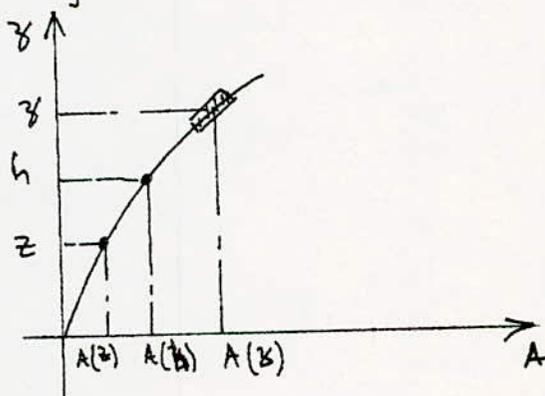
c) - Coefficient de distribution ( $\gamma$ )

Le coefficient  $\gamma(h)$  situé à la cote  $h$  est défini par :

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\sum M(z) \cdot A(z) + \int m(z) A(z) dz}{\sum M(z) \cdot A^2(z) + \int m(z) \cdot A^2(z) dz}$$

$M(z)$  : masse concentrée  
à la hauteur  $z$ .

$m(z)$  : masse répartie par  
unité de longueur  
à la hauteur  $z$ .



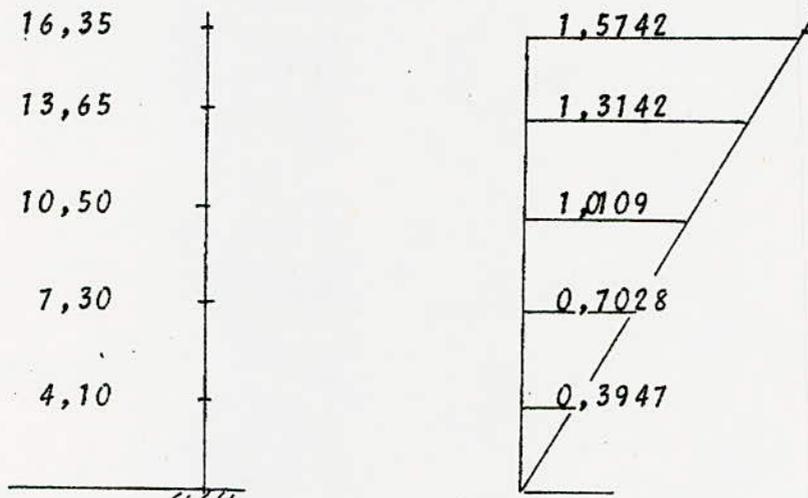
En considérant que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers la formule à utiliser est :

$$\gamma(h) = h \frac{\sum M(z) \cdot z}{\sum M(z) \cdot z^2}$$

D'où la valeur de  $\delta$  en fonction de  $h$ .

$$\delta(h) = h \left( \frac{21,7 \times 16,35 + 232,8 \times 13,65 + 262,9 \times 10,5 + 263,1 \times 7,3 + 266,6 \times 4,1}{21,7 \times 16,35^2 + 232,8 \times 13,65^2 + 262,9 \times 10,5^2 + 263,1 \times 7,3^2 + 266,6 \times 4,1^2} \right)$$

$$\delta(h) = 0,0963 h.$$



d) - Coefficient de fondation  $\delta$

Le mode de fondation sera des semelles superficielles la nature du terrain est de consistance moyenne d'où  $\delta = 1,15$

e) - Coefficient sismique dans le sens longitudinal

$$\delta_L = \alpha \beta_L \delta \delta = 1 \times 0,127 \delta(h) 1,15 = 0,146 \delta(h)$$

$$\delta_L = 0,146 \delta(h)$$

f) Coefficient sismique dans le sens transversal

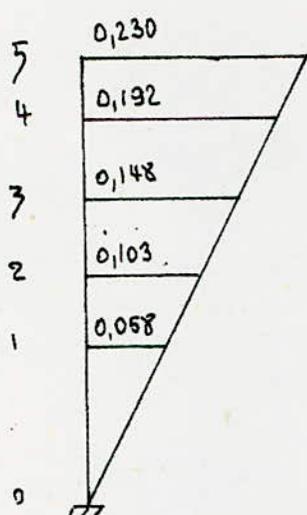
$$\sigma_T = \alpha \beta_T \gamma(h) \delta = 1 \times 0,107 \gamma(h) \times 1,15 = 0,123 \gamma(h)$$

$$\Rightarrow \sigma_T = 0,123 \gamma(h)$$

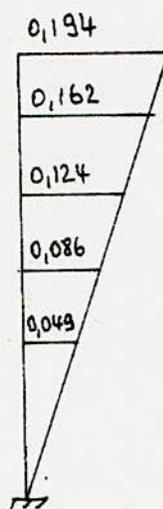
g) Coefficient sismique dans le sens vertical

$$\sigma_V = \pm \max(\sigma_L; \sigma_T) = \pm 0,146 \gamma(h)$$

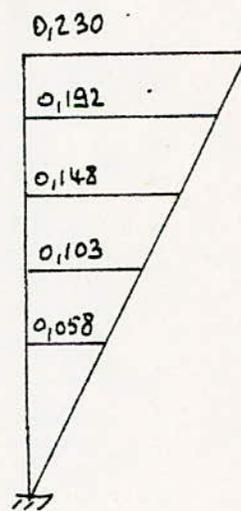
$$\Rightarrow \sigma_V = \pm 0,146 \gamma(h)$$



$\sigma_L$



$\sigma_T$



$\sigma_V$

## II.5 Détermination des systèmes (SH) et (SV).

a) Dans la direction horizontale pour un niveau donné

\* Sens longitudinal

$$F_{HL} = \sigma_{HL} \cdot w$$

\* Sens transversal

$$F_{HT} = \sigma_{HT} \cdot w$$

b)- Dans la direction verticale.

$$F_v = \pm \sigma_y \cdot w$$

D'où le tableau donnant  $F_h$  et  $F_v$

Par plancher (valeurs en tonnes) :

Niveau	F(long)	F(trans)	F(vert)
5	4,52	4,09	4,52
4	40,48	36,60	40,48
3	35,15	31,78	35,15
2	24,47	22,13	24,47
1	13,92	12,58	13,92

La répartition des efforts horizontaux suivant chaque file de portique transversale et longitudinal est donnée pour chaque niveau par :

$$F_i = F_T \frac{I_i}{\sum I}$$

où :  $F_i$  : effort horizontal sollicitant le portique  $i$  du niveau considéré

$I_i$  : moment d'inertie total des poteaux du portique  $i$  "

$I$  : Somme de tous les moments d'inertie des poteaux

$F_T$  : force horizontale sollicitant le plancher

## FORCES SISMQUES HORIZONTAL ES

en tonnes

PORT \ NIV	5	4	3	2	1
FILE I	—	12,45	10,82	7,53	4,28
FILE II	2,51	15,57	13,52	9,41	5,35
FILE III	2,00	12,45	10,82	7,53	4,28
FILE A	—	4,58	3,97	2,77	1,57
FILE B	—	4,58	3,97	2,77	1,57
FILE C	—	4,58	3,97	2,77	1,57
FILE D	2,05	4,58	3,97	2,77	1,57
FILE E	2,05	4,58	3,97	2,77	1,57
FILE F	—	4,58	3,97	2,77	1,57
FILE G	—	4,58	3,97	2,77	1,57
FILE H	—	4,58	3,97	2,77	1,57

### III- ETUDE DE LA TORSION .

#### 1. Introduction.

Par suite de la dissymétrie présentée par l'ossature dans le sens transversal, le centre de torsion se trouve écarté du centre géométrique du plancher. Le plancher tend à tourner autour du point de torsion. On peut remplacer la résultante des forces horizontales au niveau considéré par une force  $F$  appliquée au centre de rigidité et par un couple de torsion  $M=F.d$  d'axe vertical passant par ce centre. ( $d$  : étant l'excentricité de la résultante par rapport au centre de torsion des éléments résistants).

Le couple de torsion a pour effet de produire une rotation du plancher supérieur par rapport au plancher inférieur. Ce qui entraîne les déplacements des extrémités supérieures des poteaux suivant la direction de la tangente à la courbe trajectoire. On peut considérer que ces déplacements sont provoqués par des forces appliquées aux extrémités supérieures des poteaux.

#### 2. Hypothèses de calcul.

- L'effort est proportionnel au déplacement de l'extrémité supérieure du poteau suivant la direction de la tangente à la trajectoire.

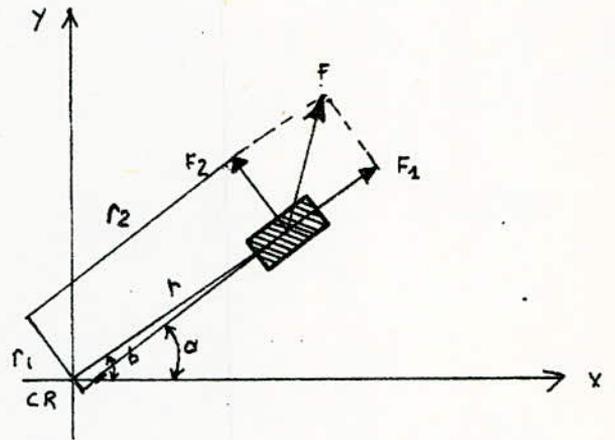
$$F = R \cdot d$$

R rigidité du poteau suivant la direction de la trajectoire.

- Les déplacements des extrémités supérieures des poteaux sont proportionnels à la distance  $r$  de l'extrémité du poteau considéré au centre de rigidité (CR).

$$d = K \cdot r$$

Considérons la section du poteau de la figure ci-contre et soient  $R_1$  et  $R_2$  les rigidités suivant les deux axes principaux.



$$d_1 = K \cdot r_1$$

$$d_2 = K \cdot r_2$$

avec

$$r_1 = r \sin (a-b)$$

$$r_2 = r \cos (a-b)$$

Les déplacements  $d_1$  et  $d_2$  sont produits par les forces :

$$F_1 = R_1 \cdot d_1 = R_1 K \cdot r_1$$

$$F_2 = R_2 \cdot d_2 = R_2 K \cdot r_2$$

La somme des moments de ces forces par rapport au centre de rigidité doit équilibrer le moment M.

$$M = \sum (F_1 \cdot r_1 + F_2 \cdot r_2) = K \cdot \sum (R_1 \cdot r_1^2 + R_2 \cdot r_2^2)$$

$$K = M / \sum (R_1 \cdot r_1^2 + R_2 \cdot r_2^2)$$

Les forces traditionnelles agissant suivant les axes principaux des poteaux, dues au moment de torsion sont :

$$F_1 = \frac{R_1 \cdot r_1 \cdot M}{\sum (R_1 \cdot r_1^2 + R_2 \cdot r_2^2)}$$

$$F_2 = \frac{R_2 \cdot r_2 \cdot M}{\sum (R_1 \cdot r_1^2 + R_2 \cdot r_2^2)}$$

Si l'on désigne par  $I_x$  le moment d'inertie de la section du poteau par rapport à un axe parallèle à  $Ox$  et par  $I_y$  le moment d'inertie par rapport à un axe parallèle à  $Oy$  la constante s'écrit :

$$K = M / \sum (I_x \cdot x^2 + I_y \cdot y^2)$$

$$F_1 = F_x = J \cdot I_x \cdot x \cdot M \quad \text{avec } J = 1 / \sum (I_x \cdot x^2 + I_y \cdot y^2)$$

$$F_2 = F_y = J \cdot I_y \cdot y \cdot M$$

Le couple de torsion  $M$  a pour valeur :

$$M = F \cdot \max (e_c ; e_t)$$

$e_t$  exentricité théorique donnée par le CTC  $e_T = 5\% L$

$L$  : la plus grande longueur du bâtiment  
 $e_c$  = excentricité résultant des plans.

### 3. Centre de torsion .

Les coordonnées du centre de torsion sont définies par les formules ci-dessous :

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

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

$I_{xi}$  ( $I_{yi}$ ): moment d'inertie d'un poteau suivant l'axe X (Y)  
 $x_i$  ( $y_i$ ) coordonnées du centre de gravité des poteaux.

#### \* NIVEAU 5 .

- Coordonnées du centre de masse :

$$x_M = 11,20 \text{ m}$$

$$y_M = 2,60 \text{ m}$$

- Coordonnées du centre de torsion :

$$x_T = 11,20 \text{ m}$$

$$y_T = 3,44 \text{ m}$$

- Excentricités suivants les axes  $x$  et  $y$  :

$$e_x = 11,20 - 11,20 = 0$$

$$e_y = 3,44 - 2,60 = 0,84 \text{ m}$$

\* NIVEAU COURANT .

- Coordonnées du centre de masse :

$$X_M = 11,20 \text{ m}$$

$$Y_M = 4,83 \text{ m.}$$

- Coordonnées du centre de torsion :

$$X_T = 11,20 \text{ m}$$

$$Y_T = 4,83 \text{ m}$$

- Excentricités suivants les axes  $X$  et  $Y$

$$e_x = 11,20 - 11,20 = 0$$

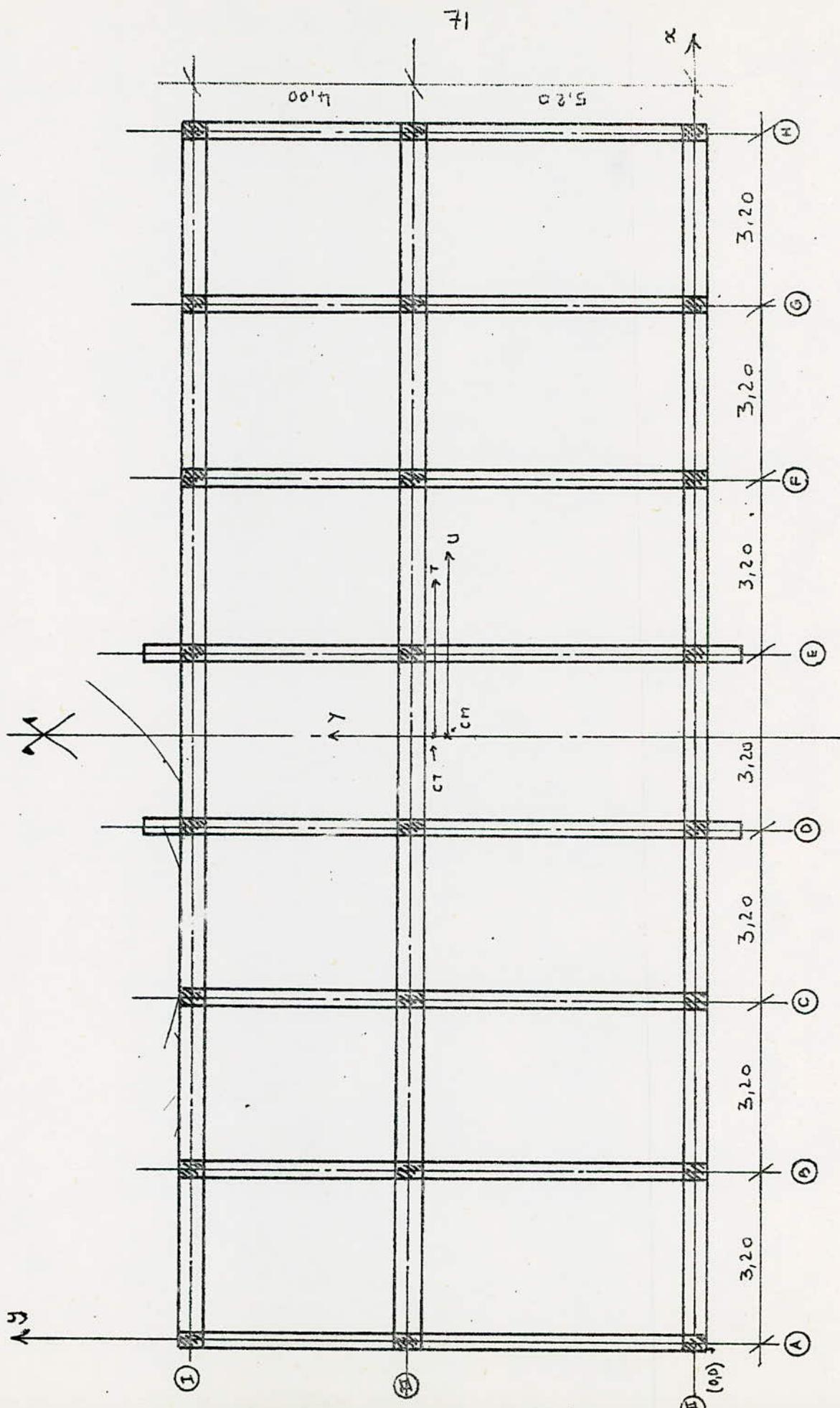
$$e_y = 4,83 - 4,60 = 0,23$$

- Excentricité théorique (CTC)

$$e_T = 5\% L$$

$L$  : la plus grande longueur du bâtiment

$$e_T = 5 \times 22,7 / 100 = 1,135 \text{ m}$$



#### 4. CALCUL DE $J = 1/K$ .

Le calcul sera mené sous forme de tableau

#### 5. FORCES ADDITIONNELLES .

Couple du moment de torsion pour les niveau courant

$$M_1 = F_T \cdot \max (e_x ; e_T)$$

$$M_2 = F_L \cdot \max (e_y ; e_T)$$

$F_T$  ( $F_L$ ) force sismique dans le sens transversal (dans le sens longitudinal).

Ces moments apportent sur chaque poteau, une force additionnelle telle que :

$$F_1 = J \cdot I_y \cdot Y \cdot M_1$$

$$F_2 = J \cdot I_x \cdot X \cdot M_2$$

Les deux moments de torsion ne s'exercent pas simultanément sur les planchers dont on ne prendra que les plus défavorable pour le calcul des forces additionnelles et dont sa valeur est :

$$F = J \cdot I_y \cdot Y \max (M_1 ; M_2)$$

Les valeurs numériques des forces additionnelles sont données par les tableaux suivants :

Remarque : Les forces additionnelles dues à la torsion sont négligeables pour le de la terrasse de la cage d'escalier.

TABLEAU DONNANT  $J = 1 / (\sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2)$ 

Pot	x	y	$I_x$	$I_y$	$I_x \cdot x^2$	$I_y \cdot y^2$
I A	-11,20	+4,37	16,00	9,00	2007,04	171,87
II A	-11,20	-0,37	31,25	11,25	3920,00	1,54
III A	-11,20	-4,83	16,00	9,00	2007,04	4898,14
I B	-8,00	+4,37	16,00	9,00	1024,00	171,87
II B	-8,00	-0,37	31,25	11,25	2000,00	1,54
III B	-8,00	-4,83	16,00	9,00	1024,00	4898,14
I C	-4,80	+4,37	16,00	9,00	368,64	171,87
II C	-4,80	-0,37	31,25	11,25	720,00	1,54
III C	-4,80	-4,83	16,00	9,00	368,64	4898,14
I D	-1,60	+4,37	16,00	9,00	40,96	171,87
II D	-1,60	-0,37	31,25	11,25	80,00	1,54
III D	-1,60	-4,83	16,00	9,00	40,96	4898,14
I E	+1,60	+4,37	16,00	9,00	40,96	171,87
II E	+1,60	-0,37	31,25	11,25	80,00	1,54
III E	+1,60	-4,83	16,00	9,00	40,96	4898,14
I F	+4,80	+4,37	16,00	9,00	368,64	171,87
II F	+4,80	-0,37	31,25	11,25	720,00	1,54
III F	+4,80	-4,83	16,00	9,00	368,64	4898,14
I G	+8,00	+4,37	16,00	9,00	1024,00	171,87
II G	8,00	-0,37	31,25	11,25	2000,00	1,54

SUITE

POT	x	y	$I_x$	$I_y$	$I_x \cdot x^2$	$I_y \cdot y^2$
III G	-8,00	-4,83	16,00	9,00	1024,00	4898,14
I H	+11,20	+4,37	16,00	9,00	2007,04	171,87
II H	+11,20	-0,37	31,25	11,25	3920,00	1,54
IV H	+11,20	-4,83	16,00	9,00	2007,04	4898,14
$\sum I_x x^2 + \sum I_y y^2 =$					67 774,96 $\cdot 10^{-4}$	

Unités

- Coordonnées x, y en mètre (m)
- Moments d'inertie  $I_x, I_y$  en  $10^{-4} \text{ m}^4$

$$J = 10^4 / 67774,96 \Rightarrow J = 0,1475 \text{ m}^{-6}$$

FORCES DUES AUX ROTATIONS DANS LES POTEAUX  
ET A CHAQUE NIVEAU (EN TONNES)

NIVEAU	4		3		2		1	
	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>						
IA	0,03	-0,12	0,02	-0,10	0,02	-0,07	0,01	-0,04
IIA	-	-0,23	-	-0,20	-	-0,14	-	-0,08
IIIA	-0,03	-0,12	-0,03	-0,10	-0,02	-0,07	0,01	-0,04
IVB	0,03	-0,09	0,02	-0,07	0,02	-0,05	0,01	-0,03
IVB	-	-0,17	-	-0,15	-	-0,10	-	-0,06
IIIB	-0,03	-0,09	-0,03	-0,07	-0,02	-0,05	0,01	-0,03
IC	0,03	-0,05	0,02	-0,04	0,02	-0,03	0,01	-0,02
IVC	-	-0,10	-	-0,09	-	-0,06	-	-0,03
IIIC	-0,03	-0,05	-0,03	-0,04	-0,02	-0,03	0,01	-0,02
ID	0,03	-0,02	0,02	-0,02	0,02	-0,01	0,01	-0,01
IVD	-	-0,03	-	-0,03	-	-0,02	-	-0,01
IIID	-0,03	-0,02	-0,03	-0,02	-0,02	0,01	0,01	-0,01
IE	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01
IVE	-	0,03	-	0,03	-	0,02	-	0,01
IIIE	-0,03	0,02	-0,03	0,02	-0,02	0,01	0,01	0,01
IF	0,03	0,05	0,02	0,04	0,02	0,03	0,01	0,02
IVF	-	0,10	-	0,09	-	0,06	-	0,02

SUITE

Niveau	4		3		2		1	
Poteaux	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>						
III F	-0,03	0,05	-0,03	0,04	-0,02	0,03	0,01	0,02
I G	0,03	0,09	0,02	0,07	0,02	0,05	0,01	0,03
II G	—	0,17	—	0,15	—	0,10	—	0,06
III G	-0,03	0,09	-0,03	0,07	-0,02	0,05	0,01	0,03
I H	0,03	0,02	0,02	0,10	0,02	0,70	0,01	0,04
II H	—	0,23	—	0,20	—	0,14	—	0,08
III H	-0,03	0,12	-0,03	0,10	-0,02	0,70	0,01	0,04

Remarque

Au niveau de la terrasse de la cage d'escalier  
les forces dues rotations sont négligeables.

FORCES HORIZONTALES ( ROTATION + TRANSLATION ) AU  
NIVEAU DE CHAQUE FILE DES PORTIQUES

Niveau	5		4		3		2		1	
	F <sub>ROT</sub>	F <sub>TRA</sub>								
File I	-	-	0,24	12,45	0,16	10,82	0,16	7,53	0,08	4,28
File II	-	2,51	-	15,57	-	13,52	-	9,41	-	5,35
File III	-	2,00	0,24	12,45	0,16	10,82	0,16	7,53	0,08	4,28
file A	-	-	0,47	4,575	0,40	3,97	0,28	2,77	0,16	1,57
file B	-	-	0,35	4,575	0,29	3,97	0,20	2,77	0,12	1,57
file C	-	-	0,20	4,575	0,17	3,97	0,12	2,77	0,06	1,57
file D	-	2,045	0,07	4,575	0,07	3,97	0,04	2,77	0,03	1,57
file E	-	2,045	0,07	4,575	0,07	3,97	0,04	2,77	0,03	1,57
file F	-	-	0,20	4,575	0,17	3,97	0,12	2,77	0,06	1,57
file G	-	-	0,37	4,575	0,29	3,97	0,20	2,77	0,12	1,57
file H	-	-	0,47	4,575	0,40	3,97	0,28	2,77	0,16	1,57

FORCES HORIZONTALES (ROT + TRAN)EN TONNES

Port \ NIV	5	4	3	2	1
FILE I	—	12,69	10,98	7,69	4,36
FILE II	2,51	15,57	13,52	9,41	5,35
FILE III	2,00	12,69	10,98	7,69	4,36
FILE A	—	5,05	7,94	3,05	1,73
FILE B	—	4,93	4,26	2,97	1,69
FILE C	—	4,78	4,14	2,89	1,63
FILE D	2,045	4,65	4,04	2,81	1,60
FILE E	2,045	4,65	4,04	2,81	1,60
FILE F	—	4,78	4,14	2,89	1,63
FILE G	—	4,93	4,26	2,97	1,69
FILE H	—	5,05	7,94	3,05	1,73

- ETUDE DES PORTIQUES -

## 1.1 EFFORTS SOUS LES CHARGES HORIZONTALES .

Pour la détermination des efforts dans les portiques longitudinaux "file I et II" sous les charges horizontales, nous utiliserons la méthode approchée de BOWMAN.

### 1.1.1 Hypothèses adoptées .

- Les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux ; les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8 conformément à l'article 53,12 des règles CCBA68 .;

- Les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulés aux points de moments nuls (points d'inflexion) de ces poteaux ;

- les raideurs des poutres sont supérieures au 1/5 de la raideur du poteau le plus raide.

- les points de moments nuls dans les poteaux, de hauteur  $h$ , se situent :

\* au dernier niveau, à  $0,65h$  de la partie supérieure du poteau ;

\* à l'avant dernier niveau, à  $0,60h$  de la partie supérieure du poteau ;

\* au niveau immédiatement au-dessous à  $0,55h$  de la partie supérieure du poteau ;

\* à tous les autres niveaux, sauf le premier niveau, à  $0,50h$  de la partie supérieure du poteau ;

\* enfin, au premier niveau à  $0,60h$  de la base du poteau.

### Vérification de l'hypothèse de raideur.

On doit vérifier que :  $R > r/5$

Avec :

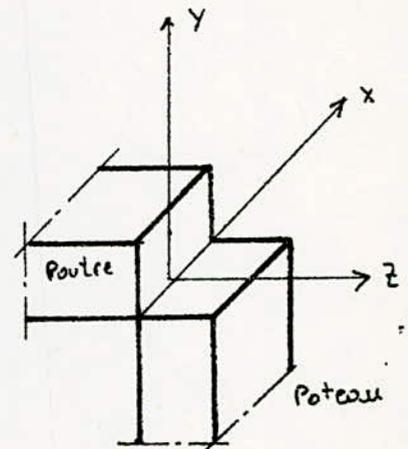
$R$  : raideur de la poutre définie par :

$$R = I/L^3$$

$I$  : moment d'inertie de la poutre par rapport à l'axe  $X$  .

$L$  : portée de la poutre entre le nu des appuis

$$L = 2,90m.$$



$r$  : raideur du poteau le plus raide définie par :

$$r = i/h$$

$i$  : moment d'inertie du poteau par rapport à l'axe X

$h$  : hauteur du poteau le plus raide  $h = 1,60m$

Dans notre cas :  $r = i$  car les poutres et les poteaux ont la même section du béton, dont le même moment d'inertie par rapport à l'axe X.

Il s'ensuit que  $R = l/L > i/5h$

$$\Rightarrow L/h = 1,8 < 5$$

L'hypothèse de raideur est vérifiée

### I.1.2 Formules utilisées .

#### a) Répartition des forces horizontales par poteau.

##### \* Poteau de rive ( $j'$ ).

$$F_{j'} = \frac{0,8 I_{j'} \cdot F}{0,8 (I_1 + I_n) + \sum_2^{n-1} I_j}$$

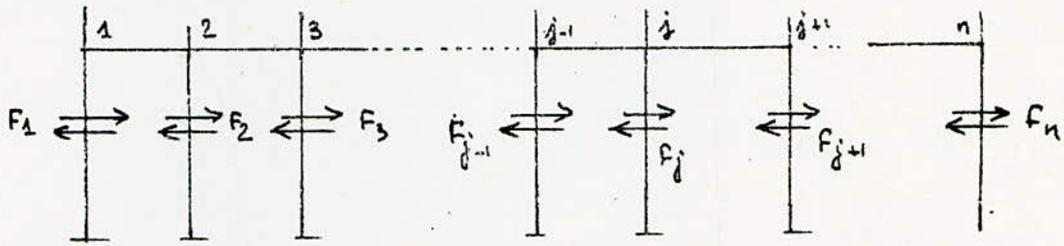
Avec  $j = 2, \dots, n$

$j' = 1 \text{ ou } n.$

##### \* Poteau intermédiaire ( $j$ )

$$F_j = \frac{I_j \cdot F}{0,8 (I_1 + I_n) + \sum_2^{n-1} I_j}$$

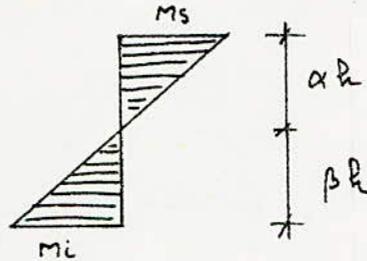
$j = 2, 3, \dots, n-1$



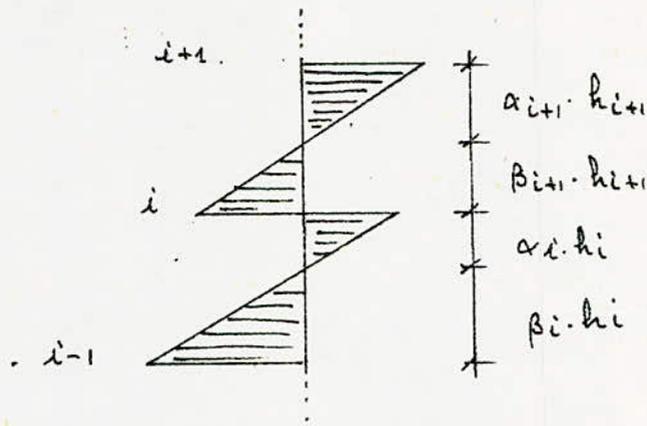
b/ Moments dans les poteaux .

\* En tête du poteau  $M_{sj} = \alpha h \cdot F_j$

\* A la base du poteau  $M_{ij} = \beta h F_j$

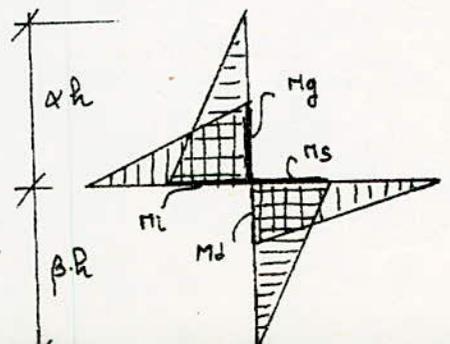


Pour plusieurs niveaux, les moments sont représenté par le schéma ci-dessous.



c/ Moments dans les poutres

Notations .



$I_g$  et  $I_d$  : respectivement, les moments d'inertie de la travée de gauche et de la travée de droite,  $l_g$  et  $l_d$  : respectivement longueur de la travée de gauche et de la travée de droite  $M_s, M_i, M_g$  et  $M_d$  sont définis par le schéma ci-contre.

On peut calculer les moments dans les travées aboutissant à un noeud, en fonction des moments des poteaux supérieurs et inférieurs correspondant à ce noeud.

Moment à gauche du noeud.

$$M_g = -K_g (M_s + M_i) / (K_g + K_d)$$

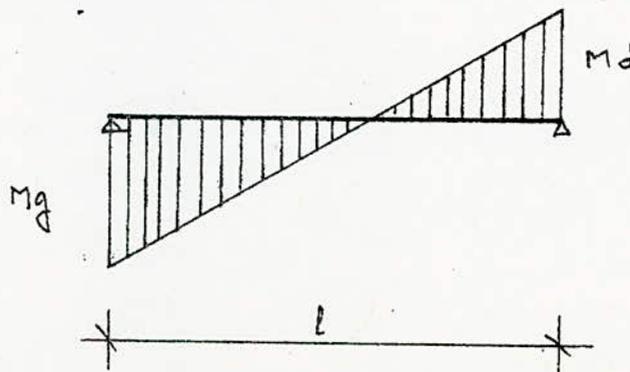
Moment à droite du noeud

$$M_d = -K_d (M_s + M_i) / (K_g + K_d)$$

Avec  $K_g$  et  $K_d$  respectivement raideur de la travée de gauche et de la travée de droite.

#### d/ Efforts tranchants.

$$T = \pm (M_g + M_d) / l \text{ sous } \overleftrightarrow{SIH}$$



I.1.3 PORTIQUE LONGITUDINAL FILE 1 .

Le portique longitudinal file 1 étant symétrique, on ne représentera que la moitié du portique, les caractéristiques géométriques, les forces horizontales cumulées à chaque niveau et les points d'inflexion sont donnés sur le schéma du portique.

a/ Répartition des forces horizontales .\* NIVEAU COURANT .

Forces cumulée à chaque niveau :

$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_8$$

Moment d'inertie total :

$$I_T = 0,8 I_1 + I_2 + \dots + I_7 + 0,8 I_8$$

Tous les poteaux ont la même inertie :

$$I_1 = I_2 = \dots = I_8 = I_T = 7,6I$$

Force reprise par le poteau de la file de rive :

$$F_1 = F_2 = 0,8IF / 7,6I = (0,8/7,6)F$$

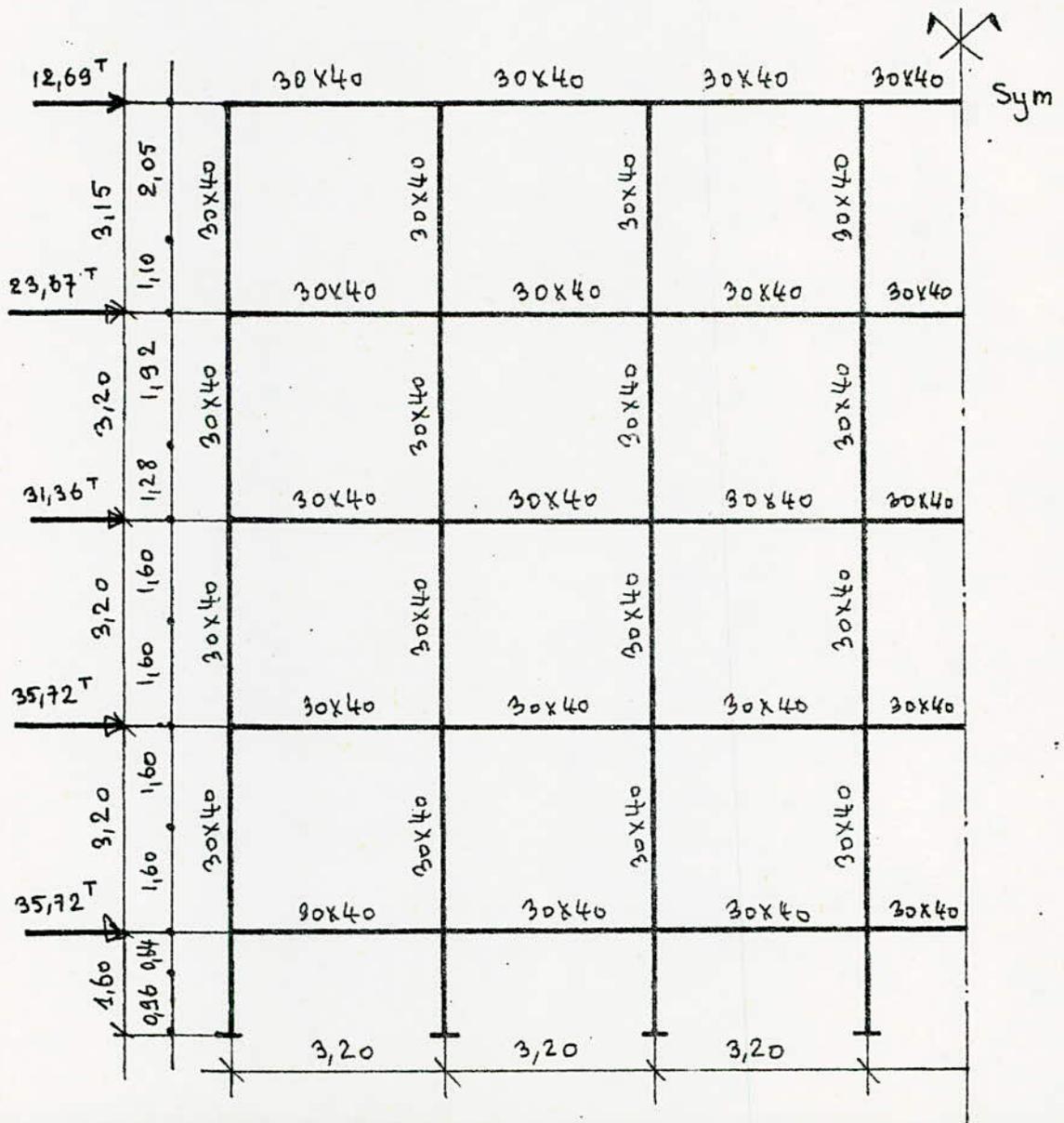
Force reprise par le poteau de la file intermédiaire :

$$F_3 = \dots = F_7 = I \cdot F / 7,6I = F / 7,6$$

D'où le tableau donnant les forces reprises par poteau de chaque file ainsi que les points d'inflexion.

## PORTIQUE LONGITUDINAL FILE 1

NIVEAU	F <sub>1</sub> ; F <sub>8</sub>	F <sub>2</sub> , ..., F <sub>7</sub>	$\alpha_R$	$\beta_R$
5	1,336	1,670	2,05	1,30
4	2,492	3,114	1,92	1,28
3	3,301	4,126	1,76	1,44
2	3,760	4,700	1,60	1,60
1	3,760	4,700	0,64	0,96

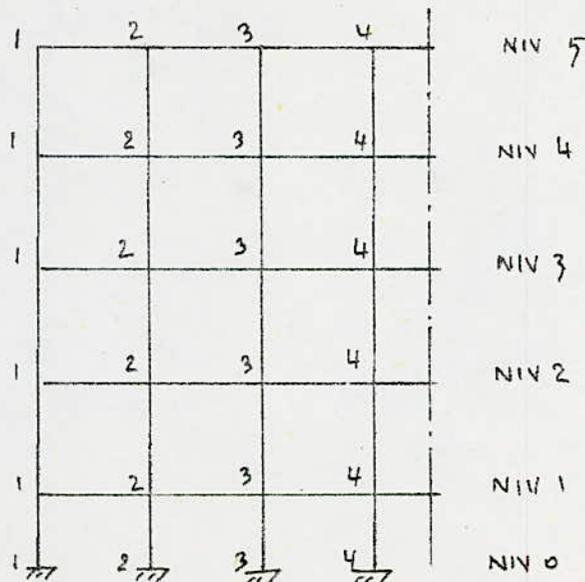


## PORTIQUE FILE I

MOMENTS DANS LES NOEUDS

NIVEAU	NOEUD	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
5	1	2,74	—	—	2,74
	2,3,4	1,71	1,71	—	3,42
4	1	6,25	—	1,47	4,78
	2,3,4	3,91	3,91	1,84	5,98
3	1	9,00	—	3,13	5,81
	2,3,4	5,63	5,63	3,93	7,26
2	1	10,77	—	4,75	6,02
	2,3,4	6,73	4,73	5,94	7,53
1	1	8,43	—	6,02	2,41
	2,3,4	5,27	5,27	7,52	3,02
0	1	—	—	3,61	—
	2,3,4	—	—	4,51	—

Notations



## PORTIQUE FILE I

## EFFORTS TRANCHANTS

NIV	TRAVEE	$M_e$	$M_w$	$T(\vec{S}IH)$	$T(\vec{S}IH)$
5	1-2	2,74	1,71	1,391	-1,391
	2-3	1,71	1,71	1,069	-1,069
	3-4 4-5	1,71	1,71	1,069	-1,069
4	1-2	6,25	3,91	3,175	-3,175
	2-3	3,91	3,91	2,444	-2,444
	3-4 4-5	3,91	3,91	2,444	-2,444
3	1-2	9,00	5,625	4,570	-4,570
	2-3	5,625	5,625	3,516	-3,516
	3-4 4-5	5,625	5,625	3,516	-3,516
2	1-2	10,77	6,73	5,469	-5,469
	2-3	6,73	6,73	4,206	-4,206
	3-4 4-5	6,73	6,73	4,206	-4,206
1	1-2	3,43	5,265	4,280	-4,280
	2-3	5,265	5,265	3,290	-3,290
	3-4 4-5	5,265	5,265	3,290	-3,290



### I. 1.4 PORTIQUE LONGITUDINAL FILE II .

Comme précédemment, les caractéristiques géométriques, les forces horizontales cumulées et les points d'inflexion seront donnés par le schéma du portique dont nous représenterons que la moitié du portique vue que celui est symétrique.

#### a/ Répartition des forces horizontales .

##### \* NIVEAU 6 .

Force cumulée :  $F = F_1 + F_2$

Moment d'inertie total :  $I_T = 0,8I_1 + 0,8I_2$

Les poteaux ont même inertie :  $I_1 = I_2 = I$

Force reprise par le poteau de rive :

$$F_1 = F_2 = 0,8I \cdot F / 1,6I = 0,5F$$

##### \* NIVEAU COURANT .

Force cumulée :  $F = 0,8F_1 + F_2 + \dots + F_7 + 0,8F_8$

Moment d'inertie total :  $I_T = 0,8I_1 + I_2 + \dots + I_7 + 0,8I_8$

Les poteaux ont même inertie :  $I_1 = I_2 = \dots = I_8$

D'où :  $I_T = 7,6I$ .

Force reprise par le poteau de rive :

$$F_1 = F_8 = 0,8I \cdot F / 7,6I = (0,8/7,6)F$$

Force reprise par le poteau intermédiaire.

$$F_2 = \dots = F_7 = I \cdot F / 7,6I = F / 7,6$$

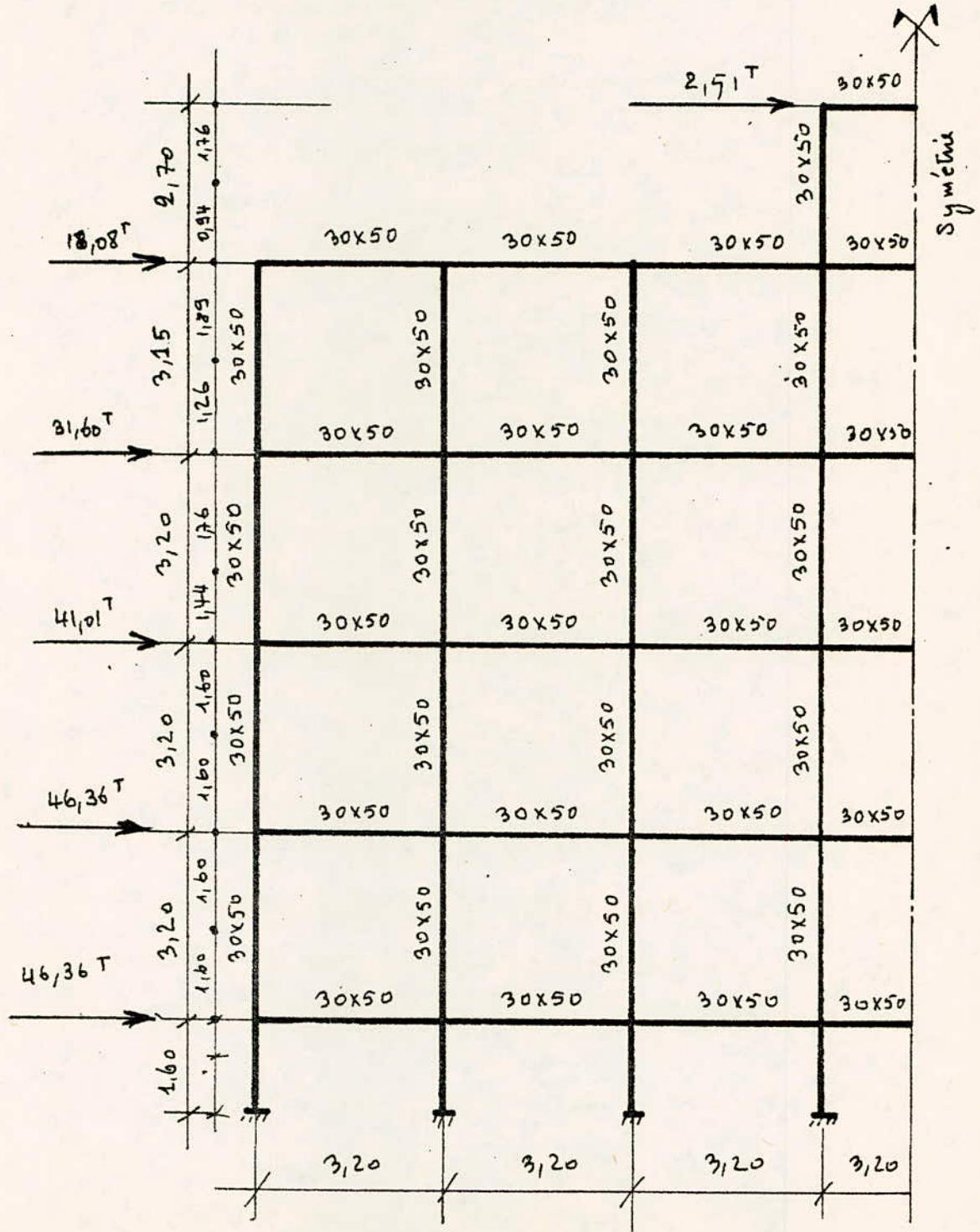
D'où le tableau ci-dessous donnant les forces reprises par le poteau de chaque file ainsi que les points d'inflexion.

NIVEAU	$F_1, F_8$	$F_2, F_3, F_6, F_7$	$F_4, F_5$	$\alpha h$	$\beta h$
6	—	—	1,255	1,755	9,945
5	1,903	2,379	2,379	1,890	1,260
4	3,326	4,158	4,158	1,760	1,440
3	4,317	5,396	5,396	1,600	1,600
2	4,880	6,100	6,100	1,600	1,600
1	4,880	6,100	6,100	0,640	0,960

Dans ce qui suit, nous donnerons les efforts (moments et efforts tranchants) dans les portiques longitudinaux sous forme de tableaux.

Les efforts (M; T) seront donnés dans les tableaux qui suivent :

PORTIQUE LONGITUDINAL FILE II

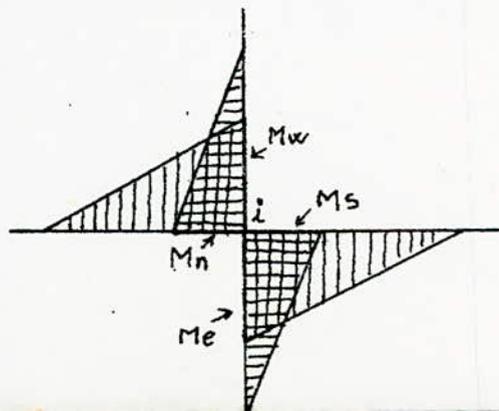


PORTIQUE FILE II

MOMENTS DUS A  $\vec{S}IH$

NIV	NŒUD	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
6	1	2,20	—	—	2,20
5	1	3,60	—	—	3,60
	2, 3	2,25	2,25	—	4,50
	4	2,245	2,245	1,19	4,50
4	1	8,25	—	2,40	5,85
	2, 3, 4	5,16	5,16	3,00	7,32
3	1	11,69	—	4,79	6,90
	2, 3, 4	7,31	7,31	5,99	8,63
2	1	14,71	—	6,80	7,81
	2, 3, 4	9,195	9,195	8,63	9,76
1	1	10,93	—	7,81	3,12
	2, 3, 4	6,83	6,83	9,76	3,90
0	1	—	—	4,68	—
	2, 3, 4	—	—	5,86	—

Notations



## PORTIQUE FILE II

## EFFORTS TRANCHANTS

NIV	TRAVÉE	$M_e$	$M_w$	$T(\vec{S}H)$	$T(\vec{S}H)$
6	1-2	2,20	2,20	1,375	-1,375
5	1-2	3,60	2,25	1,828	-1,828
	2-3	2,25	2,25	1,406	-1,406
	3-4	2,25	2,845	1,592	-1,592
	4-5	2,845	2,845	1,778	-1,778
4	1-2	8,25	5,16	4,191	-4,191
	2-3	5,16	5,16	3,225	-3,225
	3-4	5,16	5,16	3,225	-3,225
	4-5	5,16	5,16	3,225	-3,225
3	1-2	11,69	7,31	5,938	-5,938
	2-3	7,31	7,31	4,569	-4,569
	3-4	7,31	7,31	4,569	-4,569
	4-5	7,31	7,31	4,569	-4,569
2	1-2	14,71	9,195	7,470	-7,470
	2-3	9,195	9,195	5,747	-5,747
	3-4	9,195	9,195	5,747	-5,747
	4-5	9,195	9,195	5,747	-5,747
1	1-2	10,93	6,83	5,550	-5,550
	2-3	6,83	6,83	4,269	-4,269
	3-4	6,83	6,83	4,269	-4,269
	4-5	6,83	6,83	4,269	-4,269

## I.2. EFFORTS SOUS LES CHARGES VERTICALES .

### I-2.1 Méthode de calcul.

La détermination des efforts dans les portiques longitudinaux "file I et II" se fera à l'aide de la méthode de CAQUOT basée sur l'introduction d'articulation fictive dont l'exposée se trouve dans l'annexe A des règles CCBA68. Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de plancher constitués de nervures et de poutre associées à des hourdis.

Il est à noter que cette méthode est sur le plan scientifique plus proche de la réalité que celles basées sur l'hypothèse d'une continuité rigoureuse. Elle peut être considérée comme une méthode approchée de calcul des structures dans laquelle les moments dus aux charges verticales d'une part, les raideurs des barres d'autre part sont évalués d'une manière classique, ce qui permet de répartir, proportionnellement aux raideurs des barres un moment égal et opposé à la somme algébrique des moments appliqués aux noeuds, on évite ainsi toute itération.

### I-2.2 Principes et hypothèses .

Les moments de continuité dans les sections des nus d'appui considérés comme dangereuses, sont calculés en ne tenant compte que des travées encadrant cet appui ( $w$  à gauche et  $e$  à droite) et de la résistance des poteaux supérieurs ( $n$ ) et inférieurs ( $s$ ).

On considère des longueurs fictives de travées  $l'w$  et  $l'e$  et des hauteurs fictives de poteaux  $h'n$  et  $h's$  ; ces longueurs sont les distances à l'appui considéré des points de moments nuls des différentes barres. Les moments d'inertie des poutres et des poteaux sont supposés constants et calculés en ne considérant que la section du béton seul. En outre, les noeuds sont supposés indéformables. On ne tient pas compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers et on néglige l'influence des efforts normaux. Les portiques constituant l'ossature sont soumis :

- à leurs poids propre ;
- aux poids propres des planchers qu'ils supportent ;
- aux surcharges transmises par les planchers ;
- aux surcharges d'origine sismique.

Pour chaque élément de portique, la sollicitation qu'il faudra prendre en compte est la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison :

- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges ;
- de la sollicitation d'origine sismique.

### 1. 2.3. Caractéristiques géométriques .

Les caractéristiques géométriques : longueurs et hauteurs fictives, moments d'inertie et raideurs des barres sont calculées

en utilisant les formules données dans l'annexe A du CCB68, et sont données par des tableaux.

### 1.2.3- Moments d'encastrement parfaits .

Les moments d'encastrement sont calculés à l'aide des formules de l'annexe A des règles CCBA68. Ces moments sont donnés sous forme de tableaux pour les différents cas de charges.

### 12.4 Efforts tranchant .

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres (Annexe A15, des règles CCBA68).

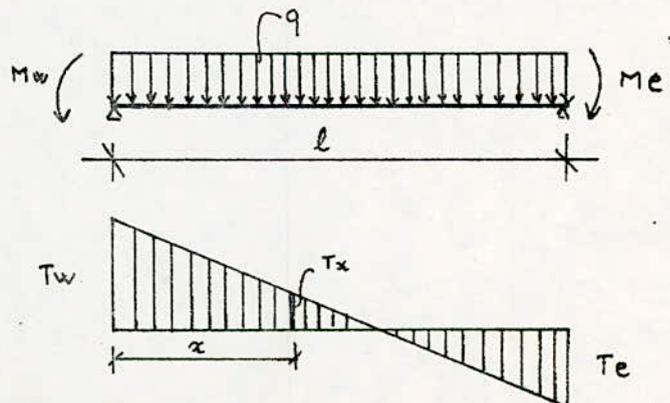
#### \* Efforts tranchants dans les poutres .

En tenant compte de la continuité, l'effort tranchant dans une section d'abscisse  $x$  est donné par :

$$T_x = 0,5 q\ell - qx + (M_w - M_e) / \ell$$

$$T_w = 0,5 q\ell + (M_w - M_e) / \ell$$

$$T_e = -0,5 q\ell + (M_w - M_e) / \ell$$



### 1.2.5 Efforts normaux .

Les efforts normaux dans les poteaux sont donnés par :

$$N_i = R_{gi} + R_{di}$$

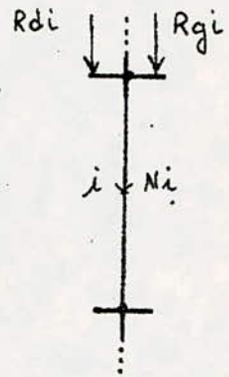
L'effort normal cumulé au niveau  $i$  a pour valeur :

$$N = \sum_l^n N_i + P_p$$

$P_p$  : poids propre des poteaux au dessus du niveau  $i$

$R_{di} = - T_{di}$  effort tranchant de la travée de gauche.

$R_{gi} = T_{gi}$  effort tranchant de la travée de droite.



### Charges et surcharges (t/ml)

PORTIQUE FILE I

NIV	G	P	±SIV
5	0,78	0,06	0,17
4	1,59	0,06	0,17
3	1,61	0,06	0,11
2	1,61	0,06	0,06
1	1,49	—	—

PORTIQUE FILE II

NIV	G	P	±SIV
6	0,94	0,08	0,23
5	1,00	0,19	0,20
4	1,27	0,19	0,17
3	1,27	0,19	0,12
2	1,27	0,19	0,07
1	0,38	—	—

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

PORTIQUE FILE I

NIVEAU	5			4		3,2		1	
NŒUD	1	2	3,4	1	2,3,4	1	2,3,4	1	2,3,4
$l_e$	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90
$l_w$	—	2,90	2,90	—	2,90	—	2,90	—	2,90
$l_n$	—	—	—	2,85	2,85	2,90	2,90	2,90	2,90
$l_s$	2,85	2,85	2,85	2,90	2,90	2,90	2,90	1,30	1,30
I	9	9	9	9	9	9	9	9	9
$l'_e$	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32
$l'_w$	—	2,55	2,32	—	2,32	—	2,32	—	2,32
$l'_n$	—	—	—	2,57	2,57	2,32	2,32	2,32	2,32
$l'_s$	2,56	2,56	2,56	2,32	2,32	2,32	2,32	1,04	1,04
$k_e$	3,88	3,88	3,88	3,81	3,88	3,88	3,88	3,88	3,88
$k_w$	—	3,53	3,88	—	3,88	—	3,88	—	3,88
$k_n$	—	—	—	3,52	3,52	3,88	3,88	3,88	3,88
$k_s$	3,52	3,52	3,52	3,88	3,88	3,88	3,88	8,65	8,65
D	7,08	10,93	11,28	11,28	15,16	11,64	15,52	16,41	20,29

Unités:

I : moment d'inertie en  $10^{-4} \cdot m^4$

l : longueurs en m

k : raideurs en  $10^{-4} \cdot m^3$

D : en  $10^{-4} \cdot m^3$

## MOMENTS D'ENCASTREMENT PARFAITS PORTIQUE I

## CHARGES PERMANENTES "G"

NIVEAU	NOEUD	$q_e$	$q_w$	$M_e^e$	$M_w^e$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
5	1	0,78	-	0,49	-	0,22	-	-	0,22
	2	0,78	0,78	0,49	0,60	0,53	0,56	-	-0,03
	3,4	0,78	0,78	0,49	0,49	0,49	0,49	-	-
4	1	1,59	-	1,01	-	0,66	-	0,32	0,34
	2,3,4	1,59	1,59	1,01	1,01	1,01	1,01	-	-
3,2	1	1,61	-	1,02	-	0,68	-	0,34	0,34
	2,3,4	1,61	1,61	1,02	1,02	1,02	1,02	-	-
1	1	1,45	-	0,92	-	0,70	-	0,22	0,48
	2,3,4	1,45	1,45	0,92	0,92	0,92	0,92	-	-

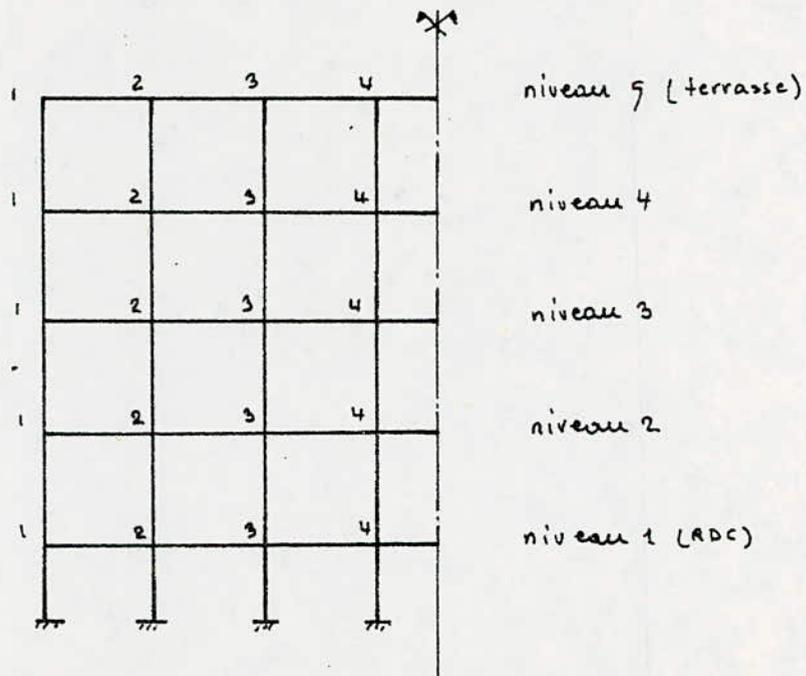
## SURCHARGES D'EXPLOITATION "P"

NIVEAU	NOEUD	$q_e$	$q_w$	$M_e^e$	$M_w^e$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
5	1	0,06	-	0,04	-	0,02	-	-	0,02
	2	0,06	0,06	0,04	0,05	0,04	0,05	-	0,01
	3,4	0,06	0,06	0,04	0,04	0,04	0,04	-	-
4	1	0,06	-	0,04	-	0,03	-	0,02	0,01
	2,3,4	0,06	0,06	0,04	0,04	0,04	0,04	-	-
3,2	1	0,06	-	0,04	-	0,03	-	0,02	0,01
	2,3,4	0,06	0,06	0,04	0,04	0,04	0,04	-	-

PORTIQUE FILE I

SURCHARGES DUE AU SEISME "SIV"

NIV	NOEUD	$q_e$	$q_w$	$M_e$	$M_w$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
5	1	0,17	-	0,11	-	0,05	-	-	0,05
	2	0,17	0,17	0,11	0,13	0,12	0,12	-	-
	3,4	0,17	0,17	0,11	0,11	0,11	0,11	-	-
4	1	0,15	-	0,10	-	0,06	-	0,03	0,03
	2,3,4	0,15	0,15	0,10	0,10	0,10	0,10	-	-
3	1	0,11	-	0,07	-	0,05	-	0,03	0,02
	2,3,4	0,11	0,11	0,07	0,07	0,07	0,07	-	-
2	1	0,06	-	0,04	-	0,03	-	0,02	0,01
	2,3,4	0,06	0,06	0,04	0,04	0,04	0,04	-	-



PORTIQUE LONGITUDINAL I  
EFFORTS TRANCHANTS SOUS "G"

NIV	TRAVÉE	q	Me	Mw	Te	Tw
5	1-2	0,78	0,22	0,56	1,14	1,35
	2-3	0,78	0,53	0,49	1,26	1,24
	3-4 4-5	0,78	0,49	0,49	1,25	1,25
4	1-2	1,59	0,66	1,01	2,43	2,64
	2-3	1,59	1,01	1,01	2,54	2,54
	3-4 4-5	1,59	1,01	1,01	2,54	2,54
3	1-2	1,61	0,68	1,02	2,47	2,68
	2-3	1,61	1,02	1,02	2,58	2,58
	3-4 4-5	1,61	1,02	1,02	2,58	2,58
2	1-2	1,61	0,76	1,02	2,49	2,66
	2-3	1,61	1,02	1,02	2,58	2,58
	3-4 4-5	1,61	1,02	1,02	2,58	2,58
1	1-2	1,45	0,70	0,92	1,40	1,54
	2-3	1,45	0,92	0,92	1,47	1,47
	3-4 4-5	1,45	0,92	0,92	1,47	1,47



PORTIQUE FILE IEFFORTS TRANCHANTS SOUS "P"

NIV	TRAVÉE	q	Me	Mw	Te	Tw
5	1-2	0,06	0,02	0,04	0,09	0,11
	2-3	0,06	0,04	0,04	0,09	0,10
	3-4 4-5	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10
4	1-2	0,06	0,03	0,04	0,09	0,11
	2-3	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10
	3-4 4-5	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10
3	1-2	0,06	0,03	0,04	0,09	0,11
	2-3	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10
	3-4 4-5	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10
2	1-2	0,06	0,04	0,04	0,09	0,11
	2-3	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10
	3-4 4-5	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10

PORTIQUE FILE I

EFFORTS TRANCHANTS SOUS "SIV"

NIV	TRAVEE	q	Me	Mw	Te	Tw
5	1-2	0,17	0,05	0,12	0,25	0,29
	2-3	0,17	0,11	0,11	0,27	0,27
	3-4 4-5	0,17	0,11	0,11	0,27	0,27
4	1-2	0,15	0,06	0,10	0,23	0,25
	2-3	0,15	0,10	0,10	0,24	0,24
	3-4 4-5	0,15	0,10	0,10	0,24	0,24
3	1-2	0,11	0,05	0,07	0,17	0,18
	2-3	0,11	0,07	0,07	0,18	0,18
	3-4 4-5	0,11	0,07	0,07	0,18	0,18
2	1-2	0,06	0,03	0,04	0,09	0,10
	2-3	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10
	3-4 4-5	0,06	0,04	0,04	0,10	0,10

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES PORTIQUE FILE II

Unités: I en  $10^{-4} m^4$  ; l en m ; K et D en  $10^{-4} m^3$

NIV	6	5				4		3 et 2		1	
NOE	1	1	2	3	4	1	2,3,4	1	2,3,4	1	2,3,4
Le	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90
lw	—	—	2,90	2,90	2,90	—	2,90	—	2,90	—	2,90
ln	—	—	—	—	2,40	2,85	2,85	2,90	2,90	2,90	2,90
ls	2,40	2,85	2,85	2,85	2,85	2,90	2,90	2,90	2,90	1,30	1,30
I	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25
le'	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32
lw'	—	—	2,51	2,32	2,32	—	2,32	—	2,32	—	2,32
ln'	—	—	—	—	2,16	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32
ls'	1,92	2,28	2,28	2,28	2,28	2,56	2,56	2,32	2,32	1,04	1,04
Ke	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85
Kw	—	—	4,48	4,85	4,85	—	4,85	—	4,85	—	4,85
Kn	—	—	—	—	521	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85
Ks	5,86	4,93	4,93	4,93	4,93	4,38	4,38	4,85	4,85	10,82	10,82
D	10,71	9,78	14,26	14,63	13,82	14,08	18,93	14,55	13,40	20,52	25,37

## MOMENTS D'ENCASTREMENT PARFAITS "FILE II"

## CHARGES PERMANENTES "G"

NIV	NOE	$q_e$	$q_w$	$M_e'$	$M_w'$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
6	1	0,94	—	0,60	—	0,33	—	—	0,33
5	1	1,00	—	0,63	—	0,32	—	—	0,32
	2	1,00	1,00	0,63	0,74	0,67	0,71	—	-0,04
	3,4	1,00	1,00	0,63	0,63	0,63	0,63	—	—
4	1	1,27	—	0,80	—	0,53	—	0,28	0,25
	2,3,4	1,27	1,27	0,80	0,80	0,80	0,80	—	—
3,2	1	1,27	—	0,80	—	0,54	—	0,27	0,27
	2,3,4	1,27	1,27	0,80	0,80	0,80	0,80	—	—
1	1	0,38	—	0,24	—	0,20	—	0,04	0,16
	2,3,4	0,38	0,38	0,24	0,24	0,24	0,24	—	—

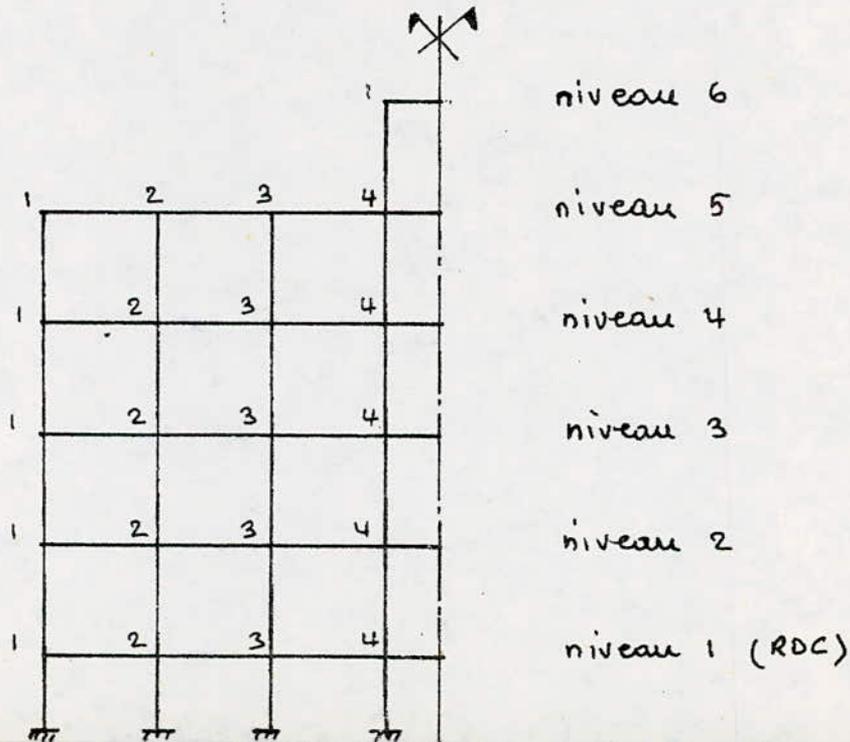
## SURCHARGE D'EXPLOITATION: "P"

NIV	NOE	$q_e$	$q_w$	$M_e'$	$M_w'$	$M_e$	$M_w$	$M_n$	$M_s$
6	1	0,08	—	0,05	—	0,03	—	—	0,03
5	1	0,19	—	0,12	—	0,06	—	—	0,06
	2	0,19	0,19	0,12	0,08	0,11	0,10	—	-0,01
	3,4	0,19	0,19	0,12	0,12	0,12	0,12	—	—
4	1	0,19	—	0,12	—	0,08	—	0,04	0,04
	2,3,4	0,19	0,19	0,12	0,12	0,12	0,12	—	—
3	1	0,19	—	0,12	—	0,08	—	0,04	0,04
	2,3,4	0,19	0,19	0,12	0,12	0,12	0,12	—	—
2	1	0,19	—	0,12	—	0,07	—	0,04	0,03
	2,3,4	0,19	0,19	0,12	0,12	0,12	0,12	—	—

SUITE

## SURCHARGE DUE AU SEISME "SIV"

NIV	NOE	$q_e$	$q_w$	$M_e^l$	$M_w^l$	$M_e$	$M_w$	$\pi_n$	$M_s$
6	1	0,23	—	0,15	—	0,08	—	—	0,08
5	1	0,20	—	0,13	—	0,06	—	—	0,06
	2	0,20	0,20	0,13	0,14	0,14	0,15	—	-0,01
	3,4	0,20	0,20	0,13	0,13	0,13	0,13	—	—
4	1	0,17	—	0,11	—	0,07	—	0,03	0,04
	2,3,4	0,17	0,17	0,11	0,11	0,11	0,11	—	—
3	1	0,12	—	0,08	—	0,05	—	0,02	0,03
	2,3,4	0,12	0,12	0,08	0,08	0,08	0,08	—	—
2	1	0,07	—	0,04	—	0,03	—	0,02	0,01
	2,3,4	0,07	0,07	0,04	0,04	0,04	0,04	—	—



PORTIQUE FILE II

EFFORTS TRANCHANTS SOUS "G"

NIV	TRAVEE	q	Me	Mw	Te	Tw
6	1-2	0,94	0,33	0,33	1,50	1,50
5	1-2	1,00	0,32	0,71	1,64	1,88
	2-3	1,00	0,67	0,63	1,77	1,76
	3-4 4-5	1,00	0,63	0,63	1,76	1,76
4	1-2	1,27	0,53	0,80	1,95	2,12
	2-3	1,27	0,80	0,80	2,03	2,03
	3-4 4-5	1,27	0,80	0,80	2,03	2,03
3	1-2	1,27	0,54	0,80	1,95	2,11
	2-3	1,27	0,80	0,80	2,03	2,03
	3-4 4-5	1,27	0,80	0,80	2,03	2,03
2	1-2	1,27	0,54	0,80	1,95	2,11
	2-3	1,27	0,80	0,80	2,03	2,03
	3-4 4-5	1,27	0,80	0,80	2,03	2,03
1	1-2	0,38	0,20	0,24	0,60	0,62
	2-3	0,38	0,24	0,24	0,61	0,61
	3-4 4-5	0,38	0,24	0,24	0,61	0,61

PORTIQUE FILE IIEFFORTS TRANCHANTS SOUS "P"

NIV	TRAVÉE	q	Me	Mw	Te	Tw
6	1-2	0,08	0,03	0,03	0,13	0,13
5	1-2	0,19	0,06	0,10	0,29	0,32
	2-3	0,19	0,11	0,12	0,30	0,31
	3-4 4-5	0,19	0,12	0,12	0,30	0,30
4	1-2	0,19	0,08	0,12	0,29	0,32
	2-3	0,13	0,12	0,12	0,30	0,30
	3-4 4-5	0,19	0,12	0,12	0,30	0,30
3	1-2	0,19	0,08	0,12	0,29	0,32
	2-3	0,19	0,12	0,12	0,30	0,30
	3-4 4-5	0,19	0,12	0,12	0,30	0,32
2	1-2	0,09	0,07	0,12	0,29	0,32
	2-3	0,19	0,12	0,12	0,32	0,32
	3-4 4-5	0,19	0,12	0,12	0,32	0,32

PORTIQUE FILE IIEFFORTS TRANCHANTS SOUS "SIV"

NIV	TRAVEE	q	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
6	1-2	0,23	0,08	0,08	0,37	0,37
5	1-2	0,20	0,06	0,15	0,29	0,35
	2-3	0,20	0,14	0,13	0,32	0,31
	3-4 4-5	0,20	0,13	0,13	0,32	0,32
4	1-2	0,17	0,07	0,11	0,26	0,28
	2-3	0,17	0,11	0,11	0,27	0,27
	3-4 4-5	0,17	0,11	0,11	0,27	0,27
3	1-2	0,12	0,05	0,08	0,18	0,20
	2-3	0,12	0,08	0,08	0,19	0,19
	3-4 4-5	0,12	0,08	0,08	0,19	0,19
2	1-2	0,07	0,03	0,04	0,10	0,11
	2-3	0,07	0,04	0,04	0,11	0,11
	3-4 4-5	0,07	0,04	0,04	0,11	0,11

## II. PORTIQUE TRANSVERSAL FILE D .

### II.1- Description du portique :

Le portique transversal étant porteur, la largeur qui lui revient est 1,60m pour le dernier niveau (terrasse inaccessible) et 3,20m pour les autres niveaux. Les caractéristiques géométriques, les charges et les surcharges sont données sur le schéma du portique.

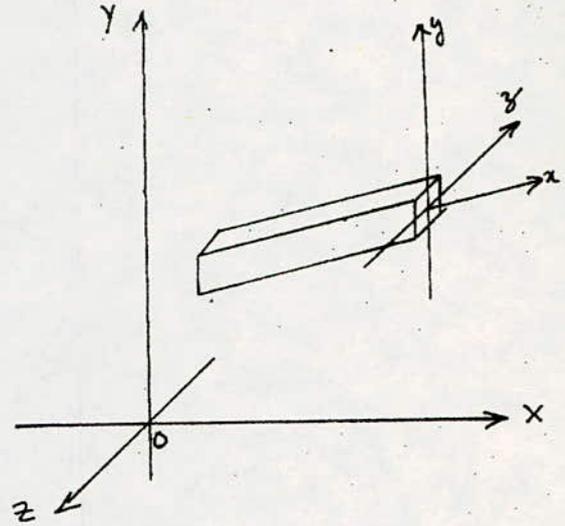
### II.2- Méthode de calcul.

Le calcul des efforts se fera sur ordinateur, à l'aide du programme STRESS qui donne comme résultats ; les efforts (M,N;T) dans les barres, les déplacements et rotations des noeuds et enfin les réactions d'appuis.

### III.3- Description générale du programme .

Les structures calculables par STRESS sont constituées de barres joignant des noeuds dont certains sont en liaison avec un milieu extérieur. Le tout est repéré dans un trièdre orthonormé (O,X,Y,Z). Toute grandeur géométrique ou physique liée au noeud sera repéré par rapport à ce système d'axe dite système global et à chaque barre est liée à un système dite local dont l'axe X est la ligne moyenne, orientée à l'aide de l'ordre MEMBER INCIDENCE (Voir schéma ci-dessous).

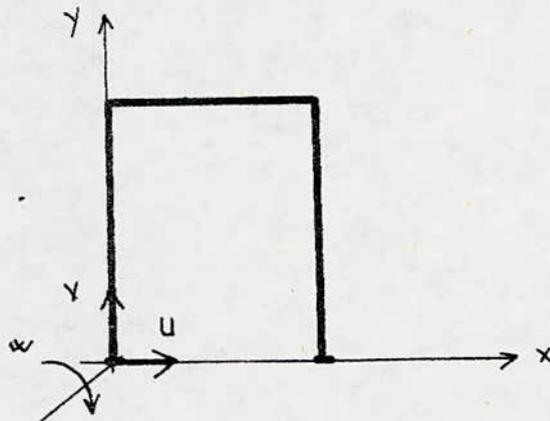
La position de la ligne moyenne d'une barre est déterminée dans le système global par la donnée des coordonnées de ses extrémités à l'aide de l'ordre **JOINT COORDINATE**, dont l'ordre fixe l'orientation positive  $x$ .



Le programme **STRESS**, basé sur la théorie des matrices de rigidités, fait une mise en équation complète du système à étudier en prenant comme inconnues les déplacements et rotations des noeuds. Ce nombre d'inconnues par noeud varie de 2 à 6 suivant le nombre de degrés de liberté de la structure. Notre portique présente 3 degrés de liberté (3 inconnues).

- 2 déplacements proportionnels aux vecteurs unitaires  $U$  et  $V$ .

- 1 rotation proportionnelle au vecteur unitaire  $W$ .



#### II-4- Nature des ordres .

##### 1/- Ordre de description générale.

La nature des ordres utilisés sont les suivantes :

- STRUCTURE PORTIQUE FILE D.
- TYPE PLANE FRAME pour les structures planes.
- NUMBER OF JOINTS n1.
- NUMBER OF SUPPORTS n2.
- NUMBER OF MEMBERS n3.
- NUMBER OF LOADING n4.

Où :

n1=29 : nombre de noeuds numérotés de 1 à n1=29, successivement (sans trous dans la numérotation).

n2=3 : nombre de noeuds parmi les n1 qui sont en liaison avec le milieu extérieur.

n3=37 : nombre de barres numérotées de 1 à n3, successivement (sans trous dans la numérotation).

n4=11 : nombre de cas de charge et éventuellement les combinaisons des cas de charges.

### 2/ Ordres de description géométrique et physique.

Le repérage des noeuds par rapport au système global est défini par JOINT COORDINATE. Le repérage des barres utilise l'ordre MEMBER INCIDENCE.

L'aires et moments d'inertie des sections des barres, on utilise l'ordre MEMBER PROPERTIES PRISMATIC.

Le module de déformation instantanée  $E=3450\ 000\ T/m^2$  est défini par l'ordre CONSTANTS.

### 3/ Ordre de description des charges .

Pour les cas de charge, on utilise l'ordre LOADING :

- charges sur les noeuds JOINT LOADS
- charges sur les barres MEMBER LOADS

### 4/ Notations particulières .

La combinaison  $G+1,2P$  est notée par LOADING 7

De même :

$$G+P+\overrightarrow{SIH}+SIV\downarrow = \text{LOADING 8}$$

$$G+P+\overleftarrow{SIH}+SIV\downarrow = \text{LOADING 9}$$

$$G+P/5+\overrightarrow{SIH}/SIV\uparrow = \text{LOADING 10}$$

$$G+P/5+\overleftarrow{SIH}+SIV\uparrow = \text{LOADING 11.}$$

Le programme appelle :

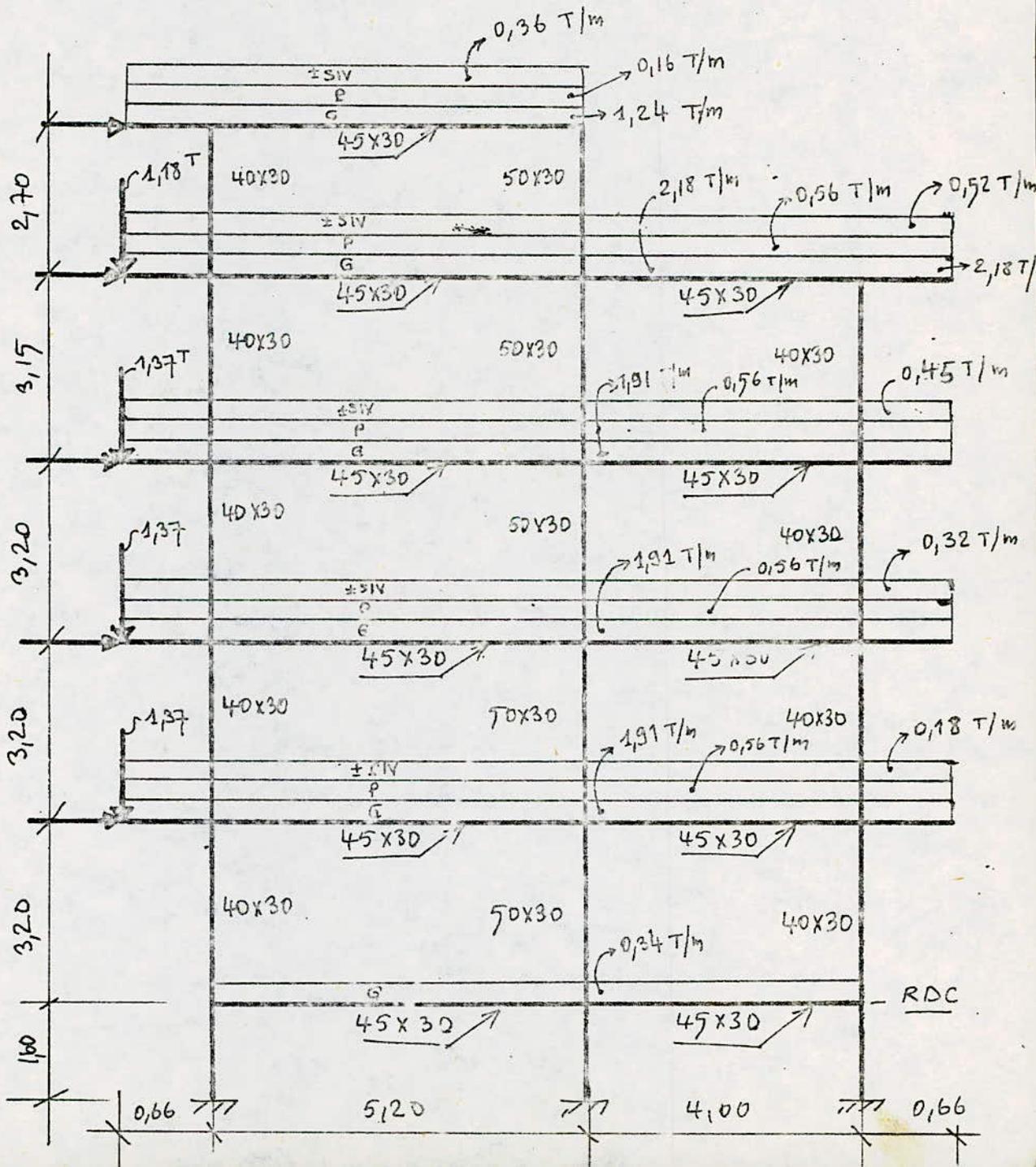
AXIALE FORCE : L'effort normal ;

SHEARE FORCE : l'effort tranchant ;

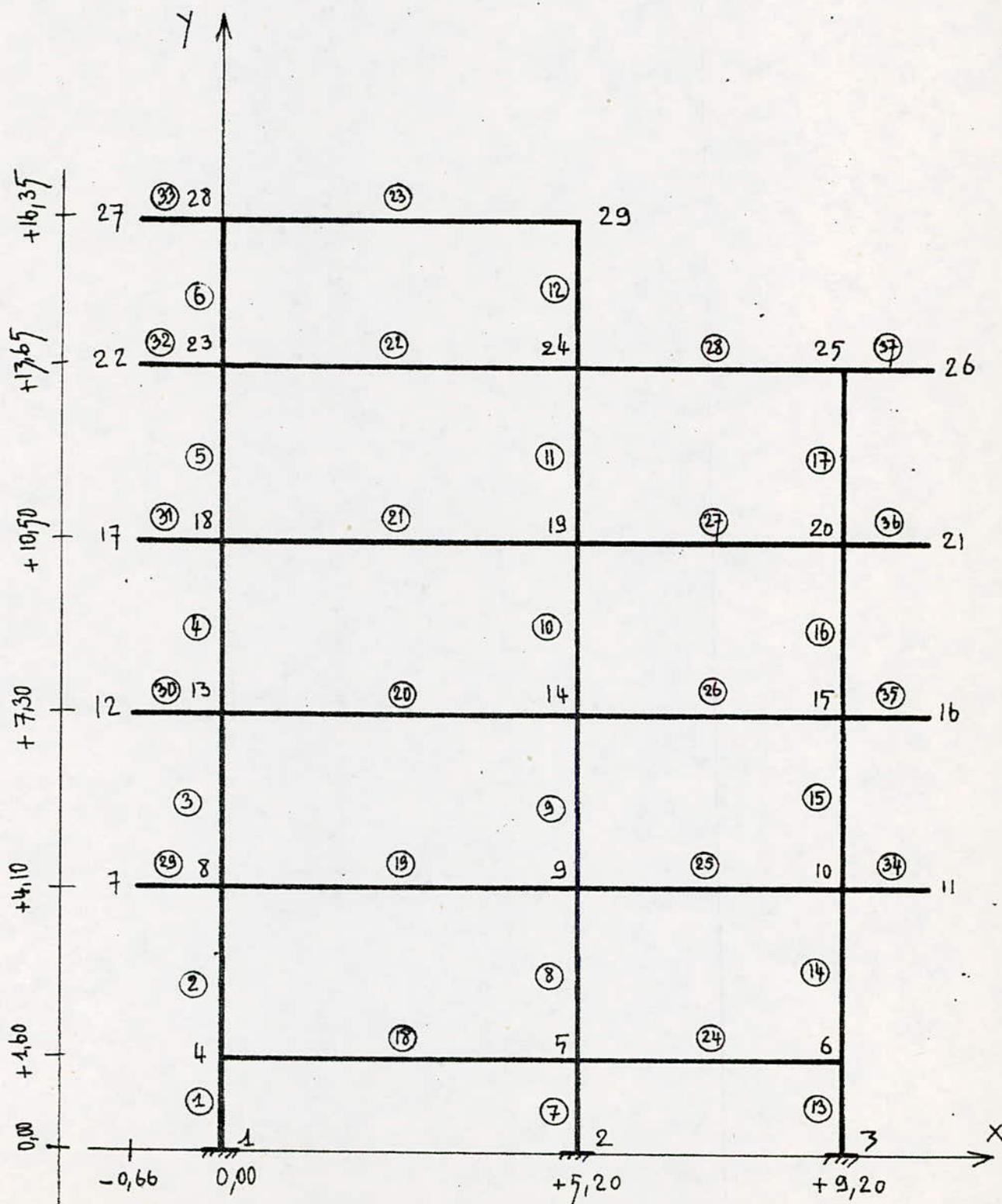
MOMENT : moment de flexion ;

Dans ce qui suivra, nous donnerons ; les numerotations des nœuds du portique transversal et joignons les resultats sur listing.

CARACT.GEO . , CHARGES ET SURCHARGES



NUMEROTATION DES NOEUDS ET DES BARRES  
PORTIQUE FILED.



STRUCTURE PORTIQUE D  
TYPE PLANE FRAME  
NUMBER OF JOINT 29  
NUMBER OF MEMBER 37  
NUMBER OF SUPPORT 3  
NUMBER OF LOADING 11  
JOINT COORDINATE

1 0. 0. S  
2 5.20 0. S  
3 9.2 0. S  
4 0. 1.60  
5 5.20 1.60  
6 9.20 1.60  
7 -0.86 4.8  
8 0. 4.8  
9 5.2 4.8  
10 9.20 4.8  
11 10.06 4.8  
12 0.86 8.  
13 0. 8.  
14 5.2 8.  
15 9.2 8.  
16 10.06 8.  
17 -0.86 11.2  
18 0. 11.2  
19 5.2 11.2  
20 9.2 11.2  
21 10.06 11.2  
22 -0.86 14.35  
23 0. 14.35  
24 5.2 14.35  
25 9.2 14.35  
26 10.06 14.35  
27 -0.86 17.05  
28 0. 17.05  
29 5.2 17.05

MEMBER INCIDENCE

1 1 4  
2 4 8  
3 8 13  
4 13 18  
5 18 23  
6 23 28  
7 2 5  
8 5 9  
9 9 14  
10 14 19  
11 19 24  
12 24 29  
13 3 6  
14 6 10  
15 10 15  
16 15 20  
17 20 25  
18 7 8  
19 12 13  
20 17 18  
21 22 23

22 27 28  
 23 4 5  
 24 8 9  
 25 13 14  
 26 18 19  
 27 23 24  
 28 28 29  
 29 5 6  
 30 9 10  
 31 14 15  
 32 19 20  
 33 24 25  
 34 10 11  
 35 15 16  
 36 20 21  
 37 25 26

## MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 6 AX 0.12 IZ 0.0016  
 7 THRU 12 AX 0.15 IZ 0.003125  
 13 THRU 17 AX 0.12 IZ 0.0016  
 18 THRU 37 AX 0.135 IZ 0.002278  
 CONSTANT E 3450000. ALL

## TABULATE ALL

## LOADING 1 G

## MEMBER LOAD

22 FORCE Y UNIF -1.24  
 28 FORCE Y UNIF -1.24  
 21 FORCE Y UNIF -2.18  
 27 FORCE Y UNIF -2.18  
 33 FORCE Y UNIF -2.18  
 37 FORCE Y UNIF -2.18  
 20 FORCE Y UNIF -1.91  
 26 FORCE Y UNIF -1.91  
 32 FORCE Y UNIF -1.91  
 36 FORCE Y UNIF -1.91  
 19 FORCE Y UNIF -1.91  
 25 FORCE Y UNIF -1.91  
 31 FORCE Y UNIF -1.91  
 35 FORCE Y UNIF -1.91  
 18 FORCE Y UNIF -1.91  
 24 FORCE Y UNIF -1.91  
 30 FORCE Y UNIF -1.91  
 34 FORCE Y UNIF -1.91  
 23 FORCE Y UNIF -0.34  
 29 FORCE Y UNIF -0.34

## JOINT LOAD

22 FORCE Y -1.18  
 17 FORCE Y -1.37  
 12 FORCE Y -1.37  
 7 FORCE Y -1.37

## LOADING 2 P

## MEMBER LOAD

22 FORCE Y UNIF -0.16  
 28 FORCE Y UNIF -0.16  
 21 FORCE Y UNIF -0.56  
 27 FORCE Y UNIF -0.56  
 33 FORCE Y UNIF -0.56  
 37 FORCE Y UNIF -0.56  
 20 FORCE Y UNIF -0.56

26 FORCE Y UNIF -0.56  
 32 FORCE Y UNIF -0.56  
 36 FORCE Y UNIF -0.56  
 19 FORCE Y UNIF -0.56  
 25 FORCE Y UNIF -0.56  
 31 FORCE Y UNIF -0.56  
 35 FORCE Y UNIF -0.56  
 18 FORCE Y UNIF -0.56  
 24 FORCE Y UNIF -0.56  
 30 FORCE Y UNIF -0.56  
 34 FORCE Y UNIF -0.56

LOADING 3 S IV

MEMBER LOAD

22 FORCE Y UNIF 0.36  
 28 FORCE Y UNIF 0.36  
 21 FORCE Y UNIF 0.52  
 27 FORCE Y UNIF 0.52  
 33 FORCE Y UNIF 0.52  
 37 FORCE Y UNIF 0.52  
 20 FORCE Y UNIF 0.45  
 26 FORCE Y UNIF 0.45  
 32 FORCE Y UNIF 0.45  
 36 FORCE Y UNIF 0.45  
 19 FORCE Y UNIF 0.32  
 25 FORCE Y UNIF 0.32  
 31 FORCE Y UNIF 0.32  
 35 FORCE Y UNIF 0.32  
 18 FORCE Y UNIF 0.18  
 24 FORCE Y UNIF 0.18  
 30 FORCE Y UNIF 0.18  
 34 FORCE Y UNIF 0.18

LOADING 4 S IV

MEMBER LOAD

22 FORCE Y UNIF 0.36  
 28 FORCE Y UNIF 0.36  
 21 FORCE Y UNIF 0.52  
 27 FORCE Y UNIF 0.52  
 33 FORCE Y UNIF 0.52  
 37 FORCE Y UNIF 0.52  
 20 FORCE Y UNIF 0.45  
 26 FORCE Y UNIF 0.45  
 32 FORCE Y UNIF 0.45  
 36 FORCE Y UNIF 0.45  
 19 FORCE Y UNIF 0.32  
 25 FORCE Y UNIF 0.32  
 31 FORCE Y UNIF 0.32  
 35 FORCE Y UNIF 0.32  
 18 FORCE Y UNIF 0.18  
 24 FORCE Y UNIF 0.18  
 30 FORCE Y UNIF 0.18  
 34 FORCE Y UNIF 0.18

LOADING 5 S IH

JOINT LOAD

27 FORCE X 2.045  
 22 FORCE X 4.65  
 17 FORCE X 4.04  
 12 FORCE X 2.81  
 7 FORCE X 1.60

LOADING 6 S IH

## JOINT LOAD

29 FORCE X =2.045

26 FORCE X =4.65

21 FORCE X =4.04

16 FORCE X =2.81

11 FORCE X =1.60

## LOADING 7

COMBINE 1 1. 2 1.2

LOADING 8 G+P+SIH+SIV

COMBINE 1 1. 2 1. 5 1. 4 1.

LOADING 9 G+P+SIH+SIV

COMBINE 1 1. 2 1. 6 1. 4 1.

LOADING 10 G+P/5+SI++SIV

COMBINE 1 1. 2 0.2 5 1. 3 1.

LOADING 11 G+P/5+SI++SIV

COMBINE 1 1. 2 0.2 5 1. 3 1.

## SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

### III. SUPERPOSITION DES EFFORTS .

Les sollicitations totales pondérées de service et de vérification prises en compte sont les suivantes :

\* Sollicitations du premier genre (SP1).

$$(G) + 1,2 (P)$$

\* Sollicitations du deuxième genre (SP2).

$$(G) + (P) + (SV).$$

Les forces sismiques peuvent avoir en tous points de la construction une direction quelconque, mais par mesure de simplification, on peut se contenter d'envisager simultanément les effets d'une composante horizontale (SIH) et ceux d'une composante verticale (SIV).

- La composante horizontale (SIH) peut agir de gauche à droite (SIH) ou de droite à gauche (SIH);

- La composante verticale (SIV) peut être ascendante (SIV↑) ou descendante (SIV↓).

Donc, les sollicitations les plus défavorables servant à la vérification de la sécurité du bâtiment sous l'effet d'une augmentation des surcharges sont les suivantes :

$$(G) + (P) + (\overrightarrow{SIH}) + (SIV \downarrow)$$

$$(G) + (P) + (\overleftarrow{SIH}) + (SIV \downarrow)$$

$$(G) + (P/5) + (\overrightarrow{SIH}) + (SIV \uparrow)$$

$$(G) + (P/5) + (\overleftarrow{SIH}) + (SIV \uparrow)$$

III.1 POUTRES .III.1. Moments en travées et aux appuis des poutres.

Conformément à l'annexe A12 des règles CCBA68, pour déterminer les moments en travées, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée  $l$  avec les charges permanente puis avec les charges permanente et les surcharges pondérées. Enfin, on prendra comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimum en valeur absolue ;

- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximums en valeur absolue.

NOTATIONS .

$M_a (G)$  : moment à l'appui sous (G)

$M_a (P)$  : moment à l'appui sous (P)

$M_a (SIH)$  : moment à l'appui sous (SIH)

$M_a (SIV)$  : moment à l'appui sous (SIV)

$M_{ad}$  et  $M_{ag}$  : respectivement moments à droite de l'appui et à gauche de l'appui.

a/ Moments aux appuis des poutres .

$$M_a (G+1, 2P) = M_a (G) + 1,2 M_a (P)$$

$$M_a (G+P+SIH+SIV) = M_a(G) + M_a(P) + M_a(SIH) + M_a(SIV).$$

$$M_a (G+P/5+SIH-SIV) = M_a(G) + \frac{M_a(P)}{5} + M_a(SIH) - M_a(SIV).$$

b/ Moments isostatiques .

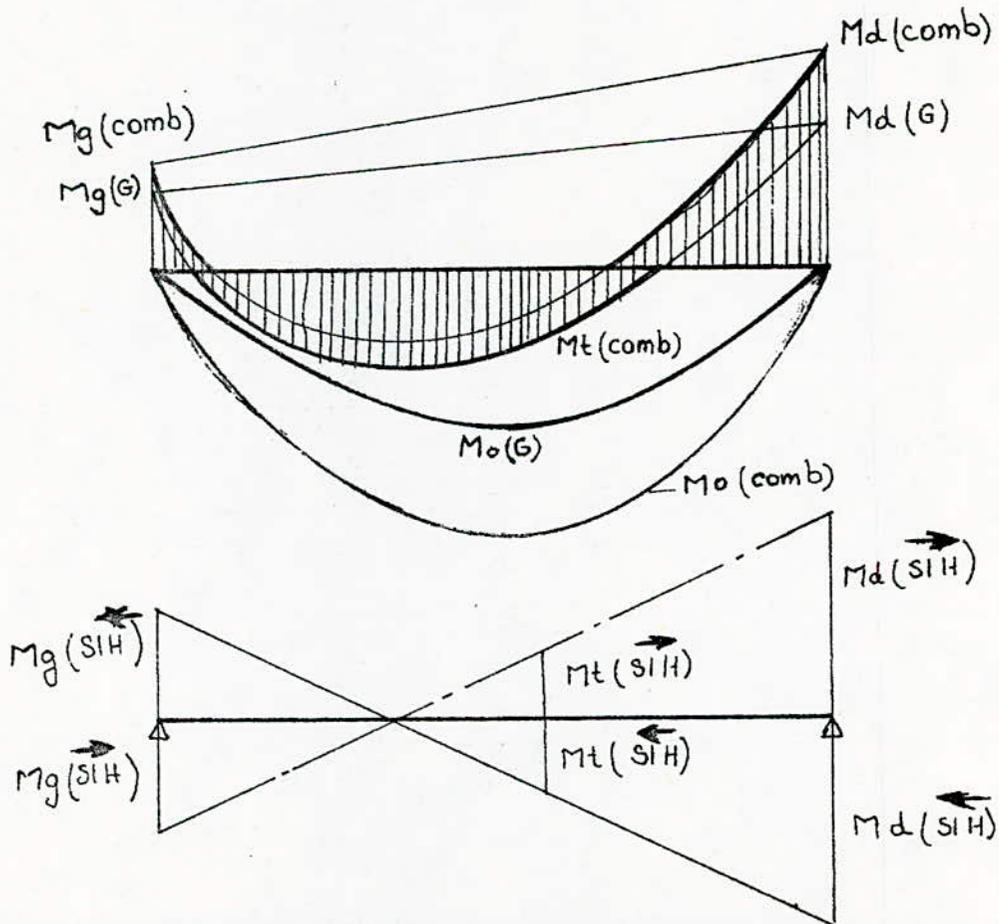
$$M_o(G+1, 2P) = q(G+1, 2P) \cdot l^2 / 8$$

$$M_o(G+P+SIH+SIV) = q(G+P+SIV) \cdot l^2 / 8$$

$$M_o(G+P/5+SIH-SIV) = q(G+P/5-SIV) \cdot l^2 / 8$$

$l$ : portée de la travée indépendante

$q$ : charge uniformément répartie par unité de longueur



c) Moments en travées .

On pose  $q_0 = q(G+1, 2P)$  ;  $q_1 = q(G+P+SIV)$  ;  $q_2 = q(G+P/5-SIV)$

$$M_t(G+1, 2P) = Mo(q_0) - (Mag(G) + Mad(G))/2$$

$$M_t(G+P+SIH+SIV) = Mo(q_1) + M_t(SIH) - (Mag(G) + Mad(G))/2$$

$$M_t(G+P/5+SIH-SIV) = Mo(q_2) + M_t(SIH) - (Mag(G) + Mad(G))/2$$

d) Efforts tranchants .

$$T(G+1, 2P) = T(G) + 1, 2T(P)$$

$$T(G+P+SIH+SIV) = T(G) + T(P) + T(SIH) + T(SIV)$$

$$T(G+P/5+SIH-SIV) = T(G) + T(P)/5 + T(SIH) - (SIV).$$

PORTIQUE FILE ISUPERPOSITION DES EFFORTS (M; T) DANSLES POUTRES SOUS G + 1,2 P

NIV	TRAVEE	q <sub>0</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
5	1-2	0,85	1,09	-0,24	0,70	-0,62	1,25	-1,48
	2-3	0,85	1,09	-0,58	0,58	-0,54	1,37	-1,36
	3-4 4-5	0,85	1,09	-0,54	0,60	-0,54	1,37	-1,37
4	1-2	1,66	2,13	-0,70	1,29	-1,06	2,54	-2,77
	2-3	1,66	2,13	-1,06	1,12	-1,06	2,66	-2,66
	3-4 4-5	1,66	2,13	-1,06	1,12	-1,06	2,66	-2,66
3	1-2	1,68	2,15	-0,72	1,30	-1,07	2,58	-2,81
	2-3	1,68	2,15	-1,07	1,13	-1,07	2,70	-2,70
	3-4 4-5	1,68	2,15	-1,07	1,13	-1,07	2,70	-2,70
2	1-2	1,68	2,15	-0,72	1,30	-1,07	2,60	-2,79
	2-3	1,68	2,15	-1,07	1,13	-1,07	2,70	-2,70
	3-4 4-5	1,68	2,15	-1,07	1,13	-1,07	2,70	-2,70
1	1-2	1,45	1,86	-0,70	1,05	-0,92	1,40	-1,54
	2-3	1,45	1,86	-0,92	0,94	-0,92	1,47	-1,47
	3-4 4-5	1,45	1,86	-0,92	0,94	-0,92	1,47	-1,47

PORTIQUE FILE I

SUPERPOSITION DES EFFORTS (M/T) DANS  
LES POUTRES SOUS  $G+P+\vec{S}IH + SIV \downarrow$

NIV	TRAVEE	$q_0$	$M_0$	$M_e$	$M_t$	$M_w$	$T_e$	$T_w$
5	1-2	1,01	1,29	2,45	1,42	-2,44	2,87	-3,14
	2-3	1,01	1,29	1,02	0,78	-2,35	2,69	-2,68
	3-4 4-5	1,01	1,29	1,02	0,80	-2,35	2,69	-2,69
4	1-2	1,80	2,30	0,72	2,64	-5,06	5,93	-6,18
	2-3	1,80	2,30	0,69	1,29	-2,99	5,32	-5,32
	3-4 4-5	1,80	2,30	0,69	1,29	-2,99	5,32	-5,32
3	1-2	1,78	2,28	8,24	3,12	-6,76	6,25	-6,49
	2-3	1,78	2,28	4,50	1,26	-6,76	6,38	-6,38
	3-4 4-5	1,78	2,28	4,50	1,26	-6,76	6,38	-6,38
2	1-2	1,73	2,21	10,03	3,38	-7,83	8,14	-8,34
	2-3	1,73	2,21	5,63	1,19	-7,83	6,99	-6,99
	3-4 4-5	1,73	2,21	5,63	1,19	-7,83	6,99	-6,99
1	1-2	1,45	1,86	7,73	2,63	-6,19	5,68	-5,82
	2-3	1,45	1,86	4,35	0,94	-6,19	4,76	-4,76
	3-4 4-5	1,45	1,86	4,35	0,94	-6,19	4,76	-4,76

PORTIQUE FILE I

SUPERPOSITION DES EFFORTS (M; T) DANS LES  
POUTRE SOUS  $G + P/5 + S_{IH} + S_{IV} \uparrow$

NIV	TRAVÉE	$q_0$	$M_0$	$M_e$	$M_t$	$M_w$	$T_e$	$T_w$
5	1-2	0,62	0,80	2,57	0,92	-2,16	2,30	-2,47
	2-3	0,62	0,80	1,29	0,29	-2,10	2,08	-2,06
	3-4 4-5	0,62	0,80	1,29	0,31	-2,10	2,08	-2,07
4	1-2	1,45	1,86	5,64	2,19	-4,83	6,39	-4,76
	2-3	1,45	1,86	2,99	0,85	-4,83	4,76	-4,76
	3-4 4-5	1,45	1,86	2,99	0,85	-4,83	4,76	-4,76
3	1-2	1,51	1,94	8,36	2,77	-6,58	6,89	-7,09
	2-3	1,51	1,94	4,67	0,92	-6,58	5,94	-5,94
	3-4 4-5	1,51	1,94	4,67	0,92	-6,58	5,94	-5,94
2	1-2	1,56	2,00	10,11	3,17	-7,72	7,89	-8,05
	2-3	1,56	2,00	5,74	0,98	-7,72	6,71	-5,79
	3-4 4-5	1,56	2,00	5,74	0,98	-7,72	6,71	-5,79
1	1-2	1,45	1,86	7,73	2,63	-6,19	1,40	-1,54
	2-3	1,45	1,86	4,35	0,94	-6,19	1,47	-1,47
	3-4 4-5	1,45	1,86	4,35	0,94	-6,19	1,47	-1,47

PORTIQUE FILE II

SUPERPOSITION DES EFFORTS (M, T) DANS

LES POUTRES SOUS G+1,2 P

NIV	TRAVEE	q <sub>0</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
6	1-2	1,04	1,33	-0,37	1,00	-0,37	1,66	-1,66
5	1-2	1,23	1,57	-0,39	1,06	-0,83	1,99	-2,26
	2-3	1,23	1,57	-0,80	0,92	-0,77	2,13	-2,13
	3-4 4-5	1,23	1,57	-0,77	0,94	-0,77	2,12	-2,12
4	1-2	1,50	1,92	-0,63	1,25	-0,94	2,30	-2,50
	2-3	1,50	1,92	-0,94	1,12	-0,94	2,39	-2,39
	3-4 4-5	1,50	1,92	-0,94	1,12	-0,94	2,39	-2,39
3	1-2	1,50	1,92	-0,64	1,25	-0,94	2,30	-2,49
	2-3	1,50	1,92	-0,94	1,12	-0,94	2,39	-2,39
	3-4 4-5	1,50	1,92	-0,94	1,12	-0,94	2,39	-2,39
2	1-2	1,50	1,92	-0,62	1,25	-0,94	2,30	-2,49
	2-3	1,50	1,92	-0,94	1,12	-0,94	2,41	2,41
	3-4 4-5	1,50	1,92	-0,94	1,12	-0,94	2,41	2,41
1	1-2	0,38	0,49	-0,20	0,27	-0,24	0,60	-0,62
	2-3	0,38	0,49	-0,24	0,25	-0,24	0,61	-0,61
	3-4 4-5	0,38	0,49	-0,24	0,25	-0,24	0,61	-0,61

PORTIQUE FILE II

SUPERPOSITION DES EFFORTS (M; T) DANS  
LES POUTRES SOUS  $G + P + \vec{S}_H + S_V \downarrow$

NIV	TRAVEE	$q_0$	$M_0$	$M_e$	$M_t$	$M_w$	$T_e$	$T_x$
6	1-2	1,25	1,60	1,76	1,27	-2,64	3,38	-3,38
5	1-2	1,39	1,78	3,16	1,94	-3,21	4,05	-4,38
	2-3	1,39	1,78	1,33	1,13	-3,13	3,80	-3,79
	3-4	1,39	1,78	1,37	1,15	-3,73	3,97	-3,97
	4-5	1,39	1,78	1,97	1,15	-3,73	4,16	-4,16
4	1-2	1,63	2,09	7,57	2,97	-6,19	6,69	-6,91
	2-3	1,63	2,09	4,13	1,29	-6,19	5,83	-5,83
	3-4	1,63	2,09	4,13	1,29	-6,19	5,83	-5,83
	4-5	1,63	2,09	4,13	1,29	-6,19	5,83	-5,83
3	1-2	1,58	2,02	11,02	3,54	-8,31	8,36	-8,57
	2-3	1,58	2,02	6,31	1,22	-8,31	7,09	-7,09
	3-4	1,58	2,02	6,31	1,22	-8,31	7,09	-7,09
	4-5	1,58	2,02	6,31	1,22	-8,31	7,09	-7,09
2	1-2	1,53	1,96	14,07	4,05	-10,16	9,81	10,01
	2-3	1,53	1,96	8,24	1,16	-10,16	8,21	-8,21
	3-4	1,53	1,96	8,24	1,16	-10,16	8,21	-8,21
	4-5	1,53	1,96	8,24	1,16	-10,16	8,21	-8,21
1	1-2	0,38	0,49	10,73	2,33	-7,07	6,15	-6,17
	2-3	0,38	0,49	6,59	0,25	-7,07	4,88	-4,88
	3-4	0,38	0,49	6,59	0,25	-7,07	4,88	-4,88
	4-5	0,38	0,49	6,59	0,25	-7,07	4,88	-4,88

PORTIQUE FILE II

SUPERPOSITION DES EFFORTS (M; T) DANS  
LES POUTRES SOUS G + P/5 +  $\vec{S}_{IH}$  +  $\vec{S}_{IV}$  ↑

NIV	TRAVÉE	Q <sub>0</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>
6	1-2	0,73	0,93	1,94	0,60	-2,46	2,90	-0,15
5	1-2	0,84	1,07	3,33	1,91	-2,83	3,53	-0,23
	2-3	0,84	1,07	1,70	0,42	-2,75	2,79	0,11
	3-4	0,84	1,07	1,47	0,44	-3,63	3,09	0,10
	4-5	0,84	1,07	2,06	0,44	-3,63	3,28	0,28
4	1-2	1,14	1,46	7,77	2,34	-5,87	5,94	-2,29
	2-3	1,14	1,46	4,45	0,66	-5,87	5,06	-1,36
	3-4	1,14	1,46	4,45	0,66	-5,87	5,00	-1,41
	4-5	1,14	1,46	4,45	0,66	-5,87	5,00	-1,41
3	1-2	1,19	1,52	11,18	3,04	-8,05	7,77	-4,03
	2-3	1,19	1,52	6,57	0,72	-8,05	6,47	-2,67
	3-4	1,19	1,52	6,57	0,72	-8,05	6,47	-2,67
	4-5	1,19	1,52	6,57	0,72	-8,05	6,47	-2,67
2	1-2	1,20	1,54	14,19	3,63	-9,98	11,33	-5,41
	2-3	1,20	1,54	8,41	0,74	-9,98	7,73	-3,57
	3-4	1,20	1,54	8,41	0,74	-9,98	7,73	-3,57
	4-5	1,20	1,54	8,41	0,74	-9,98	7,73	-3,57
1	1-2	0,38	0,49	10,73		-7,07	6,15	-4,93
	2-3	0,38	0,49	6,59		-7,07	4,88	-3,66
	3-4	0,38	0,49	6,59		-7,07	4,88	-3,66
	4-5	0,38	0,49	6,59		-7,07	4,88	-3,66

III-2 POTEAUX .1/ EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX .

Il convient de rechercher l'effort normal minimal pour le calcul des armatures tendues, et l'effort normal maximal par le calcul du béton comprimé et éventuellement les armatures tendues.

L'effort normal minimal correspondant aux :

- charges permanentes
- 1/5 des surcharges d'exploitation
- composante verticale ascendante
- moment de renversement déchargeant le poteau.

L'effort normal maximal correspondant aux :

- charges permanentes
- totalité des surcharges d'exploitation
- composante verticale descendante
- moment de renversement surchargeant le poteau.

Les efforts normaux sont calculés à partir des efforts tranchants des poutres à gauche et à droite du poteau considéré et ceci dans les deux sens, sens longitudinal et transversal.

On se limitera qu'aux calculs des poteaux des files III, II, et I,

des forces horizontales d'origine sismique ( $\overleftarrow{S_{IH}}$ ) sens longitudinal et ( $\overrightarrow{S_{IH}}$ ) sens transversal, agissent pas simultanément, il en est de même des effets normaux produits par ces forces.

des efforts normaux à prendre en considération sont les suivants:

\* Sens longitudinal L

- pour SP1

$$N = N_L(G + 1,2P) + N_T(G + 1,2P) + P_p$$

- pour SP2

$$N_{max} = N_L(G + P + \overleftarrow{S_{IH}} + S_{IV} \downarrow) + N_T(G + P + S_{IV} \downarrow) + P_p$$

$$N_{min} = N_L(G + P/5 + \overrightarrow{S_{IH}} + S_{IV} \uparrow) + N_T(G + P/5 + S_{IV} \uparrow) + P_p$$

\* Sens transversal T

- pour SP1

$$N = N_T(G + 1,2P) + N_T(G + 1,2P) + P_p.$$

- Sous SP2

$$N_{max} = N_T (G+P+SIH+SIV) + N_L (G+P+SIV) + PP$$

$$N_{min} = N_T (G+P/5+SIH+SIV) + N_L (G+P/5+SIV) + PP$$

## 2. MOMENTS DANS LES POTEAUX .

Les moments dans les poteaux dûs aux charges verticales sont négligeables dans le sens longitudinal, du fait que les portiques longitudinaux sont non-porteurs.

Seule la composante horizontale du séisme pourrait produire des moments fléchissants dans le sens longitudinal.

Les combinaisons à prendre en compte sont les suivantes :

### \* SENS LONGITUDINAL L.

Sous SP1  $M_{corr} = 0$

Sous SP2  $M_{corr} = M_L (SIH)$

$$M_{corr} = M_L (SIH)$$

### \* SENS TRANSVERSAL T.

Sous SP1  $M_{corr} = M_T (G+1,2P)$

Sous SP2  $M_{corr} = M_T (G+P/5+SIH+SIV)$

$$M_{corr} = M_T (G+P+SIH+SIV)$$

- Sens transversal

N et M corr (G+1, 2P)

\* SOUS SP2 .

- Sens longitudinal

Nmin et Mcorr ( $\pm$ SIH)

Nmax et Mcorr ( $\pm$ SIH)

- Sens transversal

Nmin et Mcorr (G+P/5 +  $\overleftarrow{\text{SIH}}$  +  $\overrightarrow{\text{SIV}}$   $\uparrow$ )

Nmax et Mcorr (G+P +  $\overrightarrow{\text{SIH}}$  +  $\overleftarrow{\text{SIV}}$   $\downarrow$ )

a) Contraintes admissibles (Acier et béton).

Conformément aux compléments aux règles parasismiques CTC du Février 81, la vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec les contraintes admissibles en béton et acier du 1er genre majorées au plus de 25%.

\* SOUS SP1 .

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

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

PORTIQUE FILE 1  
EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

-----

FILE	POT	Pp	N(G)	N(L)	N(SIH)	N(SIV)	N(SIH)	N(SIV)
1	1-2	0,95	1,14	0,09	1,39	0,25	1,39	-0,25
	2-3	0,96	3,57	0,18	4,57	0,48	4,57	-0,48
	3-4	0,96	6,04	0,27	9,14	0,65	9,14	-0,65
	4-5	0,96	8,53	0,36	14,61	0,74	14,61	-0,74
	5-6	0,48	9,93	0,36	18,89	0,74	18,89	-0,74
2	1-2	0,95	2,61	0,20	2,78	0,56	2,78	-0,56
	2-3	0,96	7,79	0,41	8,40	1,05	8,40	-1,05
	3-4	0,96	13,05	0,62	16,49	1,41	16,49	-1,41
	4-5	0,96	18,29	0,83	26,16	1,61	26,16	-1,61
	5-6	0,48	21,23	0,83	34,73	1,61	34,73	-1,61
3	1-2	0,95	2,49	0,20	2,14	0,54	2,14	-0,54
	2-3	0,96	7,57	0,40	7,03	1,02	7,03	-1,02
	3-4	0,96	12,73	0,60	14,06	1,38	14,06	-1,38
	4-5	0,96	17,89	0,80	22,47	1,58	22,47	-1,58
	5-6	0,48	20,83	0,80	29,05	1,58	29,05	-1,58
4	1-2	0,95	2,50	0,20	2,14	0,54	2,14	-0,54
	2-3	0,96	7,58	0,40	7,03	1,02	7,03	-1,02
	3-4	0,96	12,74	0,60	14,06	1,38	14,06	-1,38
	4-5	0,96	17,90	0,80	22,47	1,58	22,47	-1,58
	5-6	0,48	20,84	0,80	29,05	1,58	29,05	-1,58

## PORTIQUE FILE II

## EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

FILE	POT	P <sub>p</sub>	N (G)	N (E)	N(SIH)	N(SIV)	N(SIH)	N(SIV)
1	1-2	1,18	1,64	0,29	1,83	0,29	-1,83	-0,29
	2-3	1,20	3,59	0,58	6,02	0,55	-6,02	-0,55
	3-4	1,20	5,54	0,87	11,96	0,73	-11,96	-0,73
	4-5	1,20	7,49	1,16	19,43	0,83	-19,43	-0,83
	5-6	0,60	8,09	1,16	24,98	0,83	-24,98	-0,83
2	1-2	1,18	3,65	0,62	3,66	0,66	-3,66	-0,66
	2-3	1,20	7,80	1,24	12,04	1,21	-12,04	-1,21
	3-4	1,20	11,94	1,86	23,91	1,60	-23,91	-1,60
	4-5	1,20	16,08	2,48	38,85	1,89	-38,85	-1,89
	5-6	0,60	17,31	2,48	49,95	1,89	-49,95	-1,89
3	1-2	1,18	3,52	0,61	2,81	0,63	2,81	-0,63
	2-3	1,20	7,58	1,21	9,26	1,17	9,26	-1,17
	3-4	1,20	11,64	1,81	18,40	1,55	18,40	-1,55
	4-5	1,20	15,70	2,45	29,89	1,77	29,89	-1,77
	5-6	0,60	16,92	2,45	38,43	1,77	38,43	-1,77
	1-2	1,01	1,50	0,13	1,38	0,37	1,38	-0,37
	2-3	1,18	5,02	0,73	4,75	1,01	4,75	-1,01
	3-4	1,20	9,08	1,33	11,20	1,55	11,20	-1,55
	4-5	1,20	13,14	1,93	20,33	1,93	20,33	-1,93
	5-6	1,20	17,20	2,57	31,83	2,15	31,83	-2,15
	6-7	0,60	18,42	2,57	40,37	2,15	40,37	-2,15

## SUPERPOSITION DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

- SENS LONGITUDINAL -

FILE	POT	N1	N2	N3	N4	N5	N6
1	1-2	5,80	1,66	5,74	6,94	2,54	3,99
	2-3	17,71	5,90	11,51	20,24	8,91	12,25
	3-4	29,00	10,68	23,16	32,69	19,00	20,07
	4-5	35,54	15,46	37,33	39,57	31,93	25,12
	5-6	46,70	20,28	53,75	50,98	47,39	30,10
	6-7	48,09	21,50	63,51	52,36	57,15	30,51
2	1-2	4,70	1,66	3,38	5,55	2,54	3,36
	2-3	19,51	5,90	11,51	22,32	8,91	13,00
	3-4	32,76	10,68	23,16	37,14	19,00	21,50
	4-5	46,34	15,46	37,33	51,69	31,93	30,94
	5-6	59,84	20,28	53,75	65,46	47,39	40,90
	6-7	61,97	21,50	63,51	67,63	57,15	43,09
3	1-2	8,68	2,74	5,38	9,80	4,14	5,71
	2-3	16,83	8,06	16,03	18,90	13,67	11,03
	3-4	24,96	13,46	28,78	27,61	25,54	16,71
	4-5	32,97	18,86	42,75	35,82	38,95	22,67
	5-6	34,14	21,80	52,27	37,00	48,47	26,99

Notations

$$N1 = NT(G + 1,2P) + Pp ;$$

$$N2 = NL(G + 1,2P) ;$$

$$N3 = NL(G + P + \overrightarrow{SIV} + SIV \downarrow) ;$$

$$N4 = NT(G + P + SIV \uparrow) + Pp ;$$

$$N5 = NL(G + P + \overleftarrow{SIV} + SIV \uparrow) ;$$

$$N6 = NT(G + P + SIV \uparrow) + Pp.$$

PORTIQUE FILE D  
SUPERPOSITION DES EFFORTS NORMAUX  
DANS LES POTEAUX

-----

FILE	POT	Poids pr	N 1	N 2	N 3	N 4	N 5
1	1-2	0,81	4,99	5,40	6,85	2,45	3,91
	2-3	0,95	15,95	16,36	20,61	8,36	12,61
	3-4	0,96	26,28	25,40	34,53	12,79	21,92
	4-5	0,96	31,86	27,97	43,81	13,52	29,36
	5-6	0,96	42,06	34,66	58,01	17,46	40,82
	6-7	0,48	42,97	33,05	61,43	15,83	44,21
2	1-2	1,01	3,69	5,27	3,81	3,07	1,62
	2-3	1,18	17,32	20,46	19,78	11,15	10,47
	3-4	1,20	29,37	32,90	34,61	17,26	18,98
	4-5	1,20	41,75	44,50	49,73	23,75	28,98
	5-6	1,20	54,05	55,07	64,40	30,47	39,80
	6-7	0,60	55,58	55,11	67,41	30,57	42,87
3	1-2	0,95	7,73	10,63	7,06	6,55	2,98
	2-3	0,96	14,92	22,41	11,56	14,55	3,69
	3-4	0,96	22,09	35,27	14,20	24,36	3,29
	4-5	0,96	29,14	48,32	15,63	35,18	2,49
	5-6	0,48	29,83	53,01	12,34	39,83	-0,85

Notations :  $N1 = N(G+I, 2P)$  ;  $N2 = N(G+P+\overset{\rightarrow}{S1H} + S1V\downarrow)$  ;  $N3 = N(G+P+\overset{\leftarrow}{S1H} + S1V\downarrow)$   
 $N4 = N(G+P/\overset{\rightarrow}{S1H} + S1V\uparrow)$  ;  $N5 = N(G+P/\overset{\leftarrow}{S1H} + S1V\uparrow)$ .

IV.1 POUTRES .1/ Armatures longitudinales .

Conformément à l'annexe A.15 des règles CCBA68, il ne sera fait état dans les calculs, des efforts normaux dans les poutres des portiques longitudinaux vue que ces derniers sont calculés à l'aide des méthodes approchées.

Les poutres seront donc calculées en flexion simple. Pour les poutres du portique transversal file D, le calcul doit se faire en flexion composée vue que ce portique est calculé sur ordinateur toutefois par simplification, on calculera les sections en flexion simple. Les sections d'aciers seront déterminées sous les sollicitations du premier genre (SP1) et sous les plus défavorables sollicitations du deuxième genre (SP2).

De la majoration des contraintes admissibles (acier et béton) de 50% sous SP2, il s'ensuit que le moment de calcul sera tel que :

$$* \text{ Si } \max (1,5M(SP1) ; \max M (SP2)) = 1,5 M(SP1)$$

on calculera alors la section sous SP1.

$$* \text{ Si } \max (1,5M (SP1); \max M(SP2)) = M (SP2).$$

On calculera la section sous max (SP2).

Les formules utilisées pour le calcul des sections d'aciers

Sont celles données dans "le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé de P.CHARON" pour chaque portique et pour chaque niveau, les sections d'armatures longitudinales seront données sous forme de tableaux et on adoptera définitivement les section d'aciens qu'après avoir fait toutes les vérifications imposées par les règles CCBA68.

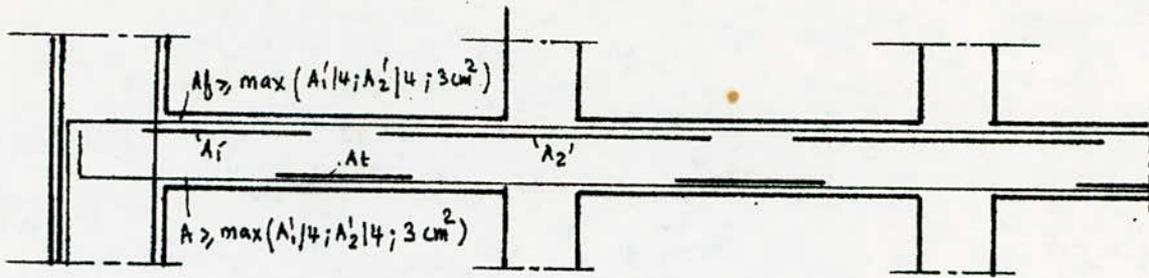
\* Prescription relative au ferailage.

Le complément aux règles parasismiques CTC, recommande les prescriptions suivantes :

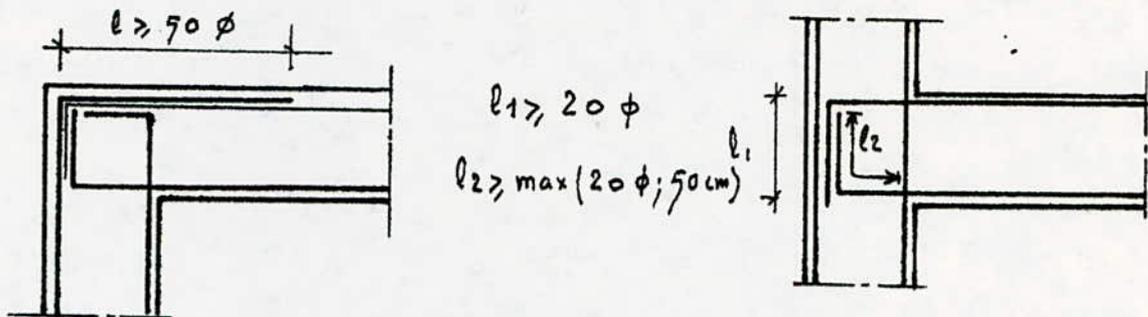
- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les aciers à haute adhérence et de 0,5% pour les aciers doux ;

- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux doit être de 2,5%.

- les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale comme indiquée par le schéma ci-dessous :



- l'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément au schéma ci-dessous :



## 2/ Armatures transversales .

Les armatures transversales seront calculées avec l'effort tranchant maximum du niveau ; ces armatures seront adoptées pour toutes les travées du niveau considéré.

### a/ Formules utilisées .

\* Contrainte de cisaillement maximale

$$\tau_b = T_{max}/b.z.$$

$T_{max}$  : effort tranchant maximum du niveau considéré

$b$  : largeur de la poutre = 30cm

$z$  : bas du levier =  $(7/8) \cdot h$ .

## \* Contraintes de cisaillement

$$\bar{\tau}_{b1} = 1,5\tau_b ; \bar{\tau}_{b2} = (4,5 - b'_b / \bar{b}'_{b0}) \bar{\tau}_b ; \bar{\tau}_{b3} = 5\tau_b$$

On utilisera des cadres et étriers verticaux si

$$\bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_{b1} \quad \bar{b}'_b \leq \bar{b}'_{b0}$$

$$\tau \leq \bar{\tau}_{b2} \quad \bar{b}'_{b0} < b'_b < 2 \bar{b}'_{b0}$$

On utilisera des cadres, étrier verticaux et des barres obliques :

$$\tau_{b1} < \tau_b \leq \tau_{b3} \quad \text{si } b'_b \leq \bar{b}'_{b0}$$

$$\tau_{b2} < \tau_b \leq \tau_{b3} \quad b'_{b0} < b'_b \leq 2b'_{b0}$$

Dans le cas où  $\tau_b > \tau_{b3}$ , on doit changer la section du béton.

\* Contrainte admissible des armatures transversales .

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$$

Pour une section bétonnée sans reprise

$$\rho_a = \max (2/3 ; 1 - \tau_b / 9\bar{\sigma}_b)$$

\* Calcul des espacement .

$$s_0 = A_t \cdot z \bar{\sigma}_{at} / T_{\max}$$

At: section des armatures transversales, si on utilise un cadre et étrier de  $\emptyset 8$  At = 2,01 cm<sup>2</sup>

\* Espacement admissible .

$$t = \max (0,2h ; (1 - 0,3 \cdot \tau_b / \bar{\sigma}'_b) h)$$

\* Contrainte de compression dans le béton .

Soient A et M respectivement section d'acier et Moment à l'appui considéré.

On calcule  $\tilde{\omega} = 100 A / b \cdot h$  les tables donnent K et  $\epsilon \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = M / A \epsilon h$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_a / K$$

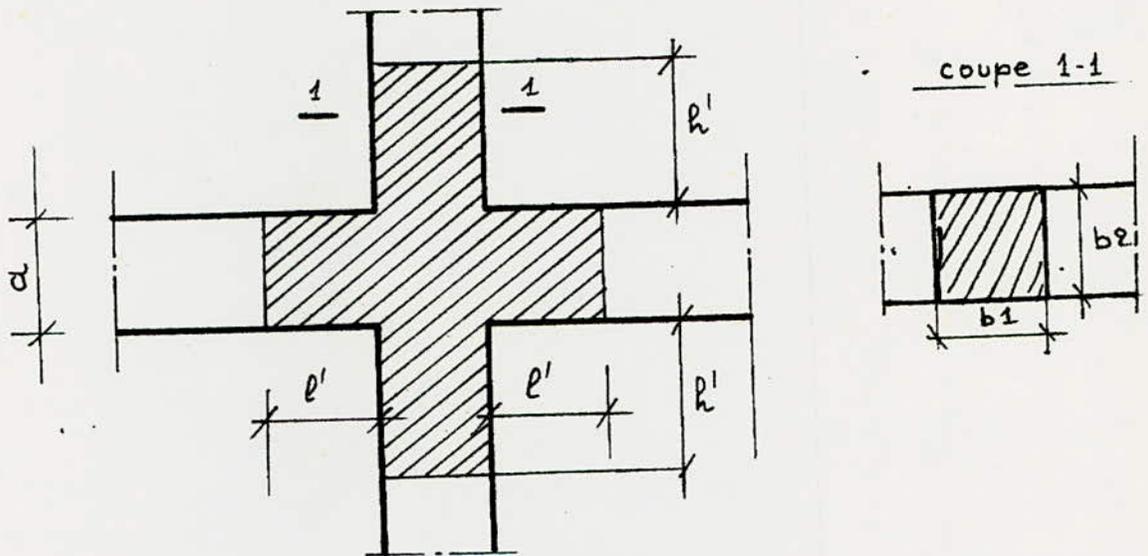
b/ Prescription relative au ferrailage .

Les compléments aux parasismiques CTC, recommandent les prescriptions suivantes :

Dans la zone nodale, les armatures transversales doivent être telles que toutes les barres longitudinales soient individuellement entourées par une armature s'opposant à leur flambement. En dehors de la zone nodale, au moins une barre longitudinale sur deux doit être entourée.

- l'espacement maximum des armatures est de :
- dans la zone nodale :  $t = \min (0,3h ; 12 \emptyset)$
- en dehors de la zone nodale :  $t = 0,5h$

La zone nodale est définie par la schéma ci-dessous :



$$h' = \max (h/b ; b_1 ; B_2, 60\text{cm})$$

$$e' = 2 a$$

$h$  : hauteur entre nus des planchers .

PORTIQUE FILE I  
FERRAILLAGE DES POUTRES

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
* NIV 5								
Sous SP1	-0,24		-0,62		-0,54		-0,54	
	0,70		0,58		0,60		0,60	
Sous max SP2		-2,44		-2,35		-2,35		
	2,57	1,42	1,29	0,78	1,29	0,80	1,29	0,80
* NIV 4								
Sous SP1	-0,70		-1,06		-1,06		-1,06	
	1,29		1,12		1,12		1,12	
Sous max SP2		-5,06		-2,99		-2,99		
	5,64	2,64	2,99	1,29	2,99	1,29	2,99	
* NIV 3								
Sous SP1	-0,72		-1,07		-1,07		-1,07	
	1,30		1,30		1,30		1,30	
Sous max SP2		-6,76		-6,76		-6,76		
	8,36	3,12	4,67	1,26	4,67	1,26	4,67	
* NIV 2								
Sous SP1	-0,72		-1,07		-1,07		-1,07	
	1,30		1,30		1,30		1,30	
Sous max SP2		-7,83		-7,83		-7,83		
	10,11	3,38	5,74	1,19	5,74	1,19	5,74	
* NIV 1								
Sous SP1	-0,70		-0,92		-0,92		-0,92	
	1,05		0,94		0,94		0,94	
Sous max SP2		-6,19		-6,19		-6,19		
	7,73	2,63	4,35	0,94	4,35	0,94	4,35	

145

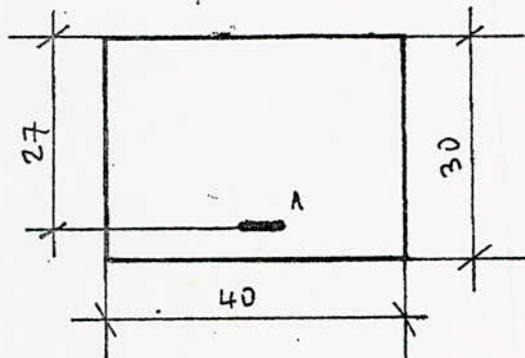
## POETIQUE FILE I

## ARMATURES LONGITUDINALES

NIV	SECT	1		2	3		4	5,7		6,8
5	M	-0,24	2,57	1,42	-2,44	1,29	0,58	-2,35	1,29	0,60
		SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	M	0,0044	0,0315	0,0173	0,0299	0,0158	0,0107	0,0288	0,0158	0,0110
	K	150	0,0315	71,2	43,2	75,0	93,0	44,2	75,0	91,5
	E	0,9697	41,8	0,9419	0,9141	0,9449	0,9537	0,9155	0,9445	0,9531
A	0,39	2,50	1,33	2,35	1,20	0,80	2,26	1,20	0,83	
4	M	-0,70	5,64	2,64	-5,06	2,99	1,12	-2,99	2,99	1,12
		SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	M	0,0129	0,0691	0,0323	0,0620	0,0366	0,0206	0,0366	0,0366	0,0206
	K	84,0	31,3	41,2	93,5	38,4	53,5	38,4	98,4	38,5
	E	0,9495	0,8920	0,9111	0,8969	0,9064	0,9170	0,9064	0,9064	0,9170
A	0,98	5,58	2,56	5,00	2,91	1,62	2,91	2,91	1,62	
3	M	-0,72	8,36	3,12	-6,76	4,67	1,13	-6,76	4,67	1,13
		SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	M	0,0132	0,1024	0,0382	0,0828	0,0572	0,208	0,0828	0,0572	0,208
	K	83,0	26,0	37,4	28,0	35,2	53,0	28,0	35,2	53,0
	E	0,9490	0,8780	0,9064	0,8837	0,9004	0,9265	0,8837	0,9004	0,9265
A	1,00	8,40	3,04	6,75	4,57	1,61	6,75	4,57	1,61	

## SUITE

NIV	sect			2	3	4	3, 5	6, 6		
2	M	-0,72	10,11	3,38	-7,83	5,74	1,13	-7,83	5,74	1,13
		SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	$\mu$	0,0132	0,1238	0,0414	0,0953	0,0703	0,0208	0,0953	0,0703	0,0208
	K	83,0	21,5	43,0	25,4	31,0	64,0	25,4	31,0	64,0
	K	0,9490	0,8630	0,9138	0,8762	0,8913	0,9367	0,9138	0,8762	0,9367
	A	1,00	10,33	3,26	7,88	5,68	1,60	7,88	5,68	1,60
1	M	-0,70	7,73	2,63	-6,19	4,35	0,94	-6,19	4,35	0,94
		SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	$\mu$	0,0129	0,0947	0,0322	0,0758	0,0533	0,0173	0,0758	0,0533	0,0173
	K	84,0	25,7	49,8	29,6	36,8	71,5	29,6	36,8	71,0
	$\Sigma$	0,9495	0,8771	0,9228	0,8879	0,9035	0,9422	0,8879	0,9035	0,9422
	A	0,98	7,77	2,51	6,15	4,25	1,32	6,15	4,25	1,32



VERIFICATIONS .\* CONDITION DE NON-FRAGILITE.

$$A \geq 0,69 \cdot bh \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en}$$

$$A \geq 1,03 \text{ cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$A \geq 1,54 \text{ cm}^2 \text{ sous SP2}$$

Le minimum d'armature à adopter est  $3T10=2,35 \text{ cm}^2$  afin que cette condition soit vérifiée.

\* LIMITATION DES FLECHES .

$$1/ \quad A \leq 43bh / \bar{\sigma}_b$$

$$2/ \quad ht \geq l/16$$

$$3/ \quad ht \geq Mt \cdot l / 10 M_o$$

Les conditions ci-dessus se traduisent par :

$$1/ \quad A \leq 11,06 \text{ cm}^2 \text{ en travée}$$

$$2/ \quad ht \geq l/16 = 18 \text{ cm} ;$$

En prenant  $M_t = M_o$  cas le plus défavorable

$$ht \geq 29 \text{ cm}.$$

La section d'acier sera telle que la condition 1 soit vérifiée afin de ne pas avoir recours à la justification des flèches (article 61 des règles CCBA68).

\* CONDITIONS DE NON-FISSURATION .

La vérification à la fissuration consiste à avoir  $\sigma_{af} \leq \min(\bar{\sigma}_a; \max(\sigma_1, \sigma_2))$ .

La fissuration est non préjudiciable  $k=1,5 \cdot 10^6$

L'acier utilisé est l'acier HA  $\eta=1,6$

Pour  $\phi = 10\text{mm}$   $\sigma_2 = 2832$  bars

Pour  $\phi \geq 10\text{mm}$   $\sigma_2 < \bar{\sigma}_a = 2745$  bars

On doit avoir :  $\sigma_1 > \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} > \bar{\sigma}_a$$

$$\text{D'où } \bar{\omega}_f > \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k\eta - 10 \phi \bar{\sigma}_a} = \frac{\phi}{874,317 - 10 \phi} = \bar{\omega}_{f_0}$$

$A \cdot \bar{\omega}_{f_0}$  correspond une section minimale d'aciers

$$A_0 = B_f \cdot \bar{\omega}_{f_0} \quad (\phi \text{ en mm})$$

En fonction de la plus grosse barre d'une section, le tableau ci-dessous donne les valeurs de  $A_0$  que doit avoir cette section pour que les conditions de non-fissuration soient vérifiées.

$\phi$	12	14	16	20	25
$\bar{\omega}_{f_0}$	0,0159	0,0191	0,0224	0,0297	0,0400
$A_0$	1,91	2,29	2,69	3,76	4,80

Pour  $\phi \geq 25$  mm  $\bar{\sigma}_a = 2610$  bars ;  $B_f = 2bd = 120 \text{ cm}^2$ .

\* CONDITIONS AUX APPUIS .

1/ Longueur des appuis .

La longueur des appuis doit -être telle que :

$$c \geq 2T/b \cdot \bar{b}'_{b_0}$$

On prendra l'effort tranchant le plus grand aux appuis de rive (cas le plus défavorable :  $T_{max} = 8,14 \text{ t}$  (sous SP2)).

$$c \geq 3,9 \text{ cm}$$

Avec  $b = 40 \text{ cm}$  et  $\bar{b}'_{b_0} = 68,85$  sous SP1

On prendra  $c = 4 < 40 \text{ cm}$ . (largeur du poteau de rive)

2/ Armatures inférieures .

Les armatures inférieures sont obtenues par :

$$A \geq (T+M/z) / \bar{b}a = A_i$$

$z = 23,6 \text{ cm}$  bras de levier.

D'où le tableau donnant  $A_i$  en  $\text{cm}^2$  pour chaque appui et à chaque niveau :

Appui \ Niv	5	4	3	2	1
1	3,14	2,14	1,57	11,61	9,15
2	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
3	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
4	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0

Les sections d'armatures longitudinales sont les suivantes :

NIVEAU 5 :      3T12                  3T12                  3T12                  3T12  
 ───  
 3T14    3T12    3T12    3T12    3T12    3T12    3T12

NIVEAU 4 :      3T14                  3T14                  3T14                  3T14  
 ───  
 3T16   3T14   3T14   3T14   3T14   3T12   3T14

NIVEAU 3 :      3T16                  3T16                  3T16                  3T16  
 ───  
 3T20   3T14   3T16   3T14   3T16   3T14   3T16

NIVEAU 2 :      3T20                  3T20                  3T20                  3T20  
 ───  
 3T20   3T14   3T16   3T14   3T16   3T14   3T16

NIVEAU 1 :      3T20                  3T20                  3T20                  3T20  
 ───  
 3T20   3T14   3T16   3T14   3T16   3T14   3T16

\* CONDITIONS DE NON-ENTRAÎNEMENT DES BARRES .

Les conditions de non-entraînement des barres aux appuis s'expriment par :  $\max \tau_{di} \leq \tau_d$

Avec  $\tau_{di} = (T/z \cdot P_{ui}) A_i / A$

$z$  : bras de levier ;  $z = 23,6 \text{ cm}$

$A_i$  : section de la barre  $i$ , ou un paquet de barres ( $\text{cm}^2$ )

$A$  : section totale des armatures tendues ( $\text{cm}^2$ )

$P_{ui}$  : périmètre util de la barre  $i$ , ou d'un paquet de barres ( $\text{cm}$ )

$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{SP1})$$

$$\bar{\tau}_d = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } (\text{SP2})$$

La vérification se fera à l'aide d'un tableau qui donne les plus grandes valeurs de  $(\tau \cdot d_i)$  pour tout le portique, et ceci en prenant parmi les appuis ayant la même section d'armatures (section totale et même diamètre), l'appui qui a le plus grand effort tranchant, et pour cet appui on prendra les barres les plus défavorables :

- celles qui donnent le max de  $A_i/A$  (la plus grosse barre)
- celles qui donnent le min de  $P_{ui}$  (barre la plus petite).

Appuis	$T_{i \max} (t)$	$\phi (mm)$	$A_L/A$	Pui (cm)	$\tau_{di}$
3T12	2,87	12	0,33	3,77	10,64
3T14	6,18	14	0,33	4,40	19,64
3T16	6,49	16	0,33	5,03	18,04
3T20	8,34	20	0,33	6,28	18,57

Il s'ensuit que :

$\max \tau_{di} \leq \tau_d = 26,55 \text{ kg/cm}^2$  sous SP2  
condition vérifiée .

### Armatures transversales .

#### \* NIVEAU 5 .

- L'effort tranchant d'appui maximum sous SP2

$$T_{\max} = 9,14t \quad M_{\text{corr}} = 2,44 \text{ t.m} \quad \text{2eme appui}$$

$$A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

- contrainte de cisaillement maximale

$$\tau_d = T_{\max}/bz = 3,33 \text{ kg/cm}^2$$

- contrainte de compression dans le béton

$$w = 100 A/bh = 0,314 \text{ les tables donnent } K=42 ; \epsilon=0,9123$$

$$\sigma'_a = M/A h = 2922 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \sigma'_a / K = 70 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2.}$$

- contraintes de cisaillement admissibles .

$$\bar{\tau}_{b1} = 3,5\bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$\bar{\tau}_{b1} = 30,98 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

Il en découle :

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \text{ et } \tau_d \leq \tau_{d1}$$

On choisira un cadre et un étrier Ø8 de nuance FeE24 ( $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ).

- contrainte admissible des aciers transversaux :

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

On suppose qu'il y aura reprise de bétonnage (cas le plus défavorable)  $\rho = 2/3$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1}$$

- Espacement des cadres et étriers

$$t = A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at} / T_{max} = 36 \text{ cm}$$

- Espacement admissible

$$\bar{t} = \max (0,2h; (1 - 0,3\bar{\tau}_b / \bar{\sigma}_b)h) = \max (5,4 ; 23).$$

$$\bar{t} = 23 \text{ cm}$$

Les compléments aux règles parasismiques CTC imposent les espacements suivants :

- dans la zone nodale :  $t = \min (0,3h ; 12 \emptyset )$   
 $t = \min (8,1 ; 9,6) = 8 \text{ cm } (\emptyset = 8 \text{ mm})$ .

- En dehors de la zone nodale :  $t = 0,5h = 13,5 \text{ cm}$

On choisira un espacement uniforme de :

- 8 cm dans la zone nodale
- 13 cm en dehors de la zone nodale.

Un calcul analogue, donnera :

\* NIVEAU 4 .

$$T_{\max} = 6,18t ; M_{\text{corr}} = 2,64 t.m ; A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 67,2 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 5,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{d1} = 30,98 \text{ kg/cm}^2$$

Pour ce niveau un cadre et un étrier suffisent

Ecartement :  $t = 18 \text{ cm}$

Ecartement adm :  $\bar{t} = 25 \text{ cm}$

L'espacement des cadres et étriers sera tel que :

$t = \min (0,3h ; 12 \emptyset ) = 8 \text{ cm}$  dans la zone nodale

$t = 0,5h = 13,5 \text{ cm}$  en dehors de la zone nodale.

\* NIVEAU 3 .

$$T_{\max} = 6,49t ; M_{\text{corr}} = 6,76 t.m ; A = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 156 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 6,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b2} = (4,5 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_{b0}) \bar{\sigma}'_{b0} = 25,97 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_{b2} \text{ et } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

On utilisera ; un cadre et un étrier  $\emptyset 8$ .

$$\text{Ecartement : } t = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Ecart adm : } t = \max(5,4 ; 20,7) = 20 \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres et étriers

- Dans la zone nodale :  $t = 8 \text{ cm}$
- En dehors de la zone nodale :  $13 \text{ cm}$

#### \* NIVEAU 2 .

$$T_{\max} = 8,34t ; M_{\text{corr}} = 7,83t.m ; A = 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 170 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{b2} = 38,17 \text{ kg/cm}^2 ; \tau_b = 2,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \tau_{b2} \text{ et } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ kg/cm}^2$$

On utilisera un cad+un étrier  $\emptyset 8$

$$\text{Ecartement : } t = 13,7 \text{ cm}$$

$$\text{écartement adm : } t = \max(5,4 ; 24,6) = 24 \text{ cm.}$$

Ecartement adopté  $t=13\text{cm}$  en dehors de la zone nodale et  
 $t = 8\text{cm}$  dans la zone nodale.

\* NIVEAU 1 .

$$T_{\max}=5,82t ; M_{\text{corr}}=6,19t.m ; A=3T20=9,42\text{cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 123\text{kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} = 103\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_d=6,16\text{kg/cm}^2 \leq \sigma'_{b2}=25,38\text{kg/cm}^2$$

Un cadre + un étrier de  $\emptyset 8$  suffisent

$$\text{Ecart} : t = 19,6\text{cm}$$

$$\text{Ecart adm} : t = 29\text{cm}.$$

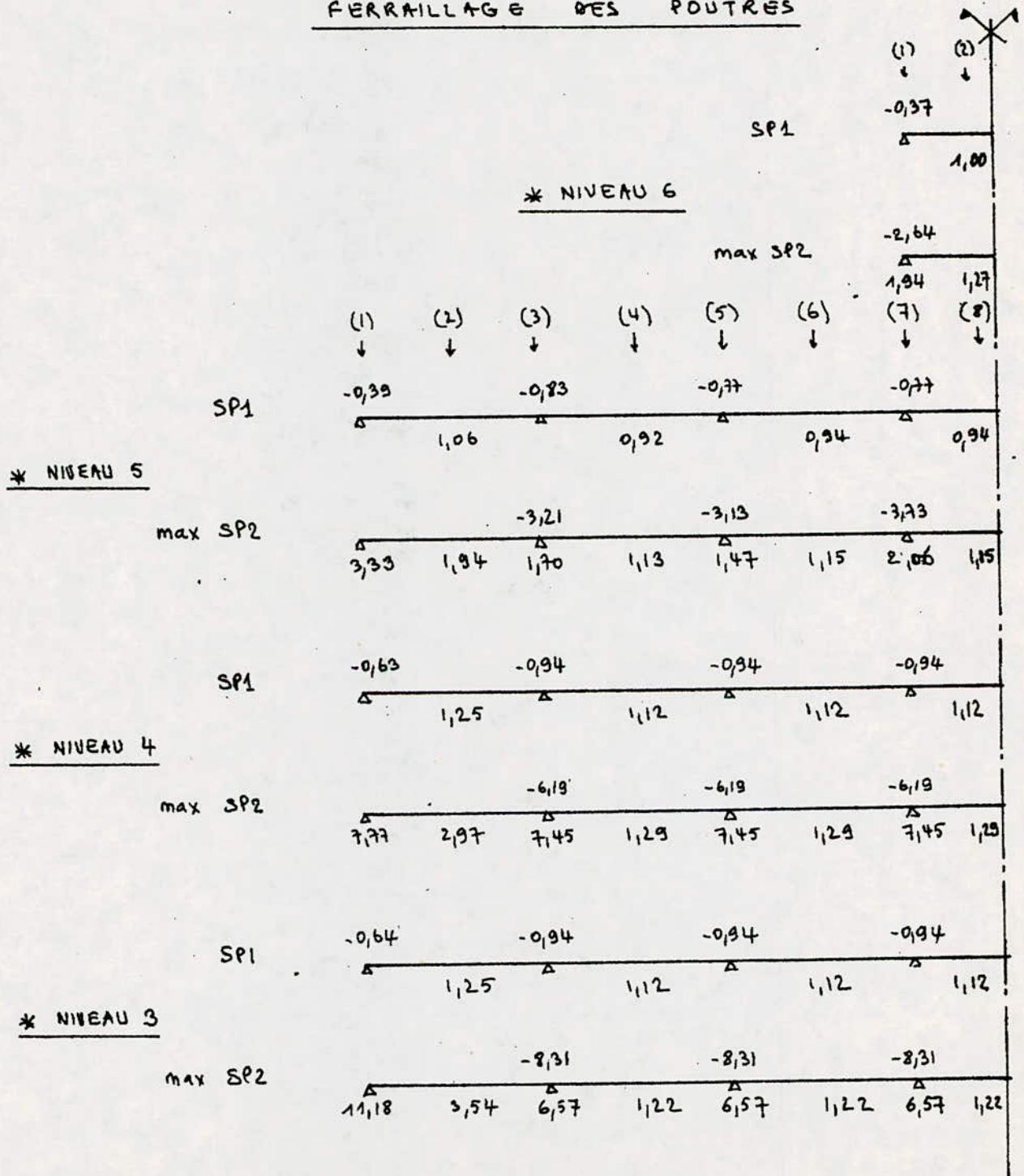
Comme pour le niveau 2, on adoptera les espacements  
 suivants des cadres et étriers

$$t = 8\text{ cm dans la zone nodale}$$

$$t = 13\text{cm en dehors de la zone.}$$

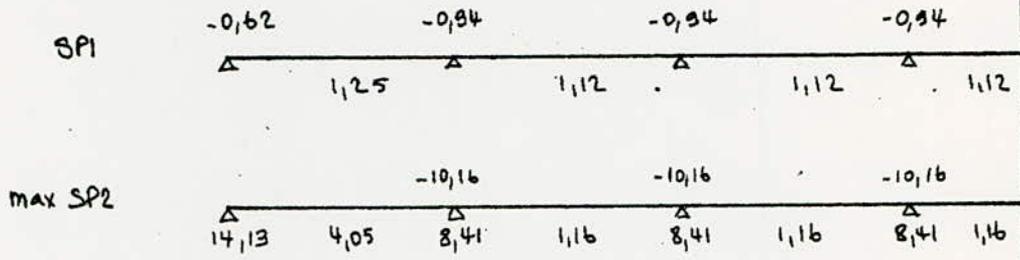
PORTIQUE FILE II

FERRAILLAGE DES POUTRES

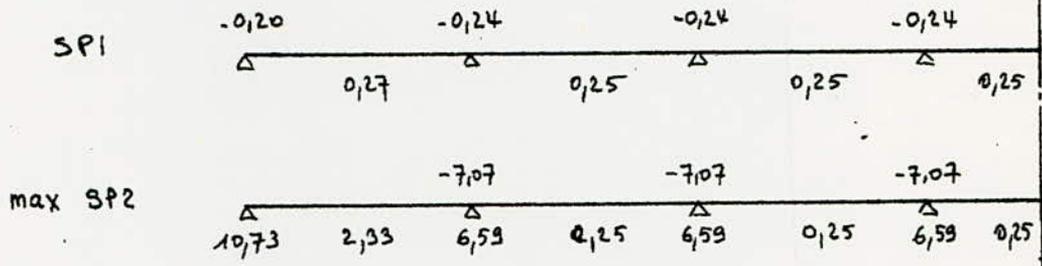




\* NIVEAU 2



\* NIVEAU 1



NIV	SECT	1		2	3		4	3,5		6,8
6	M	-2,64	1,94	1,00						
		SP2	SP2	SP1						
	μ	0,0259	0,0190	0,0147						
	K	56,5	67,5	78,0						
	Σ	0,9301	0,9394	0,9462						
	A	2,50	1,82	1,40	—	—	—	—	—	—
5	M	-0,39	3,33	1,94	-3,21	1,70	0,92	-3,13	1,47	0,94
		SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	μ	0,0057	0,0326	0,0190	0,0314	0,0167	0,0135	0,0307	0,0144	0,0138
	K	130	48,4	67,5	50,5	72,5	82,0	61,0	79,0	80,5
	Σ	0,9555	0,9224	0,9394	0,9237	0,9429	0,9485	0,9242	0,9468	0,9474
	A	0,54	3,18	1,82	3,06	1,59	1,28	2,99	1,37	1,31

## SUITE

NIV	SECT	1		2	3		4	5,7		6,8
4	M	-0,63	7,77	1,25	-6,19	7,45	1,12	-6,19	7,45	1,12
		SP1	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	$\mu$	0,0093	0,0761	0,0184	0,0667	0,0730	0,0165	0,0667	0,0730	0,0165
	$\kappa$	100	23,5	68,5	33,9	30,3	73,0	33,9	30,3	73,0
	$\Sigma$	0,9565	0,8876	0,9401	0,8977	0,8836	0,9432	0,8977	0,8836	0,9432
A	0,87	7,72	1,76	6,08	7,38	1,57	6,08	7,38	1,57	
3	M	-0,64	11,18	3,54	-8,31	6,57	1,12	-8,31	6,57	1,12
		SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	$\mu$	0,0084	0,1095	0,0347	0,0814	0,0644	0,0165	0,0814	0,0644	0,0165
	$\kappa$	99,5	23,3	47,6	28,2	32,7	73,0	28,2	32,7	73,0
	$\Sigma$	0,9563	0,8695	0,9201	0,8843	0,8952	0,9432	0,8843	0,8952	0,9432
A	0,89	11,34	3,39	8,29	6,47	1,57	8,29	6,47	1,57	
2	M	-0,62	14,19	4,25	-10,16	8,41	1,12	-10,16	8,41	1,12
		SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
	$\mu$	0,0091	0,1390	0,0397	0,0995	0,0824	0,0165	0,0995	0,0824	0,0165
	$\kappa$	101	19,8	44,0	24,8	28,0	73,0	24,8	28	73,0
	$\Sigma$	0,9569	0,8563	0,9153	0,8744	0,8837	0,9432	0,8744	0,8837	0,9432
A	0,86	$\sigma_b' > \sigma_b'$	3,90	10,35	8,39	1,57	10,35	8,39	1,57	

SUIITE

NIV	SECT	1		2	3		4	5, 7	6, 8	
	M (t.m)	-0,20	10,73	2,33	-7,07	6,59	0,25	-7,07	6,59	0,25
		SP1	SP0	SP2	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1
1	$\mu$	0,0029	0,1051	0,00228	0,0693	0,0646	0,0037	0,0693	0,0646	0,0037
	K	188	23,9	61,0	31,3	32,7	164	31,3	32,7	164
	$\Sigma$	0,9754	0,8715	0,9342	0,8920	0,8952	0,9721	0,8920	0,8952	0,9721
	A	0,27	12,31	2,20	6,99	6,49	0,34	6,99	6,49	0,34

Au niveau 2 ; on a  $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / \kappa = 4200 / 19,8 = 212 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b$

Les aciers comprimés sont nécessaires

$$\kappa_1 = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20,3$$

$$\Rightarrow \kappa_1 > \kappa_2$$

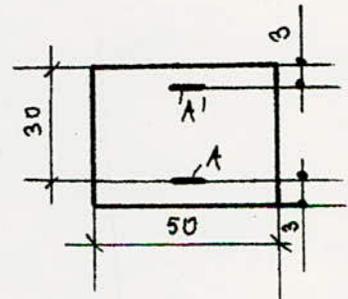
$$\kappa_2 = \frac{15(h-d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a} (h+d')}$$

$$\alpha = 0,4249$$

$$\mu' = 0,1824$$

$$\varepsilon = 0,5884$$

Les tables donnent



Moment résistant  $M_R = \mu' \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b h^2 = 13,73 \text{ t.m}$

$$M_2 = M - M_R = 0,46 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15(y-d') \bar{\sigma}'_b / y$$

$$y = \alpha h = 11,47 \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = 3423 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = 15(y-d') \bar{\sigma}'_b / y = 0,56 \text{ cm}^2$$

Aciers tendus

$$A = M_R / \bar{\sigma}_a \varepsilon h = M_2 / (h-d') \bar{\sigma}_a$$

$$\Rightarrow A = 13,65 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} d = d' = 3 \text{ cm} \\ h = 27 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

VERIFICATIONS .\* Condition de non-fragilité .

$$A \geq 0,69 bh \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{en}$$

$$A \geq 1,31 \text{ cm}^2 \text{ sous SP1}$$

$$A \geq 1,96 \text{ cm}^2 \text{ sous SP1}$$

Le minimum d'armature à adopter est 3T10 afin que cette condition soit vérifiée.

\* Limitation des flèches .

$$1/ \quad A \leq 43 bh / \bar{\sigma}_{en} = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$2/ \quad ht \geq l/16 = 18,13 \text{ cm.}$$

$l$  : portée de la travée entre nus des appuis  $l = 2,90\text{m}$

$$3/ \quad ht \geq M_t \cdot l / 10 M_o = 29\text{cm, en posant } M_t = M_o \text{ cas les plus défavorable.}$$

La section d'acier  $A$  en travée sera telle que la condition soit vérifiée afin de ne pas avoir recours à la justification des flèches.

\* Conditions de non-fissuration.

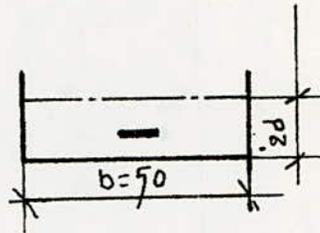
Comme pour le portique file I ; le tableau ci-dessous donne, les valeurs de  $A_0$  que doit avoir cette section pour que les conditions de non-fissuration soient vérifiées.

Avec  $A_0 = B_f \cdot w_0$

$w_0$  déterminée précédemment

$B_f = 2bd = 200 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 2610 \text{ bars pour } \phi \geq 25 \text{ mm.}$



$\phi$ (mm)	12	14	16	20	25
$\bar{w}_0$	0,0159	0,0191	0,0224	0,0297	0,0400
$A_0$	3,18	3,82	4,48	5,94	8,00

\* Conditions aux appuis .

1/ Longueurs des appuis .

La longueur des appuis doit-être telle que

$$C \geq 2T/b \bar{\sigma}'_{b0}$$

Le cas le plus défavorable ; c'est de prendre le plus grand effort tranchant de tous les appuis de rive  $T_{\max} = 9,81t$ .

$$\Rightarrow C \geq 3,8 \text{ cm Avec } b = 50 \text{ cm.}$$

On prendra  $c=15\text{cm} < b=30\text{cm}$

$b$  étant la largeur du poteau de rive

2/- Armatures inférieures.

L'armature inférieure est obtenue par :

$$A \geq (T+M/z) / \bar{\sigma}_a = A_i$$

$z$  bars de levier ;  $z = 7 \times 27 / 8 = 23,6\text{cm}$

D'où le tableau donnant les armatures inférieures.

NIV \ APP	1	2	3
6	2,58	< 0	< 0
5	4,15	< 0	< 0
4	9,23	< 0	< 0
3	13,11	< 0	< 0
2	16,93	< 0	< 0
1	12,30	< 0	< 0

Les sections d'armatures longitudinales des poutres du portique file II sont les suivantes :

$$\begin{array}{r} \text{NIVEAU 6 .} \\ \hline \begin{array}{ccccc} & 3T12 & & & 3T12 \\ & \triangle & & & \triangle \\ 3T12 & & 3T10 & & 3T12 \end{array} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{NIVEAU 5 .} \\ \hline \begin{array}{cccccccc} 3T12 & & 3T12 & & 3T12 & & 3T12 & \\ \triangle & & \triangle & & \triangle & & \triangle & \\ 3T14 & 3T12 & 3T14 & 3T12 & 3T14 & 3T12 & 3T14 & \triangle \end{array} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{NIVEAU 4 .} \\ \hline \begin{array}{cccccccc} 3T16 & 3T12 & 3T16 & 3T12 & 3T16 & 3T12 & 3T16 \end{array} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{NIVEAU 3 .} \\ \hline \begin{array}{cccccccc} 3T20 & & 3T20 & & 3T20 & & 3T20 & \\ 3T25 & 3T16 & 3T20 & 3T16 & 3T20 & 3T16 & 3T20 \end{array} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{NIVEAU 2 .} \\ \hline \begin{array}{cccccccc} 3T20 & & 3T20 & & 3T20 & & 3T20 & \\ 6T20 & 3T16 & 6T16 & 3T16 & 6T16 & 3T16 & 6T16 \end{array} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{NIVEAU 1 .} \\ \hline \begin{array}{cccccccc} 3T25 & 3T16 & 3T20 & 3T16 & 3T20 & 3T16 & 3T20 \end{array} \end{array}$$

CONDITIONS DE NON-ENTRAÎNEMENT DES BARRES .

Comme pour le portique longitudinal file I la vérification se fera à l'aide du tableau ci-dessous qui donnera les plus grandes

valeurs de  $t_{di}$  de tout le portique file II et cela en prenant parmi les appuis ayant la même section d'acier ; l'appui qui a le plus grand effort tranchant et pour cet appui on prendra les barres les plus défavorables :

- celles qui donnent le max de  $A_i/A$  ;
- celle qui donnent le min de  $P_{ui}$

$$z = 7/8 h = 23,6 \text{ cm} \quad \text{bras de levier}$$

$$T_{di} = T_{\max} A_i / z \cdot P_{ui} \cdot A$$

APPUI	$T_{\max}$	$\phi$	$A_i/A$	$P_{ui}$	$T_{di}$
3T12	3,38	12	0,33	3,77	12,54
3T14	4,38	14	0,33	4,40	13,92
3T16	6,91	16	0,33	5,03	19,21
3T20	8,57	20	0,33	6,28	19,08
5T25	8,57	25	0,20	7,85	11,56
3T25	6,17	25	0,33	7,85	10,99

$$\bar{\sigma}_{td} = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

Il s'ensuit que :  $\max \sigma_{di} \leq \bar{\sigma}_{td} = 26,55 \text{ kg/cm}^2$   
conditions vérifiées.

Armatures transversales .\* NIVEAU 6 .

$$T_{max} = 3,38t ; M = 1,76 t.m ; A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = 43,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

$$\bar{\tau}_d = 2,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 30,98 \text{ kg/cm}^2$$

A ce niveau 1cad + 1 étrier  $\emptyset 8$  suffisent

$$\text{Ecartement : } t = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Ecartement adm : } t = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Ecart : } t = \min (0,3h ; 12 \emptyset) = 8 \text{ cm dans la zone nodale}$$

$$t = 0,5h = 13,5 \text{ cm en dehors de la zone.}$$

\* NIVEAU 5 .

$$T_{max} = 4,38t ; M = 3,21 t.m ; A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = 70,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 3,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 30,98 \text{ kg/cm}^2$$

A ce niveau 1cad + 1 étrier sont suffisants

$$\text{Ecart : } t = 26 \text{ cm}$$

$$\text{Ecart adm : } t = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Ecartement adopté } t = \min (0,3h ; 12 \emptyset) = 8 \text{ cm dans la zone}$$

$$\text{nodale et } t = 13 \text{ cm en dehors de la zone.}$$

\* NIVEAU 4 .

$$T_{max} = 6,91t ; M = 6,19 t.m ; A = 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 106 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = 5,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b2} = 30,74 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_d = 5,25 \text{ kg/cm}^2$$

On choisira 1 cad + 1 étrier  $\emptyset 8$

$$\text{Ecart} : t = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Ecart adm} : t = 22 \text{ cm}$$

On adoptera :  $t=8\text{cm}$  en zone nodale et  $t=13\text{cm}$  en dehors de la zone.

\* NIVEAU 3 .

$$T_{max} 8,57t ; M=8,31t.m ; A=3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 155 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} \text{ sous SP2}$$

$$\sigma_d = 7,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b2} = 26,51 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_d = 7,26 \text{ kg/cm}^2$$

1 cad + 1 étrier de  $\emptyset 8$

$$\text{Ecart} : t = 13,28 \text{ cm}$$

$$\text{Ecart adm} : t = 20\text{cm}$$

On adoptera: en zone nodale  $8\text{cm}$  et en dehors de la zone nodale  $t = 13\text{cm}$ .

\* NIVEAU 2 .

$$T_{max} = 10,01 \text{ t} ; M = 10,16 \text{ t.m}$$

$$A = 6T20 = 18,85 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 140 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} \text{ sous SP2}$$

$$\tau_d = 8,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b2} = 27,80 \text{ kg/cm}^2 > \tau_d = 8,5 \text{ kg/cm}^2$$

1 cad + 1 étrier de  $\emptyset 8$

$$\text{Ecart} : t = 11 \text{ cm}$$

$$\text{Ecart adm} : t = 19 \text{ cm.}$$

On adoptera comme espacement des aciers transversaux :  
 $t = 8 \text{ cm}$  en zone nodale et  $t = 11 \text{ cm}$  en dehors de la zone nodale.

\* NIVEAU 1 .

$$T_{max} = 6,17 \text{ t} ; M = 7,07 \text{ t.m} ; A = 14,72 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \geq 25 \quad \bar{\sigma}'_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 115 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} \text{ sous SP2}$$

$$\tau_d = 5,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b2} = 29,94 \text{ kg/cm}^2 > \tau_d$$

1 cad + 1 étrier sont suffisants à ce niveau

$$\text{Ecart} : t = 18,4 \text{ cm}$$

$$\text{Ecart adm} : t = 22 \text{ cm}$$

On adoptera : en zone nodale :  $d = 8 \text{ cm}$  et en dehors de la zone  
 nodale :  $t = 13 \text{ cm.}$

## PORTIQUE FILE D

## FERRAILLAGE DES POUTRES

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
* NIVEAU 6					
Sous SP1	-2,77		-2,61		
	△	2,15	△		
Sous max SP2	-5,13		-3,69		
	△	2,80	△	0,44	
* NIVEAU 5					
Sous SP1	-5,93		-6,35		-2,59
	△	3,50	△	2,26	△
Sous max SP2	-10,42		-10,88		
	△	4,03	△	2,67	△
* NIVEAU 4					
Sous SP1	-5,62		-5,48		
	△	3,18	△	1,78	△
Sous max SP2	-12,67		-12,54		-10,67
	△	2,80	△	2,02	△
* NIVEAU 3					
Sous SP1	-4,56		-6,06		-2,93
	△	3,42	△	1,80	△
Sous max SP2	-13,76		-12,75		-13,33
	△	5,98	△	2,00	△
* NIVEAU 2					
Sous SP1	-5,26		-5,76		-2,68
	△	3,22	△	1,82	△
Sous max SP2	-15,25		-15,78		-14,33
	△	6,00	△	1,93	△
		3,40	8,79		9,69

Sous SP1  $\Delta$   $\frac{-0,81}{\Delta}$   $\frac{0,39}{\Delta}$   $\frac{-0,70}{\Delta}$   $\frac{0,25}{\Delta}$   $\frac{-0,147}{\Delta}$

\* NIVEAU 1

Sous max SP2  $\Delta$   $\frac{-7,40}{\Delta}$   $\frac{5,86}{\Delta}$   $\frac{0,46}{\Delta}$   $\frac{-8,51}{\Delta}$   $\frac{7,62}{\Delta}$   $\frac{0,28}{\Delta}$   $\frac{-8,34}{\Delta}$   $\frac{7,55}{\Delta}$

NIV	SECT	1	2	3	4	5			
6	M	-5,13	-	2,15	-2,61	0,41	-	-	-
		SP2	-	SP1	SP1	SP2	-	-	-
	$\mu$	0,0346	-	0,0218	0,0264	0,0028	-	-	-
	$\kappa$	47,6	-	62,5	56,0	192	-	-	-
	$\varepsilon$	0,9201	-	0,9355	0,9296	0,9758	-	-	-
	A	3,16	-	1,35	2,39	0,24	-	-	-
5	M	-10,42	-	3,50	-10,88	0,90	2,26	-2,59	1,95
		SP2	-	SP1	SP2	SP2	SP1	SP1	SP2
	$\mu$	0,0703	-	0,0354	0,0734	0,0061	0,0229	0,0262	0,0132
	$\kappa$	31,0	-	47,0	30,2	126	60,5	56,0	68,0
	$\varepsilon$	0,8913	-	0,9194	0,8894	0,9645	0,9338	0,9296	0,9998
	A	6,63	-	3,24	6,93	0,79	2,06	2,37	1,18

NIV	SECT	1	2	3	4	5			
4	M	-12,67	2,80	3,18	-12,54	4,97	1,78	-10,67	5,50
		SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2
	M	0,0855	0,0189	0,0322	0,0846	0,0335	0,0120	0,0720	0,0371
	K	27,4	67,5	49,8	27,6	48,6	87,0	30,5	45,8
	Z	0,8821	0,9394	0,9228	0,8826	0,9214	0,9510	0,8901	0,9178
	A	8,14	1,69	2,93	8,05	3,06	1,06	6,80	3,40
3	M	-13,76	5,98	3,42	-12,75	7,70	1,80	-13,33	8,27
		SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2
	M	0,0929	0,0404	0,0346	0,0860	0,0520	0,0182	0,0899	0,0558
	K	26,0	43,6	47,8	27,3	37,4	69,0	26,5	35,8
	Z	0,8780	0,9147	0,9204	0,8818	0,9046	0,9405	0,8795	0,9016
	A	8,88	3,71	3,16	8,20	4,83	1,63	8,59	5,20
2	M	-15,25	6,00	3,22	-15,78	8,79	1,82	14,33	9,69
		SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2
	M	0,1029	0,0404	0,0326	0,1064	0,0593	0,0184	0,0967	0,0654
	K	24,3	43,6	49,4	23,7	34,5	69,0	25,3	32,4
	Z	0,8728	0,9147	0,9224	0,8708	0,8990	0,9405	0,8759	0,8945
	A	9,91	3,72	2,97	10,27	5,54	1,65	9,27	6,14

NIV	SECT.	1		2	3		4	5	
1	M	-7,40	5,26	0,39	-8,51	7,62	0,25	-8,34	7,55
		SP2	SP2	SP1	SP2	SP2	SP1	SP2	SP2
	$\mu$	0,0499	0,0395	0,0039	0,0574	0,0514	0,0025	0,0563	0,0510
	K	38,4	44,2	160	35,2	37,6	205	35,6	37,8
	E	0,9064	0,9155	0,9714	0,9004	0,9049	0,9773	0,9012	0,9053
	A	4,63	3,63	0,34	5,36	4,77	0,22	5,25	4,73

### Vérifications .

#### \* Condition de non fragilité .

Données ;  $b=30\text{cm}$  ;  $h=42\text{cm}$  ;  $f_{en}=4200\text{kg/cm}^2$

D'où  $A \geq 1,22 \text{ cm}^2$  sous SP1

et  $A \geq 1,83 \text{ cm}^2$  sous SP2

La section minimale à prévoir est 3T10 pour que cette condition soit vérifiée.

#### \* Limitation des flèches .

$$1- A \leq 43bh/f_{en} = 12,90 \text{ cm}^2$$

$$2- ht \geq l/16 = 29,7 \text{ cm}$$

$l=4,75\text{m}$  portée entre nus des appuis de la plus grande travée.

$$3- h_t \geq M_t \cdot l / 10 M_0$$

La travée la plus sollicitée sous les charges verticales est la travée de portée 4m du 1er niveau.

$$q = a(G + P + \overset{\rightarrow}{SIH} + \overset{\downarrow}{SIV}) = 2,79 \text{ t/m}$$

Le moment isostatique de la travée indépendante de portée 4,75m  $M_0 = 7,87 \text{ t.m}$

Le moment en travée sous  $G + P + \overset{\rightarrow}{SIH} + \overset{\downarrow}{SIV}$  du 3eme niveau de la même travée  $M_t = 3,42 \text{ t.m}$

$$\text{Il vient : } h_t \geq M_t \cdot l / 10 M_0 = 20,6 \text{ cm}$$

Les 3 conditions ci-dessus sont vérifiées d'où la justification des flèches s'avère inutile (Art 61 du CCBA68).

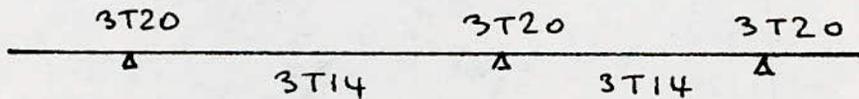
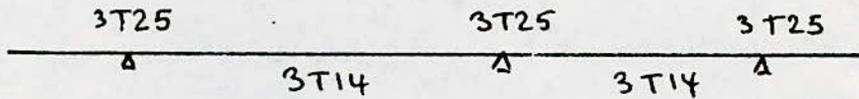
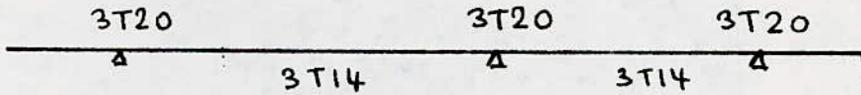
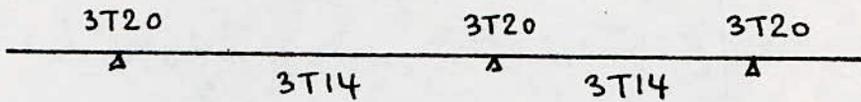
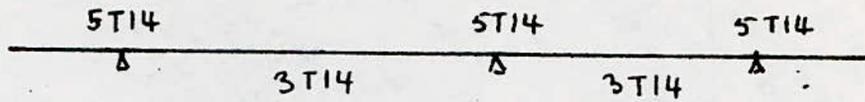
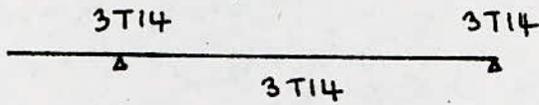
#### \* Conditions de non-fusuration

Comme pour les portiques longitudinaux, en fonction de la plus grosse barre d'une section, nous dresserons un tableau qui donnera les valeurs de  $A_0$  que doit avoir cette section pour que ces conditions soient vérifiées...

$\phi$	12	14	16	20	25
$\bar{\omega}_f$	0,0159	0,0191	0,0224	0,0297	0,0400
$A_0$	1,91	2,29	2,69	3,59	4,80

$$A_0 = \bar{\omega}_f \cdot B_f \quad ; \quad B_f = 2bd = 120 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \bar{b}_a = 2610 \text{ b} \quad (\phi > 25)$$

FERRAILLAGE ADOPTE



IV.2 POTEAUX .1/ ARMATURES LONGITUDINALES .

Chaque poteau est soumis à un effort normal et deux moments de flexion, un dans le sens transversal et l'autre dans le sens longitudinal. Dans le cas général, les poteaux doivent être calculés en flexion composée déviée. Néanmoins, nous calculerons les poteaux en flexion composée dans le sens longitudinal puis dans le sens transversal et pour chaque sens, les armatures seront déterminées sous la plus défavorable des sollicitations du 1<sup>e</sup> genre et du 2<sup>e</sup> genre.

Ce mode de calcul se trouve justifié par le fait que :

- Dans le sens longitudinal, les charges sont faibles par conséquent les moments dans les poteaux sont négligeables ;
- Les charges horizontales dues principalement au séisme n'agissent pas simultanément dans les deux sens.

Les sollicitations considérées sont les suivantes :

\* SOUS SP1 .

- Sens longitudinal

$N \text{ et } M \text{ corr} = 0$

- Sens transversale

$N$  et  $M_{corr}$  (G+1, 2P)

\* SOUS SP2 .

- Sens longitudinal

$N_{min}$  et  $M_{corr}$  ( $\pm \overrightarrow{SIH}$ )

$N_{max}$  et  $M_{corr}$  ( $\pm \overrightarrow{SIH}$ )

- Sens transversal

$N_{min}$  et  $M_{corr}$  ( $G+P/5 + \overleftarrow{SIH} + \overrightarrow{SIV} \uparrow$ )

$N_{max}$  et  $M_{corr}$  ( $G+P + \overleftarrow{SIH} + \overrightarrow{SIV} \downarrow$ )

a) Contraintes admissibles (Acier et béton).

Conformément aux compléments aux règles parasismiques CTC du Février 81, la vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec les contraintes admissibles en béton et acier du 1er genre majorées au plus de 25%.

\* SOUS SP1 .

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

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1,25 \times 2800 = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,25 \times 68,85 = 86,06 \text{ kg/cm}^2$$

Dans le cas de la flexion composée et où l'effort normal est un effort de compression (sections rectangulaires).

$$\bar{\sigma}'_b = \min ( 2 \bar{\sigma}'_{b_0} ; ( 1 + e_0 / 3 e_1 ) \bar{\sigma}'_{b_0} )$$

b) Calcul des armatures .

Pour chaque section et sous l'effet de chaque combinaison (M,N) on calculera :

$$e_0 = M/N \quad \text{et} \quad e_1 = ht/6$$

- $e_0 > e_1$  La section est partiellement tendue
- $e_0 < e_1$  La section est entièrement comprimée
- $e_0 = 0$  section soumise à la compression simple

c) Formules utilisées.

1/- SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE .

Notations :

$N'$  : effort normal de compression

MGB : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section du béton

$d'1=d'2$  : distance du centre de gravité des armatures aux fibres extérieures.

$$\xi' = \frac{d1'}{h_t} = \frac{d'2}{h_t} \quad ; \quad \rho = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_t}{N'} \quad ; \quad \beta = \frac{6 M_{GB}}{N' \cdot h_t}$$

On calcule les quantités suivantes :

$$c = 0,27 (1-2\xi')^2 q$$

$$D = 0,30 (\rho - \beta) - 0,90 (1 - \rho) (1 - 2\xi')^2$$

$$E = q - \beta - 1$$

$$d' \text{ où } \tilde{\omega}' = \frac{1}{2c} (-D + \sqrt{D^2 - 4c \cdot E})$$

Les armatures longitudinales sur chaque face de la section considérée sont données par :

$$A'1 = A'2 = \frac{b \cdot h_t \cdot \tilde{\omega}'}{100}$$

## 2/- SECTION PARTIELLEMENT TENDUE .

On utilisera les abaques donnés par P.. CHARON pour

$$\delta' = 0,10 \text{ qui donnent } A = A'$$

Notations :

N: effort normal de compression

$d'(a)$ : distance du centre de gravité de la section du béton

aux armatures comprimées (tendues).

Le moment des forces extérieures, situées à gauche de la section, par rapport aux armatures tendues :

$$M^t_a = M_{GB} + N \cdot a$$

Le moment de ces mêmes forces, par rapport aux armatures comprimées :

$$M^c_a = M_{GB} - N \cdot a'$$

On prendra :

$$d = d' \quad a = a' = \frac{1}{2} h_t - d$$

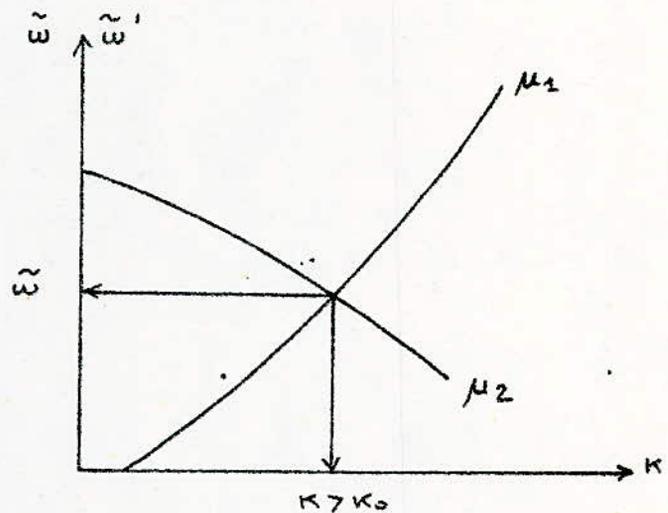
Abaque établi à partir de  $\bar{\sigma}_a$

On calculera :

$$\mu_1 = \frac{n \cdot M^t_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu_2 = \frac{n \cdot M^c_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\kappa_0 = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b}$$



Le point; intersection de  $\mu_1$  et  $\mu_2$   
donnera :

- en ordonnée  $\tilde{\omega} = \tilde{\omega}'$
- en abscisse  $K$

Si  $K > K_0$  solution admissible, on retiendra  
la valeur de  $\tilde{\omega}' = \tilde{\omega}$

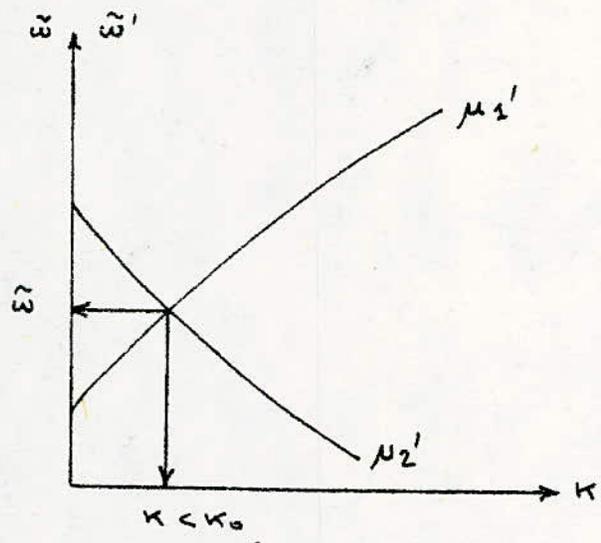
Si  $K < K_0$ , on utilisera l'abaque établi à  
partir de  $\sigma_b'$ .

Abaque établi à partir de  $\sigma_b'$

On calculera

$$\mu_1' = \frac{M^t a}{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu_2' = \frac{M^c a}{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2}$$



Le point ; intersection de  
 $n_1$  et  $n_2$  donnera :  
en ordonnée  $\tilde{\omega} = \tilde{\omega}'$

La section d'armatures sur chaque face :

$$A = A' = \bar{\omega} bh/100$$

e/ Section soumise à la compression simple.

Dans le cas où la section est sollicitée en compression simple, les sections d'armatures comprimées sont données par :

$$A' = (N' / \bar{\sigma}'_{b0} - B) / n$$

Avec :

$n$  : coefficient d'équivalence ( $n=15$ ) ;

$B$  : section du béton ;

$N'$  : effort de compression ;

$\bar{\sigma}'_{b0}$  : contrainte admissible de compression simple.

La section comprimée doit satisfaire à la condition de sécurité (art 32,26 du CCBA68).

$$A \leq B/20$$

e/ Pourcentage minimal des armatures comprimées .

Le pourcentage minimal est donné par (art 32,2)

$$\bar{\omega} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \bar{\sigma}'_m / \bar{\sigma}'_{b0}$$

Pour les sections soumises à la compression simple ou pour les sections entièrement comprimées, la contrainte moyenne de compression s'écrit :

$$\bar{\sigma}'_m = N' / B \quad ; \quad B = b \cdot h$$

La section minimale des armatures comprimées est donnée par :

$$A \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot N' / \bar{\sigma}'_{b0}$$

Pour les sections partiellement comprimées

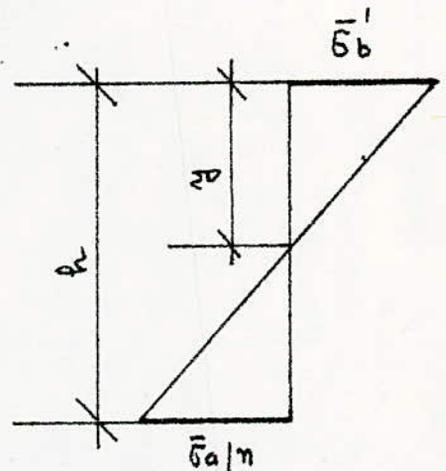
$$\bar{\sigma}'_m = N' / B$$

La section B dépend de la position de l'axe neutre :

$$B = b \cdot y$$

Le diagramme de Navier donne :

$$y = n \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot h / (n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a)$$



$h$  : hauteur utile de la section

$y$  : distance de l'axe neutre à  
la fibre la plus tendue

$b$  : largeur de la section.

La contrainte moyenne de compression s'écrit :

$$A \quad \bar{\sigma}'_m = N' / b \cdot y$$

$$D'où \quad A \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot N' h t / b' b_0 y$$

Conformément aux compléments aux règles parasismiques CTC du février 81, le pourcentage minimal des aciers comprimés doit en outre vérifier les pourcentages suivants en zone II.

$\bar{w} \geq 0,8\%$  pour les poteaux intérieurs

$\bar{w} \geq 0,9\%$  poteaux de rive

$\bar{w} \geq 1,0\%$  poteaux d'angle.

#### g) Prescription relatives au ferrailages .

Les compléments aux règles parasismiques, recommandent les prescriptions suivantes :

\* Les armatures longitudinales doivent être des barres de haute adhérence, le diamètre minimal est de 14mm en zone II.

\* Le pourcentage maximum total des aciers est de 4% dans les zones de recouvrement et de 2,5% dans les zones courantes.

\* Les crochets sont interdits aux recouvrements des armatures longitudinales.

\* La longueur minimale des recouvrements est de  $50 \varnothing$  avec  $\varnothing \geq 14\text{mm}$  en zone II.

\* La distance entre les barres longitudinales ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

#### h) Flambement des poteaux .

Conformément à l'article 33 des règles CCBA68, pour les poteaux d'élanement inférieur à 50 ( $\lambda < 50$ ) il ne sera pas tenu compte des efforts de flambement.

La longueur de ~~fl~~<sup>flambement</sup> est donnée par :

$$l_c = 0,7 l_0$$

$l_0$  : longueur libre

$\lambda < 50$  condition équivalente à  $l_c/a < 14,4$  pour les sections rectangulaires.

Pour notre cas :

$$l_0 = 3,20\text{m}$$

$a = 30\text{cm}$  la plus petite dimension des poteaux :

$$l_c = 0,7 l_0 = 224\text{cm}$$

$l_c/a = 7,47 < 14,4$  donc on tiendra pas compte des effets de flambement.

Les compléments aux règles parasismiques donnent comme armatures minimales :

Comme armatures minimales adoptées, nous retiendrons, celles préconisées par les compléments aux règles parasismiques ; à savoir :

\* Poteaux de rive (files 1 et 3)

$$w = 0,9\% \Rightarrow A_{\min} = 0,9 \text{ bht}/100$$

$$\text{Pour } bht = 30 \times 40 = 1200 \Rightarrow \underline{A_{\min} = 10,8\text{cm}^2}$$

\* Poteaux intérieurs (file 2).

$$w = 0,8\% \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \text{ bht}/100$$

$$\text{Pour } bht = 30 \times 50 \Rightarrow \underline{A_{\min} = 12\text{cm}^2}$$

Poteaux d'angle :

$$w = 1,0\% \Rightarrow A_{\min} = 1,0 \text{ bht}/100$$

$$\text{Pour } bht = 30 \times 40 = 120\text{cm}^2 \Rightarrow \underline{A_{\min} = 12\text{cm}^2}.$$

A/ SECTIONS SOUMISES A LA COMPRESSION SIMPLE .

Dans le sens longitudinal, les section des poteaux sont soumises à la compression simple sous SP1 ( $N$ ;  $M_{corr}=0$ ). Un calcul nous a montré que les aciers ne sont pas nécessaire.

En effet :

Le poteau le plus sollicité des deux files 1 et 3 est le poteau 6-7 de la file 1 où  $N'=69,59t$ .

Données :

$$N'=69,59t \quad ; \quad B=1200 \text{ cm}^2$$

$$A' = (N' / \bar{\sigma}'_{b0} - B) / 15$$

$$D'où : A' = -12,6 < 0$$

Pour le poteau 6-7 de la file 2.

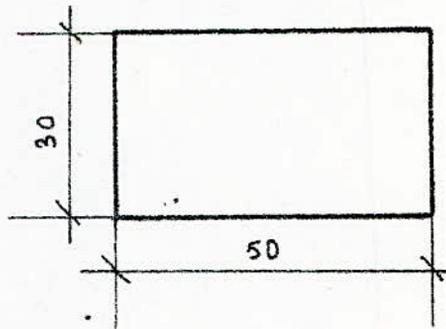
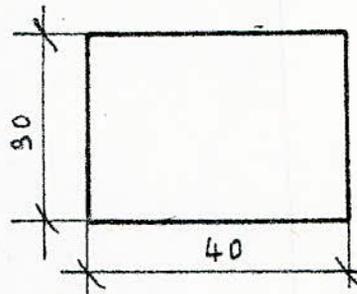
On a :

$$N'=83,47t \quad ; \quad B=1500 \text{ cm}^2$$

$$A' = (N' / \bar{\sigma}'_{b0} - B) / 15$$

D'où

$$A' = -19,2 < 0$$

B/ SECTIONS ENTIEREMENT COMPRIMEES .

Données .

\* Poteau 6-7 de la file 3 .

$$N_{\max} = 89,27t ; M_{\text{corr}} = 3,01 t.m ; b = 40\text{cm}$$

$$b'_b = \min(172; 105) = 105\text{kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

Les formules donnent :

$$q = 1,4114 ; B = 0,6744$$

$$== c = 0,2439 ; D = 0,4581 ; E = -0,263$$

$$D' \text{ où } \bar{w}' = 0,46 == \underline{A'1 = A'2 = 5,53 \text{ cm}^2 .}$$

C/ SECTIONS PARTIELLEMENT COMPRIMEES .

Le calcul des sections partiellement comprimées dans le sens longitudinal sera mené sous forme de tableaux.

Données .

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

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

$$(N_{\max} ; M_{\text{corr}})$$

$$(N_{\min} ; M_{\text{corr}})$$

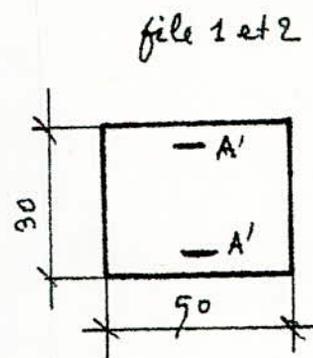
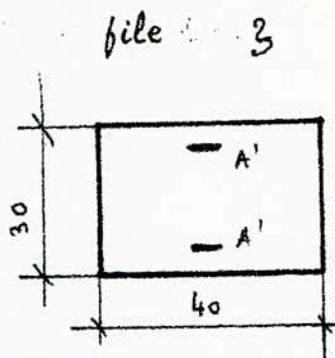
$b$  : largeur de la section (cm).

$N_{max}$  ;  $M_{corr}$

$$\delta = 0,10$$

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

$b$ : largeur de la section



\* Poteau 6-7 de la file 1.

$$N_{max} = 115,87 \text{ t} ; M_{corr} = 3,90 \text{ t.m} ; b = 40 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \min(172; 105) = 105 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

Les formules relatives aux sections entièrement comprimées donnent :

$$\rho = 1,0874 ; \beta = 0,6732$$

$$\Rightarrow c = 0,1879 ; D = 0,1802 ; E = -0,5858$$

$$D' \text{ où } : \bar{\omega}' = 1,35 \Rightarrow \underline{A'_{1,2} = 16,20 \text{ cm}^2}$$

\* Poteau 6-7 de la file 2 .

$$N_{max} = 131,14 \text{ t} ; M_{corr} = 3,90 \text{ t.m} ; b = 50 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \min(172; 103) = 103 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

Les formules donnent :

$$\rho = 1,178 ; \beta = 0,5948$$

$$\Rightarrow c = 0,2036 ; D = 0,156 ; E = -0,4167$$

$$D' \text{ où } : \bar{\omega} = 1,10 \Rightarrow \underline{A'_{1,2} = 16,47 \text{ cm}^2}$$

ARMATURES MINIMALES "SENS LONGITUDINAL"

FILE	POT	N'	$\theta 1$	$l_c$	$\theta 2$	$\theta 3$	$h_t/y$	A
1	1-2	7,46	1,4	1,89	2,629	1,525	1	0,76
	2-3	23,61	1,4	2,21	2,905	1,525	1	2,66
	3-4	39,68	1,4	2,24	1,013	1,525	1	1,97
	4-5	51,00	1,4	2,24	1,013	1,525	1	2,01
	5-6	66,98	1,4	2,24	1,013	1,525	1	2,65
	6-7	69,59	1,4	1,12	1,966	1,525	1	5,30
2	1-2	6,36	1,0	1,89	2,629	1,525	1	0,46
	2-3	25,41	1,0	2,21	2,905	1,525	1	2,04
	3-4	43,44	1,0	2,24	1,013	1,525	1	1,23
	4-5	61,80	1,0	2,24	1,013	1,525	1	1,74
	5-6	80,12	1,0	2,24	1,013	1,525	1	2,26
	6-7	83,47	1,0	1,12	1,966	1,525	1	4,54
3	1-2	11,42	1,4	2,24	2,905	1,525	1	<del>1,98</del>
	2-3	24,89	1,4	2,24	1,013	1,525	1	0,98
	3-4	38,42	1,4	2,24	1,013	1,525	1	1,52
	4-5	51,83	1,4	2,24	1,013	1,525	1	1,46
	5-6	55,94	1,4	1,12	1,966	1,525	1	4,26

## EFFORTS (M, N) DANS LES POTEAUX "SENS LONGITUDINAL"

F I L E	P O T E A U	S P 1		S P 2			
		N	Mcorr	Nmax	Mcorr	Nmin	Mcorr
1	1-2	7,46	—	12,68	2,20	5,45	2,20
	2-3	23,61	—	31,75	4,50	9,95	4,50
	3-4	39,68	—	55,85	7,32	28,02	7,32
	4-5	51,00	—	76,90	8,63	36,72	8,63
	5-6	66,98	—	104,73	9,76	45,66	9,76
	6-7	69,59	—	115,87	3,90	47,29	3,90
2	1-2	6,36	—	8,93	2,20	4,52	2,20
	2-3	25,41	—	33,83	4,50	17,16	4,50
	3-4	43,44	—	60,30	7,32	29,30	7,32
	4-5	61,80	—	89,02	8,63	42,54	8,63
	5-4	80,12	—	119,21	9,76	56,46	9,76
	6-7	83,47	—	131,14	3,90	59,87	3,90
3	1-2	11,42	—	15,18	3,42	7,71	3,42
	2-3	24,89	—	34,93	5,98	17,67	5,98
	3-4	38,42	—	56,39	7,26	28,19	7,26
	4-5	51,83	—	78,57	7,52	39,15	7,52
	5-6	55,94	—	89,27	3,01	46,41	3,01

SOLLICITATIONS SOUS (Nmax, Mcorr) DANS LE SENS  
LONGITUDINAL

FILE	POTEAU	Nmax	Mcarr	$e_0 = M/N$	$e_1 = ht/6$	
1	1-2	12,68	2,20	17,35	5,00	PC
	2-3	31,79	4,50	14,17	5,00	PC
	3-4	55,89	7,32	13,11	5,00	PC
	4-5	76,90	8,63	11,22	5,00	PC
	5-6	104,73	9,76	9,32	5,00	PC
	6-7	119,87	3,90	3,37	5,00	EC
	1-2	8,93	2,20	24,63	5,00	PC
	2-3	33,83	4,50	13,30	5,00	PC
	3-4	60,30	7,32	12,14	5,00	PC
	4-5	89,02	8,63	9,69	5,00	PC
	5-6	119,21	9,76	8,19	5,00	PC
	6-7	131,14	3,90	2,97	5,00	EC
	1-2	19,18	3,42	22,93	5,00	PC
	2-3	34,93	5,98	17,12	5,00	PC
	3-4	56,39	7,26	12,87	5,00	PC
	4-5	78,97	7,52	9,57	5,00	PC
	5-6	89,27	3,01	3,37	5,00	EC

SECTIONS PARTIELLEMENT COMPRIMÉES SENS LONGITUDI

FILE	1					2		
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	1-2	2-3	3-4
POT	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	1-2	2-3	3-4
Nmax	12,68	31,75	55,85	76,90	104,73	8,93	33,83	60,30
M <sub>corr</sub>	2,20	4,50	7,32	8,63	9,76	2,20	4,50	7,32
M <sub>a</sub> <sup>t</sup>	3,34	7,36	12,35	15,55	19,19	3,00	7,54	12,75
M <sub>a</sub> <sup>c</sup>	1,06	1,64	2,29	1,71	0,33	1,40	1,46	1,89
$\mu_1$	0,04	0,09	0,15	0,19	0,24	0,03	0,07	0,12
$\mu_2$	0,01	0,02	0,03	0,02	-	0,01	0,01	0,02
$\kappa_0$	20	21	22	23	25	20	22	22
$\kappa$	45	28	21	-	-	0,07	32	23
$\omega$	0,07	0,16	-	-	-	-	0,29	0,17
$\mu_1'$	-	-	0,26	0,35	0,47	-	-	-
$\mu_2'$	-	-	0,05	0,04	0,02	-	-	-
$\kappa$	-	-	19	9	6	-	-	-
$\omega$	-	-	0,45	0,90	1,56	-	-	-
$\lambda = \lambda'$	0,86	1,73	4,86	9,72	16,85	0,95	3,92	2,30

SUITE

FILE	2		3			
	4-5	5-6	1-2	2-3	3-4	4-5
POT	89,02	119,21	15,18	34,93	56,39	78,57
N <sub>max</sub>	8,63	9,76	3,42	5,98	7,26	7,52
M <sup>t</sup> <sub>a</sub>	16,64	20,49	4,79	9,12	12,34	14,59
M <sup>c</sup> <sub>a</sub>	0,62	-0,97	2,05	2,84	2,18	0,45
$\mu_1$	0,16	0,20	0,06	0,11	0,15	0,18
$\mu_2$	0,01	-0,01	0,03	0,03	0,03	-
$\kappa_0$	25	26	20	20	22	24
$\kappa$	19	-	37	25	20	-
$\omega$	-	-	0,22	0,23	-	-
$\mu_1'$	0,32	0,42	-	-	0,33	0,35
$\mu_2'$	0,01	-0,02	-	-	0,06	0,01
$\kappa$	9	4	-	-	14	9
$\omega$	0,63	1,12	-	-	1,08	0,82
A=A'	8,51	15,12	2,38	2,48	11,66	8,86

SOLLICITATIONS SOUS (N<sub>min</sub> ; M<sub>corr</sub>) SENS LONGITUDINAL

FILE	POTEAU	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub> = M/N	e <sub>1</sub> = h <sub>l</sub> /6	
1	1-2	5,15	2,20	42,72	5,00	PC
	2-3	9,95	4,50	45,23	5,00	PC
	3-4	28,02	7,32	26,12	5,00	PC
	4-5	36,72	8,63	23,50	5,00	PC
	5-6	45,66	9,76	21,38	5,00	PC
	6-7	47,29	3,90	8,25	5,00	PC
2	1-2	4,52	2,20	48,67	5,00	PC
	2-3	17,16	4,50	26,22	5,00	PC
	3-4	29,30	7,32	24,98	5,00	PC
	4-5	42,54	8,63	20,29	5,00	PC
	5-6	56,46	9,76	17,29	5,00	PC
	6-7	59,87	3,90	6,51	5,00	PC
3	1-2	7,71	3,42	44,36	5,00	PC
	2-3	17,67	5,98	33,84	5,00	PC
	3-4	28,19	7,26	25,75	5,00	PC
	4-5	39,15	7,52	19,21	5,00	PC
	5-6	46,41	3,01	6,49	5,00	PC

SECTIONS PARTIELLEMENT COMPRIMÉE "SENS LONG"

FILE	1						2		
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	1-2	2-3	3-4
POT	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	1-2	2-3	3-4
Nmin	4,15	9,95	28,02	37,62	45,66	47,29	4,52	17,16	29,30
M <sub>corr</sub>	2,20	4,50	7,32	8,63	9,76	3,90	2,20	4,50	7,32
M <sub>ta</sub>	2,57	5,40	9,84	12,02	13,87	8,16	2,61	6,04	9,96
M <sub>ca</sub>	1,83	3,60	4,80	5,24	5,65	-0,45	1,79	2,96	4,68
$\mu_1$	0,04	0,08	0,14	0,18	0,20	0,12	0,03	0,07	0,12
$\mu_2$	0,03	0,05	0,07	0,08	0,08	-0,01	0,02	0,03	0,06
$\kappa_0$	20	20	20	20	20	26	20	20	20
$\kappa$	47	37	29	21	19	22	55	34	26
$\omega$	0,22	0,37	0,54	0,64	-	-	0,14	0,22	0,44
$\mu_1'$	-	-	-	-	0,22	0,18	-	-	-
$\mu_2'$	-	-	-	-	0,09	-0,01	-	-	-
$\kappa$	-	-	-	-	21	25	-	-	-
$\omega$	-	-	-	-	0,49	<0	-	-	-
A=A'	2,38	4,00	5,83	6,91	5,29	<0	1,89	2,97	5,94

SUITE

FILE	2			3				
	4-5	5-6	6-7	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
POT	42,54	56,46	59,87	7,71	17,67	28,19	39,19	46,41
M <sub>corr</sub>	8,63	9,76	3,90	3,42	5,98	7,26	7,52	3,01
M <sup>t</sup> <sub>a</sub>	12,46	14,84	9,29	4,11	6,67	9,80	11,04	7,19
M <sup>c</sup> <sub>a</sub>	4,80	4,68	-1,45	2,73	5,29	4,72	4,00	-1,17
$\mu_1$	0,15	0,17	0,11	0,06	0,10	0,14	0,16	0,11
$\mu_2$	0,06	0,06	-0,02	0,04	0,08	0,07	0,06	-0,02
$\kappa_0$	20	20	28	20	20	20	20	28
$\kappa$	22	21	25	3,8	30	24	21	23
$\omega$	0,48	0,49	-	0,28	0,60	0,54	0,52	-
$\mu_1'$	-	-	0,21	-	-	-	-	0,20
$\mu_2'$	-	-	-0,03	-	-	-	-	-0,03
$\kappa'$	-	-	19	-	-	-	-	16
$\omega'$	-	-	<0	-	-	-	-	<0
$A=A'$	6,48	6,62	<0	3,02	6,48	5,83	5,62	<0

197

## EFFORTS (M, N) DANS LES POTEAUX "SENS LONGITUDINAL"

F I L E	P O T E A U	S P 1		S P 2			
		N	Mcorr	Nmax	Mcorr	Nmin	Mcorr
1	1-2	7,46	—	12,68	2,20	5,45	2,20
	2-3	23,61	—	31,75	4,90	9,95	4,50
	3-4	39,68	—	55,85	7,32	28,02	7,32
	4-5	51,00	—	76,90	8,63	36,72	8,63
	5-6	66,98	—	104,73	9,76	49,66	9,76
	6-7	69,59	—	115,87	3,90	47,29	3,90
2	1-2	6,36	—	8,93	2,20	4,52	2,20
	2-3	25,41	—	33,83	4,50	17,16	4,50
	3-4	43,44	—	60,30	7,32	29,30	7,32
	4-5	61,80	—	89,02	8,63	42,54	8,63
	5-4	80,12	—	119,21	9,76	56,46	9,76
	6-7	83,47	—	131,14	3,90	59,87	3,90
3	1-2	11,42	—	15,18	3,42	7,71	3,42
	2-3	24,89	—	34,93	5,98	17,67	5,98
	3-4	38,42	—	56,39	7,26	28,19	7,26
	4-5	51,83	—	78,57	7,52	39,15	7,52
	5-6	55,94	—	89,27	3,01	46,41	3,01

## EFFORTS (N, M) DANS LES POTEAUX "SENS TRANSVERSAL"

F I L E	P O T	SP1		SP2			
		N	M <sub>corr</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>
1	1-2	7,46	2,24	12,02	4,48	4,42	0,52
	2-3	23,61	1,81	29,13	5,04	14,28	2,03
	3-4	39,68	2,39	49,21	6,52	23,31	3,48
	4-5	51,00	2,40	64,42	7,73	28,80	3,52
	5-6	66,98	1,15	84,57	7,05	37,66	5,87
	6-7	69,59	0,13	89,81	5,48	35,25	5,13
2	1-2	6,36	2,61	9,18	1,17	5,24	3,69
	2-3	25,41	0,52	28,73	5,80	17,50	6,32
	3-4	43,44	1,19	49,96	8,07	28,45	10,17
	4-5	61,80	1,18	71,32	9,92	39,94	11,98
	5-6	80,12	0,63	92,11	13,06	51,82	13,37
	6-7	83,47	0,09	96,94	10,88	53,74	10,85
3	1-2	11,42	1,53	14,82	5,25	5,93	2,60
	2-3	24,89	0,96	33,32	6,02	12,24	4,36
	3-4	38,42	1,04	52,86	7,10	17,64	5,31
	4-5	51,83	0,69	72,43	7,36	22,80	6,83
	5-6	55,94	0,15	80,54	5,73	22,83	5,62

198

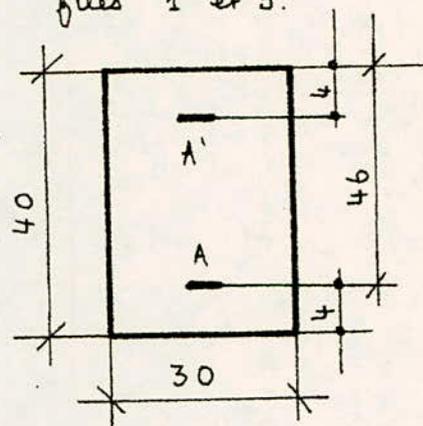
SOLLICITATION  
S O U S ( N , M<sub>corr</sub> )

FILE	POTEAU	N (SPI)	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub> = M/N	e <sub>1</sub> = ht/b	
1	1-2	7,46	2,24	30,03	6,67	PC
	2-3	23,61	1,81	6,81	6,67	PC
	3-4	39,68	2,39	6,02	6,67	EC
	4-5	51,00	2,40	4,71	6,67	EC
	5-6	66,98	1,15	1,72	6,67	EC
	6-7	69,59	0,13	0,19	6,67	EC
2	1-2	6,36	2,61	41,04	8,33	PC
	2-3	25,41	0,52	2,05	8,33	EC
	3-4	43,44	1,13	2,74	8,33	EE
	4-5	61,80	0,63	1,91	8,33	EC
	5-6	80,12	0,63	0,79	8,33	EC
	6-7	83,47	0,09	0,11	8,33	EC
3	1-2	11,42	1,53	13,40	6,67	PC
	2-3	24,89	0,96	3,86	6,67	EC
	3-4	38,42	1,04	2,71	6,67	EC
	4-5	51,83	0,69	1,33	6,67	EC
	5-6	55,94	0,15	0,27	6,67	EC
	6-7					

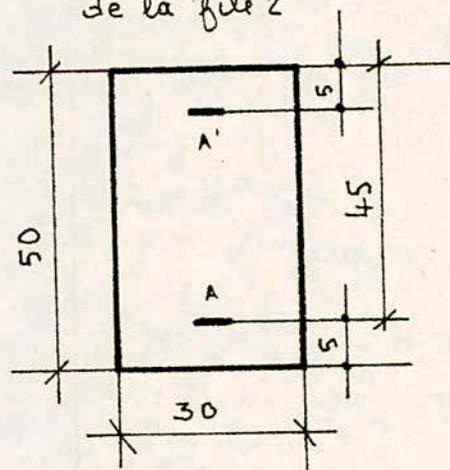
SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMÉE "SENS TRANSVERSAL"

FILE	1		2	3
	1-2	2-3	1-2	1-2
POT	1-2	2-3	1-2	1-2
N	7,46	23,61	6,36	11,42
M <sub>corr</sub>	2,24	1,81	2,61	1,53
M <sup>t</sup> <sub>a</sub>	3,43	5,59	3,88	3,36
M <sup>c</sup> <sub>a</sub>	1,05	-1,97	1,34	-0,30
$\mu_1$	0,03	0,05	0,03	0,03
$\mu_2$	0,01	-0,02	0,01	-
$\kappa_0$	20	29	20	24
$\kappa$	54	38	54	52
$\omega$	0,08	<0	0,08	<0
$\mu_1'$	-	-	-	-
$\mu_2'$	-	-	-	-
$\kappa$	-	-	-	-
$\omega$	-	-	-	-
A = A'	0,96	<0	0,96	<0

Section des poteaux des  
files 1 et 3.



Section des poteaux  
de la file 2



## SECTIONS ENTIEREMENT COMPRIMEE

## " SENS TRANS "

FILE	1					2					3								
	3-4	4-5	5-6	6-7	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	2-3	3-4	4-5	5-6	
POT																			
N	39,68	51,00	66,98	69,59	25,41	43,44	61,80	80,12	83,47	24,89	38,42	51,83	55,94						
Mcorr	2,39	2,40	1,15	0,13	0,52	1,19	1,18	0,63	0,09	0,96	1,04	0,69	0,15						
$\bar{E}'_6$	90	85	75	70	74	76	74	71	69	82	78	73	70						
P	2,722	2,000	1,344	1,207	4,368	2,624	1,796	1,329	1,240	3,953	2,436	1,690	1,502						
$\beta$	0,009	0,706	0,258	0,028	0,246	0,329	0,229	0,094	0,013	0,579	0,406	0,200	0,040						
ht	40	40	40	40	50	50	50	50	50	40	40	40	40						
C	0,470	0,346	0,232	0,209	0,755	0,453	0,310	0,230	0,214	0,683	0,421	0,292	0,260						
D	0,819	0,294	0,086	0,179	3,122	1,295	0,567	0,239	0,227	2,374	1,030	0,490	0,462						
E	-0,446	0,964	0,924	0,119	3,177	1,624	0,913	0,560	0,506	2,713	1,436	0,844	0,728						
w	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0						
A	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0						

SOLLICITATIONS ( $N_{max}$  ;  $M_{corr}$ )

## SENS TRANSVERSAL

POT	POTEAU	$N_{max}$	$M_{corr}$	$e\sigma_M/N$	$e_1 = ht/b$	
1	1-2	12,02	4,48	37,30	6,67	PC
	2-3	29,13	5,04	17,30	6,67	PC
	3-4	49,21	6,52	13,25	6,67	PC
	4-5	64,42	7,73	12,00	6,67	PC
	5-6	84,57	7,05	8,37	6,67	PC
	6-7*	89,81	5,48	6,11	6,67	EC
2	1-2	9,18	1,17	12,75	8,33	PC
	2-3	28,73	5,80	20,19	8,33	PC
	3-4	49,96	8,07	16,15	8,33	PC
	4-5	71,32	9,92	13,91	8,33	PC
	5-6	92,11	13,06	14,18	8,33	PC
	6-7	96,94	10,88	11,22	8,33	PC
3	1-2	14,82	5,25	35,43	6,67	PC
	2-3	39,32	6,02	18,07	6,67	PC
	3-4	52,86	7,10	13,43	6,67	PC
	4-5	72,43	7,36	10,16	6,67	PC
	5-6	80,54	5,73	7,11	6,67	PC



## SUITE

FILE	2		3				
	5-6	6-7	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
POT	92,11	96,94	14,82	33,32	52,86	72,43	80,54
$\Gamma_{\text{horr}}$	13,06	10,88	5,25	6,02	7,10	7,36	5,73
$M_a^t$	31,48	30,27	7,62	11,35	15,56	18,95	18,62
$M_a^c$	-5,36	-8,51	2,88	0,69	-1,36	-4,23	-7,16
$\mu_1$	0,17	0,16	0,04	0,06	0,08	0,10	0,09
$\mu_2$	-0,03	-0,05	0,01	-	-0,01	-0,02	-0,04
$\kappa_0$	26	28	20	21	23	27	30
$\kappa$			45	34	28	24	26
$\omega$			0,08	<0	<0	<0	<0
$\mu_1'$			-	-	-	-	-
$\mu_2'$			-	-	-	-	-
$K$			-	-	-	-	-
$w$			-	-	-	-	-
$A=A'$			0,96	<0	<0	<0	<0

## SOLLOCITATIONS (Nmin ; Mcorr)

Sens Transversal

FILE	POT	Nmin	Mcorr	$e_0 = M/N$	$e_1 = ht/b$	
1	1-2	4,42	0,52	11,76	6,67	PC
	2-3	14,28	2,03	14,22	6,67	PC
	3-4	23,31	3,48	14,93	6,67	PC
	4-5	28,80	3,52	12,22	6,67	PC
	5-6	37,66	5,87	9,35	6,67	PC
	6-7	35,25	5,19	14,72	6,67	PC
2	1-2	5,24	3,69	70,42	8,33	PC
	2-3	17,50	6,32	36,11	8,33	PC
	3-4	28,45	10,17	35,75	8,33	PC
	4-5	39,94	11,98	29,99	8,33	PC
	5-6	51,82	13,37	25,80	8,33	PC
	6-7	53,74	10,85	20,19	8,33	PC
3	1-2	5,93	2,60	43,84	6,67	PC
	2-3	12,24	4,36	35,62	6,67	PC
	3-4	17,64	5,31	30,10	6,67	PC
	4-5	22,80	6,83	29,96	6,67	PC
	5-6	22,83	5,62	24,62	6,67	PC

## SECTIONS PARTIELLEMENT COMPRIMÉES

## SENS TRANSVERSAL

FILE	1						2		
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	1-2	2-3	3-4
POT	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	1-2	2-3	3-4
Nmin	4,42	14,28	23,31	28,80	37,66	37,66	5,24	17,50	28,45
Mcorr	0,92	2,03	3,48	3,52	5,87	5,13	3,69	6,32	10,17
M <sup>ta</sup>	1,23	4,31	7,21	8,13	11,90	10,83	4,74	9,82	15,86
M <sup>ca</sup>	-0,19	2,25	-0,25	-1,09	-0,16	-0,45	2,64	2,82	4,48
M1	0,01	0,03	0,05	0,05	0,08	0,07	0,03	0,06	0,11
M2	-	-	-	0,01	-	0,00	0,02	0,02	0,03
K <sub>o</sub>	26	24	23	25	28	23	20	20	20
K	70	62	38	40	29	31	55	36	25
w	<0	<0	<0	0,08	0,01	0,00	0,24	0,24	0,22
M1'	-	-	-	-	-	-	-	-	-
M2'	-	-	-	-	-	-	-	-	-
K	-	-	-	-	-	-	-	-	-
w	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A=A'	<0	<0	<0	0,96	0,12	0	2,88	2,88	2,64

## SUITE

FILE	2			3				
	4-5	5-6	6-7	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
POT	4-5	5-6	6-7	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Nmin	39,94	51,82	53,74	5,93	12,24	17,64	22,80	22,83
M <sub>corr</sub>	11,98	13,37	10,85	2,60	4,36	5,31	6,83	5,62
M <sup>t</sup> <sub>a</sub>	19,97	23,73	22,00	3,55	6,32	8,13	10,48	9,27
M <sup>c</sup> <sub>a</sub>	3,99	3,01	0,10	1,65	2,40	2,49	3,18	1,97
K <sub>0</sub>	20	20	22	20	20	20	20	20
μ <sub>1</sub>	0,14	0,17	0,16	0,02	0,02	0,05	0,07	0,06
μ <sub>2</sub>	0,03	0,02	—	0,01	0,02	0,02	0,02	0,01
K	21	18	19	45	46	40	34	35
ω	0,22	—	—	0,08	0,14	0,12	0,22	0,08
μ <sub>1</sub> '	—	0,23	0,23	—	—	—	—	—
μ <sub>2</sub> '	—	0,02	—	—	—	—	—	—
K	—	16	14	—	—	—	—	—
ω	—	0,24	0,14	—	—	—	—	—
K = A'	3,30	3,60	2,10	0,96	1,68	1,44	2,64	0,96

2/ ARMATURES TRANSVERSALES .

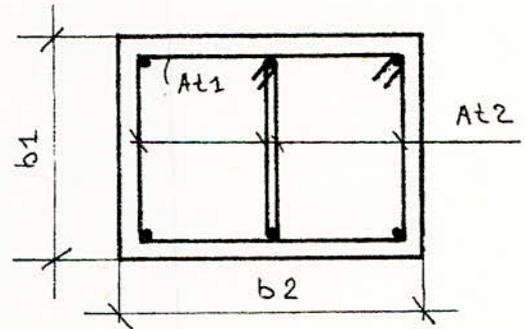
Les prescriptions relatives au ferrailages adoptées sont celles données par les compléments aux règles parasismiques CTC, que sont les suivantes :

- le diamètre minimum est de 6mm pour les aciers HA et 8mm pour les ronds lisses ;
- les armatures transversales doivent être des cadres et étriers fermés (2brins) ;
- les pourcentages  $\rho_{t1}$  et  $\rho_{t2}$  de ces armatures transversales en zone nodale, doivent être au moins égaux aux pourcentages minimaux indiqués ci-dessous :

en zone II .

$$\rho_{t1} = \max (0,4\% ; A_{t1}/b_1t)$$

$$\rho_{t2} = \max (0,4\% ; A_{t2}/b_2t)$$



Pour les poteaux intérieurs la condition de pourcentage minimum d'armatures transversales ne s'applique pas dans la hauteur du noeud poteau-poutre, mais on doit conserver sur cette hauteur les cadres extérieurs avec un espacement défini ci-dessous :

- l'espacement des aciers transversaux doit être :

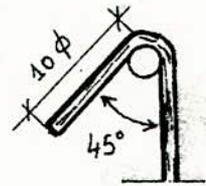
\* Dans la zone nodale .

en zone II-:  $t = \min(10\phi ; 15\text{cm})$

\* Dans la zone courante .

en zone II-:  $t = 12\phi$  ( $\phi$  : armature longitudinale)

- Les cadres et étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètres suffisants ( $\phi$  du cheminée  $\geq 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.



- Les cadres et ~~étriers~~ épingles doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  min.

Les prescriptions ci-dessus, seront données dans les plans de ferrailages des portiques files I, II et D.

--- FONDATIONS ---

## I. INTRODUCTION .

Les fondations seront exécutées en semelles isolées sous poteaux sur un terrain de consistance moyenne. Le taux de travail du sol est de 2 bars à une profondeur de 1,50m. En outre l'infrastructure de notre bâtiment doit, conformément aux compléments aux règles parasismiques (CTC du février 81), comporter les éléments suivants :

- un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau conventionnel 0.00 ;
- une longrine au droit de chaque file intérieure longitudinale et transversale.

Ces éléments ont pour rôles d'augmenter la rigidité de l'infrastructure, d'assurer la transmission de la totalité des efforts apportés par la structure au sol de fondation et enfin de réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.

## II. SEMELLES ISOLEES .

On se limitera qu'aux calculs des semelles S1, S2, et S3 sous poteaux des files respectives ID, IID, et IIID.

### II-1. Dimensions .

Les dimensions de la sous face de la semelle seront données par la condition de portance sous la sollicitation du

1e genre. Le poids propre de la semelle sera estimé de 15% à 20% environ de la force portante  $N'$ .

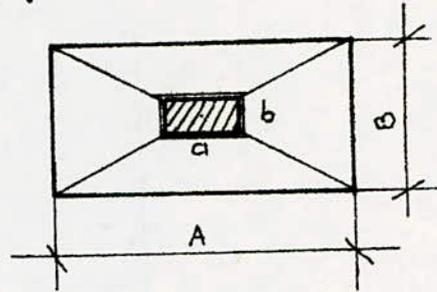
$$1,2N' = A \cdot B \cdot \bar{\sigma}_s$$

la relation d'homothétie donne :

$$A/B = a/b$$

Des deux relations ci-dessus, il en découle :

$$A = (1,2N' a / (b \bar{\sigma}_s))^{1/2} \quad \text{et} \quad B = Ab/a$$



a) Semelle S1 .

$$\text{Données: } N = 55,94t \quad ; \quad a = 40\text{cm} \quad ; \quad b = 30\text{cm}$$

$$b_s = 2\text{bars} = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 209,5\text{cm} \quad \text{nous adopterons} \quad \underline{A = 220\text{cm}}$$

$$B = 165\text{cm} \quad \text{on adoptera} \quad \underline{B = 200\text{cm}}$$

La hauteur utile de la semelle sera choisit de telle sorte que :  $h \geq \max\{(A-a)/4 ; (B-b)/4\} = \max\{45 ; 43\}$

$$\Rightarrow h = 55\text{cm} \quad d = 5\text{cm}$$

La hauteur totale adoptée  $h_t = 60\text{cm}$

La hauteur de l'extrémité du patin est telle que :

$$e \geq 6 \phi + 6 \quad \text{Pour } \phi = 12\text{cm} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

b) semelle S2 .

$$\text{Données: } N = 83,47t \quad ; \quad a = 50\text{cm} \quad ; \quad b = 30\text{cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2\text{bars}$$

⇒  $A=290\text{cm}$  et  $B=173\text{cm}$

nous adopterons comme dimensions de la sous face :

$A=300\text{cm}$  et  $B=200\text{cm}$

hauteur utile :

$h \geq \max(62,5 ; 43) = 70\text{cm}$

et  $d=5\text{cm} \Rightarrow ht=75\text{cm}$

$l=30\text{cm}$ ,

c/ Semelle S3 .

Données :  $N=69,59\text{t}$  ;  $a=40\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$

$\sigma_s = 2 \text{ bars}$  .

On trouve :  $A=235\text{cm}$  et  $B=175\text{cm}$

On adoptera :  $A=240\text{cm}$  et  $B=200\text{cm}$

hauteur utile :

$h \geq \max(50; 43) = 50\text{cm}$

et  $d=5\text{cm}$  soit  $ht=60\text{cm}$

$e=30\text{cm}$

III/2. Calcul des contraintes .

En général, une semelle est soumise à un effort normal  $N'$  et deux moments de flexion ; un dans le sens longitudinal ( $M_L$ ) et un moment dans le sens transversal ( $M_T$ ). Nous admettrons une répartition linéaire des pressions sous la semelle; le diagramme des contraintes est trapézoïdale ou triangulaire; aucune traction du sol n'est admise. Dans le sens transversal, nous avons :

$$\sigma_1 = N' / AB + Mv / I$$

$$\sigma_2 = N' / AB - Mv / I$$

Avec :

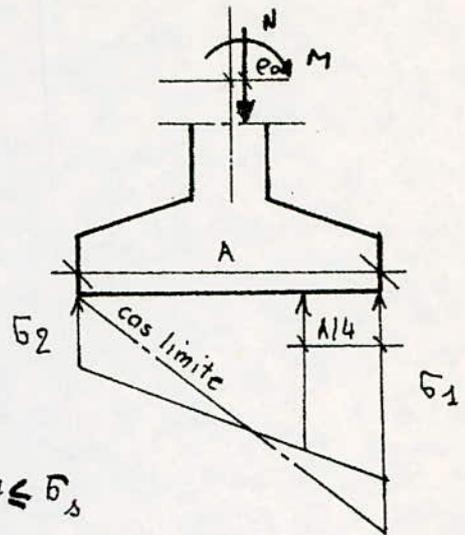
$$I = BA^3 / 12 ; v = A / 2.$$

Diagramme trapézoïdal

$$\sigma_2 > 0 ; \text{ il faut que } \sigma(A/4) = (\sigma_2 + 3\sigma_1) / 4 \leq \sigma_s$$

Diagramme triangulaire (cas limite).

$$\sigma_2 = 0 ; \text{ il faut que } \sigma(A/4) = 1,33\sigma_1 \leq \sigma_s.$$



La contrainte admissible du sol doit être, conformément aux compléments aux règles parasismiques, majorée de :

- 50% sol de consistance rocheuse ;
- 33% sol meuble.

Sous SP1 .

$$\sigma_s = 2 \text{ bars}$$

Sous SP2 .

$$\sigma_s = 1,33 \sigma_s = 2,66 \text{ bars (cas le plus défavorable)}$$

Le calcul des contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sous SP1 et sous SP2, dans les deux sens (longitudinal et transversal) nous a montré que la distribution des contraintes est trapézoïdale (donc pas de traction du sol).

## II-. CALCUL DES ARMATURES .

Pour le calcul des armatures, nous utiliserons la méthode des bielles sous réserve que la condition ci-dessous soit satisfaite :

$$h \geq \max (d+(A-a)/4 ; d'+(B-b)/4)$$

Où :

$h$ : hauteur utile de la semelle

$A, B$ : cotés de la sous face de la semelle rectangulaire ;

$a, b$  : cotés du poteau homologues aux cotés  $A$  et  $B$  de la semelle

$d$  ( $d'$ ): distance du centre de gravité des aciers tendus à la fibre la plus tendue dans le sens longitudinal (resp dans le sens transversal).

De la majoration des contraintes admissibles (acier et béton) sous SP2, il s'ensuit que l'effort normal de calcul est tel que :

$$* \text{ Si } \max (1,5N(SP1) ; N(SP2)) = 1,5N(SP1).$$

L'effort normal de calcul est  $N(SP1)$

$$* \text{ Si } \max (1,5N(SP1) ; N(SP2)) = N(SP2).$$

L'effort normal de calcul des armatures est  $N(SP2)$ .

Les armatures sont données par :

- Sens longitudinal .

$$A_x = F_x / \bar{\sigma}_a \quad \text{avec } F_x = Q(B-b)/8h$$

- Sens transversal .

$$A_y = F_y / \bar{\sigma}_a \quad \text{avec} \quad F_y = Q(A-a)/8h$$

La charge  $Q$  est telle que :

$$\text{Si } M=0 \Rightarrow Q=N \quad N: \text{effort normal}$$

$$\text{Si } M \neq 0 \Rightarrow Q = \bar{\sigma} (L/4) A.B$$

a) Semelle S1 .

Sens longitudinal .

Données .

$$N (SP1) = 55,94t : M_{corr}=0$$

$$N (SP2) = 89,27t : M_{corr}=3,01 t.m$$

Effort normal de calcul (N).

$$\max (1,5N (SP1) ; N(SP2)) = \max (83,91 ; 89,27) = 89,27t$$

La calcul de la section d'acier se fera sous SP2, avec :

$$N=89,27 ; M_{corr}=3,01 t.m ; \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 ;$$

$$A=220 \text{ cm} ; B=200 \text{ cm} ; h=55 \text{ cm}$$

Contraintes  $\bar{\sigma}_1$  et  $\bar{\sigma}_2$  :

$$\bar{\sigma}_1 = N(1+6e_0/B)/AB = 2,23 b$$

$$\bar{\sigma}_2 = N(1-6e_0/B)/AB = 1,82 b$$

$$\bar{\sigma}_B (B/4) = (\bar{\sigma}_2 + 3\bar{\sigma}_1)/4 = 2,13 < 1,33 \bar{\sigma}_s.$$

Section d'armatures :

$$A_x = Q(B-b)/8h \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma} (B/4) (B-b)/8h \quad \bar{\sigma}_a$$

$$A_x = 8,61 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

\* Sens transversal .

$$N (SP1) = 55,94t ; M_{corr} = 0,15t.m$$

$$N (SP2) = 80,54t ; M_{corr} = 5,73t.m$$

N de calcul :

$$\max (1,5N(SP1) ; N(SP2)) = 1,5N(SP1)$$

$$\text{Effort normal de calcul : } N = 55,94t$$

$$\text{Avec : } M_{corr} = 0,15t.m ; A = 220cm ; B = 200cm$$

$$h = 55cm ; \bar{\sigma}_a = 2800kg/cm^2$$

Contraintes  $\bar{\sigma}_1$  et  $\bar{\sigma}_2$  :

$$\bar{\sigma}_1 = 1,28b ; \bar{\sigma}_2 = 1,26b.$$

$$\bar{\sigma} (A/4) = (\bar{\sigma}_2 + 3\bar{\sigma}_1) / 4 = 1,27b$$

$$Q = 1,27 \cdot AB = 55,88 t$$

Section d'acier :

$$A_y = Q(A-a) / 8h \bar{\sigma}_a = 8,17cm^2 \text{ soit } 8T12 = 9,05cm^2$$

b/ Semelle S2 .

De même manière, nous trouvons :

\* Dans le sens longitudinal :

$$A_x = 14,95cm^2 \text{ soit } 14T12 = 15,83cm^2$$

\* Sens transversal :

$$A_y = 19,22cm^2 \text{ soit } 18T12 = 20,36cm^2$$

c/ Semelle S3 .

\* Sens longitudinal .

$$A_x = 14,13cm^2 \text{ soit } 14T12 = 15,83cm^2$$

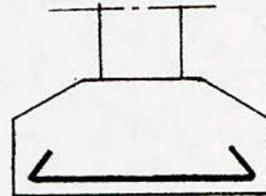
\* Sens transversal .

$$A_y = 9,27 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 9T12 = 10,18 \text{ cm}^2.$$

II.4 Vérifications .

\* ADHERENCE .

Afin de s'en dispenser de cette vérification, il est nécessaire de doter les armatures de crochets comme l'indique le schéma ci-dessous :



\* CONDITION DE NON-POINCONNEMENT .

Conformément à l'article 39,54 des règles CCBA68, on doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_b = 1,5Q/Pc \cdot ht \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

où  $Pc$  = périmètre du contour à considérer, situé à une distance  $ht/z$

Pour une section rectangulaire :

$$Pc = 2(a+b+2ht) : \text{Poteau rectangulaire } a \times b.$$

Il en découle :

$$(a+b+2ht) \cdot ht \leq 1,5Q/2,4 \bar{\sigma}_b = Q/9,44$$

avec  $\bar{\sigma}_b = 5,8$  bars

$$\Rightarrow ht^2 + (a+b)ht/2 - Q/18,88 \geq 0$$

D'où :

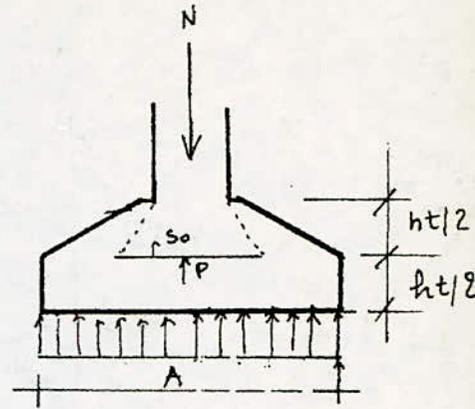
$$ht \geq \sqrt{(a+b)^2 / 4 + Q / 18,88 - (a+b) / 4}$$

Valeur de Q :

$$\sigma = N / AB \Rightarrow P = \sigma \cdot AB$$

D'où  $Q = N - p$

Le cas le plus défavorable est de prendre  $Q = N$



a/ Semelle S1 .

Données :  $a = 40\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$  ;  $N = 89,27\text{t}$ .

$ht \geq 53,5\text{cm}$  condition vérifiée .

b/ Semelle S2 .

Données :  $a = 50\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$  ,  $N = 131,14\text{t}$ .

$ht \geq 72,4\text{cm}$  condition vérifiée

c/ Semelle S3 .

Données :  $a = 40\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$  ;  $N = 89,27\text{t}$ .

$ht \geq 59,7\text{cm}$  condition vérifiée .

III- LONGRINES .

Les longrines ont pour rôles, d'équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10% de la plus grande charge verticale.

III-1. DIMENSIONS .

Les dimensions minimales, pour un sol de consistance moyenne est de 25X30 cm<sup>2</sup>.

III-2. SECTION D'ARMATURES .

La plus grande charge, sous SP1 et N=83,47t  
la section d'acier est :

$$A = N/10 \bar{\sigma}_a \quad \text{avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 2,98 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

IV - VOILE PERIPHERIQUE .IV.1 Caractéristiques minimales .

Les caractéristiques minimales du voile périphérique sont données par les compléments aux règles parasismiques :

- hauteur du voile  $\geq \max(l/10 ; 80\text{cm})$  ;

$l$  : hauteur du bâtiment

- épaisseur du voile  $\geq \max(h/10 ; 15\text{cm})$  ;

$h$  : hauteur du voile.

- Les armatures filantes supérieures et inférieures de section minimale supérieure à 0,20% de la section transversale totale du béton avec recouvrement supérieur à 50  $\emptyset$ , équerre de renforcement dans les angles.

- armature longitudinale de peau de section minimale supérieure à 2cm<sup>2</sup> par face et par ml de hauteur

- En outre, les grandes ouvertures, sont à éviter.

Toutes les caractéristiques énumérées ci-dessus seront données par les plans de fondation.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

REGLES TECHNIQUES CCBA68.....	D T U
REGLES PARASISMIQUE PS 69.....	D T U
COMPLEMENTS AUX REGLES PARASISMIQUES.....	C T C
CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME...	P CHARON
CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENTS EN BETON ARME.....	A FUENTES
AIDE-MEMOIRE DE BETON ARME.....	V DAVIDOVICI
AIDE-MEMOIRE DE RESISTANCE DES MATERIAUX.....	

---