

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE -- المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE D'UN BATIMENT (R + 6)

PORTIQUES AUTOSTABLES

Proposé par :
B. E. R. E. G.

Etudié par :
M. HACHMI
A. MOHAMMEDI

Dirigé par :
Mr A. CHARIF

PROMOTION :
Janvier 1987

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT (R + 6)

PORTIQUES AUTOSTABLES

Proposé par :

B. E. R. E. G.

Etudié par :

M. HACHMI

A. MOHAMMEDI

Dirigé par :

Mr A. CHARIF

Promotion Janvier 1987

remerciements

Que tous ceux qui ont contribué à notre formation, trouvent ici notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements, notamment tous les enseignants de l'école.

Nous tenons à remercier particulièrement M^E. A. CHARIF, notre promoteur à l'école pour l'aide précieuse qu'il nous a fournie et, pour nous avoir soutenu et dirigé pendant tous le temps qu'a duré notre travail.

M. HACHMI

HACHMI

A. MOHAMMEDI

presentation

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments d'un bâtiment pour usage de bureaux. Ce bâtiment sera implanté à Dely-ibrahim (Alger). (zone II. RPA 82).
Ce bâtiment est constitué de trois blocs différents, une cage d'escalier, une cage d'ascenseur, et un auditorium.

L'ossature de notre bâtiment est constituée de portiques autostables en béton armé, qui reprennent la totalité des sollicitations horizontales et verticales.

Dimensions :

Bloc "A" et "C".

- longueur : $L = 13,2 \text{ m}$
- largeur : $\ell = 11,1 \text{ m}$
- hauteur totale (acrotère comprise) $h = 24,45 \text{ m}$
- le bloc "A" est formé de 5 étages identiques (hauteur d'étage $h_e = 3,74 \text{ m}$).

Bloc "B"

- longueur : $L = 18,3 \text{ m}$
- largeur : $\ell = 11,1 \text{ m}$
- hauteur : (acrotère comprise) $h = 28,19 \text{ m}$.

formé de 5 étages identiques, et un décrochement en élévation qui a la même hauteur que celle des étages c-à-d ($h = 3,74 \text{ m}$).

cage d'escalier : intercalée entre les deux blocs "A" et "B".

- longueur $L = 9,85 \text{ m}$
- largeur $\ell = 4 \text{ m}$
- hauteur $h = 28,19 \text{ m}$.

* les terrasses sont accessibles.

* Les différents blocs sont séparés par des joints de rupture.

dedicaces

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail à mon cher frère Mohamed,
à toute ma famille, ainsi qu'à tous mes amis.

H. Mustapha. Hachemi.

Je dédie ce modeste travail à :

- mon Père.
- ma mère
- mes Frères et soeurs ; à toute ma famille.
- à mes amis sans oublier IZZA SALAH.

A. MOHAMMEDI



sommaire

<u>Présentation</u>	
• <u>Caractéristiques mécaniques des matériaux</u> :	1
• <u>Prédimensionnement</u> :	3
• <u>Calcul des éléments</u> :	
• <u>Calcul de l'acrotère</u> :	6
• <u>Calcul des dalles</u> :	8
• <u>Etude au séisme</u> :	
• <u>Bloc "A"</u> :	14
• <u>Calcul des rigidités</u> :	15
• <u>étude au séisme</u> :	18
• <u>Calcul des déplacements relatifs</u> :	22
• <u>Vérification au renversement</u> :	22
• <u>Calcul des moments dans les poteaux</u> :	25
• <u>Calcul des moments dans les poutres</u> :	25
• <u>Effort normaux dans les poteaux</u> :	31
• <u>Bloc "B"</u> :	33
• <u>Etude dynamique (Méthode Holzer transformée)</u> <u>et calcul des rigidités relatives</u> :	34
• <u>Evaluation des forces sismiques</u> :	41
• <u>Charges Verticales</u> :	
• <u>Bloc "A"</u> :	54
• <u>Superposition des sollicitations</u> :	60
• <u>Ferraillage . poutres , poteaux . Bloc "A"</u>	62
• <u>Etude de la cage d'escalier</u> :	72
• <u>Fondations</u> :	77
• <u>Voile périphérique</u> :	84
• <u>longrines</u> :	85
• <u>Calcul des joints de rupture</u> :	86

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Béton armé :

Conformément aux règlements applicables en ALGERIE, la Composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

350 Kg de ciment C.P.A 325

800 Litres de gravillons $D_g \leq 25$ mm.

400 Litres de Sables $D_s \leq 5$ mm

175 Litres d'eau.

Contraintes admissibles :

Béton dosé à 350 Kg/m^3 de C.P.A 325 - Contrôle atténué

Contrainte de compression admissible : C.C.B.A. 68 Art. 9.1

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

$$\sigma_{28}' = 270 \text{ bars.}$$

Compression Simple :

$$\bar{\sigma}_b' = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexion Simple :

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

Flexion Composée :

- cas où la section est rectangulaire et l'effort normal est une traction

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

- Autres cas :

$$\bar{\sigma}_b' = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot 270 \text{ bars.}$$

$$\delta = \min \left\{ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right), 0,6 \right\}$$

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section du béton

e_1 : rayon vecteur du noyau central de la section du béton seul situé dans le plan radial.

Contrainte de traction de référence du béton :

$$\bar{\sigma}_b = \gamma_b \cdot \sigma_{28}' \quad \text{avec } \gamma_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \quad \text{et } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Aciers :

Aciers doux : FeE24 , $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_a = \rho_n \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2.$$

Aciers à haute adhérence : FeE40 , $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2, \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2, \phi > 20 \text{ mm} \end{array} \right.$

Contrainte admissible :

Aciers dont $\phi \leq 20 \text{ mm}$; $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

Aciers dont $\phi > 20 \text{ mm}$; $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670 \text{ Kg/cm}^2$.

Contraintes de traction admissibles imposées par les conditions de fissuration . (C.C.BA 68 Art. 9.4).

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

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{(1 + 10\tilde{\omega}_f)}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} : \text{pourcentage de fissuration.}$$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre .

η : Coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les (H.A).} \end{cases}$

K : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration de l'ouvrage .

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

Remarque :

les contraintes seront majorées de 50% pour les sollicitations du 2^{ème} genre .

PREDIMENSIONNEMENT

Dalles :

$$\frac{1}{40} \leq \frac{h_t}{l} \leq \frac{1}{30}$$

l : portée libre de la dalle

$$l = 6,00 \text{ m}$$

$$14,5 \leq h_t \leq 19,33$$

on prend $h_t = 15 \text{ cm}$ hauteur totale.

Poutres :

• Sens transversal : La travée maximale = 5,8 m

$$\frac{1}{15} \leq \frac{h_t}{l} \leq \frac{1}{10}$$

$$38,56 \leq h_t \leq 58 \text{ cm}$$

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

• La largeur :

$$0,3 \leq \frac{b}{h_t} \leq 0,7$$

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

• Sens Longitudinal : La travée maximale = 2,9 m

• La hauteur total :

$$\frac{1}{15} \leq \frac{h_t}{l} \leq \frac{1}{10}$$

on prend $h_t = 35 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$
(R.P.A 81)

Vérifications d'après l'article 4.2.1.2 R.P.A 81

- * $b \geq 20 \text{ cm}$ zones I et II
- * $h \geq 30$
- * $\frac{h}{b} \leq 3,0$

Poteaux :

Pour un poteau central, La charge qu'il lui revient au niveau de la base : $N = 110,34 \text{ t}$ (descente de charge)

* Condition 1 :

$$b_1 \cdot b_2 \geq \frac{K \cdot N}{\sigma_{28}}$$

avec $K = 4$ en zone II (C.T.C)

* Condition 2 :

$$\min(b_1, b_2) \geq 25 \text{ en zone II.}$$

1).

$$b_1 \cdot b_2 \geq \frac{K \cdot N}{\sigma_{22}}, \quad b_1 \cdot b_2 \geq \frac{4 \times 110,34}{270} = 1634,66 \text{ cm}^2$$

on choisit un poteau de section $40 \times 50 \text{ cm}^2$ qui vérifie bien les conditions ci-dessus.

$$b_1 \cdot b_2 = 2000 \text{ cm}^2 > 1634,66 \text{ cm}^2$$

La section de 40×50 est maintenue pour tous les poteaux quelle que soit leur position

$b_1 = 50 \text{ cm}$ dans le sens longitudinal

$b_2 = 40 \text{ cm}$ " " transversal.

CHARGES ET SURCHARGES

Plancher - terrasse : (terrasse accessible)

1: Carrelage (2 cm):	= 44 Kg/m ²
2: Etanchéité (2 cm):	= 12 Kg/m ²
3: Mortier de pose (1,5 cm):	= 33 Kg/m ²
4: Sable (1,5 cm) :	= 27 Kg/m ²
5: Béton de pente (5 cm):	= 110 Kg/m ²
6: Dalle pleine (15 cm):	= 375 Kg/m ²
7: Enduit - plâtre (2 cm):	= 28 Kg/m ²

$$G = 629 \text{ Kg/m}^2$$

* Surcharge d'exploitation :

$$P = 175 \text{ Kg/m}^2$$

* Surcharge pondérée (SP1) plus charge permanente :

$$G + 1,2P = 839 \text{ Kg/m}^2$$

Plancher étage courant :

1: Carrelage (2 cm):	= 44 Kg/m ²
2: Mortier de pose (1,5 cm):	= 33 Kg/m ²
3: Sable (1,5 cm):	= 27 Kg/m ²
4: Dalle pleine (15 cm):	= 375 Kg/m ²
5: Enduit - plâtre (2 cm):	= 28 Kg/m ²
6: cloisons (10 cm):	= 75 Kg/m ²

* Surcharge d'exploitation

$$P = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge pondérée sous (S.P1) plus charge permanente

$$G + 1,2P = 882 \text{ Kg/m}^2$$

* Surcharge d'exploitation au niveau de la cage d'escalier

$$P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

CALCUL DES ELEMENTS

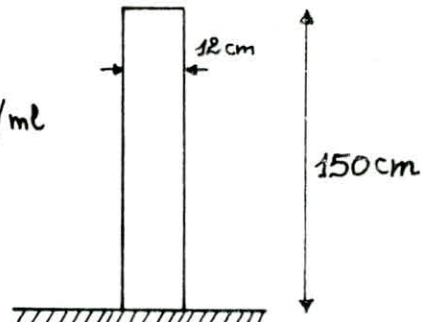
CALCUL DE L'ACROTÈRE

* Blocs A et B (terrasses accessibles)

L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans la dalle du plancher-terrasse. Sa hauteur h est égale à 150 cm, son épaisseur $e = 12$ cm

* Poids propre de l'acrotère :

$$G = h \times e \times 2500 \times 1 \text{ m}$$
$$= 1,50 \times 0,12 \times 2500 = 450 \text{ Kg/ml}$$



* Surcharge :

La surcharge P est due à l'application de la main courante de 100 Kg.

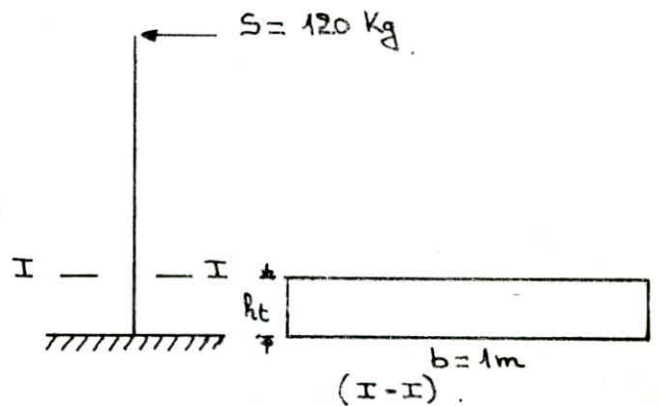
$$S = 1,2 P = 120 \text{ Kg.}$$

* schéma statique :

La console sera calculée en flexion composée, sous l'effet d'un effort normal $N = G = 450$ Kg, et un moment d'encastrement $M = S \cdot h$

$$M = 120 \times 1,5 = 180 \text{ Kg.m/ml}$$

excentricité :



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{180}{450} = 0,4 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{6} = \frac{12 \text{ cm}}{6} = 0,02 \text{ m}, \quad e_0 > \frac{h_t}{6} \text{ donc la section est partiellement comprimée.}$$

Ferraillage:

Le ferraillage calculé à partir des efforts M et N est très faible. On ferraillera notre acrotère par le ferraillage donné par la condition de non-fragilité. (C.C.B.A 68 Article 52).

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

$$b = 1\text{m} = 100\text{cm}$$

$$h = h_t - d = 12 - 3 = 9\text{cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{contrainte admissible de traction du béton.}$$

$$A \geq \frac{0,69 \times 100 \times 9 \times 5,9}{4200} = 0,87 \text{ cm}^2$$

On choisit 4 HA6/me soit $1,13 \text{ cm}^2$.

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

Conformément aux règles C.C.B.A.68 Art. 57.33, l'écartement des armatures $t \leq \min \begin{cases} 3h = 27 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$ Condition vérifiée.

Condition de non-fissuration :

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

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot n \cdot \bar{\omega} f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega} f)} = 492,08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 1 \cdot 10^6$$

$$n = 1,6$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot n \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3010 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(2800, 3010) = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{pas de risque de fissuration}$$

Vérification à l'effort tranchant.

On doit vérifier la condition suivante :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}, \quad M \text{ est pris avec son signe.}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 9 = 7,875 \text{ cm}$$

$$M = 193,5 \text{ Kg.m}$$

$$T = 120 \text{ Kg}$$

$$T - \frac{M}{3} = 120 - \frac{193,5}{0,0785} = -2337 \text{ Kg} < 0$$

donc les armatures tendues ne sont pas soumises à l'effort de traction, donc aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage des barres.

Vérification au seisme local :

L'acrotère est soumise à une force horizontale de direction quelconque, due au seisme local, cette force est supposée agir seule (P.569 Art 8.33)

$$F_H = \sigma \cdot W$$

σ : coefficient local sismique uniforme.

$$\sigma = 0,2 + 0,1\alpha$$

$\alpha = 1$ zone II (moyenne sismicité).

W: le poids total de l'acrotère soumis à l'action sismique

$$W = G = 450 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{d'où } F_H = \sigma \cdot W = (0,2 + 0,1 \times 1) \cdot 450 = 135 \text{ Kg/ml}$$

Calcul des armatures:

$$A = \frac{M_{rb}}{\gamma \cdot R \cdot \bar{\sigma}_a} - \frac{F_H}{\bar{\sigma}_a}$$

M_{rb} : le moment résistant du béton

$$M_{rb} = K \cdot b \cdot R^2 = \frac{1}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot R^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a + n \cdot \bar{\sigma}_b} = 0,42 \quad , \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,86$$

$$M_{rb} = 2003,94 \text{ Kg.m}$$

d'où:

$$A = \frac{2003,94 \cdot 10^2}{0,86 \cdot 9 \cdot 2800} - \frac{135}{2800} = 0,878 \text{ cm}^2$$

La section des armatures calculée par la condition de non-fragilité est nettement supérieure.

donc l'acrotère est vérifié contre le Seisme Local.

CALCUL DES DALLES

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de dalles pleines en B.A, d'épaisseur 15 cm, reposant sur quatre côtés.

Exposé de la méthode utilisée pour le calcul des dalles reposant sur quatre côtés:

On applique la méthode approchée préconisée par le règlement C.C.BAG Annexe A2.

On considère au milieu de chaque portée, une bande de 1 m.

l_x : la petite portée.

l_y : la grande portée.

Les moments fléchissants développés au centre du panneau, ont pour expressions:

* Dans le sens de la petite portée:

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

* Dans le sens de la grande portée:

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

μ_x, μ_y : des coefficients qui sont donnés en fonction du rapport $\xi = \frac{l_x}{l_y}$ à partir d'une échelle fractionnelle. (C.C.B.A 68 Annexe A21).

q : charge totale en Kg/m^2 .

* les panneaux considérés sont continus au-delà de leurs appuis.

- Moments en travées : $0,75 M_x$, $0,75 M_y$ } (P. charon)
 - Moments sur appuis : $0,5 M_x$, $0,5 M_x$

* Panneau de type "a" (Voir plan).

1: plancher-terrasse : $q = G + 1,2P = 629 + 1,2 \times 175 = 839 \text{ Kg/m}^2$

$l_x = 3 \text{ m}$, $l_y = 6,05 \text{ m}$

$\xi = \frac{l_x}{l_y} = 0,495 > 0,4$, $\mu_x = 0,0973$ et $\mu_y = 0,328$

* $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0973 \cdot 839 \cdot 3^2 = 734,71 \text{ Kg.m/m}$

* $M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,328 \cdot 734,71 = 240,98 \text{ Kg.m/m}$

Calcul des armatures :

IL ya toujours intérêt à employer des barres de diamètre aussi réduit que possible. $\phi \leq \frac{h_0}{10}$, h_0 = épaisseur de la dalle , $\phi \leq 15 \text{ mm}$.

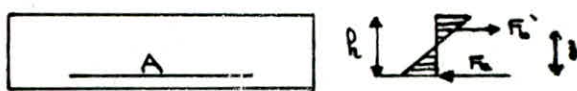
La hauteur utile suivant la petite portée du lit inférieur : $h_x = h_0 - 2 = 13 \text{ cm}$

La hauteur utile suivant la grande portée du lit supérieur : $h_y = h_0 - 2 - \phi_x$

Armatures suivant x :

$$M_x = 734,71 \text{ Kg.m}$$

$$A_x = \frac{0,75 M_x}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,75 \cdot 734,71 \cdot 10^2}{11,375 \times 2800} = 1,73 \text{ cm}^2 \quad \left(z = \frac{7}{8} h_x \right)$$

On choisit $A_x = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. 
 espacement $t = 25 \text{ cm}$, $t \leq \min(3h_t = 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$ condition vérifiée.

Armatures suivant y :

$$M_y = 240,98 \text{ Kg.m}$$

$$A_y = \frac{0,75 M_y}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,75 \cdot 240,98 \cdot 10^2}{10,675 \cdot 2800} = 0,605 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad z_y = \frac{7}{8} (h_x - 0,8) = 10,675 \text{ cm}$$

On choisit $A_y = 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

espacement $t = 33 \text{ cm}$, $t \leq \min(4h_t = 60 \text{ cm}, 45 \text{ cm})$ Condition vérifiée.

Armatures sur appuis :

$$A_a = \frac{0,5 M_x}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,5 \cdot 734,71 \cdot 10^2}{11,375 \cdot 2800} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On choisit 3 chapeaux T8 = $1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ dans les deux sens.
 (espacement $t = 33 \text{ cm}$).

Longueur des chapeaux :

$$l = \max \left\{ \begin{array}{l} l_d \\ \frac{l_x}{5} \end{array} \right.$$

$$l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_s} \quad \text{longueur de scellement droit}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,81 \bar{\sigma}_b = 16,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{0,8 \cdot 2800}{16,57 \cdot 4} = 33,7 \text{ cm}, \quad \text{donc } l = \frac{l_x}{5} = \frac{300}{5} = 60 \text{ cm}$$

2: Plancher étage courant :

$$q = G + 1,2 P = 582 + 1,2 \times 250 = 882 \text{ Kg/m}^2$$

Armatures :

$$M_x = 772,36 \text{ Kg.m/ml}, \quad M_y = 253,33 \text{ Kg.m/ml}$$

Suivant x :

$$A_x = \frac{0,75 M_x}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,75 \times 772,36 \cdot 10^2}{11,375 \times 2800} = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

espacement $t = 25 \text{ cm} < \bar{E}$

Suivant y:

$$A_y = \frac{0,75 M_y}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,75 \times 253,33 \cdot 10^2}{10,675 \times 2800} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit } 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

espacement $t = 33 \text{ cm} < E$

On adoptera le même ferrailage pour les panneaux de type "b".

Calcul du panneau de type "b" du plancher étage courant avec Vides:

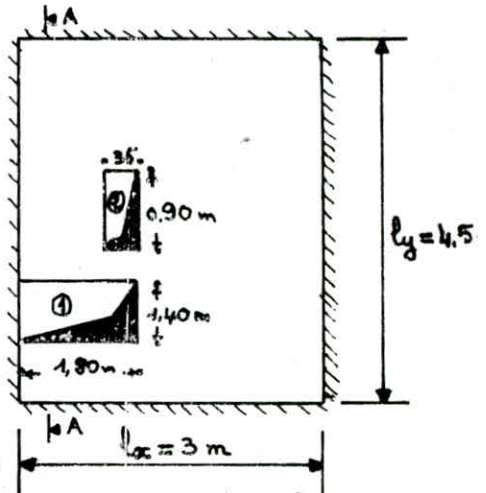
* Coffrage: Il faut réserver les trous à l'avance dans le coffrage avant la coulée du béton.

la section des trous est plus grande que la maille du quadrillage de la dalle ($33 \times 25 \text{ cm}^2$).

Dans ce cas, il faut couper certaines barres et disposer sur les contours des trous, des barres de renfort.

le trou ① est de grandes dimensions ($1,80 \times 1,40 \text{ m}^2$).

dans ce cas, il faut munir le trou, de poutres de contour (chevêtres) ou poutres noyées dans l'épaisseur de la dalle.



Calcul de la poutre noyée:

Largeur de la poutre:

On prend une bande incorporée de 10 cm.

hauteur de la poutre $h_t = 15 \text{ cm}$.

Poids propre et surcharge revenant à la poutre:

$$q = e(G + 1,2P) = 0,1 \times 882 = 88,2 \text{ Kg/ml}$$

On suppose que la poutre est encastree à ses extrémités.

Moment en travée:

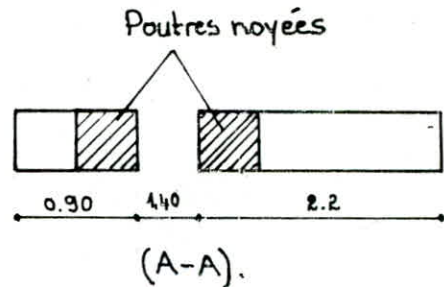
$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{88,2 \cdot 3^2}{12} = 66,15 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Moment sur appuis:

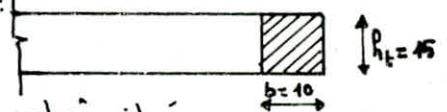
$$M_a = \frac{q \cdot l^2}{24} = 33,075 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Armatures Supérieures:

$$A_b = \frac{M_a}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{33,075 \cdot 10^2}{11,375 \cdot 2800} = 0,1 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit } 2T5 = 0,39 \text{ cm}^2$$



(A-A).



Armatures inférieures :

$$A_i = \frac{M_t}{3 \bar{\sigma}_a} = \frac{66,05 \cdot 10^2}{11,375 \cdot 2800} = 0,205 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2T5 = 0,39 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{88,2 \times 3}{2} = 132,5 \text{ Kg} \quad \text{Effort tranchant à l'appui.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{132,5}{10 \times 11,375} = 1,164 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

On choisit un cadre $\phi 5$, $A_t = 0,19 \times 2 = 0,39 \text{ cm}^2$.

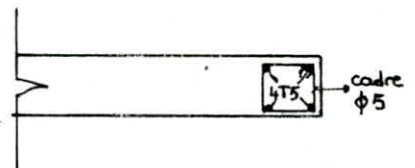
$$\bar{\sigma}_a = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}_b}\right) \sigma_{ent} = 0,98 \times 2400 = 2352 \text{ Kg/cm}^2$$

Espacement :

$$\bar{E} = \max\left(\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) l, 0,2 l\right) = 0,94 l = 12,32 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a \cdot 3}{T} = \frac{0,39 \times 2352 \times 11,375}{132,5} = 76,72 \text{ cm} > \bar{E}, \text{ donc on prend}$$

un espacement uniforme sur toute la portée $t = 10 \text{ cm}$.



Vérfications diverses pour les dalles :

Vérfication de la flèche : (C.C.B.A 68 Art. 61,22)

$$1) : \frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \quad \text{avec } M_t \geq 0,75 M_x$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{15}{300} = 0,05 > \frac{1}{20} \cdot 0,75 = 0,0375 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) : \tilde{\omega}_0 = \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{en}} \quad ; \tilde{\omega}_0 : \text{pourcentage maximal.}$$

$$\frac{2,01}{100 \times 13} = 1,54 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Condition de non-fragilité : (C.C.B.A 68 Art. 52).

1) Pour les armatures disposées suivant la portée l_x :

$$\frac{A_x}{b \cdot h_x} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \times \left(\frac{2 - \rho}{2}\right) \quad \text{avec } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,5$$

$$h_x = 13 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_x \geq 100 \cdot 13 \cdot 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot \frac{(2 - 0,5)}{2} = 0,92 \text{ cm}^2, \quad A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,92 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

2): Pour les armatures disposées suivant la portée l_y :

$$\frac{A_y}{b \cdot l_y} \geq \frac{0,69 \cdot \bar{\sigma}_b (1+g)}{\sigma_{en}} \quad h_y = h_x - \phi = 12,8 \text{ cm}$$

$$A_y \geq 0,44 \text{ cm}^2, \quad A_y = 1,5 \text{ cm}^2 > 0,44 \text{ cm}^2. \text{ Condition Vérifiée.}$$

Condition de non-fissuration :

$$\sigma_1 = 1435,3 \text{ Kg/cm}^2, \quad K = 1,5 \cdot 10^6, \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\sigma_2 = 3192,9 \text{ Kg/cm}^2, \quad \eta = 1,6, \text{ Aciers H.A.}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A_x}{B_f} = \frac{A_x}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{2,01}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 5,025 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_q = \min \left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right) = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Condition Vérifiée.}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q \cdot l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^3 + l_y^3}, \quad T_y = \frac{q \cdot l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^3 + l_y^3}$$

$$T_x = 1184,47 \text{ Kg}, \quad T = \max(T_x, T_y) = T_x = 1184,47 \text{ Kg.}$$

$$T_y = 148,05$$

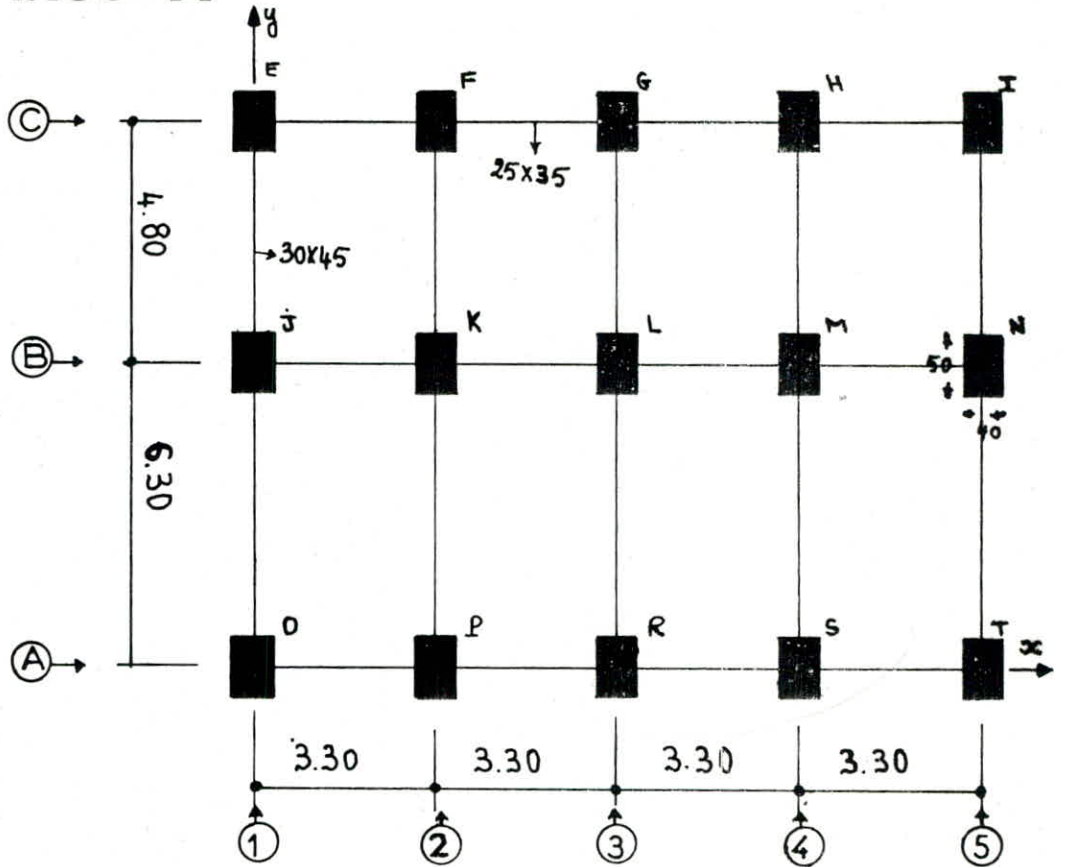
* la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1184,47}{100 \cdot 11,375} = 1,04 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 7,8 \text{ Kg/cm}^2.$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

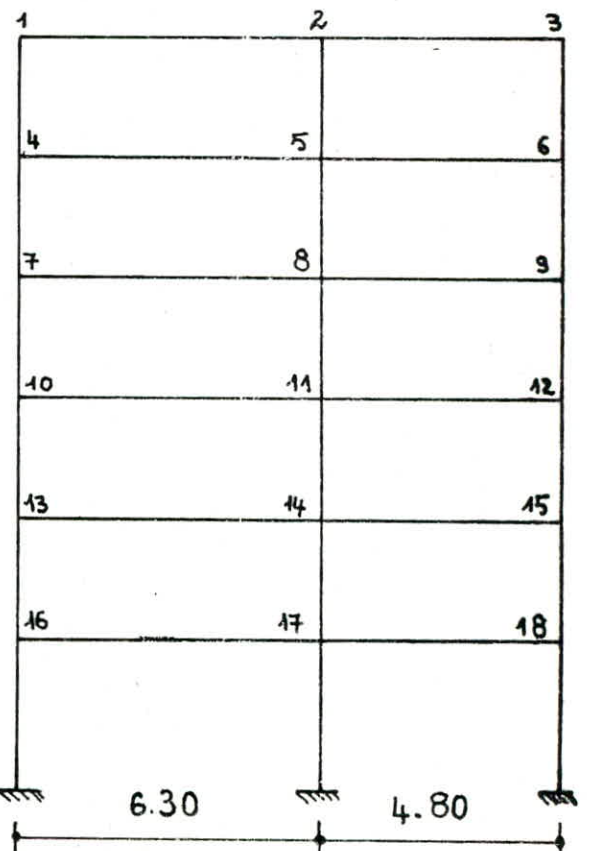
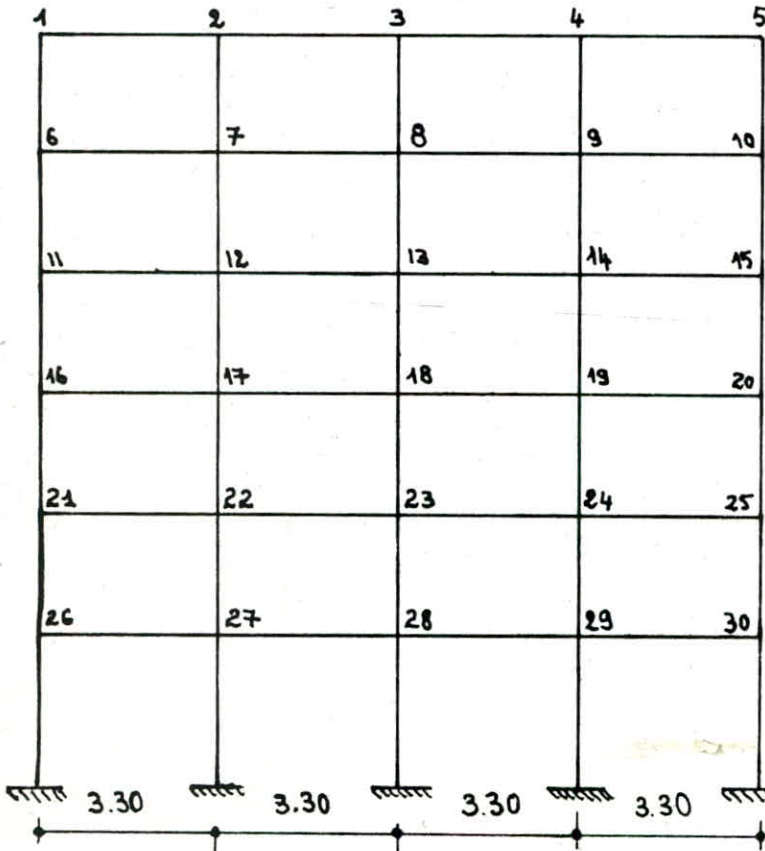
*** ETUDE AU SEISME**

bloc "A"



* Portiques longitudinaux : A, B et C.

* Portiques transversaux : 1, 2, 3, 4, 5.



CALCUL DES RIGIDITES

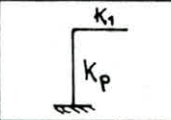
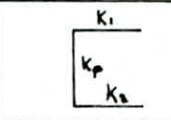
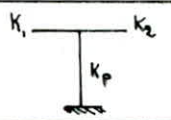
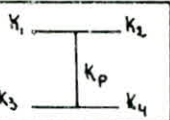
Méthode de calcul :

Ayant une structure contreventée par portiques, il est alors avantageux d'utiliser la méthode de "MUTO", qui se prête bien pour ce type de structure sollicitée par des effort horizontaux. Cette méthode est basée sur les rigidités de niveau dont MUTO propose des formules approchées.

Elle nous permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des portiques, et de déduire par la suite les moments fléchissants dans les poteaux et les poutres.

L'existence du voile périphérique qui est infiniment rigide, nous laisse supposer que les poteaux sont encastres à la base au niveau du rez-de-chaussée.

Les coefficients "a" (de correction), et \bar{K} sont donnés par les formules suivantes :

type de poteau				
\bar{K}	$\frac{K_1}{K_p}$	$\frac{K_1 + K_2}{2K_p}$	$\frac{K_1 + K_2}{K_p}$	$\frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$
a	$\frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

la rigidité corrigée du poteau "i" de niveau j est donnée par :

$$r_j^i = a_j \cdot 12 \frac{EI_i}{h_j^3} \quad \text{avec}$$

I_i : inertie du poteau

h_j : la hauteur du poteau

E : Module de young longitudinal
du béton = 345000 Kg/cm²

la rigidité relative des portiques est donnée par :

$$* R_{jx} = \sum_{i=1}^{i=m} a_i \frac{12 EI_i}{h_j^3} = \sum_{i=1}^{i=m} (r_{jx})^i ; \text{ dans le sens longitudinal.}$$

$$* R_{jy} = \sum_{i=1}^{i=m} a_i \frac{12 EI_i}{h_j^3} = \sum_{i=1}^{i=m} (r_{jy})^i ; \text{ dans le sens transversal.}$$

Portiques longitudinaux :

* Inerties :

Poteaux : $I_p = \frac{50 \cdot 40^3}{12} = 26,66 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

Poutres : $I_i = \frac{25 \cdot 35^3}{12} = 8,932 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

* Raideurs :

Poteaux : $h_p = 3,74 \text{ m}$; $K_p = 712,83 \text{ cm}^3$ étage.

$h_p = 4,025 \text{ m}$; $K_p = 662,36 \text{ cm}^3$ R.D.C.

Poutres : $L = 3,30 \text{ m}$; $K_i = 270,66 \text{ cm}^3$

file	file de rive. 1,5		files intermediaires. 2,3,4	
	R.D.C	Etage	R.D.C	étage.
Système				
$K_p \text{ (cm}^3\text{)}$	662,36	712,83	662,36	712,83
$K_i \text{ (cm}^3\text{)}$	270,66	270,66	270,66	270,66
\bar{K}	0,408	0,379	0,817	0,759
α	0,376	0,159	0,467	0,275
$\pi_{ijx} \text{ (Kg/m)}$	6364,3	3354,61	7904,6	5802,00
$R_{ijx} \text{ (t/m)}$	3644,24	2411,522	3644,24	2411,522

Portiques transversaux :

* Inerties :

Poteaux : $I_p = \frac{40 \cdot 50^3}{12} = 41,66 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

Poutres : $I_i = \frac{30 \cdot 45^3}{12} = 22,78 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

* Raideurs :

Poteaux : $h_p = 3,74 \text{ m}$; $K_p = 1113,9 \text{ cm}^3$ étage.

$h_p = 4,025 \text{ m}$; $K_p = 1035 \text{ cm}^3$ R.D.C.

Poutres :

$L_1 = 6,3 \text{ m}$; $K = 361,58 \text{ cm}^3$

$L_2 = 4,8 \text{ m}$; $K = 474,58 \text{ cm}^3$

file	file de rive. A		file intermédiaire B		file de rive C	
	R.D.C	étage	R.D.C	étage	R.D.C	étage
Système						
K_p (cm ³)	1035	1113,9	1035	1113,9	1035	1113,9
K_i (cm ³)	361,58	361,58	$K_1 = 361,58$ $K_2 = 474,58$	$K_1 = K_3 = 361,58$ $K_2 = K_4 = 474,58$	474,58	$K_1 = K_2 =$ 474,58
\bar{K}	0,349	0,324	0,807	0,750	0,458	0,426
α	0,361	0,139	0,465	0,272	0,389	0,175
R_{ij} (Kg/m)	9548,368	4582,68	12299,144	8967,54	10288,96	5769,56
R_{ij} (t/m)	3213,64	1931,978	3213,64	1931,978	3213,64	1931,978

Détermination du centre de torsion :

le centre de torsion "C" est donné par :

$$X_{cj} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ij} X_i}{\sum_{i=1}^n R_{ij}} \quad ; \quad Y_{cj} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ij} Y_i}{\sum_{i=1}^n R_{ij}}$$

X_i : distance du portique transversal par rapport à Oy .

Y_i : distance du portique longitudinal par rapport à Ox .

$$C (X_c = 6,6 \text{ m} , Y_c = 5,8 \text{ m})$$

Détermination du centre de masse :

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i X_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad , \quad Y_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i Y_i}{\sum_{i=1}^n m_i}$$

$$m (X_m = 6,57 \text{ m} , Y_m = 6,236 \text{ m})$$

Excentricité de calcul :

l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de masse, doit être égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5%L : L la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$L = 13,2 \text{ m} \quad , \quad 5\%L = 0,66 \text{ m}$$

Donc, on prend $e_x = e_y = 0,66 \text{ m}$ comme excentricité accidentelle.

dans ce cas nous devons calculer l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité accidentelle.

Calcul de la rigidité à la torsion pour chaque étage : R_{j0} .

$$R_{j0} = \sum_{t=1}^k R_{jt} (x_t)^2 + \sum_{p=1}^m R_{jp} (y_p)^2$$

x_t : distance d'un portique transversal par rapport à CY.

y_p : distance d'un portique longitudinal par rapport à CX.

Exemple de Calcul :

Etage : $R_{jt} = 1931,978 \text{ t/m}$, $R_{jp} = 2411,522 \text{ t/m}$

$$R_{j0} = 1931,978 (6,6^2 + 3,3^2 + 0^2 + 3,3^2 + 6,6^2) + 2411,522 (5,8^2 + 0,5^2 + 5,3^2)$$

$$= 359858,53 \text{ t.m.}$$

R.D.C : $R_{jt} = 3213,64 \text{ t/m}$, $R_{jp} = 3644,24 \text{ t/m}$

$$R_{j0} = 3213,64 (6,6^2 + 3,3^2 + 0^2 + 3,3^2 + 6,6^2) + 3644,24 (5,8^2 + 0,5^2 + 5,3^2)$$

$$= 575835,38 \text{ t.m.}$$

ETUDE AU SEISME

Principe de Calcul :

Les conditions de l'article 3.2.1.1 du R.P.A 81, sont toutes satisfaites pour l'utilisation de la méthode statique.

C'est une méthode pseudo-dynamique qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base.

la valeur de cet effort dépend de plusieurs paramètres.

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

Définition des paramètres :

A : coefficient d'accélération des zones. (Art. 3.3.1.1, R.P.A 81).

groupe d'usage 2, zone II $\rightarrow A = 0,15$.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. il est fonction de la période de la structure, de la nature du sol, et de l'amortissement de la structure.

Calcul de la période T : $T = \frac{0,08H}{\sqrt{L}}$; H : hauteur totale, L : longueur du bâtiment.

- Sens longitudinal : $L = 13,2 \text{ m}$, $H = 24,45 \text{ m} \Rightarrow T = 0,605 \text{ s} \Rightarrow D = 1,41$

- Sens transversal : $L = 11,1 \text{ m}$, $H = 24,45 \text{ m} \Rightarrow T = 0,66 \text{ s} \Rightarrow D = 1,35$

Sol ferme avec un amortissement de 10%. $D = f(T)$. (page 31 R.P.A 81).

B : Coefficient de comportement de la structure : (Art. 3.3.1.3 R.P.A 81)

Ayant des portiques autostables, et des éléments de remplissage ne gênant pas les déformations de ces portiques $\Rightarrow B = \frac{1}{4}$.

Q : facteur de Qualité donné par : $Q = 1 + \sum_{q=1}^4 P_q$ (Art. 3.3.1.4 R.P.A 81).

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de Qualité.

Sens longitudinal : $Q_L = 1.2$

Sens transversal : $Q_T = 1.3$

W : Poids de la structure, comprend le poids propre de la structure, et le poids des équipements fixes (surcharges d'exploitation), évalué au cinquième de la charge correspondante.

Niveau	VI	V	IV	III	II	I	référence
Poids (t)	151,12	150,16	150,16	150,16	150,16	151,33	45,65

le poids total de la structure : $W = \sum W_i = 948,74 \text{ t}$.

Force latérale longitudinale :

$$V_L = A \cdot B \cdot D_L \cdot Q_L \cdot W = 0,15 \times \frac{1}{4} \times 1,41 \times 1,2 \times 948,74 = 60,197 \text{ t}$$

Force latérale transversale :

$$V_T = A \cdot B \cdot D_T \cdot Q_T \cdot W = 0,15 \times \frac{1}{4} \times 1,35 \times 1,3 \times 948,74 = 62,438 \text{ t}$$

Répartition des forces latérales par étage aux différents portiques :

la force latérale dans les deux sens doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante. (Art 3.3.3 R.P.A 81).

$$V = F_T + \sum_{i=1}^n F_i$$

$T < 0,7$ dans les deux sens $\Rightarrow F_T = 0$: force concentrée au sommet de la structure.

la partie restante de V doit être distribuée sur toute la hauteur.

* Sens longitudinal :

$$(F_k)_p = \frac{V_L \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

W_k : le poids revenant à l'étage "k"
 h_k : la hauteur de l'étage "k" comptée à partir de la base.

* Sens transversal :

$$(F_k)_t = \frac{V_T \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Sens	Longitudinal						Transversal					
	VI	V	IV	III	II	I	VI	V	IV	III	II	I
$h_k(m)$	22,726	18,98	15,245	11,505	7,765	4,025	22,725	18,985	15,245	11,505	7,765	4,025
$W_k(t)$	151,12	150,16	150,16	150,16	150,16	151,33	151,12	150,16	150,16	150,16	150,16	151,33
$W_k \cdot h_k$	3434,20	2850,78	2289,19	1727,59	1165,99	690,099	3434,20	2850,78	2289,19	1727,59	1165,99	690,099
$F_k(t)$	17,00	14,115	11,334	8,563	5,773	3,41	17,636	14,64	11,76	8,872	5,988	3,544
$V_k(t)$	17,00	31,115	42,449	51,002	56,775	60,185	17,636	32,276	44,032	52,904	58,892	62,436

V_k : Effort tranchant engendré par le seisme à l'étage "k"
 $= F_k^c$: la force latérale cumulée.

Sollicitations dues aux charges horizontales (seisme) dans les éléments de contreventement :

On utilise la méthode de Muto pour le calcul des sollicitations dans les éléments. Cette méthode nous permet d'évaluer les déplacements relatifs des niveaux.

1: Répartition des efforts tranchants par étage aux différents portiques :

$$* T_{dx}^{(l)} = V_{dx} \frac{R_{jx}}{\sum_{j=1}^n R_{jx}} + V_{dx} \frac{R_{jx}}{R_{j0}} \cdot Y_G \cdot Y_j ; Y_G = 0,66 \text{ m sens longitudinal}$$

Y_j : position du portique longit. / c

$$* T_{dy}^{(t)} = V_{dy} \frac{R_{jt}}{\sum_{j=1}^n R_{jt}} + V_{dy} \frac{R_{jt}}{R_{j0}} \cdot X_G \cdot X_t ; X_G = 0,66 \text{ m sens transversal.}$$

X_t : position du portique trans. / c

Remarque : les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés (R.P.A 81 Art 3.3.5).

- le premier terme de T_j est dû à la translation.
- le deuxième terme est dû à la rotation.

* Sens longitudinal .

Niveau	$U_{ix}(t)$	Portique	$Y_e(m)$	$T_{ix}^{(p)}(t)$
VI	17,00	A-A	-5,8	2,61
		B-B	+0,5	2,65
		C-C	+5,3	3,009
V	31,115	A-A	-5,8	4,778
		B-B	+0,5	4,85
		C-C	+5,3	5,50
IV	42,449	A-A	-5,8	6,518
		B-B	+0,5	6,617
		C-C	+5,3	7,51
III	51,002	A-A	-5,8	7,832
		B-B	+0,5	7,951
		C-C	+5,3	9,027
II	56,775	A-A	-5,8	8,718
		B-B	+0,5	8,851
		C-C	+5,3	10,049
I	60,185	A-A	-5,8	13,966
		B-B	+0,5	14,089
		C-C	+5,3	15,286

* Sens transversal .

Niveau	$U_{iy}(t)$	Portique	$X_e(m)$	$T_{iy}^{(t)}(t)$
VI	17,636	1-1	-6,6	2,646
		2-2	-3,3	2,646
		3-3	0	2,646
		4-4	+3,3	2,85
		5-5	+6,6	3,058
V	32,276	1-1	-6,6	4,843
		2-2	-3,3	4,843
		3-3	0	4,843
		4-4	+3,3	5,215
		5-5	+6,6	5,596
IV	44,032	1-1	-6,6	6,608
		2-2	-3,3	6,608
		3-3	0	6,608
		4-4	+3,3	7,115
		5-5	+6,6	7,635
III	52,904	1-1	-6,6	7,939
		2-2	-3,3	7,939
		3-3	0	7,939
		4-4	+3,3	8,549
		5-5	+6,6	9,173
II	58,892	1-1	-6,6	8,838
		2-2	-3,3	8,838
		3-3	0	8,838
		4-4	+3,3	9,169
		5-5	+6,6	10,21
I	62,436	1-1	-6,6	15,585
		2-2	-3,3	15,585
		3-3	0	15,585
		4-4	+3,3	16,32
		5-5	+6,6	17,09

Calcul des déplacements relatifs (déformations horizontales).

Le déplacement relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, est donné par:

$$\Delta_j = \frac{T_j}{R_j} \quad ; \quad T_j: \text{Effort tranchant de niveau "j"}$$

$$R_j: \text{rigidité relative de niveau "j"}$$

On doit avoir $\frac{1}{2.B} \cdot \Delta_j \leq \bar{\Delta} \quad ; \quad B = \frac{1}{4}$

$\bar{\Delta}$: déplacement admissible relatif de niveau

$$\bar{\Delta} = 0,0075 R_{\text{étage}} \quad (\text{R.P.A 81 Art. 3.37.1})$$

Sens transversal :

* R.D.C : $T_{\text{max}} = 17,09 \text{ t}$, $R_1 = 3213,64 \text{ t/m}$

$$\frac{1}{2.B} \Delta_j = 2 \cdot \frac{17,09}{3213,64} = 0,0106 \text{ m} < \bar{\Delta} = 0,0075 \times 4,025 = 0,03 \text{ m}$$

* étage : $T_{\text{max}} = 10,21 \text{ t}$, $R_{\text{étage}} = 1931,978 \text{ t/m}$

$$\frac{1}{2.B} \Delta_j = 2 \cdot \frac{10,21}{1931,978} = 0,0105 \text{ m} < \bar{\Delta} = 0,0075 \times 3,74 = 0,028 \text{ m}$$

Sens longitudinal :

* R.D.C : $T_{\text{max}} = 15,286 \text{ t}$, $R_1 = 3644,24 \text{ t/m}$

$$\frac{1}{2.B} \Delta_j = 2 \cdot \frac{15,286}{3644,24} = 8,389 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \bar{\Delta} = 0,03 \text{ m}$$

* étage : $T_{\text{max}} = 10,049 \text{ t}$, $R_{\text{étage}} = 2411,522 \text{ t/m}$

$$\frac{1}{2.B} \Delta_j = 2 \cdot \frac{10,049}{2411,522} = 8,33 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \bar{\Delta} = 0,028 \text{ m}$$

par conséquent, le déplacement relatif admissible n'est pas atteint pour chaque niveau et dans les deux sens.

Vérification au renversement : IL faut vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{\text{résistant}} \geq F_s \cdot M_{\text{renversant}} \quad \text{avec } F_s: \text{coefficient de sécurité} = 1,5$$

le moment résistant $M_{\text{rés}} = W \cdot \frac{L}{2}$

le moment renversant $M_{\text{renv}} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i$

* sens longitudinal : $L = 13,2 \text{ m}$

- $M_{\text{rés}} = 948,74 \times \frac{13,2}{2} = 6261,684 \text{ t.m}$

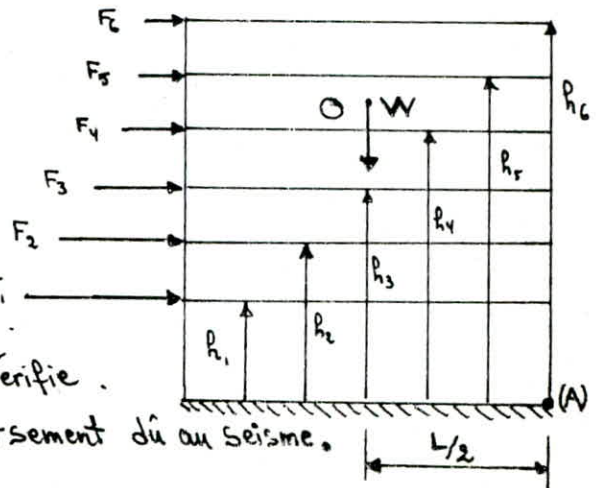
- $M_{\text{renv}} = 984,141 \text{ t.m}$

$$\frac{M_{\text{rés}}}{M_{\text{renv}}} = \frac{6261,684}{984,141} = 6,36 > 1,5 \quad \text{ça vérifie}$$

* sens transversal : $L = 11,1 \text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} M_{\text{rés}} = 5265,5 \text{ t.m} \\ M_{\text{renv}} = 1020,90,9 \end{array} \right\} \rightarrow \frac{M_{\text{rés}}}{M_{\text{renv}}} = 5,157 > 1,5 \quad \text{ça vérifie}$$

donc notre structure résiste largement au renversement dû au séisme.



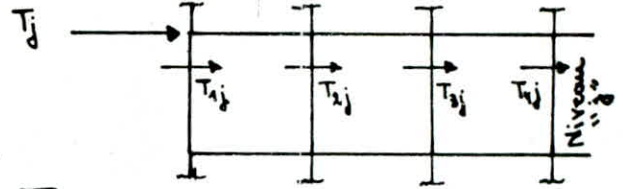
2: calcul des efforts tranchant relatifs repris par chaque poteau :

$$T_{ij} = T_j \frac{r_{ij}}{R_j}$$

T_j : effort tranchant de niveau "j"

r_{ij} : rigidité de niveau "j", des poteaux.

R_j : rigidité de niveau "j" des portiques = $\sum r_{ij}$



Portiques transversaux :

$$R_{ij} = 1931,978 \text{ t/m. (étage)} \quad , \quad R_{ij} = 3213,64 \text{ t/m. (R.D.C)}$$

Portique 4-4				
Niveau	$T_{ij}(t)$	Poteau	$r_{ij}(t/m)$	$T_{ij}(Kg)$
VI	2,85	S	458,268	676,02
		M	896,75	1322,86
		H	576,95	851,10
V	5,215	S	458,268	1237,00
		M	896,75	2420,6
		H	576,95	1557,36
IV	7,115	S	458,268	1687,68
		M	896,75	3302,50
		H	576,95	2124,76
III	8,549	S	458,268	2027,83
		M	896,75	3968,11
		H	576,95	2553,00
II	9,169	S	458,268	2174,90
		M	896,75	4255,89
		H	576,95	2738,15
I	16,32	S	954,83	4848,96
		M	1229,91	6245,91
		H	1028,89	5225,06

Portique 5-5				
Niveau	$T_{ij}(t)$	Poteau	$r_{ij}(t/m)$	$T_{ij}(Kg)$
VI	3,058	T	458,268	725,36
		N	896,75	1449,40
		I	576,95	913,21
V	5,596	T	458,268	1327,37
		N	896,75	2597,44
		I	576,95	1671,14
IV	7,635	T	458,268	1811,03
		N	896,75	3543,87
		I	576,95	2280,05
III	9,173	T	458,268	2175,84
		N	896,75	4257,75
		I	576,95	2739,34
II	10,21	T	458,268	2421,82
		N	896,75	4739,08
		I	576,95	3049,03
I	17,09	T	954,83	5077,74
		N	1229,91	6540,60
		I	1028,89	5471,59

Portiques longitudinaux: $R_{ix} = 2411,522 \frac{t}{m}$ (étage), $R_{ix} = 3644,24 \frac{t}{m}$ (R.D.C)

Portique B-B				
Niveau	T_{ix} (t)	Poteau	r_{ij} (t/m)	T_{ij} (Kg)
VI	2,65	J	335,461	368,63
		K	580,2	637,57
		L	580,2	637,57
		M	580,2	637,57
		N	335,461	368,63
V	4,85	J	335,461	674,67
		K	580,2	1166,88
		L	580,2	1166,88
		M	580,2	1166,88
		N	335,461	674,67
IV	6,617	J	335,461	920,47
		K	580,2	1592,016
		L	580,2	1592,016
		M	580,2	1592,016
		N	335,461	920,47
III	7,951	J	335,461	1106,04
		K	580,2	1912,97
		L	580,2	1912,97
		M	580,2	1912,97
		N	335,461	1106,04
II	8,851	J	335,461	1231,24
		K	580,2	2129,5
		L	580,2	2129,5
		M	580,2	2129,5
		N	335,461	1231,24
I	14,089	J	636,431	2460,5
		K	790,46	3055,99
		L	790,46	3055,99
		M	790,46	3055,99
		N	636,431	2460,5

Portique C-C				
Niveau	T_{ix} (t)	Poteau	r_{ij} (t/m)	T_{ij} (Kg)
VI	3,009	E	335,461	412,57
		F	580,2	723,95
		G	580,2	723,95
		H	580,2	723,95
		I	335,461	412,57
V	5,50	E	335,461	765,09
		F	580,2	1323,27
		G	580,2	1323,27
		H	580,2	1323,27
		I	335,461	765,09
IV	7,51	E	335,461	1044,69
		F	580,2	1806,86
		G	580,2	1806,86
		H	580,2	1806,86
		I	335,461	1044,69
III	9,027	E	335,461	1255,72
		F	580,2	2171,85
		G	580,2	2171,85
		H	580,2	2171,85
		I	335,461	1255,72
II	10,049	E	335,461	1397,72
		F	580,2	2447,73
		G	580,2	2447,73
		H	580,2	2447,73
		I	335,461	1397,72
I	15,286	E	636,431	2669,54
		F	790,46	3315,63
		G	790,46	3315,63
		H	790,46	3315,63
		I	636,431	2669,54

CALCUL DES MOMENTS DANS LES POTEAUX

* Détermination de la position du point de moment nul dans les poteaux :

h_j : la hauteur du poteau du niveau "j".

z : position du point de Moment nul.

$$M(z) = 0.$$

z est donné par : $z = y h_j$ avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$.

y_0, y_1, y_2, y_3 : des coefficients donnés par les tableaux III. (complément C.T.C).

$y_0 = 0$, pas de variation de rigidité linéaire des poutres.

y_2 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage supérieur adjacent.

il est fonction de $\alpha_2 = \frac{h_s}{h_j}$ et de \bar{K} . (tableau III-4).

$y_2 = 0$ pour des poteaux du dernier niveau.

y_0 : terme de correction fonction :

- du nombre total de niveau que comporte le portique .

- du rang du niveau occupé par le poteau .

- de \bar{K} relatif aux portiques. (tableau III-1).

y_3 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage inférieur adjacent

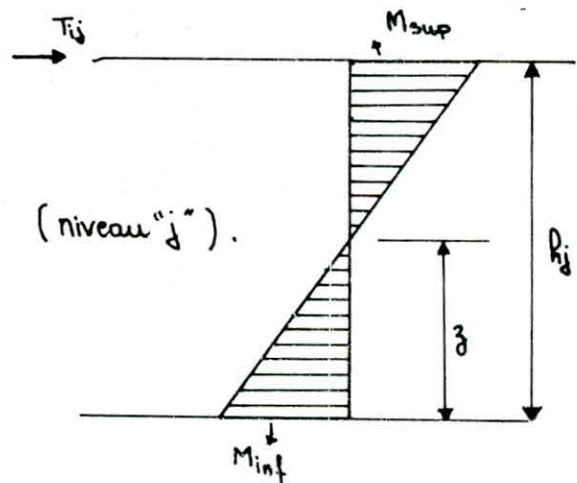
il est fonction de $\alpha_3 = \frac{h_i}{h_j}$ et de \bar{K}

$y_3 = 0$ pour les poteaux du premier niveau. (tableau III-4).

* Moments en têtes des poteaux :

$$* M_{sup} = T_{ij} (h_j - z)$$

$$* M_{inf} = T_{ij} \cdot z$$



CALCUL DES MOMENTS DANS LES POUTRES

Soient :

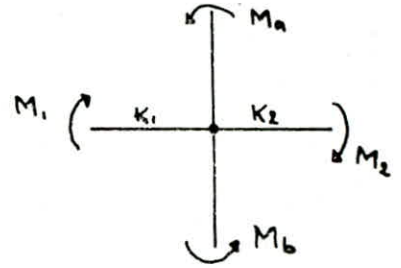
M_a, M_b : les moments dans les poteaux supérieur et inférieur du nœud considéré .

M_1, M_2 : les moments dans les poutres de gauche et de droite respectivement .

* Poutre intermédiaire :

$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$



* Poutre de rive (noeud de rive)

$$M_1 = (M_a + M_b)$$

Moment en travée des poutres :

Soient :

M_w : le moment à gauche.

M_e : le moment à droite.

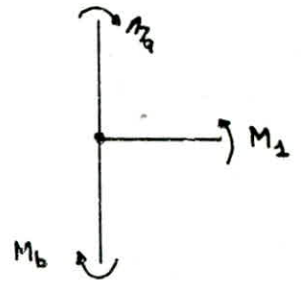
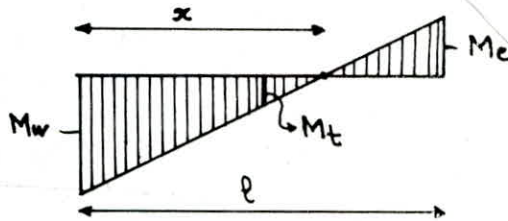
l : la portée de la poutre.

x : l'abscisse de moment nul.

on a :

$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_e} \Rightarrow x = \frac{M_w \cdot l}{M_e + M_w}$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{-l/2 + x}{M_t} \Rightarrow M_t = \frac{(-M_e + M_w)}{2}$$



Effort tranchant en appuis des poutres :

le moment M est sous la forme : $M = ax + b$. (linéaire)

$$T = \frac{dM}{dx} = a$$

$$M(0) = M_w = b \quad \text{et} \quad M(l) = -M_e = Tl + b$$

$$\rightarrow T = \frac{-(M_e + M_w)}{l}$$

Effort normal dans les poteaux :

l'effort normal dans un poteau "i" d'un niveau "j" est donné par :

$$N = (T_{je}^{(k)} - T_{jw}^{(k)})$$

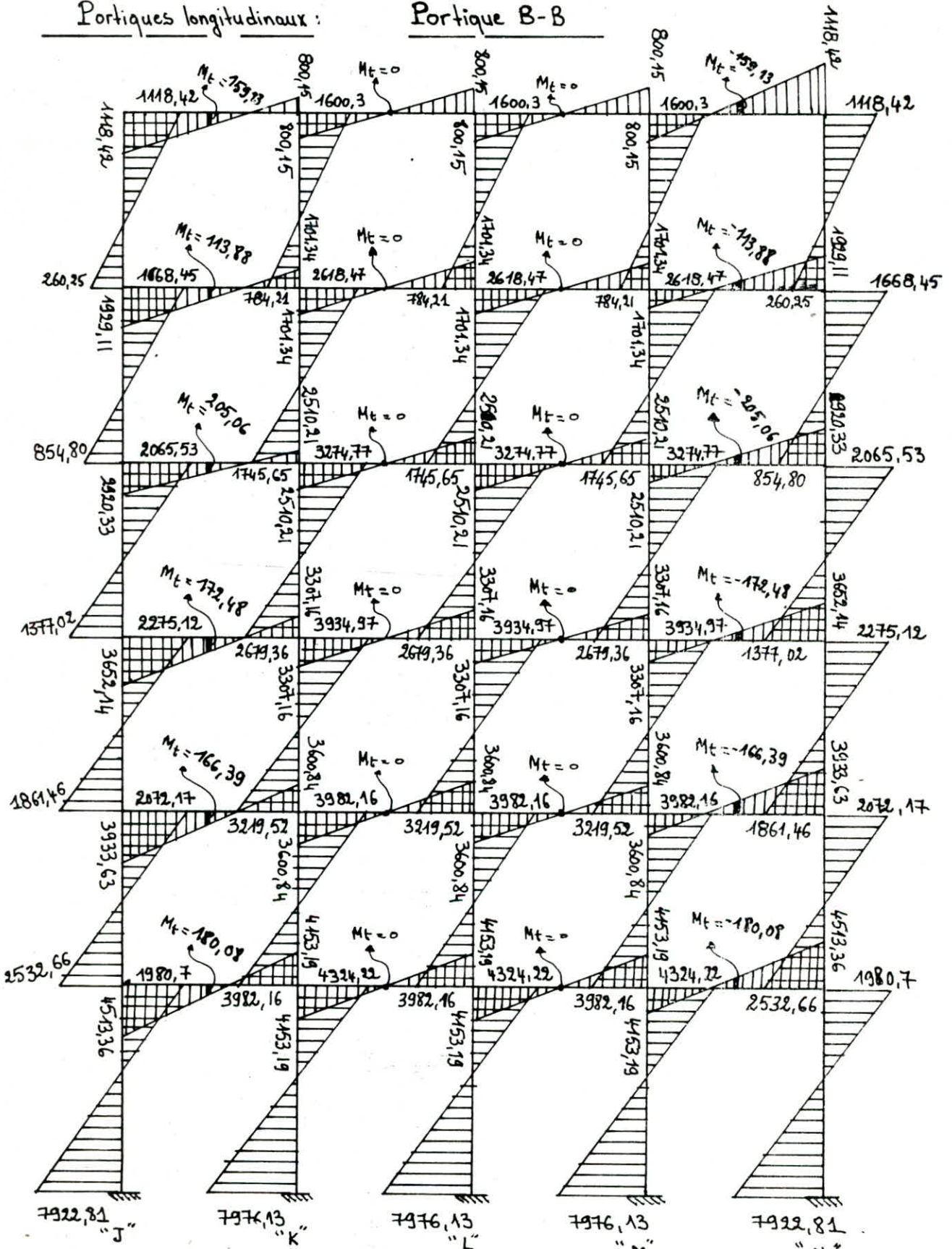
avec :

$T_{je}^{(k)}$: l'effort tranchant à droite du noeud "k" du niveau "j" .

$T_{jw}^{(k)}$: l'effort tranchant à gauche du noeud "k" du niveau "j" .

Portiques longitudinaux :

Portique B-B



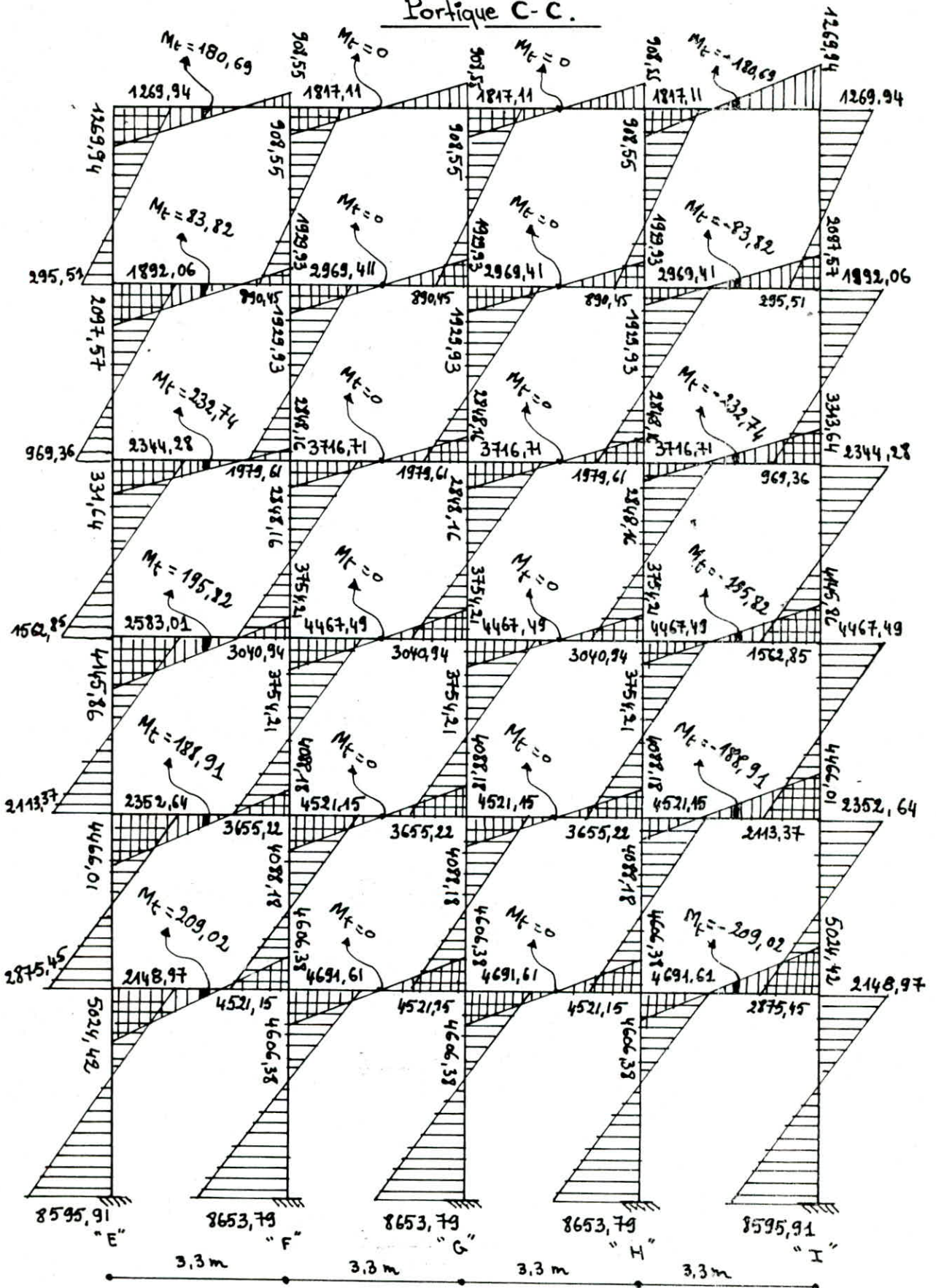
Exemple : travée 1-2 :

$$M_w = 1118,42 \text{ Kg.m}$$

$$M_e = 800,15 \text{ Kg.m}$$

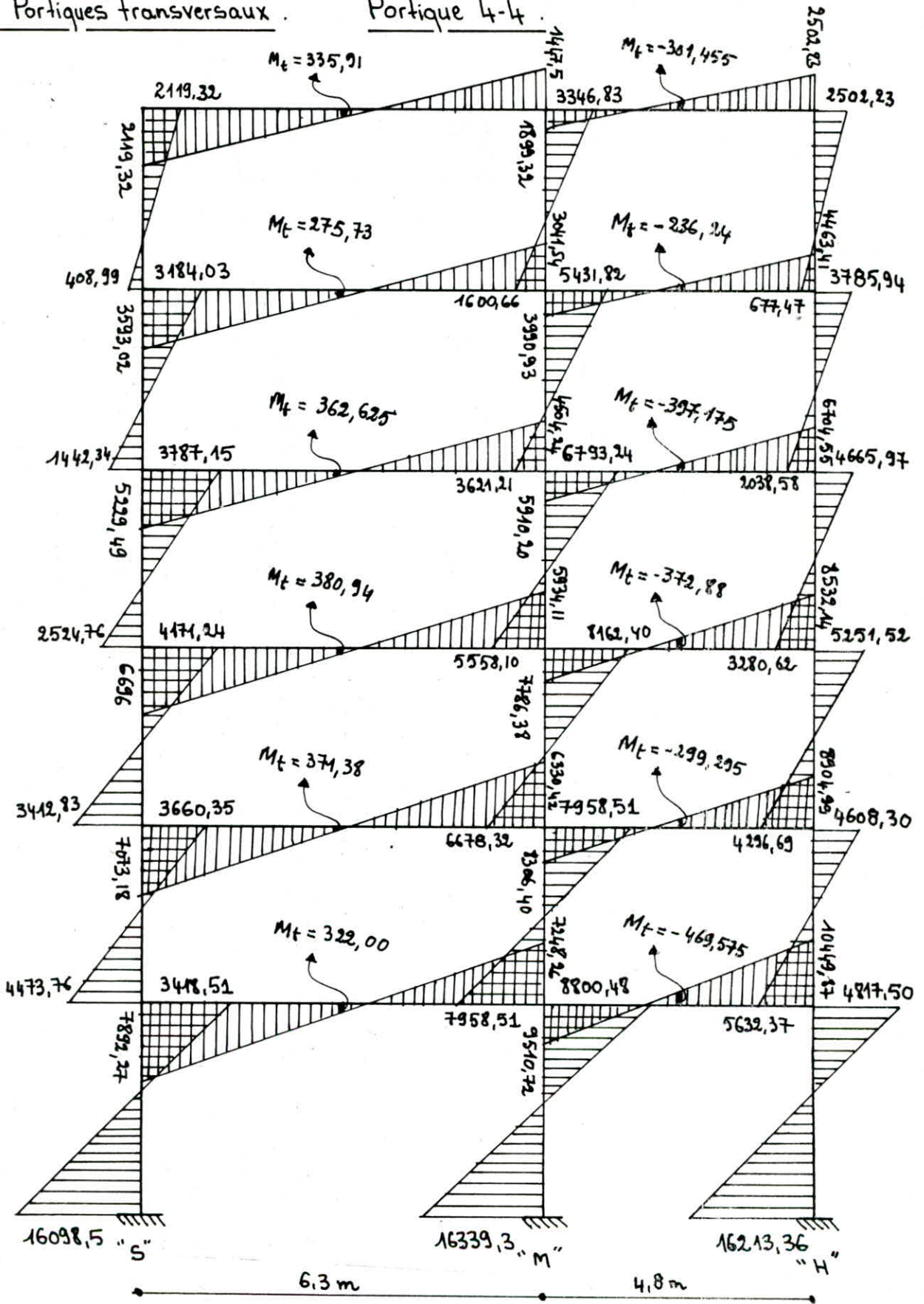
↔ : moment sur poteaux
 ↑ : moment sur poutres.

Portique C-C.

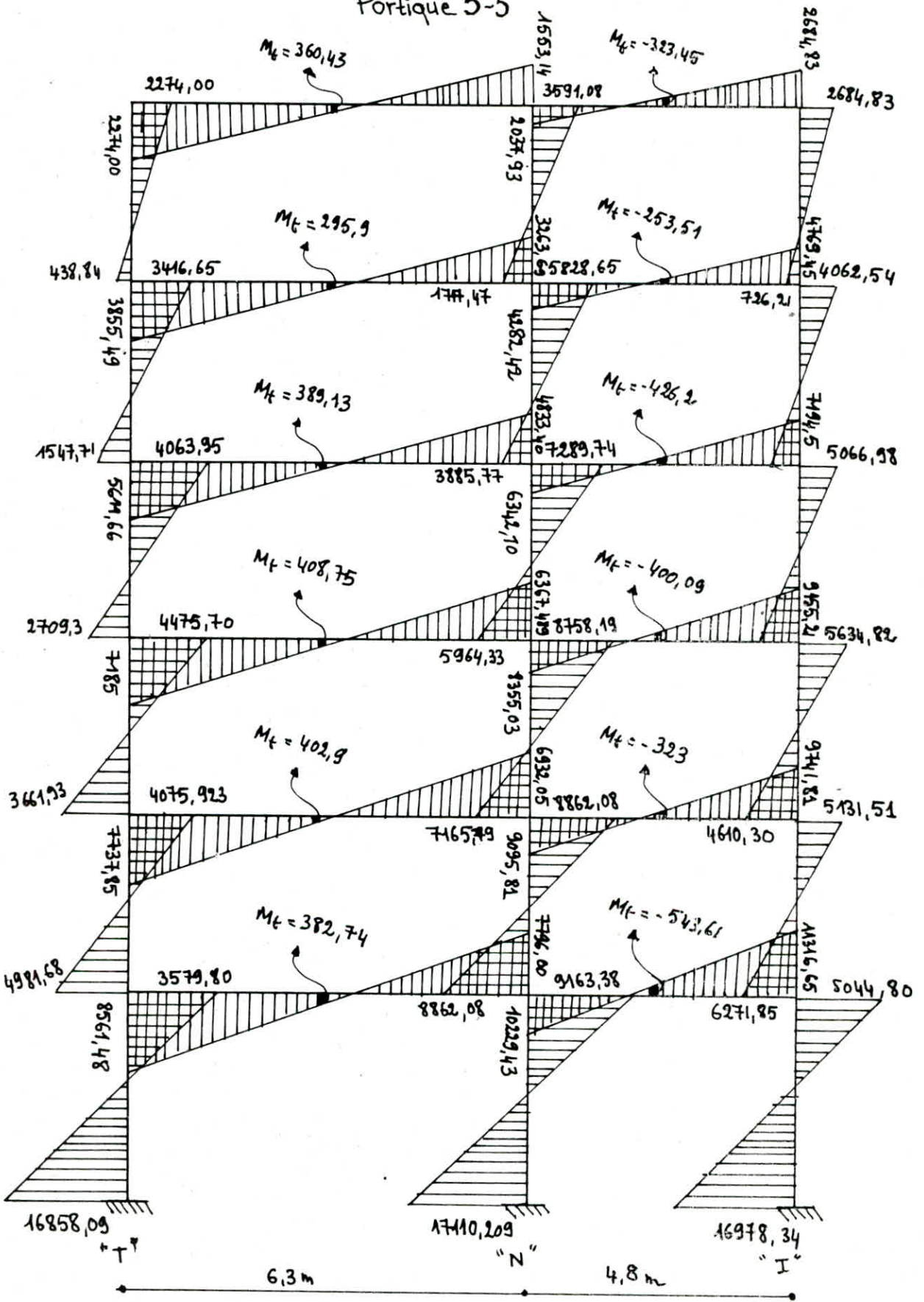


Portiques transversaux .

Portique 4-4 .



Portique 5-5



EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Portiques longitudinaux.

Niveau	Portique B-B					Portique C-C				
	Poteau	T _e (Kg)	T _w (Kg)	N (Kg)	N ^c (Kg)	Poteau	T _e (Kg)	T _w (Kg)	N (Kg)	N ^c (Kg)
VI	J	-581,385	0,00	-581,385	-581,385	E	-660,148	0,00	-660,148	-660,148
	K	-484,94	-581,385	96,445	96,445	F	-550,636	-660,148	109,512	109,512
	L	-484,94	-484,94	0	0	G	-550,636	-550,636	0	0
	M	-581,385	-484,94	-96,445	-96,445	H	-660,148	-550,636	-109,512	-109,512
	N	0,00	-581,385	581,385	581,385	I	0,00	-660,148	660,148	660,148
V	J	-1100,136	0,00	-1100,136	-1681,52	E	-1220,45	0,00	-1220,45	-1880,59
	K	-1031,115	-1100,136	69,021	165,466	F	-1169,65	-1220,45	50,8	160,312
	L	-1031,115	-1031,115	0	0	G	-1169,65	-1169,65	0,00	0,00
	M	-1100,136	-1031,115	-69,021	-165,466	H	-1220,45	-1169,65	-50,8	-160,312
	N	0,00	-1100,136	1100,136	1681,521	I	0,00	-1220,45	1220,45	1880,59
IV	J	-1645,61	0,00	-1645,61	-3327,139	E	-1867,21	0,00	-1867,21	-3747,8
	K	-1521,33	-1645,61	124,288	289,754	F	-1726,15	-1867,21	141,06	301,372
	L	-1521,33	-1521,33	0	0	G	-1726,15	-1726,15	0,00	0,00
	M	-1645,61	-1521,33	-124,288	-289,754	H	-1867,21	-1726,15	-141,06	-301,372
	N	0,00	-1645,61	1645,61	3327,139	I	0,00	-1867,21	1867,21	3747,8
III	J	-2108,88	0,00	-2108,88	-5436,019	E	-2393,96	0,00	-2393,96	-6144,76
	K	-2004,34	-2108,88	104,54	394,294	F	-2275,22	-2393,96	118,74	420,112
	L	-2004,34	-2004,34	0	0	G	-2275,22	-2275,22	0,00	0,00
	M	-2108,88	-2004,34	-104,54	-394,294	H	-2393,96	-2275,22	-118,74	-420,112
	N	0,00	-2108,88	2108,88	5436,019	I	0,00	-2393,96	2393,96	6144,76
II	J	-2283,172	0,00	-2283,172	-7719,191	E	-2592,18	0,00	-2592,18	-8733,94
	K	-2182,32	-2283,172	100,852	495,146	F	-2477,68	-2592,18	114,5	534,612
	L	-2182,32	-2182,32	0	0	G	-2477,68	-2477,68	0,00	0,00
	M	-2283,172	-2182,32	-100,852	-495,146	H	-2592,18	-2477,68	-114,5	-534,612
	N	0,00	-2283,172	2283,172	7719,191	I	0,00	-2592,18	2592,18	8733,94
I	J	-2626,22	0,00	-2626,22	-10345,41	E	-2918,48	0,00	-2918,48	-11652,42
	K	-2517,08	-2626,22	109,14	604,286	F	-2791,74	-2918,48	126,74	661,352
	L	-2517,08	-2517,08	0	0	G	-2791,74	-2791,74	0,00	0,00
	M	-2626,22	-2517,08	-109,14	-604,286	H	-2918,48	-2791,74	-126,74	-661,352
	N	0,00	-2626,22	2626,22	10345,41	I	0,00	-2918,48	2918,48	11652,42

Convention:

- * $N < 0$: traction
- * $N > 0$: Compression

N^c : effort normal cumulé dans le poteau.

EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX

Portiques longitudinaux.

Niveau	Portique B-B					Portique C-C				
	Poteau	T_e (Kg)	T_w (Kg)	N (Kg)	N^c (Kg)	Poteau	T_e (Kg)	T_w (Kg)	N (Kg)	N^c (Kg)
VI	J	-581,385	0,00	-581,385	-581,385	E	-660,148	0,00	-660,148	-660,148
	K	-484,94	-581,385	96,445	96,445	F	-550,636	-660,148	109,512	109,512
	L	-484,94	-484,94	0	0	G	-550,636	-550,636	0	0
	M	-581,385	-484,94	-96,445	-96,445	H	-660,148	-550,636	-109,512	-109,512
	N	0,00	-581,385	581,385	581,385	I	0,00	-660,148	660,148	660,148
V	J	-1100,136	0,00	-1100,136	-1681,52	E	-1220,45	0,00	-1220,45	-1880,59
	K	-1031,115	-1100,136	69,021	165,466	F	-1169,65	-1220,45	50,8	160,312
	L	-1031,115	-1031,115	0	0	G	-1169,65	-1169,65	0,00	0,00
	M	-1100,136	-1031,115	-69,021	-165,466	H	-1220,45	-1169,65	-50,8	-160,312
	N	0,00	-1100,136	1100,136	1681,521	I	0,00	-1220,45	1220,45	1880,59
IV	J	-1645,61	0,00	-1645,61	-3327,139	E	-1867,21	0,00	-1867,21	-3747,8
	K	-1521,33	-1645,61	124,288	289,754	F	-1726,15	-1867,21	141,06	301,372
	L	-1521,33	-1521,33	0	0	G	-1726,15	-1726,15	0,00	0,00
	M	-1645,61	-1521,33	-124,288	-289,754	H	-1867,21	-1726,15	-141,06	-301,372
	N	0,00	-1645,61	1645,61	3327,139	I	0,00	-1867,21	1867,21	3747,8
III	J	-2108,88	0,00	-2108,88	-5436,019	E	-2393,96	0,00	-2393,96	-6144,76
	K	-2004,34	-2108,88	104,54	394,294	F	-2275,22	-2393,96	118,74	420,112
	L	-2004,34	-2004,34	0	0	G	-2275,22	-2275,22	0,00	0,00
	M	-2108,88	-2004,34	-104,54	-394,294	H	-2393,96	-2275,22	-118,74	-420,112
	N	0,00	-2108,88	2108,88	5436,019	I	0,00	-2393,96	2393,96	6144,76
II	J	-2283,172	0,00	-2283,172	-7719,191	E	-2592,18	0,00	-2592,18	-8733,94
	K	-2182,32	-2283,172	100,852	495,146	F	-2477,68	-2592,18	114,5	534,612
	L	-2182,32	-2182,32	0	0	G	-2477,68	-2477,68	0,00	0,00
	M	-2283,172	-2182,32	-100,852	-495,146	H	-2592,18	-2477,68	-114,5	-534,612
	N	0,00	-2283,172	2283,172	7719,191	I	0,00	-2592,18	2592,18	8733,94
I	J	-2626,22	0,00	-2626,22	-10345,41	E	-2918,48	0,00	-2918,48	-11652,42
	K	-2517,08	-2626,22	109,14	604,286	F	-2791,74	-2918,48	186,74	661,352
	L	-2517,08	-2517,08	0	0	G	-2791,74	-2791,74	0,00	0,00
	M	-2626,22	-2517,08	-109,14	-604,286	H	-2918,48	-2791,74	-186,74	-661,352
	N	0,00	-2626,22	2626,22	10345,41	I	0,00	-2918,48	2918,48	11652,42

Convention :

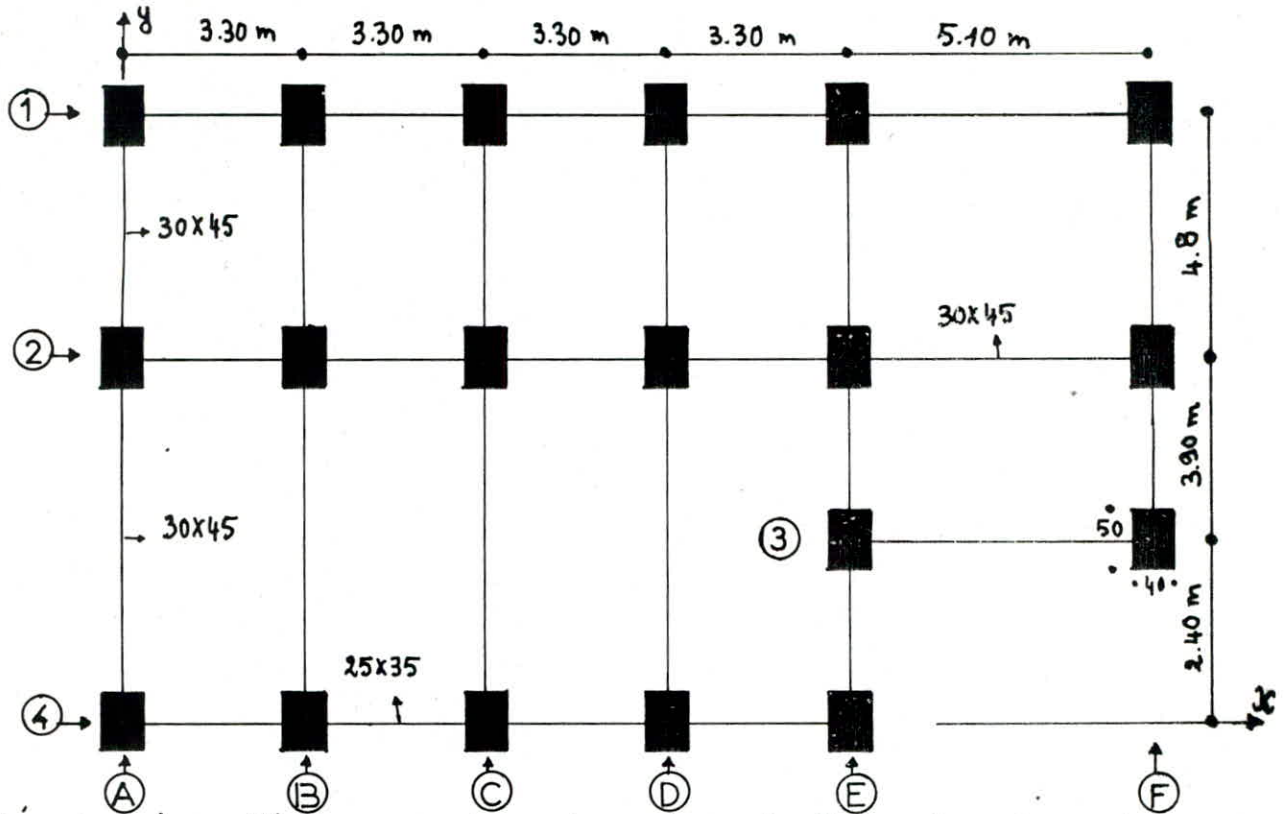
- * $N < 0$: traction
- * $N > 0$: Compression

N^c : effort normal cumulé dans le poteau.

Portiques transversaux :

Niveau	Portique 4-4					Portique 5-5				
	Poteau	T _e (Kg)	T _w (Kg)	N(Kg)	N ^c (Kg)	Poteau	T _e (Kg)	T _w (Kg)	N(Kg)	N ^c (Kg)
VI	S	-566,16	0,00	-566,16	-566,16	T	-603,48	0,00	-603,48	-603,48
	M	-916,98	-566,16	-350,82	-350,82	N	-983,90	-603,48	-380,42	-380,42
	H	0,00	-916,98	916,98	916,98	I	0,00	-983,90	983,90	983,90
V	S	-1053,10	0,00	-1053,10	-1619,26	T	-1130,02	0,00	-1130,02	-1793,5
	M	-1761,32	-1053,10	-708,22	-1059,04	N	-1889,97	-1130,02	-759,95	-1140,37
	H	0,00	-1761,32	1761,32	2678,3	I	0,00	-1889,97	1889,97	2873,87
IV	S	-1545,03	0,00	-1545,03	-3164,28	T	-1657,94	0,00	-1657,94	-3391,44
	M	-2628,07	-1545,03	-1083,04	-2142,09	N	-2820,125	-1657,94	-1162,195	-2302,55
	H	0,00	-2628,07	2628,07	5306,37	I	0,00	-2820,125	2820,125	5693,99
III	S	-2004,77	0,00	-2004,77	-5169,06	T	-2151,18	0,00	-2151,18	-5542,62
	M	-3399,69	-2004,77	-1394,92	-3537	N	-3647,96	-2151,18	-1496,78	-5799,39
	H	0,00	-3399,69	3399,69	8706,06	I	0,00	-3647,96	3647,96	9341,95
II	S	-2127,55	0,00	-2127,55	-7296,61	T	-2328,55	0,00	-2328,55	-7871,17
	M	-3585,70	-2127,55	-1458,15	-4995,15	N	-3924,50	-2328,55	-1595,95	-5395,28
	H	0,00	-3585,70	3585,70	12291,76	I	0,00	-3924,50	3924,50	13266,45
I	S	-2403,25	0,00	-2403,25	-9699,86	T	-2596,42	0,00	-2596,42	-10467,59
	M	-4158,45	-2403,25	-1755,2	-6750,35	N	-4488,76	-2596,42	-1892,34	-7287,62
	H	0,00	-4158,45	4158,45	16450,21	I	0,00	-4488,76	4488,76	17756,21

bloc "B"

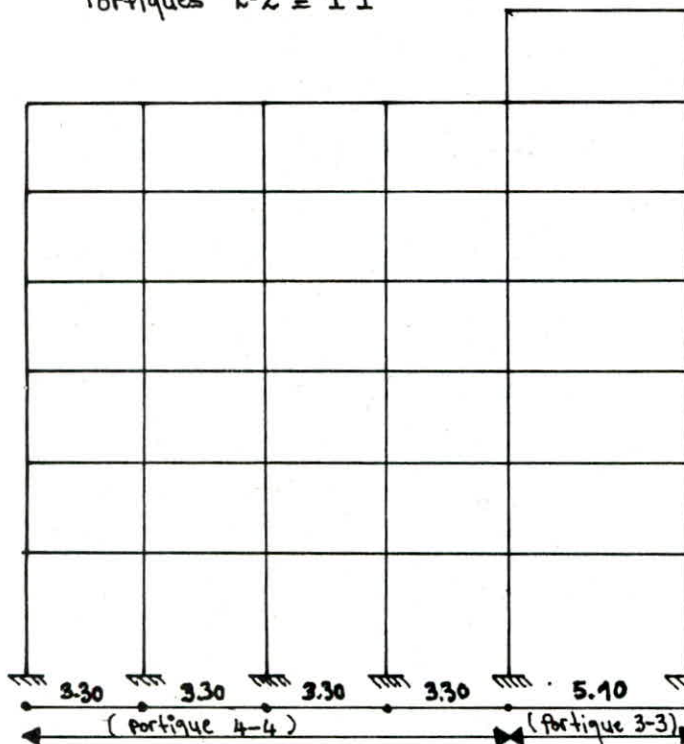


Un décrochement en élévation se trouvant au niveau de l'intersection des portiques longitudinaux ①, ②, ③, et les portiques transversaux ⑤, ⑥.

Quelques schémas de la structure :

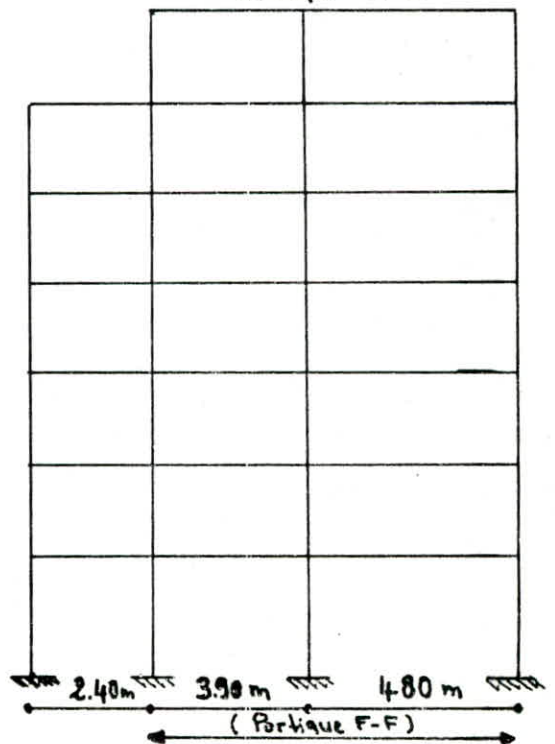
* Portiques longitudinaux.

Portiques 2-2 \equiv 1-1



* Portiques transversaux.

Portique E-E



ETUDE AU SEISME

Etude dynamique

Exposé de la méthode "HOLZER transformée":

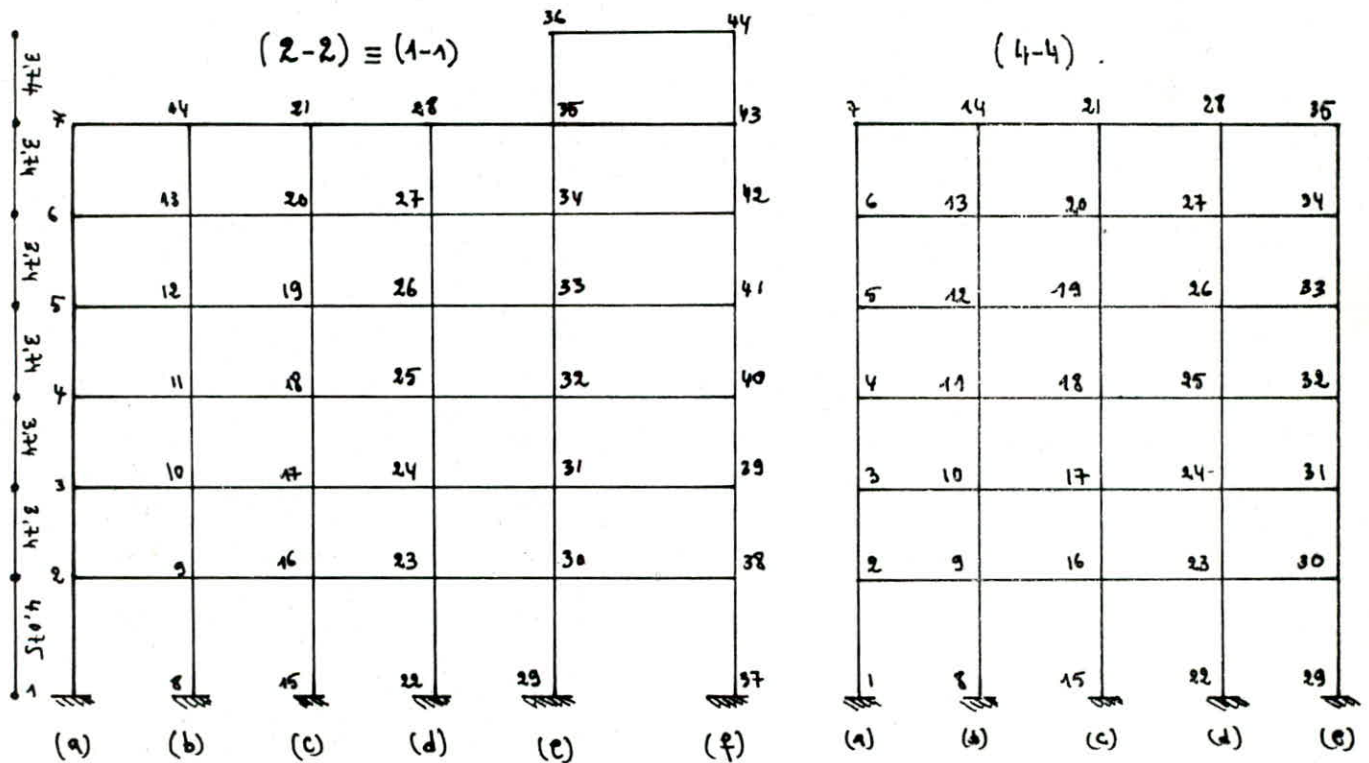
C'est une méthode numérique approchée, et est une application directe de la méthode 'HOLZER' (qu'on utilise normalement dans le calcul dynamique des machines outils).

ET par l'introduction de la notation de rigidité relative de niveau, on peut l'utiliser pour le calcul dynamique des structures. Exposé de la méthode et détails, voir complément: (C.T.C page 130. Annexe A).

Caractéristiques propres de Vibration:

1): calcul des rigidités relatives des niveaux:

Portiques longitudinaux:



a) 2-2: on prend $l_0 = 3,74 \text{ m}$, $\rightarrow I_0 = \frac{0,5 \times 0,4^3}{12} = 26,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ (inertie des poteaux)
 $R_0 = \frac{12EI_0}{(l_0)^3} = 2109,82 \text{ tf/m}$ avec $E = 345 \cdot 10^4 \text{ tf/m}^2$.

Barre	$I \cdot 10^4$ (m^4)	l (m)	$K = \frac{I}{I_0}$	$\lambda = \frac{l}{l_0}$	$\beta = \frac{K}{\lambda}$
Poteau	1-2	4,075	1,00	1,089	0,918
	2-3	26,66	3,74	1,00	1,000
Poutre	2-9	8,932	3,30	0,882	0,379
	30-38	22,78	5,10	0,854	1,363

I_0, l_0 : valeurs arbitrairement choisies.

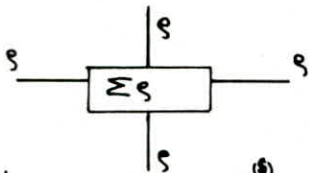
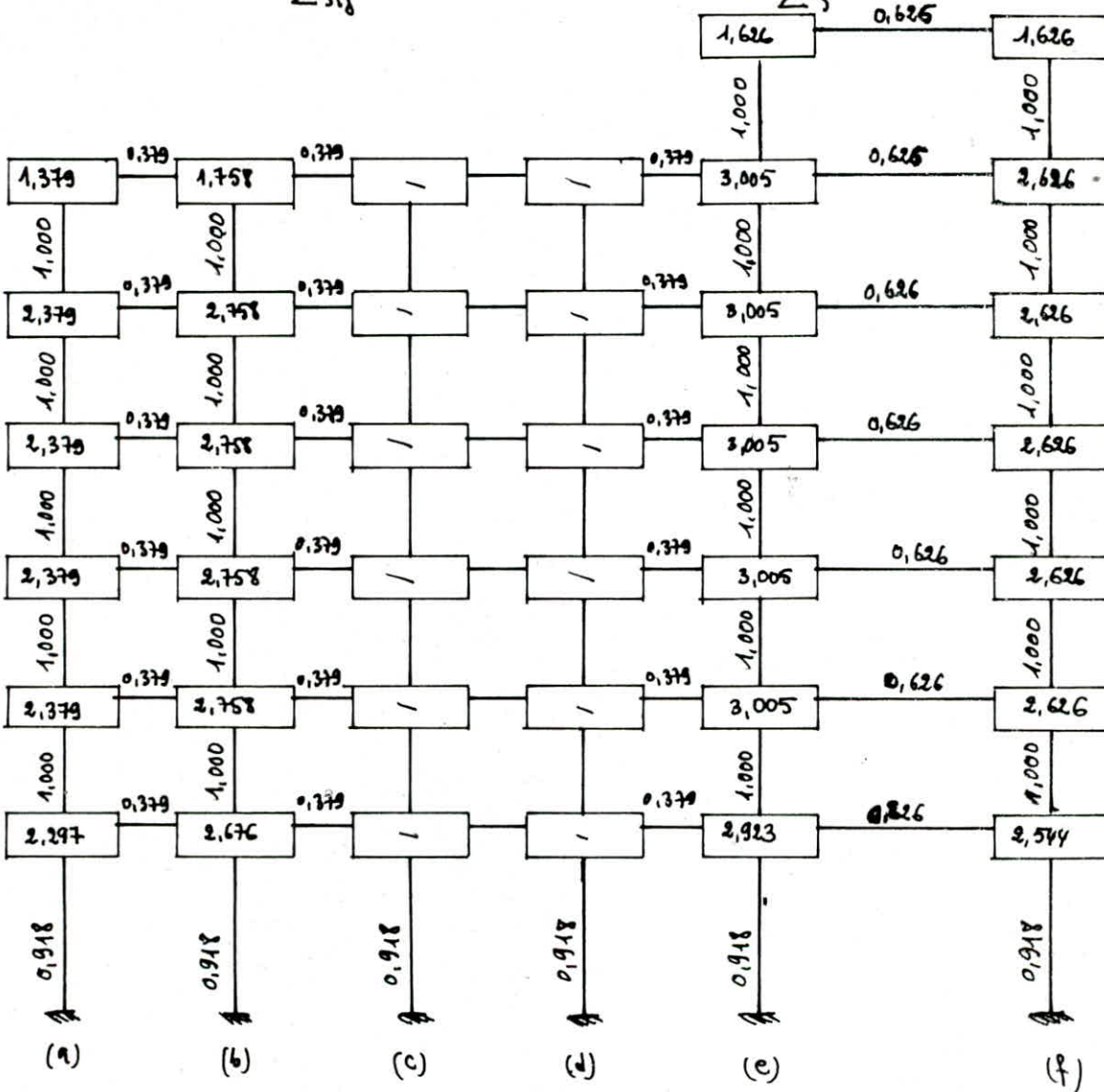
β : rigidité conventionnelle du poteau.

Coefficient de répartition de cross :

$$R_{ij} = \frac{I_{ij}}{P_{ij}} = \frac{I_{ij}}{I_0} \frac{I_0}{P_0} \frac{P_0}{P_{ij}} = \overbrace{P_{ij}}^{R_{ij}} \cdot \frac{I_0}{P_0}$$

$$\Rightarrow d_k = C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}} \quad \rightarrow \quad d_k = \frac{P}{\sum P}$$

$$C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}} = d_k$$



Coefficient de correction : $A_k = 1 - 0.75 (d_{k-1} + d_k - d_{k-1} \cdot d_k)$

Exemple de calcul : poteau (e) ; niveau (7).

$$d_k = \frac{1,000}{1,625} = 0,615 \quad , \quad d_{k-1} = \frac{1}{3,005} = 0,332$$

$$\Rightarrow A_7^{(e)} = 1 - 0.75 (0.332 + 0.615 - 0.615 \times 0.332) = 0.442$$

Rigidité de niveau corrigée :

Niveau	$A_K^{(a)}$	$A_K^{(b),(c),(d)}$	$A_K^{(e)}$	$A_K^{(f)}$	$\eta_K^{(a)}$	$\eta_K^{(b),(c),(d)}$	$\eta_K^{(e)}$	$\eta_K^{(f)}$	$\eta_K = \sum \eta_K^{(s)}$	R_K (tf/m)
7			0,442	0,428			0,442	0,428	0,870	1135,54
6	0,369	0,456	0,584	0,537	0,369	0,456	0,584	0,537	2,958	6029,865
5	0,502	0,555	0,584	0,537	0,502	0,555	0,584	0,537	3,288	6937,088
4	0,502	0,555	0,584	0,537	0,502	0,555	0,584	0,537	3,288	6937,088
3	0,502	0,555	0,584	0,537	0,502	0,555	0,584	0,537	3,288	6937,088
2	0,495	0,550	0,579	0,531	0,495	0,550	0,579	0,531	3,255	6867,464
1	0,701	0,742	0,764	0,729	0,542	0,574	0,591	0,564	3,449	7213,474

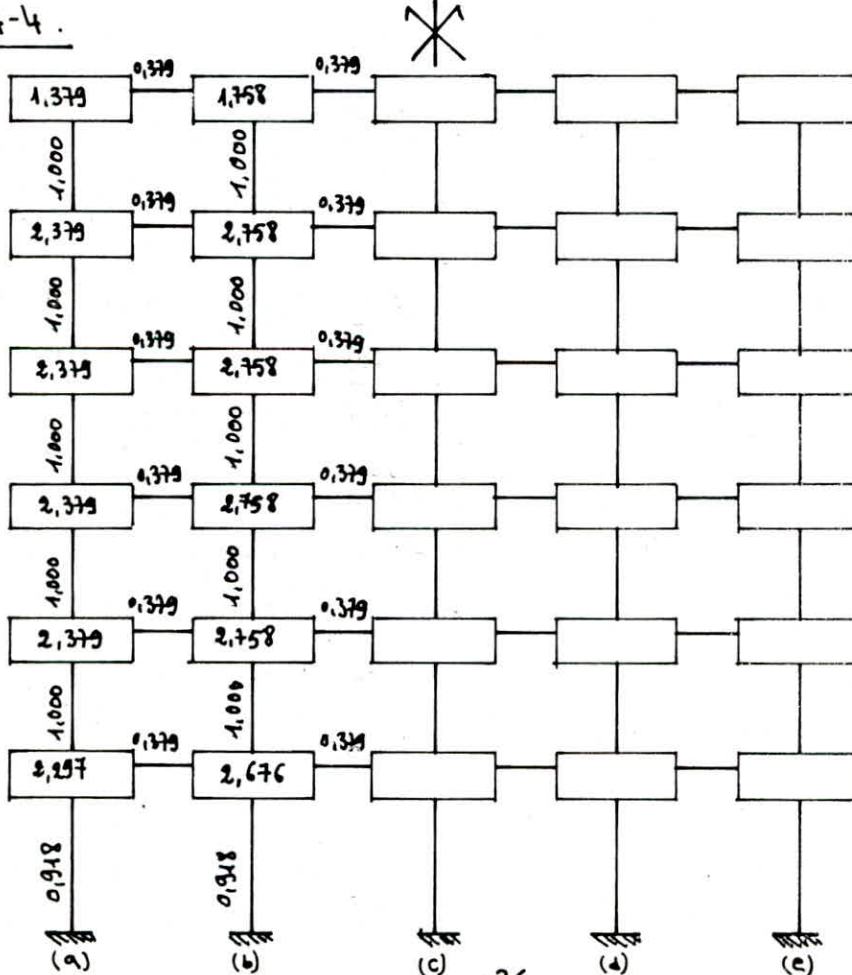
$\eta_K^{(s)} = A_K^{(s)} \frac{S_K^{(s)}}{I_K^{(s)}}$: coefficient de rigidité.

$R_K^{(s)} = \eta_K^{(s)} \cdot R_0$: rigidité corrigée du poteau (s).

$R_K = \sum_{s=1}^m R_K^{(s)} = R_0 \eta_K$ avec $\eta_K = \sum_{s=1}^m \eta_K^{(s)}$, $R_0 = 2109,82$ (tf/m).

R_K : rigidité totale pour tous les poteaux du niveau (k).

Portique 4-4.



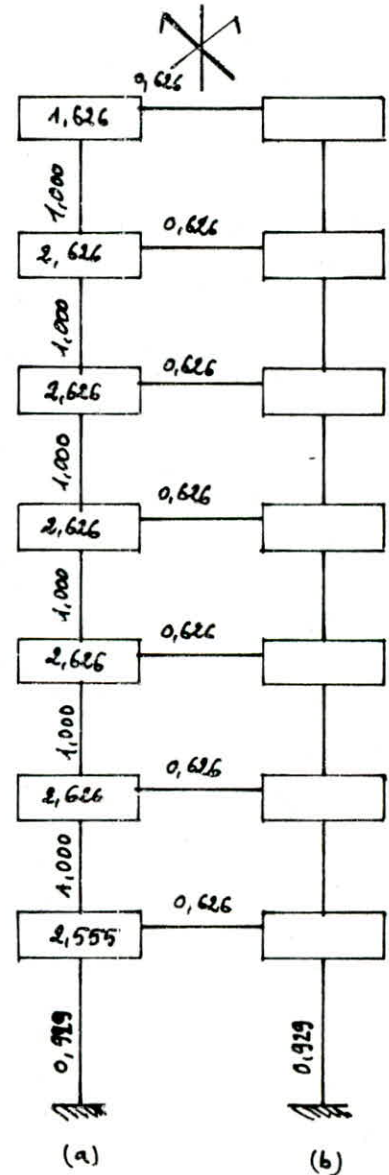
Rigidité de niveau corrigée :

Niveau	$A_K^{(a),(e)}$	$A_K^{(b),(c),(d)}$	$\eta_{LK}^{(a),(e)}$	$\eta_{LK}^{(b),(c),(d)}$	$\eta_{LK} = \sum \eta_{LK}$	$R_K (\text{t/m})$
6	0,369	0,456	0,369	0,456	2,106	4443,28
5	0,502	0,555	0,502	0,555	2,669	5631,109
4	0,502	0,555	0,502	0,555	2,669	5631,109
3	0,502	0,555	0,502	0,555	2,669	5631,109
2	0,495	0,550	0,495	0,550	2,640	5589,924
1	0,701	0,742	0,542	0,574	2,804	5920,155

Portique 3-3 .

Rigidité de niveau corrigée :

Niveau	$A_K^{(a),(b)}$	$\eta_{LK}^{(a),(b)}$	$\eta_{LK} = \sum \eta_{LK}$	$R_K (\text{t/m})$
7	0,4285	0,4285	0,857	1808,45
6	0,538	0,538	1,076	2270,166
5	0,538	0,538	1,076	2270,166
4	0,538	0,538	1,076	2270,166
3	0,538	0,538	1,076	2270,166
2	0,532	0,532	1,064	2244,84
1	0,727	0,583	1,166	2460,050



Portiques transversaux :

on prend ; $l_0 = 3,74 \text{ m}$; $E = 345 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$.

$$I_0 = \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12} = 41,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad , \quad R_0 = \frac{12EI_0}{l_0^3} = 3296,89 \text{ t/m}.$$

le même principe pour le calcul de la rigidité corrigée de niveau.

Portique D-D \equiv (A-A) \equiv (B-B) \equiv (C-C) .

Niveau	$A_K^{(a)}$	$A_K^{(b)}$	$A_K^{(c)}$	$\eta_K^{(a)}$	$\eta_K^{(b)}$	$\eta_K^{(c)}$	$\eta_K = \sum \eta_K^{(i)}$	$R_K (\text{t/m})$
6	0,354	0,454	0,381	0,354	0,454	0,381	1,189	3920,002
5	0,493	0,554	0,496	0,493	0,554	0,496	1,543	5087,401
4	0,493	0,554	0,496	0,493	0,554	0,496	1,543	5087,401
3	0,493	0,554	0,496	0,493	0,554	0,496	1,543	5087,401
2	0,487	0,549	0,503	0,487	0,549	0,503	1,539	5073,913
1	0,691	0,739	0,704	0,554	0,593	0,564	1,712	5640,978

Portique E-E :

Niveau	$A_K^{(a)}$	$A_K^{(b)}$	$A_K^{(c)}$	$A_K^{(d)}$	$\eta_K^{(a)}$	$\eta_K^{(b)}$	$\eta_K^{(c)}$	$\eta_K^{(d)}$	$\eta_K = \sum \eta_K^{(i)}$	$R_K (\text{t/m})$
7	—	0,434	0,491	0,381	—	0,434	0,491	0,381	1,306	4505,758
6	0,474	0,621	0,577	0,508	0,474	0,621	0,577	0,508	2,180	7187,220
5	0,565	0,621	0,577	0,508	0,565	0,621	0,577	0,508	2,271	7487,237
4	0,565	0,621	0,577	0,508	0,565	0,621	0,577	0,508	2,271	7487,238
3	0,565	0,621	0,577	0,508	0,565	0,621	0,577	0,508	2,271	7487,238
2	0,562	0,618	0,573	0,503	0,562	0,618	0,573	0,503	2,256	7437,78
1	0,749	0,789	0,757	0,757	0,601	0,633	0,607	0,565	2,406	7932,317

Portique FF :

Niveau	$A_K^{(a)}$	$A_K^{(b)}$	$A_K^{(c)}$	$\eta_K^{(a)}$	$\eta_K^{(b)}$	$\eta_K^{(c)}$	$\eta_K = \sum \eta_K^{(i)}$	$R_K (\text{t/m})$
7	0,405	0,491	0,381	0,405	0,491	0,381	1,277	4210,128
6	0,523	0,577	0,508	0,523	0,577	0,508	1,608	5301,399
5	0,523	0,577	0,508	0,523	0,577	0,508	1,608	5301,399
4	0,523	0,577	0,508	0,523	0,577	0,508	1,608	5301,399
3	0,523	0,577	0,508	0,523	0,577	0,508	1,608	5301,399
2	0,518	0,573	0,503	0,518	0,573	0,503	1,594	5256,242
1	0,716	0,757	0,704	0,574	0,607	0,565	1,746	5756,369

Calcul du centre de torsion.

$$X_{CT} = \frac{\sum_{k=1}^m R_{ky} \cdot X_k}{\sum_{k=1}^m R_{ky}}, \quad Y_{CT} = \frac{\sum_{k=1}^m R_{kx} \cdot Y_k}{\sum_{k=1}^m R_{kx}}$$

X_k : distance d'un portique transversal Oy .

Y_k : distance d'un portique longitudinal Ox . (Voir Annexe).

Niveau	7	6	5	4	3	2	1
X_{CT} (m)	15,72	9,56	8,95	8,95	8,95	8,93	8,87
Y_{CT} (m)	6,62	5,87	5,79	5,79	5,79	5,79	5,76

Rigidités totales, masses totales, et coefficient de rigidité dans chaque niveau :

m_k : masse totale du niveau "k".

η_k : Coefficient total de rigidité du niveau "k".

R_k : rigidité totale du niveau "k".

niveau	m_k (t)	η_k	R_{kx} (t/m)	m_k (t)	η_k	R_{ky} (t/m)
7	66,554	2,597	5479,195	66,554	2,583	8515,866
6	212,446	8,898	18773,177	212,446	8,544	28418,627
5	207,850	10,321	21775,451	207,850	10,051	33137,040
4	207,850	10,321	21775,451	207,850	10,051	33137,040
3	207,850	10,321	21775,451	207,850	10,051	33137,040
2	207,850	10,214	21549,692	207,850	10,006	32918,674
1	211,260	10,810	22807,154	211,260	10,996	36152,598

On remarque une variation de rigidité entre le niveau 6 et le niveau 7 (Variation de plus de 25%). Et vu le décrochement important en plan et en élévation, on ne peut pas appliquer la méthode statique équivalente. On fera donc une étude dynamique approchée. Pour la détermination des caractéristiques propres de vibration, on modélise notre structure par une Console avec 7 masses concentrées à chaque niveau, en prenant des rigidités corrigées de chaque niveau. ensuite, on calculera l'effort total agissant sur chaque niveau.

Evaluation des masses des niveaux et calcul du centre de masse :

$$X_{cm} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad , \quad Y_{cm} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \quad . \quad (\text{Voir annexe})$$

Niveau	7	6	5	4	3	2	1
Masse (t)	66,554	212,446	207,850	207,850	207,850	207,850	211,26
$X_{cm}^{(m)}$	15,96	8,88	8,15	8,15	8,15	8,15	8,12
$Y_{cm}^{(m)}$	6,73	5,83	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80

Calcul des excentricités : $\begin{cases} e_x = |X_{cm} - X_{CT}| \\ e_y = |Y_{cm} - Y_{CT}| \end{cases}$ e_a : excentricité accidentelle

Niveau	$X_{cm}^{(m)}$	$Y_{cm}^{(m)}$	$X_{CT}^{(m)}$	$Y_{CT}^{(m)}$	e_x (m)	e_y (m)	e_a (m)
7	15,96	6,73	17,72	6,62	0,24	0,11	0,435
6	8,88	5,83	9,56	5,87	0,68	0,04	0,915
5	8,15	5,80	8,95	5,79	0,80	0,01	0,915
4	8,15	5,80	8,95	5,79	0,80	0,01	0,915
3	8,15	5,80	8,95	5,79	0,80	0,01	0,915
2	8,15	5,80	8,93	5,79	0,78	0,01	0,915
1	8,12	5,80	8,87	5,76	0,75	0,04	0,915

Calcul des rigidités à la torsion pour chaque niveau :

$$R_{k0} = \sum_{i=1}^4 R_{KX} (Y_K)^2 + \sum R_{KY} (X_K)^2 \quad (A, B, C, D, E, F) \quad (A, B, C, D, E, F, G)$$

avec Y_K : distance d'un portique longitudinal / C_T

X_K : " " " transversal / C_T (voir annexe)

Niveau	7	6	5	4	3	2	1
R_{k0} (tf.m)	124595,071	1393352,61	1615098,75	1615098,75	1615098,75	1602718,60	1746473,60

Calcul des périodes de Vibration :

- Sens longitudinal :

$$R_0 = 2109,82 \text{ t/m} , \quad R_k = \eta_k \cdot R_0$$

$$\text{on prend : } \left. \begin{array}{l} m_0 = 66,554 \text{ t} \\ g_0 = 10 \text{ m/s}^2 \end{array} \right\} \rightarrow m_0 = \frac{m_0}{g} = 6,6554 \left[\frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right] \rightarrow \sqrt{\frac{m_0}{R_0}} = 0,0561 \text{ s}$$

$$\phi_{k-1} = \phi_k - \left(\frac{1}{\eta_k} \sum_{i=k}^m \alpha_i \phi_i \cdot \phi_k \right) , \quad \left(\alpha = \frac{m \cdot k}{m_0} \right)$$

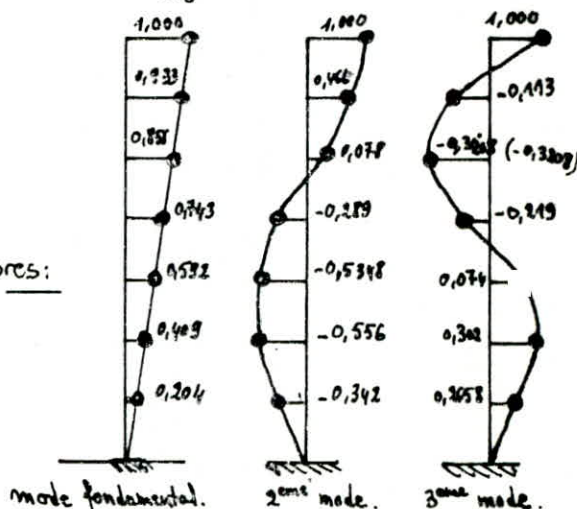
on trouve :

* Mode fondamental : $T_1 = 0,8446 \text{ s}$

* 2^{ème} mode de Vibration : $T_2 = 0,299 \text{ s}$

* 3^{ème} mode de Vibration : $T_3 = 0,2072 \text{ s}$

Schémas des formes propres :



- Sens transversal :

$$R_0 = 3296,89 \text{ t/m}$$

$$\text{on prend } \left. \begin{array}{l} m_{01} = 66,554 \text{ t} \\ g_0 = 10 \text{ m/s}^2 \end{array} \right\} \rightarrow m_0 = 6,6554 \left[\frac{\text{t} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \right] \rightarrow \sqrt{\frac{m_0}{R_0}} = 0,0449$$

On trouve :

* Mode fondamental : $T_1 = 0,6813 \text{ s}$

* 2^{ème} mode de Vibration : $T_2 = 0,2407 \text{ s}$

* 3^{ème} mode de Vibration : $T_3 = 0,1664 \text{ s}$

EVALUATION DES FORCES SISMQUES

On utilisera la méthode approchée du spectre de réponse pour l'évaluation des forces sismiques. Qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes supérieurs. la force Sismique au niveau "k" pour le mode "i" est donnée par :

$$F_{ki} = \Gamma_i W_k (A D_i \cdot B \cdot Q) \phi_{ki}$$

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot \phi_{ki}^2}$$

Γ_i : facteur de Contribution.

n : nombre total des étages

i : rang du mode .

K : indice de l'étage .

ϕ_{ki} : forme propre du i^{eme} mode au K^{ieme} étage .

D_i : facteur d'amplification, dynamique moyen pour chaque mode : $D_i = f(T_i)$.

$$A = 0,15$$

$$B = 1/4$$

$$Q_L = 1,2$$

$$Q_T = 1,3$$

paramètres définis en bloc "A".

• Sens longitudinal :

facteur d'amplification dynamique D_i :

mode	1	2	3
T_i (s)	0,8446	0,299	0,2072
D_i	1,192	2,00	2,00

Calcul des facteurs de Contribution Γ_i :

Niveau	$W_k(H)$	mode fondamental.			2 ^{eme} mode.			3 ^{eme} mode.		
		ϕ_{k1}	$W_k \phi_{k1}$	$W_k \phi_{k1}^2$	ϕ_{k2}	$W_k \phi_{k2}$	$W_k \phi_{k2}^2$	ϕ_{k3}	$W_k \phi_{k3}$	$W_k \phi_{k3}^2$
7	66,554	1,000	66,554	66,554	1,000	66,554	66,554	1,000	66,554	66,554
6	242,446	0,933	198,21	184,913	0,466	98,999	46,134	-0,413	-24,006	2,698
5	207,850	0,855	177,71	151,938	0,078	16,242	1,264	-0,3208	-66,678	21,387
4	207,850	0,743	154,43	114,733	-0,289	-60,068	17,359	-0,219	-45,519	9,968
3	207,850	0,592	123,047	72,830	-0,5348	-111,158	59,447	0,074	15,381	1,138
2	207,850	0,409	85,01	34,711	-0,556	-115,564	64,254	0,302	62,770	18,956
1	244,260	0,204	43,09	8,788	-0,342	-72,251	24,709	0,2658	56,153	14,925
Σ			840,63	634,467		-177,276	270,721		64,655	135,626
Γ_i			1,324			-0,633			0,476	

• Sens transversal :

facteur d'amplification dynamique :

mode	1	2	3
$T_i (s)$	0,6813	0,2407	0,1664
D_i	1,327	2,00	2,00

Calcul des facteurs de contribution : Γ_i :

Niv	$W_k(\varphi)$	mode fondamental.			2 ^{eme} mode.			3 ^{eme} mode.		
		ϕ_{k1}	$W_k \phi_{k1}$	$W_k \phi_{k1}^2$	ϕ_{k2}	$W_k \phi_{k2}$	$W_k \phi_{k2}^2$	ϕ_{k3}	$W_k \phi_{k3}$	$W_k \phi_{k3}^2$
7	66,554	1,000	66,554	66,554	1,000	66,554	66,554	1,000	66,554	66,554
6	212,446	0,9336	198,339	185,169	0,4689	99,615	46,695	-0,4145	-23,637	2,6343
5	207,850	0,8538	177,462	151,517	0,068	14,133	0,960	-0,3279	-68,154	22,3438
4	207,850	0,7406	153,933	113,985	-0,3618	-62,729	18,930	-0,2494	-45,602	9,9975
3	207,850	0,588	122,215	71,953	-0,5429	-112,841	61,253	0,0248	17,625	1,4944
2	207,850	0,4040	83,971	33,924	-0,5526	-114,857	63,456	0,3133	65,149	20,390
1	211,260	0,1976	41,745	8,247	-0,3258	-68,828	22,414	0,2621	55,371	14,5435
Σ			844,219	631,2507		-178,958	280,265		67,225	137,6566
Γ_i			1,3373			-0,6385			0,4883	

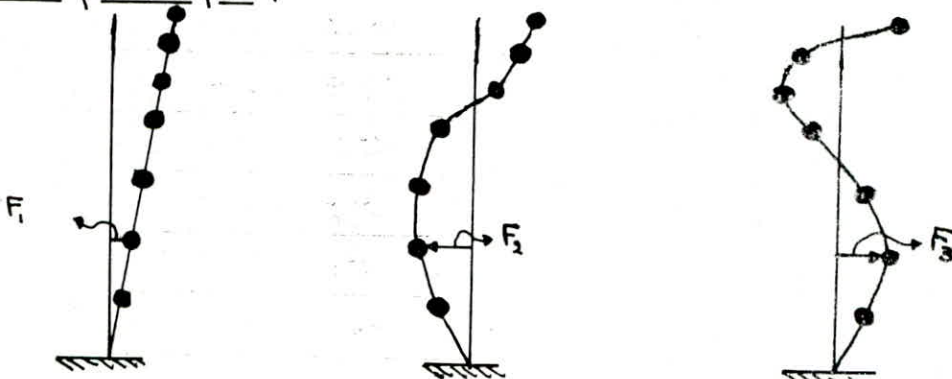
Evaluation de la sollicitation maximale résultante :

La force sismique de calcul résultante à l'étage "k" est donnée par la

moyenne quadratique : $F_k = \sqrt{\sum F_{ki}^2}$

car tous les modes ne sont pas en phase.

Superposition quadratique :



Evaluation des forces sismiques et calcul des déplacements relatifs de chaque niveau.

- Sens longitudinal :

Niveau	$W_k (t)$	Mode fondamental		2 ^{ème} mode		3 ^{ème} mode		$F_k = \sqrt{\sum F_k^2}$	$\delta_k (cm)$
		A.B.Q.D. Γ	$F_k (t)$	A.B.Q. $\Gamma_2 D$	$F_{k2} (t)$	A.B.Q. $\Gamma_3 D_3$	$F_{k3} (t)$		
7	66,554	0,07102	4,7266	-0,05697	-3,7915	0,04284	2,8511	6,6966	0,244
6	212,446	0,07102	14,0770	-0,05697	-5,6400	0,04284	-1,0284	15,1995	0,233
5	207,850	0,07102	12,6211	-0,05697	-0,9236	0,04284	-2,8565	12,9732	0,320
4	207,850	0,07102	10,9678	-0,05697	3,4221	0,04284	-1,9500	11,6535	0,427
3	207,850	0,07102	8,7388	-0,05697	6,3326	0,04284	0,6589	10,8121	0,526
2	207,850	0,07102	6,0374	-0,05697	6,5837	0,04284	2,6891	9,3288	0,618
1	241,260	0,07102	3,0607	-0,05697	4,1461	0,04284	2,4056	5,6654	0,634

- Sens transversal :

Niveau	$W_k (t)$	Mode fondamental		2 ^{ème} mode		3 ^{ème} mode		$F_k (t)$	$\delta_k (cm)$
		A.B.Q.D. Γ	$F_k (t)$	A.B.Q. $\Gamma_2 D$	$F_{k2} (t)$	A.B.Q. $\Gamma_3 D_3$	$F_{k3} (t)$		
7	66,554	0,08651	5,7575	-0,06225	-4,1429	0,04761	3,1686	7,7686	0,182
6	212,446	0,08651	17,1593	-0,06225	-6,2041	0,04761	-1,1277	18,2793	0,175
5	207,850	0,08651	15,3522	-0,06225	-0,8798	0,04761	-3,2448	15,7160	0,252
4	207,850	0,08651	13,3168	-0,06225	3,9048	0,04761	-2,1711	14,0463	0,336
3	207,850	0,08651	10,5728	-0,06225	7,0244	0,04761	0,8391	12,7212	0,413
2	207,850	0,08651	7,2643	-0,06225	7,1499	0,04761	3,1003	10,6537	0,4800
1	241,260	0,08651	3,6443	-0,06225	4,2245	0,04761	2,5362	6,1925	0,471

Le déplacement relatif δ_k du niveau "k" est donné par :

$$\delta_k = \frac{T_k}{R_k} \cdot \frac{1}{2B} \quad \left(\frac{1}{2B} = \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{4}} = 2 \right)$$

R_k : rigidité totale du niveau "k".

T_k : effort tranchant du niveau "k"

$T_k = \sum_{i=k}^n F_{ki}$: la force sismique cumulée.

On remarque que le déplacement admissible $\bar{\delta} = 0,0075$ héctage n'est pas atteint dans chaque niveau et dans les deux sens. ($\bar{\delta}$: voir bloc "A")

Distribution des efforts sismiques sur les portiques : (voir bloc "A")

- Portiques longitudinaux :

$$F_{Kx}^{(i)} = F_{Kx} \frac{R_{Kx}^{(i)}}{R_{Kx}} + F_{Kx} \cdot \frac{R_{Kx}^{(i)}}{R_{K0}} \cdot y_{K}^{(i)} \cdot e_{yK}$$

Niveau	$F_{Kx}(t)$	$R_{Kx}(t/m)$	$R_{K0}(t/m)$	$e_{yK}(m)$	Portique	$R_{Kx}(t/m)$	$y_K^{(i)}(m)$	$F_{Kx}^{(i)}(t)$
7	6,8966	5479,195	124595,871	-0,435	1-1	1835,54	4,48	2,2433
					2-2	1835,54	-0,32	2,2571
					3-3	1808,115	-4,22	2,3882
					4-4			
6	15,1996	18773,177	1393352,619	-0,915	1-1	6029,865	5,31	4,8821
					2-2	6029,865	0,41	4,8821
					3-3	2270,166	-3,49	4,9171
					4-4	4443,281	-5,39	3,8586
5	12,9732	21775,451	1645098,75	-0,915	1-1	6937,081	5,31	4,1329
					2-2	6937,081	0,51	4,1329
					3-3	2270,166	-3,39	1,409
					4-4	5631,109	-5,79	3,5944
4	11,6535	21775,451	1645098,75	-0,915	1-1	6937,081	5,31	3,7124
					2-2	6937,081	0,51	3,7124
					3-3	2270,166	-3,39	1,2656
					4-4	5631,109	-5,79	3,2281
3	10,8121	21775,451	1645098,75	-0,915	1-1	6937,081	5,31	3,4444
					2-2	6937,081	0,51	3,4444
					3-3	2270,166	-3,39	1,7743
					4-4	5631,109	-5,79	2,9957
2	9,3288	21549,692	1602718,60	-0,915	1-1	6867,464	5,31	2,9829
					2-2	6867,464	0,51	2,9729
					3-3	2244,84	-3,39	1,0123
					4-4	5569,924	-5,39	2,5829
1	5,6654	22807,153	1746473,60	-0,915	1-1	7213,474	5,34	1,7918
					2-2	7213,474	0,54	1,7918
					3-3	2460,050	-3,36	0,6356
					4-4	5920,15	-5,76	1,5718

• Portiques transversaux :

$$F_{Ky}^{(i)} = F_{Ky} \cdot \frac{R_{Ky}^{(i)}}{R_{Ky}} + F_{Ky} \cdot \frac{R_{Ky}^{(i)} \cdot X_k \cdot e_{Xk}}{R_{K0}}$$

Niveau	F_{Ky} (t)	R_{Ky} (t/m)	R_{K0} (t/m)	e_{Xk} (m)	Portique	$R_{Ky}^{(i)}$ (t/m)	X_k (m)	$F_{Ky}^{(i)}$ (t)
7	7,7686	8515,966	124595,071	+0,435	A-A		-15,72	
					B-B		-12,42	
					C-C		-9,12	
					D-D		-5,82	
					E-E	4305,738	-2,52	3,9279
					F-F	4210,128	2,58	4,135
6	18,2793	28163,627	1393352,619	+0,915	A-A	3920,002	-9,56	2,5437
					B-B	3920,002	-6,26	2,5437
					C-C	3920,002	-2,96	2,5437
					D-D	3920,002	0,34	2,5596
					E-E	7187,220	3,64	4,9779
					F-F	5301,399	8,74	3,9963
5	15,7160	33137,040	1615098,75	+0,915	A-A	5087,101	-8,95	2,4126
					B-B	5087,101	-5,65	2,4126
					C-C	5087,101	-2,35	2,4126
					D-D	5087,101	0,95	2,4536
					E-E	7487,237	4,25	3,8342
					F-F	5301,399	9,35	2,9556
4	14,0463	33137,040	1615098,75	+0,915	A-A	5087,101	-8,95	2,1560
					B-B	5087,101	-5,65	2,1560
					C-C	5087,101	-2,35	2,1560
					D-D	5087,101	0,95	2,1944
					E-E	7487,237	4,25	3,4269
					F-F	5301,399	9,35	2,6415
3	12,7212	33137,040	1615098,75	+0,915	A-A	5087,101	-8,95	1,9529
					B-B	5087,101	-5,65	1,9529
					C-C	5087,101	-2,35	1,9529
					D-D	5087,101	0,95	1,9877
					E-E	7487,237	4,25	3,1036
					F-F	5301,399	9,35	2,3923
2	10,6537	32988,674	1602718,60	+0,915	A-A	5073,913	-8,83	1,6386
					B-B	5073,913	-5,63	1,6386
					C-C	5073,913	-2,33	1,6386
					D-D	5073,913	0,97	1,6685
					E-E	7437,78	4,27	2,5351
					F-F	5255,242	9,37	1,9965
1	6,1925	36252,598	1746473,60	+0,915	A-A	5640,978	-8,87	0,9635
					B-B	5640,978	-5,57	0,9635
					C-C	5640,978	-2,27	0,9635
					D-D	5640,978	-1,03	1,0427
					E-E	7032,317	4,33	1,4663
					F-F	5756,309	9,43	1,1593

Calcul de l'effort tranchant relatif repris par chaque poteau.

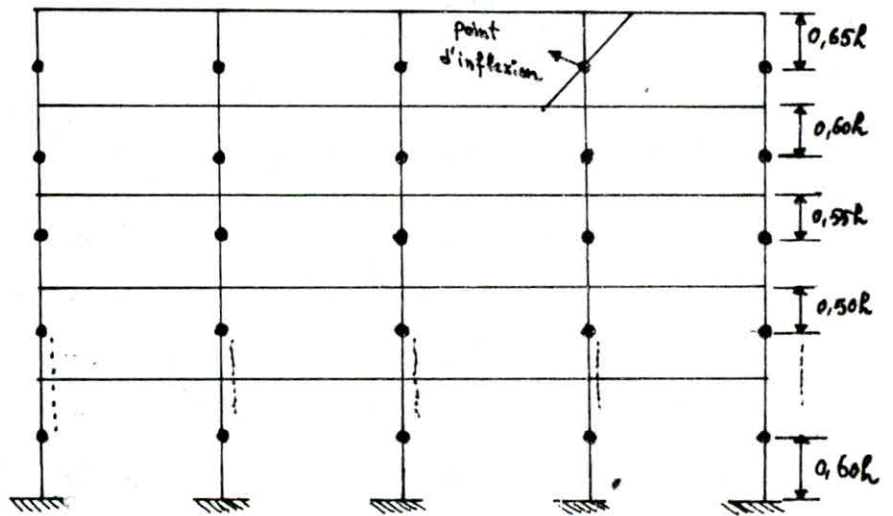
Principe de calcul :

Le calcul des efforts tranchants dans les poteaux pour les forces horizontales sera fait par la méthode de "BOWMAN".

Cette méthode permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus en utilisant des méthodes exactes.

Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent :

- au dernier niveau ; à $0,65h$ de la partie supérieure du poteau.
- à l'avant dernier niveau ; à $0,60h$ " " " "
- au niveau immédiatement au-dessous ; à $0,55h$ de la partie supérieure du poteau.
- à tous les autres ; sauf au 1^{er} niveau ; à $0,50h$.
- au premier niveau ; à $0,6h$ à partir de la base du poteau.



- Pour les hypothèses de calcul, et principe de la méthode, sont exposés en détail dans l'ouvrage de M^r. A FUENTES

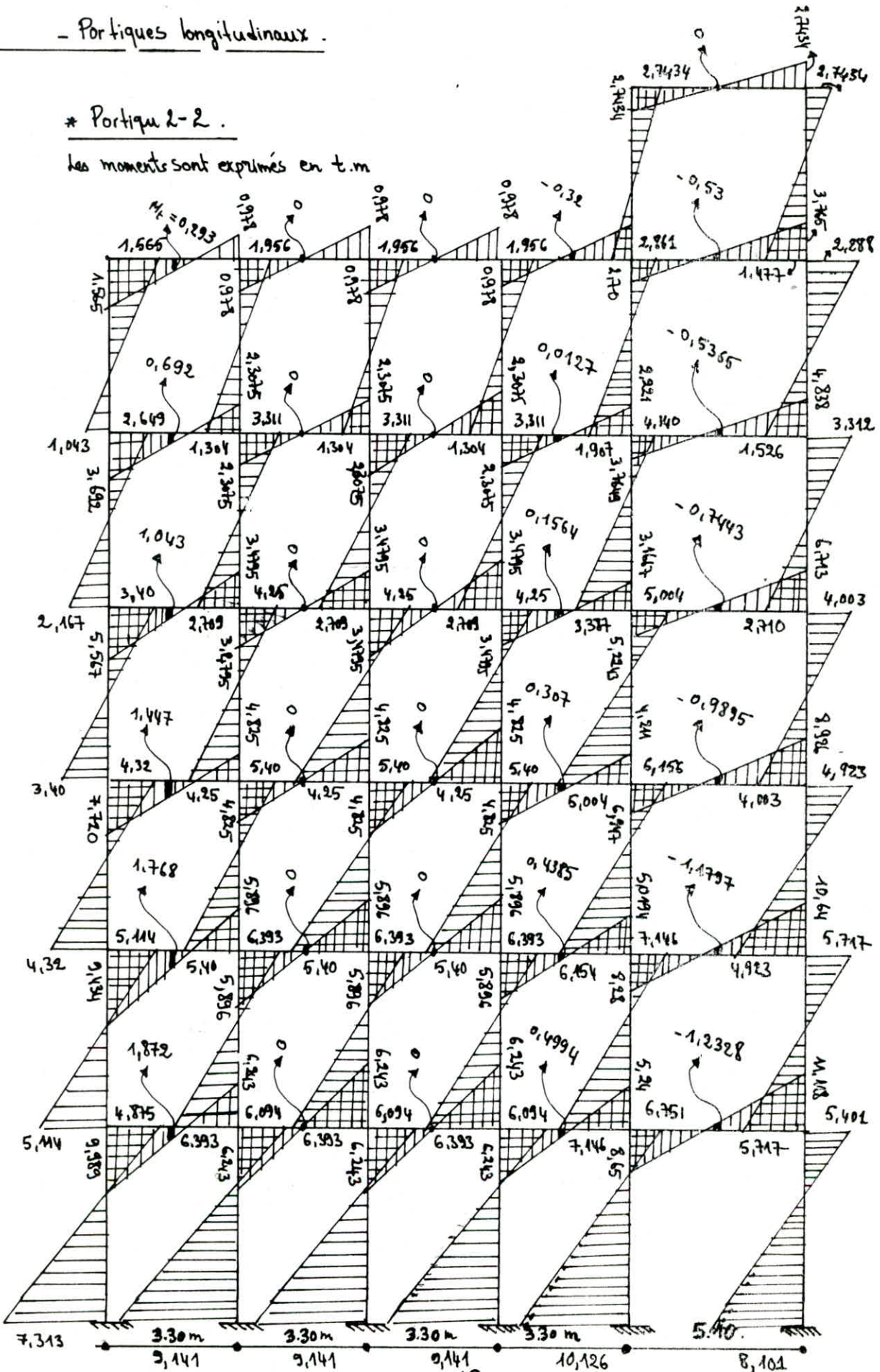
Le calcul des moments fléchissants en têtes des poteaux, et les moments fléchissants dans les poutres s'effectuera par la même méthode.

DIAGRAMMES DES MOMENTS

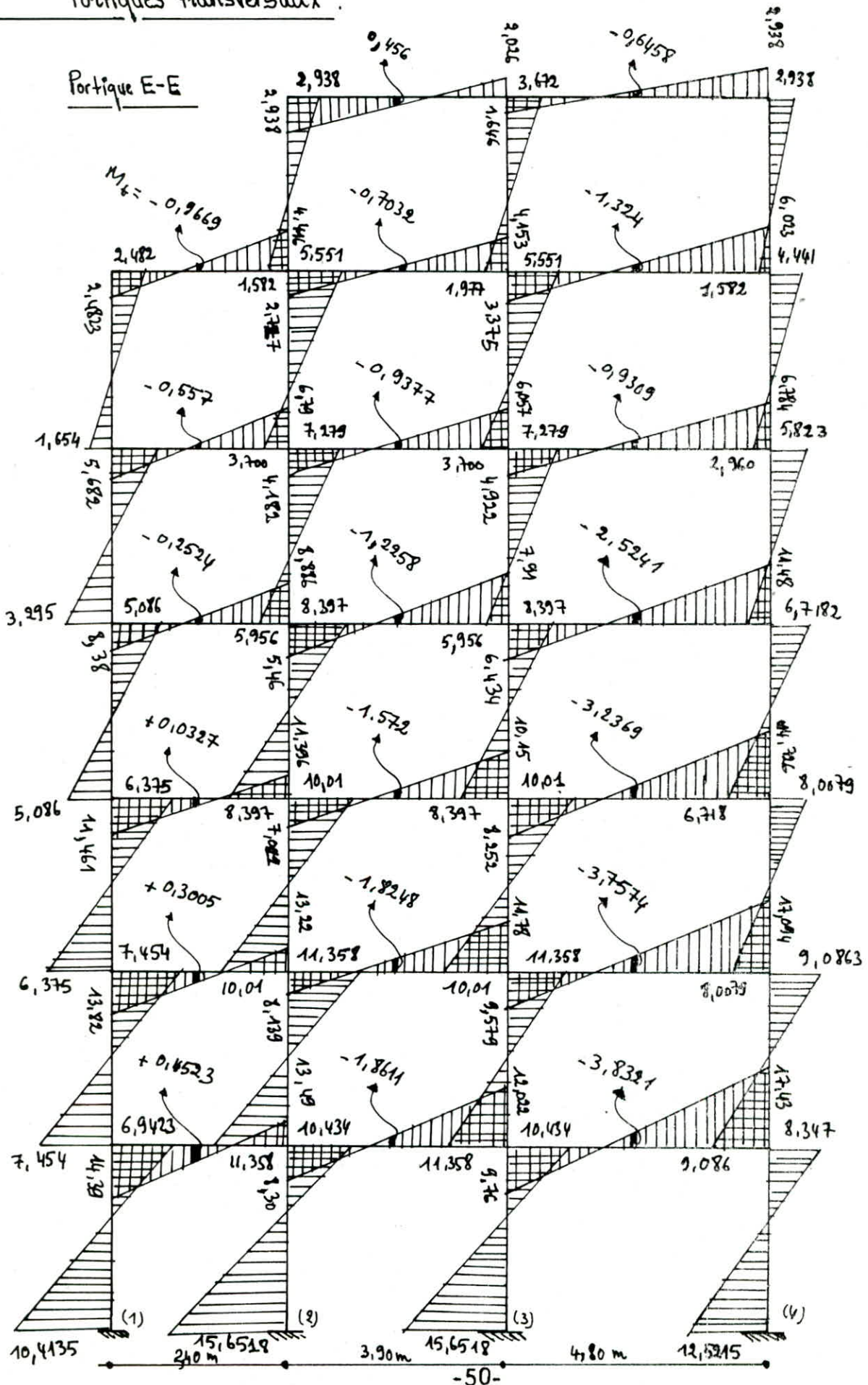
- Portiques longitudinaux -

* Portique 2-2.

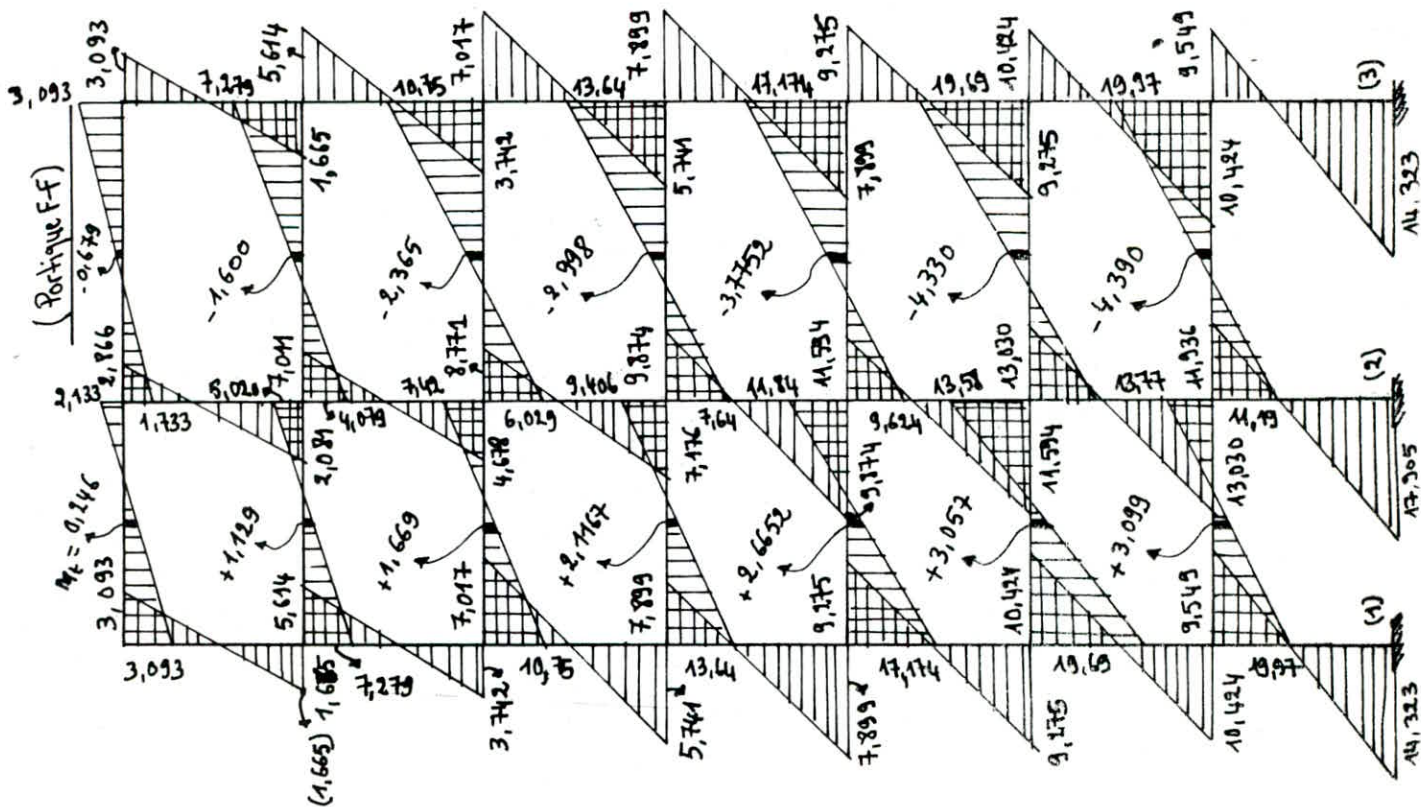
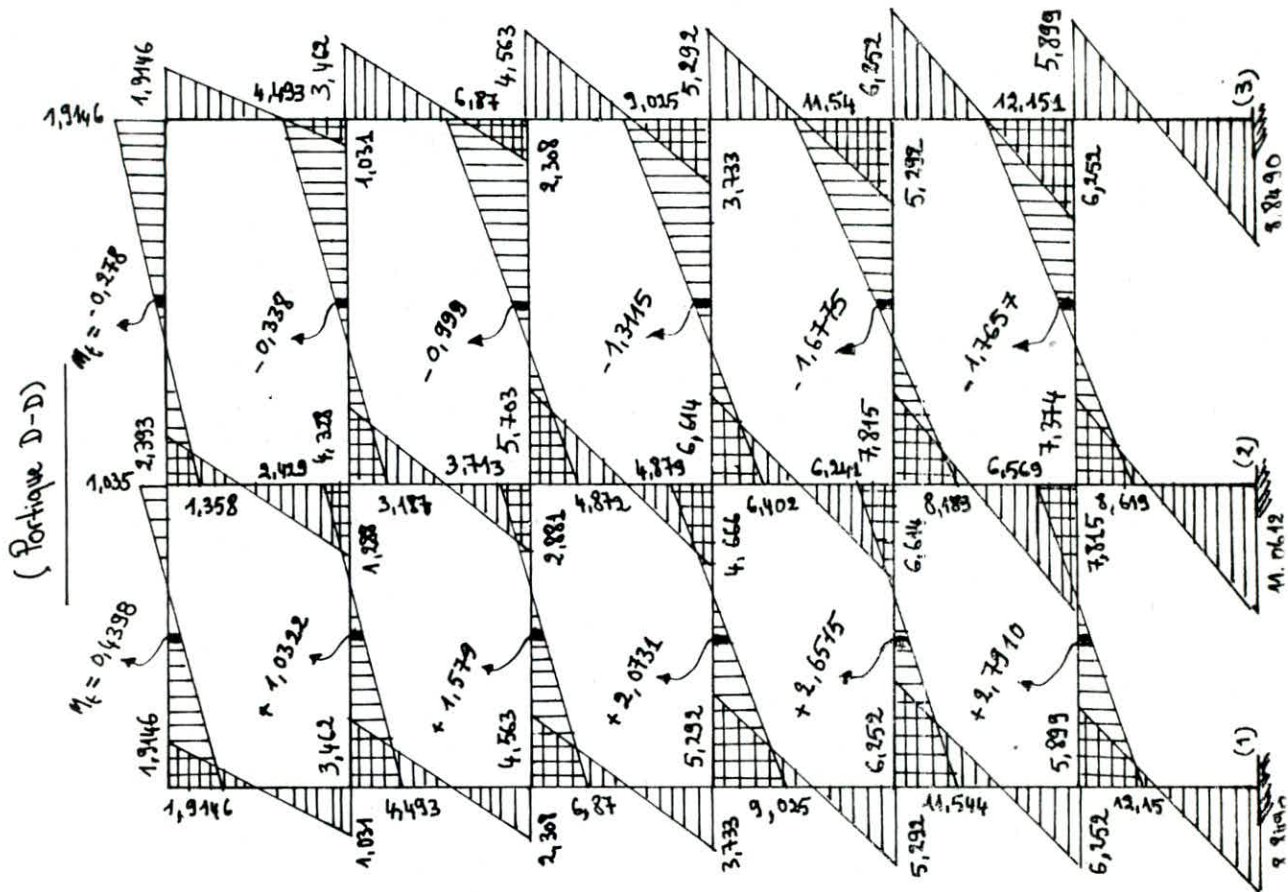
les moments sont exprimés en t.m



Portiques transversaux.



Portiques (D-D) et (F-F).



Effort tranchant dans les poutres, et effort normal dans les poteaux :

Ces efforts se déduisent facilement à partir des diagrammes des moments fléchissants

a/ Effort tranchant dans les poutres :

Soit une travée quelconque, de portée l .

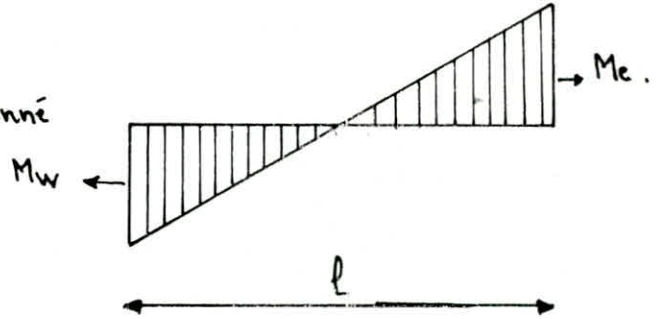
M_w : le moment de gauche (ouest)

M_e : le moment de droite (est).

l'effort tranchant en appuis est donné

par :

$$T = -\frac{(M_w + M_e)}{l}$$



b/ Effort normal dans les poteaux :

l'effort normal dans un poteau "i" d'un niveau "j" est donné par :

$$N = T_{je}^{(k)} - T_{jw}^{(k)}$$

$T_{je}^{(k)}$: effort tranchant à droite du nœud "k" du niveau "j"

$T_{jw}^{(k)}$: effort tranchant à gauche du nœud "k" du niveau "j".

Exemple de calcul :

• Portique F-F, travée 1-2 du 7^{ème} niveau, $l = 3,90$ m.

à partir du diagramme des moments : $M_w = 3,093$ t.m, $M_e = 2,133$ t.m

* effort tranchant :

$$T = -\frac{(M_w + M_e)}{l} = -\frac{(3,093 + 2,133)}{3,90} = -1,34$$

* effort normal dans le poteau (1) au 7^{ème} niveau :

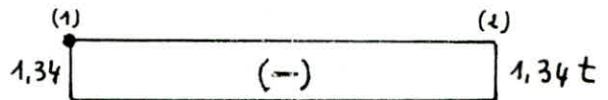
nœud (1) :

$$T_w^{(1)} = 0$$

$$T_e^{(1)} = -1,34$$

$$N = T_e^{(1)} - T_w^{(1)} = -1,34$$

$N < 0$, traction du poteau (1) au 7^{ème} niveau.



*** CHARGES VERTICALES**

le calcul des efforts engendrés par les charges verticales dans les différents éléments des portiques des blocs "A" et "B", sera fait par une méthode forfaitaire dite de "M^e CAQUOT". Cette méthode est basée sur la théorie des poutres continues, et suppose que les inerties des poteaux sont constantes. ✕

le principe consiste à choisir un nœud, et à déterminer les moments agissants à gauche à droite, en haut et, en bas.

Cette méthode avec les détails sont exposés en "Annexe A du C.C.B.A 68".

Soit un nœud (k):

M_w : le moment fléchissant à gauche du nœud (k).

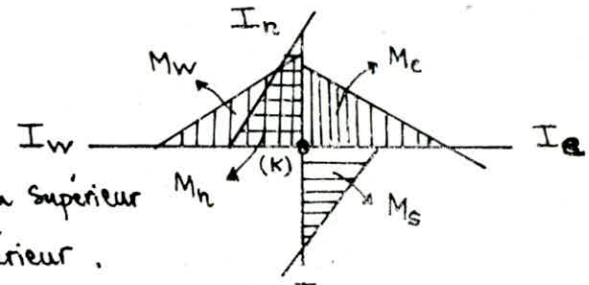
M_e : " " " à droite du nœud (k).

M_n : le moment fléchissant à la base du poteau supérieur

M_s : " " " en tête du poteau inférieur.

I_n, I_s : désignant respectivement les moments d'inertie des poteaux supérieur et inférieur.

I_w, I_e : " " " " des travées de gauche et de droite.



Moment en travée et effort tranchant dans les poutres :

- soit une travée, chargée uniformément avec une charge q , et de portée l .

M_w, M_e : moments sur appui, calculés par la méthode de "CAQUOT".

Moment en travée de la poutre :

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

avec $M_0 = q \cdot l^2 / 8$; moment isostatique dû à q .

Effort tranchant sur appuis, est donné par :

$$T_w = q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \quad (> 0)$$

$$T_e = -q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \quad (< 0)$$

Effort normal dans les poteaux :

$$N = T_e^{(k)} - T_w^{(k)}$$

$T_e^{(k)}$: effort tranchant à droite du nœud "k"

$T_w^{(k)}$: effort tranchant à gauche du nœud "k".

(*) Remarque :

la même méthode sera appliquée pour le bloc "B" et la cage d'escalier.

bloc "A"

Portiques longitudinaux :

* $I_n = I_s = 26,66 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

* $I_e = I_w = 8,932 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

* la hauteur des poteaux (plancher - nus des poutres) = $\begin{cases} 3,39 \text{ m (étage)} \\ 3,90 \text{ m (R.D.C.)} \end{cases}$

* la portée libre des poutres $l_w = l_e = 2,90 \text{ m}$.

Portiques transversaux :

* $I_n = I_s = 41,66 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

* $I_w = I_e = 22,78 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

* la hauteur des poteaux = $\begin{cases} 3,29 \text{ m (étage)} \\ 3,80 \text{ m (R.D.C.)} \end{cases}$

* la portée libre des poutres :

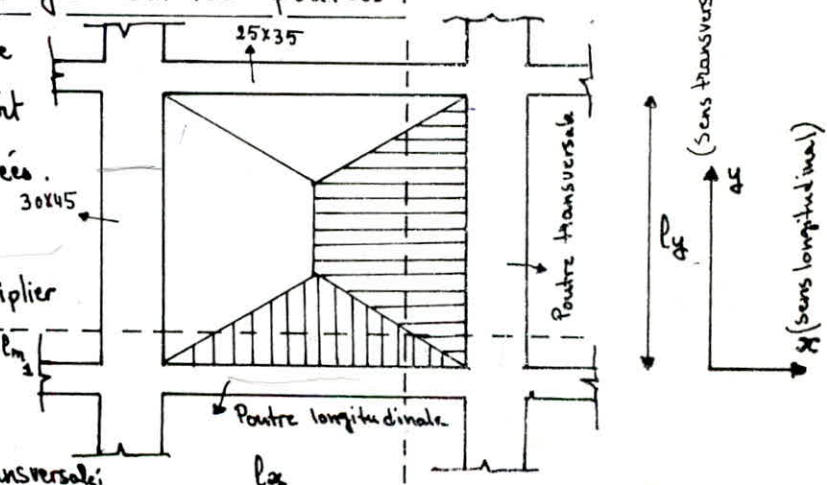
= $\begin{cases} 5,8 \text{ m (grande portée)} \\ 4,3 \text{ m (petite portée)} \end{cases}$

Répartition des charges et surcharges sur les poutres :

Pour pouvoir appliquer la méthode de CAQUOT, il faut que la charge soit uniformément répartie sur les travées.

Soit q la charge par m^2 .

la largeur moyenne qu'il faut multiplier par q pour avoir une charge uniformément répartie.



• le moment maximal sur la poutre transversale:

$M_{max} = q \cdot \frac{l_x}{48} (3 l_y^2 - l_x^2)$ ① (charge trapézoïdale)

• le moment maximal sur la poutre longitudinale :

$M_{max} = q \cdot \frac{l_x^3}{24}$ ② (charge triangulaire)

• la longueur moyenne :

* charge trapézoïdale : $M_{max} = (q l_m) \frac{l_x^2}{8}$ ③ \Rightarrow ① = ③ $\Rightarrow l_{m2} = (0,5 - \frac{\beta^2}{6}) l_x$, ($\beta = \frac{l_x}{l_y}$)

* charge triangulaire : $M_{max} = (q l_m) \frac{l_x^2}{8}$ ④ \Rightarrow ② = ④ $\Rightarrow l_{m1} = \frac{l_x}{3}$

donc la charge par mètre linéaire sera :

• Poutres transversales : $q_2 (\text{kg/ml}) = q \cdot l_{m2} = q \cdot (0,5 - \frac{\beta^2}{6}) l_x$

• Poutres longitudinales : $q_1 (\text{kg/ml}) = q \cdot l_{m1} = q \cdot \frac{l_x}{3}$

Portiques longitudinaux :

Portique	l_x (m)	$l_m = \frac{l_x}{3}$	étage courant		$2 \times G \times l_m$ (Kg/ml)	$2 \times P \times l_m$ (Kg/ml)	terrasse		$2 \times G \times l_m$ (Kg/ml)	$2 \times P \times l_m$ (Kg/ml)
			G (Kg/m ²)	P (Kg/m ²)			G (Kg/m ²)	P (Kg/m ²)		
B-B	2,90	0,966	582	250	1124,42	483	629	175	1215,228	338,1

Portique	l_x (m)	$l_m = \frac{l_x}{3}$ (m)	étage courant		G x l _m (Kg/ml)	P x l _m (Kg/ml)	terrasse		G x l _m (Kg/ml)	P x l _m (Kg/ml)
			G (Kg/m ²)	P (Kg/m ²)			G (Kg/m ²)	P (Kg/m ²)		
C-C	2,90	0,966	582	250	562,21	241,5	629	175	607,61	169,05

Portiques transversaux :

Portique	travée	l_x (m)	l_y (m)	g	l_m (m)	étage courant		terrasse	
						$2 \times G \times l_m$ (Kg/ml)	$2 \times P \times l_m$ (Kg/ml)	$2 \times G \times l_m$ (Kg/ml)	$2 \times P \times l_m$ (Kg/ml)
4-4	SM	2,90	5,80	0,5	1,329	1546,95	664,5	1671,88	465,15
	MH	2,90	4,30	0,67	1,233	1435,21	616,5	1551,114	431,55

Portique	travée	l_x (m)	l_y (m)	g	l_m (m)	étage courant		terrasse	
						G x l _m (Kg/ml)	P x l _m (Kg/ml)	G x l _m (Kg/ml)	P x l _m (Kg/ml)
5-5	TN	2,90	5,8	0,5	1,329	773,47	332,25	835,94	232,575
	NI	2,90	4,30	0,67	1,233	717,60	308,25	775,56	215,775

Charges permanentes à prendre pour le calcul des moments.

* Portique B-B : $q =$ charge calculée + poids de la retombee de la poutre

* terrasse : $q = 1215,228 + 0,2 \times 0,25 \times 2500 = 1340,22 \text{ Kg/ml}$

* étage : $q = 1124,42 + 0,2 \times 0,35 \times 2500 = 1249,42 \text{ Kg/ml}$

* Portique C-C :

* terrasse : $q = q_{calculée} + \text{poids de la retombee} + \text{poids de l'acrotère} = 607,61 + 125 + 450 = 1182,61 \text{ Kg/ml}$

* étage : $q = q_{calculée} + \text{poids de la retombee} = 562,21 + 125 = 687,21 \text{ Kg/ml}$

* Portique 4-4 : $q =$ poids du plancher ($q_{calculée}$) + poids de la retombee pour chaque travée

* Portique 5-5 : * terrasse : $q = q_{calculée} + \text{poids de l'acrotère} + \text{poids de la retombee}$

* étage : $q = q_{calculée} + \text{poids du mur extérieur} + \text{poids de la retombee}$
 (Poids du mur ext. = $1151,5 \text{ Kg/ml}$), Poids de la retombee = $0,3 \times 0,3 \times 2500 = 225 \text{ Kg/ml}$.

Portiques longitudinaux :

Portique B-B.

	Niveau	Nœud	q_{tr} (Kg/ml)	q_c (Kg/ml)	M'_{tr} (Kg.m)	M'_c (Kg.m)	M''_{tr} (Kg.m)	M''_c (Kg.m)	M_s (Kg.m)	M_n (Kg.m)
Sous "P" surcharge d'exploitation.	VI	1		338,1		214,09		153,83	153,83	
		2,3,4	338,1	338,1	214,09	214,09	214,09	214,09	0	
		5	338,1		214,09		153,83		153,83	
	V	6		483		305,84		253,31	154,10	119,21
		7,8,9	483	483	305,84	305,84	305,84	305,84	0	0
		10	483		305,84		253,31		154,10	119,21
	IV	11		483		305,84		255,75	127,87	127,87
		12,13,14	483	483	305,84	305,84	305,84	305,84	0	0
		15	483		305,84		255,75		127,87	127,87
	III	16		483		305,84		255,75	127,87	127,87
		17,18,19	483	483	305,84	305,84	305,84	305,84	0	0
		20	483		305,84		255,75		127,87	127,87
	II	21		483		305,84		255,75	127,87	127,87
		22,23,24	483	483	305,84	305,84	305,84	305,84	0	0
		25	483		305,84		255,75		127,87	127,87
	I	26		483		305,84		252,85	117,58	135,27
		27,28,29	483	483	305,84	305,84	305,84	305,84	0	0
		30	483		305,84		252,85		117,58	135,27
Sous "G" charge permanente	VI	1		1340,22		848,65		609,81	609,81	
		2,3,4	1340,22	1340,22	848,65	848,65	848,65	848,65		
		5	1340,22		848,65		609,81		609,81	
	V	6		1249,42		791,16		655,3	346,91	308,39
		7,8,9	1249,42	1249,42	791,16	791,16	791,16	791,16	0	0
		10	1249,42		791,16		655,3		346,91	308,39
	IV	11		1249,42		791,16		661,6	330,8	330,8
		12,13,14	1249,42	1249,42	791,16	791,16	791,16	791,16	0	0
		15	1249,42		791,16		661,6		330,8	330,8
	III	16		1249,42		791,16		661,6	330,8	330,8
		17,18,19	1249,42	1249,42	791,16	791,16	791,16	791,16	0	0
		20	1249,42		791,16		661,6		330,8	330,8
	II	21		1249,42		791,16		641,6	330,8	330,8
		22,23,24	1249,42	1249,42	791,16	791,16	791,16	791,16	0	0
		25	1249,42		791,16		661,6		330,8	330,8
	I	26		1249,42		791,16		654,10	304,17	349,93
		27,28,29	1249,42	1249,42	791,16	791,16	791,16	791,16	0	0
		30	1249,42		791,16		654,10		304,17	349,93

Portique C-C

	Niveau	Noeud	q_w (kg/ml)	q_e (kg/ml)	M'_{w} (kg.m)	M'_e (kg.m)	M_w (kg.m)	M_e (kg.m)	M_s (kg.m)	M_n (kg.m)	
Sous "P" surcharge d'exploitation	VI	1		169,05		107,05		76,95	76,915		
		2,3,4	169,05	169,05	107,05	107,05	107,05	107,05	0		
		5	169,05		107,05		76,915		76,915		
	V	6		241,5		152,92		126,65	67,05	59,6	
		7,8,9	241,5	241,5	152,92	152,92	152,92	152,92	0	0	
		10	241,5		152,92		126,92		67,05	59,6	
	IV	11		241,5		152,92		127,87	63,935	63,935	
		12,13,14	241,5	241,5	152,92	152,92	152,92	152,92	0	0	
		15	241,5		152,92		127,87		63,935	63,935	
	III	16		241,5		152,92		127,87	63,935	63,935	
		17,18,19	241,5	241,5	152,92	152,92	152,92	152,92	0	0	
		20	241,5		152,92		127,87		63,935	63,935	
	II	21		241,5		152,92		127,87	63,935	63,935	
		22,23,24	241,5	241,5	152,92	152,92	152,92	152,92	0	0	
		25	241,5		152,92		127,87		63,935	63,935	
	I	26		241,5		152,92		126,425	58,79	67,635	
		27,28,29	241,5	241,5	152,92	152,92	152,92	152,92	0	0	
		30	241,5		152,92		126,425		58,79	67,635	
	Sous "G" charge permanente	VI	1		1182,61		748,85		538	538	
			2,3,4	1182,61	1182,61	748,85	748,85	748,85	748,85	0	
			5	1182,61		748,85		538		538	
		V	6		687,21		435,15		360,42	190,80	169,62
			7,8,9	687,21	687,21	435,15	435,15	435,15	435,15	0	0
			10	687,21		435,15		360,42		190,8	169,62
		IV	11		687,21		435,15		363,88	181,94	181,94
			12,13,14	687,21	687,21	435,15	435,15	435,15	435,15	0	0
			15	687,21		435,15		363,88		181,94	181,94
		III	16		687,21		435,15		363,88	181,94	181,94
			17,18,19	687,21	687,21	435,15	435,15	435,15	435,15	0	0
			20	687,21		435,25		363,88		181,94	181,94
II		21		687,21		435,15		363,88	181,94	181,94	
		22,23,24	687,21	687,21	435,15	435,15	435,15	435,15	0	0	
		25	687,21		435,15		363,88		181,94	181,94	
I		26		687,21		435,15		359,76	167,30	192,46	
		27,28,29	687,21	687,21	435,15	435,15	435,15	435,15	0	0	
		30	687,21		435,15		359,76		167,30	192,46	

Portiques transversaux .

Portique 4-4 .

	Niveau	Noeud	q_w (kg/ml)	q_e (kg/ml)	M_w (kg.m)	M_e (kg.m)	M_w (kg.m)	M_e (kg.m)	M_0 (kg.m)	M_n (kg.m)
Sous "P" Surcharge d'exploitation	VI	1		465,15		1178,17		899,25	899,25	
		2	465,15	431,55	1178,17	600,8	1674,56	710,52	334,04	
		3	431,55		600,8		423,58		423,58	
	V	4		664,5		1683,1		1445,78	765,37	600,41
		5	664,5	616,5	1683,1	858,28	1585,35	990,12	315,08	280,15
		6	616,5		858,28		702,65		371,97	330,68
	IV	7		664,5		1683,1		1457,12	728,56	728,56
		8	664,5	616,5	1683,1	858,28	1589,33	994,75	302,29	302,29
		9	616,5		858,28		709,78		354,89	354,89
	III	10		664,5		1683,1		1457,12	728,56	728,56
		11	664,5	616,5	1683,1	858,28	1589,33	994,75	302,29	302,29
		12	616,5		858,28		709,78		354,89	354,89
	II	13		664,5		1683,1		1457,12	728,56	728,56
		14	664,5	616,5	1683,1	858,28	1589,33	994,75	302,29	302,29
		15	616,5		858,28		709,78		354,89	354,89
	I	16		664,5		1683,1		1443,18	669,69	773,49
		17	664,5	616,5	1683,1	858,28	1584,48	991,29	275,24	317,95
		18	616,5		858,28		701,07		325,28	375,79
Sous "G" charge permanente.	VI	1		1896,88		4804,6		3667,16	3667,16	
		2	1896,88	1776,11	4804,6	2472,68	4386,16	3037,00	1349,16	
		3	1776,11		2472,68		1743,33		1743,33	
	V	4		1771,95		4488,16		3855,32	2040,9	1814,42
		5	1771,95	1660,2	4488,16	2311,31	4230,2	2659,25	831,55	739,4
		6	1660,2		2311,31		1892,20		1001,76	890,4
	IV	7		1771,95		4488,16		3885,57	1942,78	1942,78
		8	1771,95	1660,2	4488,16	2311,31	4240,7	2645	797,85	797,85
		9	1660,2		2311,31		1911,46		955,73	955,73
	III	10		1771,95		4488,16		3885,57	1942,78	1942,78
		11	1771,95	1660,2	4488,16	2311,31	4240,7	2645	797,85	797,85
		12	1660,2		2311,31		1911,46		955,73	955,73
	II	13		1771,95		4488,16		3885,57	1942,78	1942,78
		14	1771,95	1660,2	4488,16	2311,31	4240,7	2645	797,85	797,85
		15	1660,2		2311,31		1911,46		955,73	955,73
	I	16		1771,95		4488,16		3888,4	1785,8	2062,6
		17	1771,95	1660,2	4488,16	2311,31	4227,9	2662,34	734,21	839,35
		18	1660,2		2311,31		1887,97		875,98	1041,99

Portique 5-5

		Niveau	Nœud	q_w (Kg/ml)	q_e (Kg/ml)	M_w (Kg.m)	M_e (Kg.m)	M_{w1} (Kg.m)	M_e (Kg.m)	M_b (Kg.m)	M_n (Kg.m)
Sous "P" surcharge d'exploitation	VI		1		232,57		589,08		449,62	449,62	
			2	232,57	215,77	589,08	300,4	537,28	370,26	167,02	
			3	215,77		300,4		211,79		211,79	
	V		4		332,25		841,55		722,88	382,68	340,2
			5	332,25	308,25	841,55	429,14	792,675	495,06	157,54	140,075
			6	308,25		429,14		351,32		185,98	165,34
	IV		7		332,25		841,55		722,56	364,28	364,28
			8	332,25	308,25	841,55	429,14	794,66	492,37	151,14	151,14
			9	308,25		429,14		354,89		177,44	177,44
	III		10		332,25		841,55		722,56	364,28	364,28
			11	332,25	308,25	841,55	429,14	794,66	492,37	151,14	151,14
			12	308,25		429,14		354,89		177,44	177,44
	II		13		332,25		841,55		722,56	364,28	364,28
			14	332,25	308,25	841,55	429,14	794,66	492,37	151,14	151,14
			15	308,25		429,14		354,89		177,44	177,44
	I		16		332,25		841,55		722,59	334,84	386,74
			17	332,25	308,25	841,55	429,14	792,24	495,64	137,62	158,97
			18	308,25		429,14		350,53		162,64	187,89
Sous "G" charge permanente	VI		1		1510,94		3827,0		2920,99	2920,99	
			2	1510,94	1450,55	3827	2019,43	3502,65	2456,86	1045,79	
			3	1450,55		2019,43		1423,77		1423,77	
	V		4		2149,97		5445,64		4677,8	2476,35	2201,45
			5	2149,97	2094,1	5445,64	2915,38	5145,80	3319,81	966,56	859,43
			6	2094,1		2915,38		2386,74		1263,55	1123,19
	IV		7		2149,97		5445,64		4714,5	2357,25	2357,25
			8	2149,97	2094,1	5445,64	2915,38	5158,0	3303,34	927,33	927,33
			9	2094,1		2915,38		2411		1205,5	1205,5
	III		10		2149,97		5445,64		4714,5	2357,25	2357,25
			11	2149,97	2094,1	5445,64	2915,38	5158,0	3303,34	927,33	927,33
			12	2094,1		2915,38		2411		1205,5	1205,5
	II		13		2149,97		5445,64		4714,5	2357,25	2357,25
			14	2149,97	2094,1	5445,64	2915,38	5158,0	3303,34	927,33	927,33
			15	2094,1		2915,38		2411		1205,5	1205,5
	I		16		2149,97		5445,64		4669,4	2166,76	2502,64
			17	2149,97	2094,1	5445,64	2915,38	5143,13	3323,40	853,35	966,38
			18	2094,1		2915,38		2381,4		1404,92	1276,48

*** SUPERPOSITION**

des

SOLLICITATIONS

BASE DE CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de forces sismiques et des charges verticales, conformément au règlement C.C.B.A 68, et à l'article 3.3.2 du R.P.A 81.

1°) Poteaux :

- * $G + 1,2P$; sollicitation du 1^{er} genre courante.
- * (a) : $G + P \pm E_{1,2}$ } sollicitations du 2^{eme} genre.
- (b) : $0,8G \pm E$ }

où G : charge permanente

P : surcharge d'exploitation

E : effet du séisme.

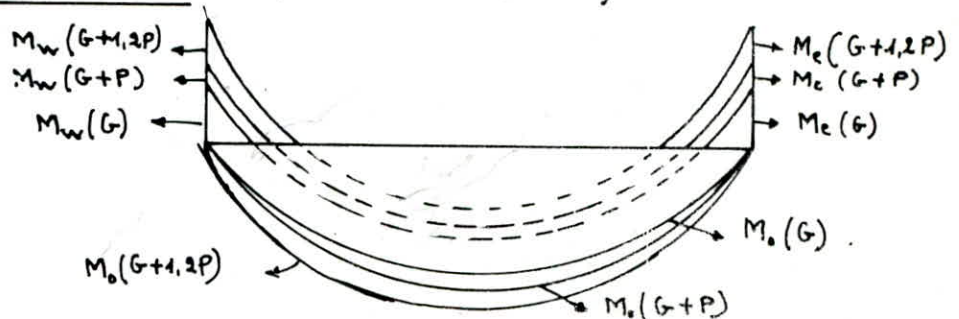
- la combinaison (a) donne un effort normal maximal, et un moment correspondant (N_{max} , $M_{corr.}$) (Compression)
- la combinaison (b) donne un effort normal minimal, et un moment correspondant (N_{min} , $M_{corr.}$) (traction)

2°) Poutres :

- * $G + 1,2P$; sollicitation du 1^{er} genre.
- * (a) : $G + P \pm E$ } sollicitations du 2^{eme} genre.
- (b) : $0,8G \pm E$ }

- la combinaison (a) donne le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis (ferraillage supérieur au niveau des appuis)
- la combinaison (b) donne le moment positif sur les appuis (ferraillage inférieur au niveau des appuis)

• Diagramme enveloppe des moments : (Art 12 C.C.B.A 68).



1/ Sollicitation SP1 :

a/ $G + 1,2P$

* Moment sur appui :

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

* Moment en travée :

$$M_t = M_o(G + 1,2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

2/ Sollicitation SP2 :

* Moment sur appui : (Sous $G + P \pm E$)

$$M_a = M_a(G) + M_a(P) \pm M_a(E)$$

* Moment en travée : (Sous $G + P \pm E$)

$$M_t = M_o(G + P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2} \pm M_t(E)$$

* Moment sur appui : (Sous $0,8G \pm E$)

$$M_a = M_a(0,8G) \pm M_a(E)$$

* Moment en travée : Sous $(0,8G + E)$

$$M_t = M_o(0,8G) - \frac{M_e(0,8G) + M_w(0,8G)}{2} \pm M_t(E)$$

• les résultats de calcul sont donnés sous forme de tableaux suivants :

Poutres.	Combinaison	Effort normal (N)	Moment fléchissant (M)	
	$G + 1,2P$	$N(G) + N(1,2P)$	$M(G) + M(1,2P)$	SP1
	$G + P \pm 1,2E$	$N(G) + N(P) \pm 1,2N(E)$	$M(G) + M(P) \pm M(1,2E)$	SP2
	$0,8G \pm E$	$N(0,8G) \pm N(E)$	$M(0,8G) \pm M(E)$	

Poutres.	Combinaison	Moment en travée (M_t)	Moment sur appui (M_a)	Effort tranchant (T)	
	$G + 1,2P$	$M_o(G + 1,2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$	$M_a(G) + M_a(1,2P)$	$T(G) + T(1,2P)$	SP1
	$G + P \pm E$	$M_o(G + P) \pm M_t(E) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$	$M_a(G) + M_a(P) \pm M_a(E)$	$T(G) + T(P) \pm T(E)$	SP2
	$0,8G \pm E$	$M_o(0,8G) \pm M_t(E) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$	$M_a(0,8G) \pm M_a(E)$	$T(0,8G) \pm T(E)$	

*** FERRAILLAGE :**

- poutres

- poteaux

1° Poutres :

* les poutres seront ferrillées en flexion simple conformément à l'article A-15 du C.C.B.A 68, sous la plus défavorable des combinaisons SP1 et SP2. On utilisera la sollicitation la plus grande de $1.5M(SP1)$ et $M(SP2)$ pour le calcul.

le calcul des armatures sera fait par la méthode de M^r P. Charon.

* Conformément à l'article 4.2.3.2.1 du R.P.A 81 :

- les armatures longitudinales doivent avoir une section A telle que $0.3\% \leq A \leq 2.5\%$
- les sections minimales que doivent comporter les poutres sont indiquées par la figure 8 page 62 du R.P.A 81.
- l'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, ainsi que
- l'espacement des armatures transversales en zones nodale et courante sont également indiqués par la figure 8 page 62 du R.P.A 81.

2° poteaux :

les poteaux seront ferrillés en flexion composée.

Un effort normal et un moment fléchissant en tête et à la base du poteau dans le sens transversal et le sens longitudinal.

Pour le calcul des armatures, on utilise la méthode pratique exposée dans l'Aide-mémoire de béton armé de M^r V. DAVIDOVICI.

- le pourcentage minimal sera de 1% en zone II, sans toutefois dépasser 4%.
 $1\% \leq A \leq 4\%$ (R.P.A 81 Article 423.11).
- le diamètre minimum est de 14 mm en zone II.
- la longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone II.
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zones I et II.
- la quantité minimale d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,004 \cdot t \cdot b_1 \quad \text{avec } t : \text{espacement des armatures transversales en zone nodale dans les poutres.}$$

b_1 : la petite dimension du poteau.

bloc 'A'

I/ Ferraillage des Poutres.

• Portiques longitudinaux.

Portique B-B : On adoptera le même ferraillage pour le portique C-C.

a/ ferraillage des travées :

(*) : les moments en travées sont donnés par la sollicitation (SP1)

Car : $1.5 M(SP1) > M(SP2)$.

Exemple : travée 1-2.

• (SP1) : $M_t(G+1.2P) = 1106,17 \text{ Kg.m}$

• (SP2) : $M_t(G+P+E) = 1194,22 \text{ Kg.m}$

: $M_t(G+P-E) = 875,96 \text{ Kg.m}$

: $M_t(0.86+E) = 762,86 \text{ Kg.m}$

: $M_t(0.86-E) = 384,60 \text{ Kg.m}$

$\Rightarrow 1.5 M_t(SP1) > M_t(SP2)$.

(*)

Niveau	travée	$M_t \text{ (Kg.m)}$	$A_{inf} \text{ calculée (cm}^2\text{)}$	$A_{inf} \text{ adoptée}$	$A_{sup} \text{ adoptée}$
II	1-2	1106,17	1,368	3T12	3T12 (3,39 cm ²)
	2-3	986,75	1,21		
I	6-7	1199,52	1,487	3T14	3T12 (4,62 cm ²)
	7-8	1191,59	1,40		
IV	11-12	1196,37	1,481	3T14	3T12
	12-13	1131,59	1,40		
III	16-17	1196,37	1,481	3T14	3T12
	17-18	1131,59	1,40		
II	21-22	1196,37	1,481	3T14	3T12
	22-23	1131,59	1,40		
I	26-27	1200,12	1,488	3T14	3T12
	27-28	1131,59	1,40		

b/ ferraillage des appuis :

(*) : les moments sur appuis sont donnés par la sollicitation (SP2). Car :

$M_a(SP2) > 1.5 M_a(SP1)$

Exemple :

Appui 1 :

$M_a(0.86+E) = 630,57 \text{ Kg.m}$

(Moment inférieur).

$M_a(G+P-E) = -182,06 \text{ Kg.m}$

(Moment supérieur).

(*)

Niveau	Appui	$M_{inf} \text{ (Kg.m)}$	$A_{inf} \text{ calculée}$	$A_{inf} \text{ adoptée}$	$M_{sup} \text{ (Kg.m)}$	$A_{sup} \text{ calculée}$	$A_{sup} \text{ adoptée}$
II	1	630,57	0,506	3T12	182,06	1,55	3T12
	2	121,23	0,094		182,89	1,54	
I	6	1404,87	1,15	3T14	2887,72	2,38	3T12
	7	1068,44	0,76		2789,34	2,35	6T12
IV	11	2391,05	1,99	3T14	3927,58	3,27	3T12
	12	1877,28	1,55		3607,91	3,06	6T12
III	16	302,86	2,63	3T14	4569,49	3,93	6T12
	17	2674,23	2,24		4404,16	3,78	6T12
II	21	3404,35	2,88	3T14	4850,98	4,18	6T12
	22	2967,91	2,50		4697,84	4,04	
I	26	3990,08	3,40	3T14	5420,31	4,70	6T12
	27	3520,26	2,99		5250,19	4,54	

• Pour la disposition constructive et détails (voir plan de ferraillage).

• Portiques transversaux :

Portique 4-4 : On adoptera le même ferrailage pour le portique 5-5 .

a/ ferrailage des travées .

(*) les moments en travées sont donnés par la sollicitation (SP1)

Car : $1,5 M_t (SP1) > M_t (SP2)$

Exemple : Moment en travée 1-2 :

• $M_t (G+1,2P) = 6296,86 \text{ Kg.m (SP1)}$

• $M_t (G+P+E) = 6241,58 \text{ Kg.m (SP2)}$

• $M_t (G+P-E) = 5569,76 \text{ Kg.m (")}$

• $M_t (0,8G+E) = 3495,68 \text{ Kg.m (")}$

• $M_t (0,8G-E) = 2823,86 \text{ Kg.m (")}$

⇒ $1,5 M_t (SP1) > M_t (SP2)$

(*)

Niveau	travée	$M_t \text{ (Kg.m)}$	$A_{inf} \text{ (calculé)}$	$A_i \text{ (adopté)}$	$A_{supérieure}$
VI	1-2	6296,86	6,13	2T16+2T14	3T14
	2-3	2911,76	2,74	2T14	2T14
V	4-5	6761,30	6,61	4T16	3T14
	5-6	3271,25	3,09	3T16	3T14
IV	7-8	6740,92	6,59	4T16	3T14
	8-9	3268,75	3,09	3T16	3T14
III	10-11	6740,92	6,59	4T16	3T14
	11-12	3268,75	3,09	3T16	3T14
II	13-14	6740,92	6,59	4T16	3T14
	14-15	3268,75	3,09	3T16	3T14
I	16-17	6765,91	6,62	4T16	3T14
	17-18	3385,71	3,20	3T16	3T14

b/ ferrailage des appuis : (Pour plus de détail Voir plan de ferrailage)

(*) les moments sur appuis sont donnés par la sollicitation (SP2). Car : $M_a (SP2) > 1,5 M_a (SP1)$

Exemple : Appui 3 :

• (SP1):

$M_a (G+1,2P) = -2251,62 \text{ (Kg.m)}$

• (SP2):

$M_a (0,8G-E) = 1107,56 \text{ (Kg.m)}$
(Moment inférieur)

$M_a (G+P+E) = -4669,14 \text{ (Kg.m)}$
(Moment supérieur)

(*)

Niveau	Appui	$M_{inf} \text{ (Kg.m)}$	$A_{inf} \text{ (calculé)}$	$A_{inf} \text{ (adopté)}$	$M_{sup} \text{ (Kg.m)}$	$A_{sup} \text{ (calc)}$	$A_{sup} \text{ (adopt)}$
VI	1			2T14	6685,73	4,35	3T14
	2			4T14	6408,22	4,51	4T14
	3	1107,56	0,67	2T14	4669,14	3,098	2T14
V	4	508,76	0,306	4T16	8894,12	5,90	4T14
	5	1863,75	1,15	4T16	8857,09	5,87	6T14
	6	2949,65	1,85	3T16	7058,25	4,68	4T14
IV	7	2121,03	1,31	4T16	10572,18	7,016	6T14
	8	3794,2	2,40	4T16	10334,27	6,85	6T14
	9	5175,38	3,33	3T16	9325,79	6,18	6T14
III	10	3587,54	2,27	4T16	12038,69	7,989	6T14
	11	5670,38	3,66	4T16	11764,14	7,80	6T14
	12	7002,97	4,57	3T16	11153,38	7,40	6T14
II	13	3964,72	2,52	4T16	12415,87	8,24	6T14
	14	6190,4	4,02	4T16	11936,15	7,92	6T14
	15	7375,82	4,83	3T16	11526,23	7,64	6T14
I	16	4813,55	3,087	4T16	13183,85	8,74	6T14
	17	7380,84	4,83	4T16	13164,35	8,73	6T14
	18	8939,5	5,92	3T16	13038,91	8,65	6T14

Vérifications diverses pour les poutres

a) Vérification de la flèche : la vérification de la flèche est inutile si :

$$\bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad , \quad \bullet \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

- sens transversal : $h_t = 45 \text{ cm}$, $l_{\min} = 4,3 \text{ m}$, $l_{\max} = 5,80$

$$\bullet \frac{h_t}{l_{\max}} = \frac{0,45}{5,80} = 0,077 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\bullet \frac{h_t}{l_{\max}} = 0,077 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,075 \quad (\text{si on prend } M_t = 0,75 M_0)$$

$$\bullet A \leq \frac{b_0 h}{\sigma_{en}} \cdot 43 = \frac{30 \times 41 \cdot 43}{4200} = 12,59 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

- sens longitudinal : $h_t = 35 \text{ cm}$, $l = 2,9 \text{ m}$.

$$\bullet \frac{h_t}{l} = \frac{0,35}{2,9} = 0,12 > \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq \frac{b_0 h \cdot 43}{\sigma_{en}} = \frac{25 \times 31 \times 43}{4200} = 7,93 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b) Condition de non-fragilité : (Art 52,1 C.C.B.A 68)

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \Psi_4 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

A : la section des armatures tendues.

b_0 : la largeur de la poutre

h_t, h : la hauteur totale et la hauteur utile de la pièce.

$\Psi_4 = 0,54$ pour les aciers écrouis.

• sens transversal : $h_t = 45 \text{ cm}$, $h = 41 \text{ cm}$, $b_0 = 30 \text{ cm}$.

$$A \geq \frac{0,54 \times 5,9 \times 30 \times 41 \left(\frac{45}{41} \right)^2}{2800} = 1,68 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée pour toutes les travées}).$$

• sens longitudinal : $h_t = 35 \text{ cm}$, $h = 31 \text{ cm}$, $b_0 = 25 \text{ cm}$.

$$A \geq 1,124 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée pour toutes les travées}).$$

c) Vérification de non-fissuration : (Art 49,22 C.C.B.A 68)

• Poutres longitudinales et transversales :

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

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_p}{(1+10\tilde{\omega}_p)}$$

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

$\eta = 1,6$ aciers HA.

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

$$\tilde{\omega}_p = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d}$$

on a bien $\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right) = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ la condition de fissuration est vérifiée.

Poutres longitudinales	Niveau	A (cm ²)	$\tilde{\omega}_p$	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a$
	6	3,39	0,0169	2238,6	2607,06	2800
5,4,3,2,1	4,62	0,0231	3216,8	2413,67	2800	
Poutres transversales	6	7,1	0,0236	4105,9	2557,8	2800
	5,4	8,04	0,033	3721,8	2413,6	2800
	3,2,1	6,03	0,025	3019,0	2257,78	2800

d/ Vérification des contraintes

• Patiques transversaux: (4-4) (Le plus sollicité)

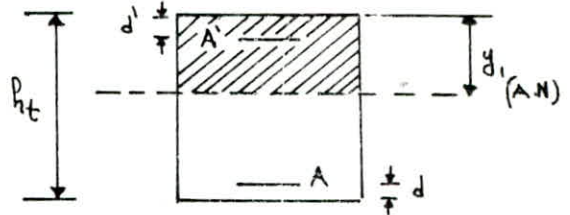
Soit y_1 , la position de l'axe neutre, solution de l'équation suivante:

$$\frac{by_1^2}{2 \times 15} + (A+A')y_1 - A'd' - A(h_t - d) = 0$$

I: le moment d'inertie de la section fictive. $I = \frac{by_1^3}{3} + nA'(y_1 - d')^2 + nA(h_t - d - y_1)^2$.

On pose $\frac{M}{I} = K$ on aura les contraintes dans le béton et l'acier données par:

- $\sigma_b' = Ky_1 \leq \bar{\sigma}_b$
- $\sigma_a' = 15K(y_1 - d') \leq \bar{\sigma}_a$
- $\sigma_a \leq 15K(h_t - d - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$



Niveau	Sollicitation	M_{max} (Kg.m)	A (cm ²)	A' (cm ²)	I (cm ⁴)	y_1 (cm)	σ_b'	σ_a	σ_a'
VI	SP2	6908,22	6,16	6,16	100812,8	11,59	79,39	3021,87	779,87
V	SP2	8894,12	6,03	6,16	100699,98	11,62	82,60	3891,38	1009,26
IV	SP2	10572,18	6,03	8,04	123846,16	13,046	111,28	3576,71	1157,43
III	SP2	12038,69	6,03	8,04	123846,16	13,046	121,81	4075,69	1318,90
II	SP2	12415,87	8,04	12,06	170631,00	15,00	109,05	2835,3	1199,55
I	SP2	13183,85	8,04	12,06	170631,00	15,00	115,8	3010,8	1273,8

Dans tous les niveaux, les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

• $\sigma_b' < 205,5 \text{ Kg/cm}^2$, • $\sigma_a < 4200 \text{ Kg/cm}^2$, • $\sigma_a' < 4200 \text{ Kg/cm}^2$. (SP2)

e/ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: la section d'armatures doit satisfaire l'inégalité suivante au niveau des appuis:

$$A \geq \frac{1}{\sigma_a} \left(T + \frac{M}{z} \right)$$

M: moment d'encastrement pris

avec son signe.

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 41 = 35,875 \text{ cm}$$

($h = 41 \text{ cm}$, patique 4-4)

(Moment inférieur au niveau des appuis, pris avec son signe (+))

• toutes les sections adoptées au niveau de chaque appui sont nettement supérieures à A_{min} .

Pour tous les niveaux.

Niveau	Appui	T (Kg)	M_{inf} (Kg.m)	$(T + \frac{M}{z})$ (Kg)	A_{min} (cm ²)	sol.
VI	1	6959,42		6959,42	2,48	SP1
	3	1897,23	1107,56	4984,93	1,186	
V	4	3006,1	508,76	4424,44	1,053	SP2
	6	951,51	2948,65	3444,67	2,18	
IV	7	2516,90	2121,03	3430	2,007	SP2
	9	90994	5175,38	14519,15	3,45	
III	10	2057,16	3587,38	12058,21	2,871	SP2
	12	680,62	7002,97	20203,81	4,81	
II	13	1934,38	3964,72	19987,40	3,092	SP2
	15	866,63	7375,82	21429,27	5,102	
I	16	1655,31	4813,55	15074,74	3,6	SP2
	18	1439,778	8939,5	25361,71	6,27	

II. ferrailage des poteaux.

ferrailage du poteau de rive "H".

		Niveau	N (Kg)	M (Kg.m)	e_0 (m)	A=A'	$\bar{\omega}=\bar{\omega}'$ %	K_e	K_b	K	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)
Sens transversal $\frac{d'}{R_t} = \frac{d''}{R_t} = 0,1$ $R_t = 50 \text{ cm}$, $d = d' = 5 \text{ cm}$	N _{max} , M correspondant	VI	5432,26	5163,59	0,344	2T20 + 1T14	0,391	0,6	0,14	26,46	36,92	977
		V	12235,49	5916,85	0,18	2T20 + 1T16	0,44	1	0,13	21,28	45,51	968,54
		IV	20049,49	6909,78	0,34	2T20 + 1T16	0,44	1,5	0,13	15,17	53,15	806,31
		III	28789,46	7612,44	0,26	2T20 + 1T16	0,44	2	0,13	11,19	58,55	655,25
		II	37757,65	6340,58	0,18	2T20 + 1T16	0,44	2,75	0,13	9,23	52,61	485,68
		I	47399,07	6982,26	0,447	3T20	0,47	3,50	0,11	3,62	63,47	229,78
	N _{min} , M corresp.	VI	1897,23	1107,56	0,58	2T20 + 1T14	0,391	0,85	0,11	23,78	7,9	188,12
		V	2848,74	2984,53	1,047	2T20 + 1T16	0,44	0,4	0,11	19,35	21,32	625,7
		IV	2939,73	3901,38	1,32	2T20 + 1T16	0,44	0,4	0,11	19,35	27,8	817,9
		III	2259,11	4485,93	1,98	2T20 + 1T16	0,44	0,2	0,11	37,48	32	1040,73
		II	1592,48	4828,77	3,46	2T20 + 1T16	0,44	0,2	0,11	32,18	34,49	1120,27
		I	-47,32	16155,73	3,44	3T20	0,47	0,0	0,15	35,88	167,70	3964,45
Sens longitudinal $\frac{d'}{R_t} = \frac{d''}{R_t} = 0,1$ $R_t = 40 \text{ cm}$, $d = d' = 4 \text{ cm}$	N _{max} , M corresp.	VI	4133,82	2180,53	0,52	2T20 + 1T14	0,391	0,8	0,14	23,78	15,57	370,38
		V	6922,82	3563,29	0,51	2T20 + 1T16	0,44	0,8	0,14	23,78	25,45	605,29
		IV	9218,53	4460	0,45	2T20 + 1T16	0,44	0,8	0,14	23,78	31,85	757,6
		III	12687,45	5360,98	0,42	2T20 + 1T16	0,44	1,00	0,13	21,28	41,23	877,6
		II	15551,29	5425,38	0,348	2T20 + 1T16	0,44	1,25	0,13	18,40	41,73	767,9
		I	17431,73	10324,54	0,56	3T20	0,47	0,8	0,14	23,78	74,17	1763,9
	N _{min} , M corresp.	VI	2691,91	1817,11	0,67	2T20 + 1T14	0,391	0,6	0,14	26,46	12,97	343,9
		V	4256	2969,41	0,69	2T20 + 1T16	0,44	0,6	0,11	26,46	21,21	561,21
		IV	5289,94	3716,71	0,64	2T20 + 1T16	0,44	0,6	0,14	26,46	26,54	702,45
		III	7224,14	4467,49	0,10	2T20 + 1T16	0,44	0,6	0,14	26,46	31,91	844,35
		II	8923,64	4521,15	0,51	2T20 + 1T16	0,44	0,8	0,14	23,78	32,29	767,95
		I	10242,01	8653,79	0,84	3T20	0,47	0,4	0,14	19,35	61,81	1844,20

• $e_0 = \frac{M}{N}$ excentricité $> \frac{R_t}{6}$ dans les deux sens \Rightarrow section partiellement comprimée.

• les contraintes admissibles ne sont pas atteintes :

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)} \quad , \quad \bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

ferraillage du poteau intermédiaire "M"

		Niveau	N (Kg)	M (Kg.m)	e _s (m)	A = A'	K _e	$\bar{\omega} = \bar{\omega}'$ %	K _b	K	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)
Sens transversal. $\frac{d'}{R_{ht}} = 0,1$ $R_{ht} = 50 \text{ cm}$, $d = d' = 5 \text{ cm}$	N _{max} , M _{Corresp.}	VI	12536,99	2382,99	0,186	2T20+1T16	2,7	0,41	0,13	5,98	17,94	107,31
		V	25681,37	5371,55	0,209	3T20	2,5	0,47	0,13	7,50	41,31	309,9
		IV	39260,13	7051,74	0,18	3T20	2,7	0,47	0,13	5,98	54,24	324,4
		III	53213,13	8694,74	0,163	3T20	3,0	0,47	0,13	4,66	66,9	311,67
		II	67242,00	8450	0,125	3T20	4	0,47	0,12	1,0	70,41	70,41
		I	81646,15	19524,16	0,239	4T20	2,0	0,62	0,15	9,41	130,16	1195,76
	N _{min} , M _{Corresp.}	VI	7444,69	4426,15	0,59	2T20+1T16	0,8	0,41	0,14	23,78	31,61	751,81
		V	13897,34	6097	0,43	3T20	1,25	0,47	0,13	18,40	46,9	862,29
		IV	19966,19	7431,52	0,37	3T20	1,25	0,47	0,13	18,40	57,16	1051,85
		III	25723,16	8800,68	0,34	3T20	1,50	0,47	0,13	15,77	67,7	1067,6
		II	31416,9	8629,99	0,27	3T20	1,75	0,47	0,13	13,36	66,38	886,9
		I	36824,5	16387,6	0,44	4T20	1,25	0,62	0,16	15,09	102,42	1545,55
Sens longitudinal. $\frac{d'}{R_{ht}} = 0,12$ $R_{ht} = 40 \text{ cm}$, $d = d' = 4 \text{ cm}$	N _{max} , M _{Corresp.}	VI	4854,38	1920,36	0,39	2T20+1T16	1,0	0,41	0,13	21,28	18,46	392,93
		V	9860,68	3142,16	0,31	3T20	1,25	0,47	0,13	18,40	30,21	566
		IV	14797,5	3929,72	0,26	3T20	1,5	0,47	0,13	15,77	37,78	595,9
		III	19758,01	4721,96	0,24	3T20	2,0	0,47	0,13	14,19	45,40	508,06
		II	24964,99	4778,59	0,19	3T20	2,0	0,47	0,13	14,19	45,94	514,15
		I	29923,57	9571,35	0,32	4T20	1,25	0,62	0,16	15,09	74,77	1128,37
	N _{min} , M _{Corresp.}	VI	3078,65	1600,3	0,51	2T20+1T16	0,8	0,41	0,14	23,78	14,28	339,77
		V	5945,88	2618,47	0,44	3T20	1,0	0,47	0,13	18,40	25,17	463,2
		IV	8755,99	3274,77	0,37	3T20	1,0	0,47	0,13	18,40	31,5	579,38
		III	11585,84	3934,97	0,33	3T20	1,25	0,47	0,13	18,40	37,83	696,18
		II	14419,38	3982,16	0,27	3T20	1,5	0,47	0,13	15,77	38,29	603,83
		I	17246,7	7976,13	0,46	4T20	0,8	0,62	0,16	19,61	62,31	1221,96

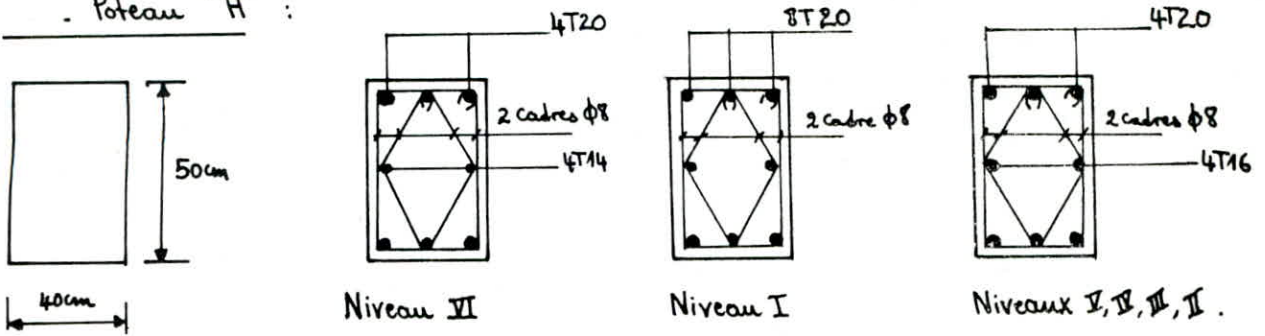
• les contraintes admissibles ne sont pas atteintes pour tous les niveaux et dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP2})$$

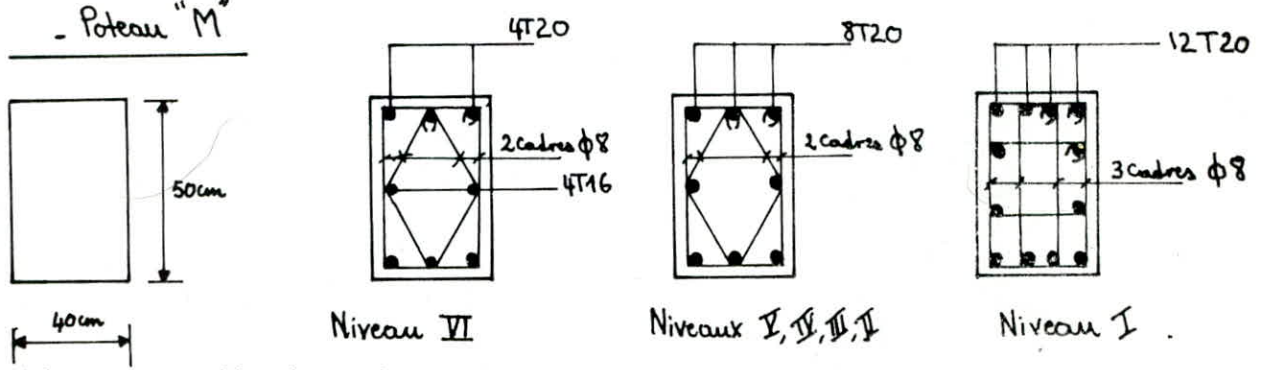
$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP2})$$

• Schéma des sections adoptées :

• Poteau "H" :



• Poteau "M" :



a/ Vérification au flambement des poteaux.

Dans les deux sens, on a $I_{poutre} < I_{poteau} \Rightarrow$ l'éclatement $\lambda = \frac{0,9 l_0}{i}$

• Sens longitudinal :

$$\lambda = \frac{0,9 l_0}{i} = \frac{0,9 \times 4,25}{\sqrt{\frac{I_p}{S}}} = \frac{0,9 \times 4,25^2}{14,844} = 26,50 \quad (l_0 = 4,25 \text{ m ; R.D.C})$$

• Sens transversal :

$$\lambda = \frac{0,9 l_0}{i} = \frac{0,9 \times 4,25}{\sqrt{\frac{I_t}{S}}} = \frac{0,9 \times 4,25 \cdot 10^2}{11,54} = 33,14$$

$\lambda < 50$ dans les deux sens, donc on ne tient pas compte du flambement.

b/ Vérification de la résistance à l'effort tranchant :

Conformément à l'article 4.2.2.1 du R.P.A 81, la contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_b = \frac{n T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 0,15 \times \sigma_{28} = 41,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} h = \begin{cases} 39,37 \text{ cm} & \text{sens transversal.} \\ 31,5 \text{ cm} & \text{sens longitudinal.} \end{cases}$$

• T : effort tranchant de calcul dû au prisme majoré de 100% (n=2).

• $\lambda > 15 \Rightarrow n = 2$ dans les deux sens.

• Poteau "H".

L'effort tranchant dû au séisme repris par le poteau "H".

• sens transversal : $T_{\max}^t = 5,225 \text{ t}$. (au niveau du R.D.C)

• sens longitudinal : $T_{\max}^l = 3,315 \text{ t}$. " " "

$$T = \max(T_{\max}^t, T_{\max}^l) = 5,225 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{2T}{b \cdot z} = \frac{2 \times 5,225 \cdot 10^3}{40 \times \frac{7}{8} \times 45} = 6,63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 41,25 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfiée}).$$

• Poteau "M".

• sens transversal : $T_{\max}^t = 6,245 \text{ t}$

• sens longitudinal : $T_{\max}^l = 3,055 \text{ t}$

$$\} \Rightarrow T = 6,245 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{2T}{b \cdot z} = \frac{2 \times 6,245 \cdot 10^3}{40 \times 39,37} = 7,93 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 41,25 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérfiée}).$$

c) Ecartement des armatures transversales :

• $t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

• $t = 18 \text{ cm}$ en zone non nodale.

d) longueur de recouvrement : $(l_r)_{\min} = 50 \phi_L$

$$l_r = \max\left(\frac{h_c}{6}, h_1, b_1, 60\right)$$

h_c : la hauteur du poteau

$h_1 = 50 \text{ cm}$ la grande dimension du poteau.

$b_1 = 40 \text{ cm}$ la petite " " "

\Rightarrow la longueur de recouvrement $l_r = 60 \text{ cm}$. (voir détails : plan de ferrailage).

e) d'après l'article 4.2.2.1 du R.P.A 81, la quantité d'armatures transversales

minimale est donnée par : $(A_t)_{\min} = 0,004 \times t \times b_1$ (en zone II).

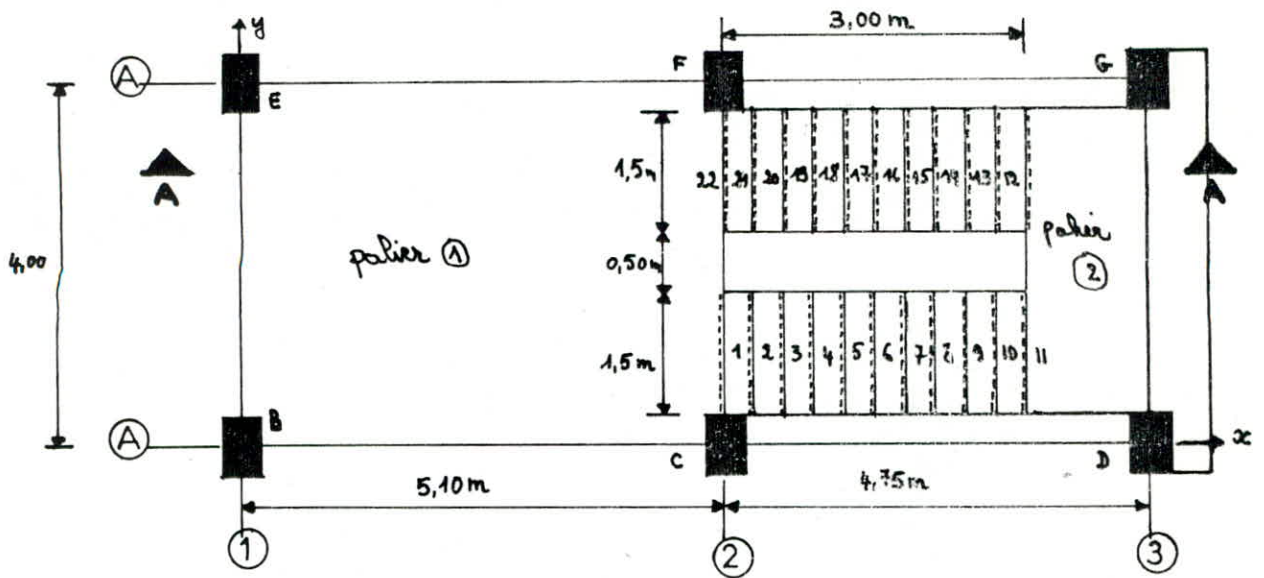
• $t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$(A_t)_{\min} = 0,004 \times 10 \times 40 = 0,16 \text{ cm}^2$. Condition vérifiée, car toutes les sections (A_t) sont supérieures à $0,16 \text{ cm}^2$.

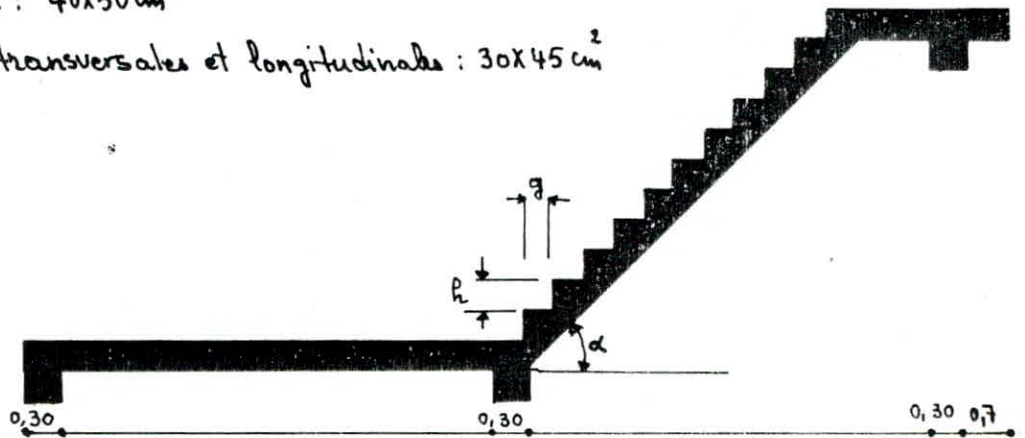
• Remarque :

Pour le ferrailage des poutres et des poteaux du bloc "B". (voir plan de ferrailage).

*** CAGE D'ESCALIER**



- Poteaux : $40 \times 50 \text{ cm}^2$
- Autres transversales et longitudinales : $30 \times 45 \text{ cm}^2$



L'escalier de notre bâtiment est constitué de deux paliers et une paillasse coulée sur place. Le palier ① repose sur quatre côtés (plancher étage courant) et dessert les trois blocs du bâtiment.

Caractéristiques géométriques :

$$\left. \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm} \text{ hauteur d'une marche.} \\ g = 30 \text{ cm} \text{ largeur d'une marche} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition de BLONDEL} \quad 60 \leq g + 2h \leq 64$$

($g + 2h = 64 \text{ cm}$) condition vérifiée.

• L'emboîchement est de 1,50 m.

• la longueur projetée de la volée : $L = n g = 11 \times 30 = 330 \text{ cm}$. ($n = \text{nombre de contremarches}$)

• inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale :

$$\text{tga} = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53 \quad (\cos \alpha = 0,87 \text{ et } \sin \alpha = 0,493).$$

• épaisseur de la paillasse : la paillasse est assimilée à une dalle appuyée sur deux côtés. Son épaisseur est telle que :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

avec $l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{330}{0,87} = 379,31 \text{ cm} \Rightarrow 12,64 \leq e \leq 18,96$, $e = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la charge :

a) charge de la paillasse :

• Poids propre de la paillasse : $\frac{ex \cdot 2500}{\cos \alpha} = \dots = 431 \text{ Kg/m}^2$

• Poids propre des marches : $\frac{2200 \times R}{2} \times 1m = \dots = 187 \text{ Kg/m}^2$

• revêtement : $100 \times 1,00 = \dots = 100 \text{ Kg/m}^2$

• garde-corps : $20 \times 1,00 = \dots = 20 \text{ Kg/m}^2$

$G_1 = 738 \text{ Kg/m}^2$

b) Surcharge d'exploitation : P = 400 Kg/m²

$q_1 = G_1 + 1,2 P = 738 + 1,2 \times 400 = 1218 \text{ Kg/m}^2$

c) Paliers ① et ③ (planchers étage-courant) : G₂ = 582 Kg/m²

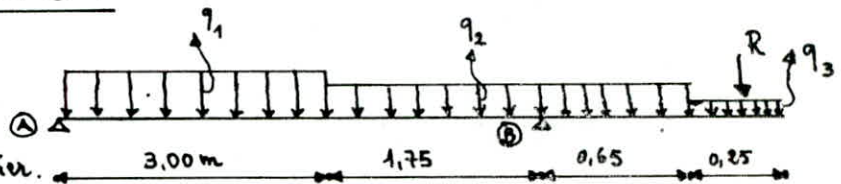
$q_2 = G_2 + 1,2 P = 582 + 1,2 \times 582 = 1062 \text{ Kg/m}^2$

Calcul de la volée et du palier ② :

schéma statique :

• R : action du mur

extérieur sur le palier.



$R = ex \cdot h \times 1400 = 0,25 \times 3,6 \times 1400 = 1260 \text{ Kg/ml}$

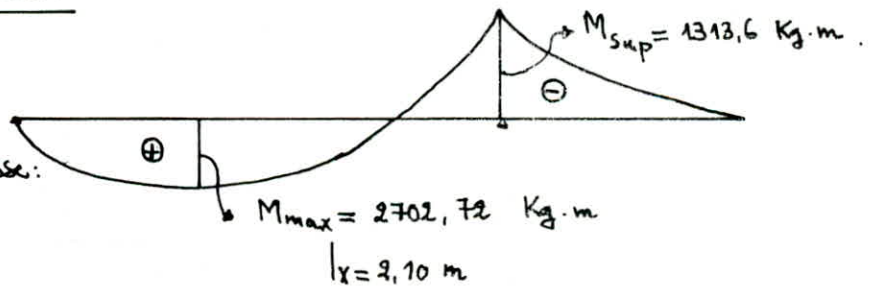
• q₃ : poids propre du palier sans surcharge d'exploitation = 582 Kg/m²

Pour une bande 1 m, on aura q₁, q₂, q₃ (Kg/ml) et R en (Kg) : concentrée.

Diagramme du moment fléchissant :

• le moment maximal en travée de la paillasse :

$M_{max} = 2702,72 \text{ Kg.m}$



Calcul des armatures :

• le diamètre des barres à choisir est tel que : $(\phi \leq \frac{R_t}{10} = 15 \text{ mm})$

• l'enrobage : d = 2 cm

Armatures inférieures :

$A = \frac{M_{inf}}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{2702,72 \cdot 10}{11,375 \times 2800} = 8,48 \text{ cm}^2$. On choisit 6T14 (soit 9,23 cm² p.m)
espacement t = 16 cm

Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = 2,2 \text{ cm}^2$. on choisit 3T12 (soit 3,39 cm² p.m)

• Armatures supérieures :

$$A_{sup} = \frac{M_{sup}}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1313,6 \times 10^2}{11,375 \times 2800} = 4,12 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit 4T12 (soit } 4,52 \text{ cm}^2 \text{ p.m.)}$$

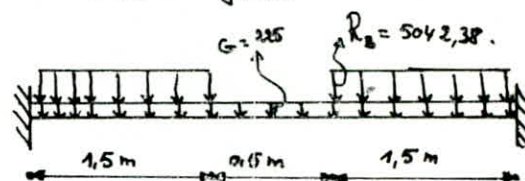
espacement $t_s = 25 \text{ cm}$.

Calcul de la poutre palière ② :

- Poids propre : = $0,3 \times 0,3 \times 2500 = 225 \text{ Kg/ml}$.
- Réaction des Volées R_B : = $5042,38 \text{ Kg/ml}$.

1/ Sous G : poids propre :

- $M_{t_1} = 0,8 M_0 = 0,8 \times 344,53 = 275,62 \text{ Kg.m}$.
- $M_{a_1} = -0,5 M_0 = -0,5 \times 344,53 = -172,26 \text{ Kg.m}$



2/ Sous R_B :

- $M_{t_2} = 0,8 M_0 = 0,8 \times 5672,67 = 4538,14 \text{ Kg.m}$
- $M_{a_2} = -0,5 M_0 = -0,5 \times 5672,67 = -2836,33 \text{ Kg.m}$

le moment total :

- en travée : $M_t = M_{t_1} + M_{t_2} = 4813,76 \text{ Kg.m}$
- sur appui : $M_a = M_{a_1} + M_{a_2} = 3008,59 \text{ Kg.m}$

Calcul des armatures :

• Armatures inférieures :

$$A_{inf} = \frac{M_t}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{4813,76 \times 10^2}{\frac{7}{8} \times 43 \times 2800} = 4,56 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit 3T16. (soit } 6,03 \text{ cm}^2 \text{).}$$

• Armatures supérieures :

$$A_{sup} = \frac{M_a}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{3008,59 \times 10^2}{\frac{7}{8} \times 43 \times 2800} = 2,855 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit 3T12. (soit } 3,39 \text{ cm}^2 \text{).}$$

• Armatures transversales :

l'effort tranchant $T = T_1 + T_2 = \frac{G \cdot l}{2} + R \times 1,5 = 7563,57 \text{ Kg} + 393,75 \text{ Kg} = 7957,32 \text{ Kg}$.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7957,32}{30 \times \frac{7}{8} \times 43} = 7,049 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

On choisit un cadre $\phi 8$ et $\frac{7}{8}$ une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1,5 \text{ cm}^2$.

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left(\left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right), \frac{2}{3} \right) \bar{\sigma}_{en} = 0,867 \bar{\sigma}_{en} = 2081,40 \text{ Kg/cm}^2$$

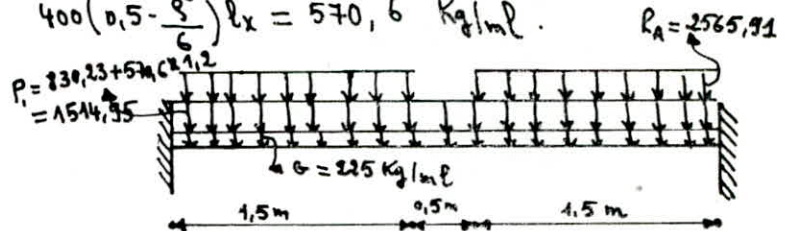
Espacement :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{1,5 \times 2081,40 \times \frac{7}{8} \times 43}{7957,32} = 14,76 \text{ cm}$$

on prend $t = 14 \text{ cm} < \bar{t} = 30 \text{ cm}$.

Calcul de la poutre palière ① :

- Poids propre : = 225 Kg/ml.
- Réaction de la pailleasse R_A : = 2565,91 Kg/ml.
- charge revenant du palier ① : $582(0,5 - \frac{9^2}{6}) l_x = 830,23$ Kg/ml.
- surcharge d'exploitation : $400(0,5 - \frac{9^2}{6}) l_x = 570,6$ Kg/ml.



le moment M_0 :

$$M_0 = 2664,29 + 1924,43 = 4588,72 \text{ Kg.m.}$$

le moment en travée :

$$M_t = 0,8 M_0 = 3670,97 \text{ Kg.m}$$

le moment sur appui :

$$M_a = -0,5 M_0 = -2294,36 \text{ Kg.m.}$$

Effort tranchant $T = 5610,82$ Kg.

Calcul des armatures :

Armatures supérieures :

$$A_{sup} = \frac{M_a}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{2294,36 \times 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 43 \cdot 2800} = 2,177 \text{ cm}^2 \text{ . on choisit } 3T12 \text{ (soit } 3,39 \text{ cm}^2)$$

Armatures inférieures :

$$A_{inf} = \frac{M_t}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{3670,97 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 43 \cdot 2800} = 3,48 \text{ cm}^2 \text{ . on choisit } 3T14 \text{ (soit } 4,62 \text{ cm}^2)$$

Armatures transversales :

$$T = 5610,82 \text{ Kg.}$$

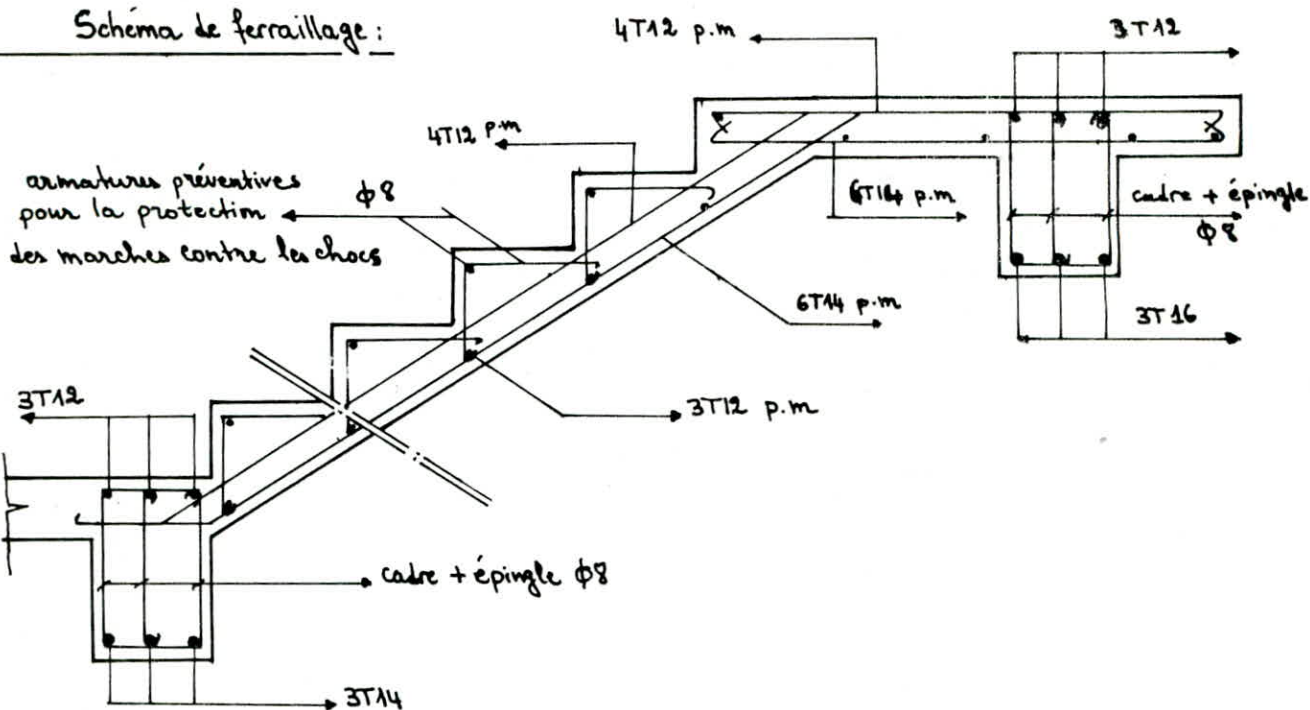
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 4,97 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

on choisit un cadre $\phi 8$ et une épingle $\phi 8$.

l'espacement :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot 3}{T} = \frac{1,5 \times 2081,40 \times \frac{7}{8} \cdot 43}{5610,82} = 20,93 \text{ cm. soit } t = 20 \text{ cm} < \bar{t}$$

Schema de ferrailage :



* les éléments structuraux formant la cage d'escalier, ont été calculés sous charges verticales (solicitation du 1^{er} genre) par la méthode de M^r CAQUOT. Nous avons fait une étude sismique par la méthode statique, pour le calcul des déplacements relatifs des niveaux dans le sens transversal, que nous aurons besoin pour le calcul des joints de rupture séparant la cage d'escalier et les deux blocs "A" et "B".

Pour le ferrailage des poutres et des poteaux, Voir plan d'exécution.

Déplacements relatifs des niveaux :

• sens transversal :

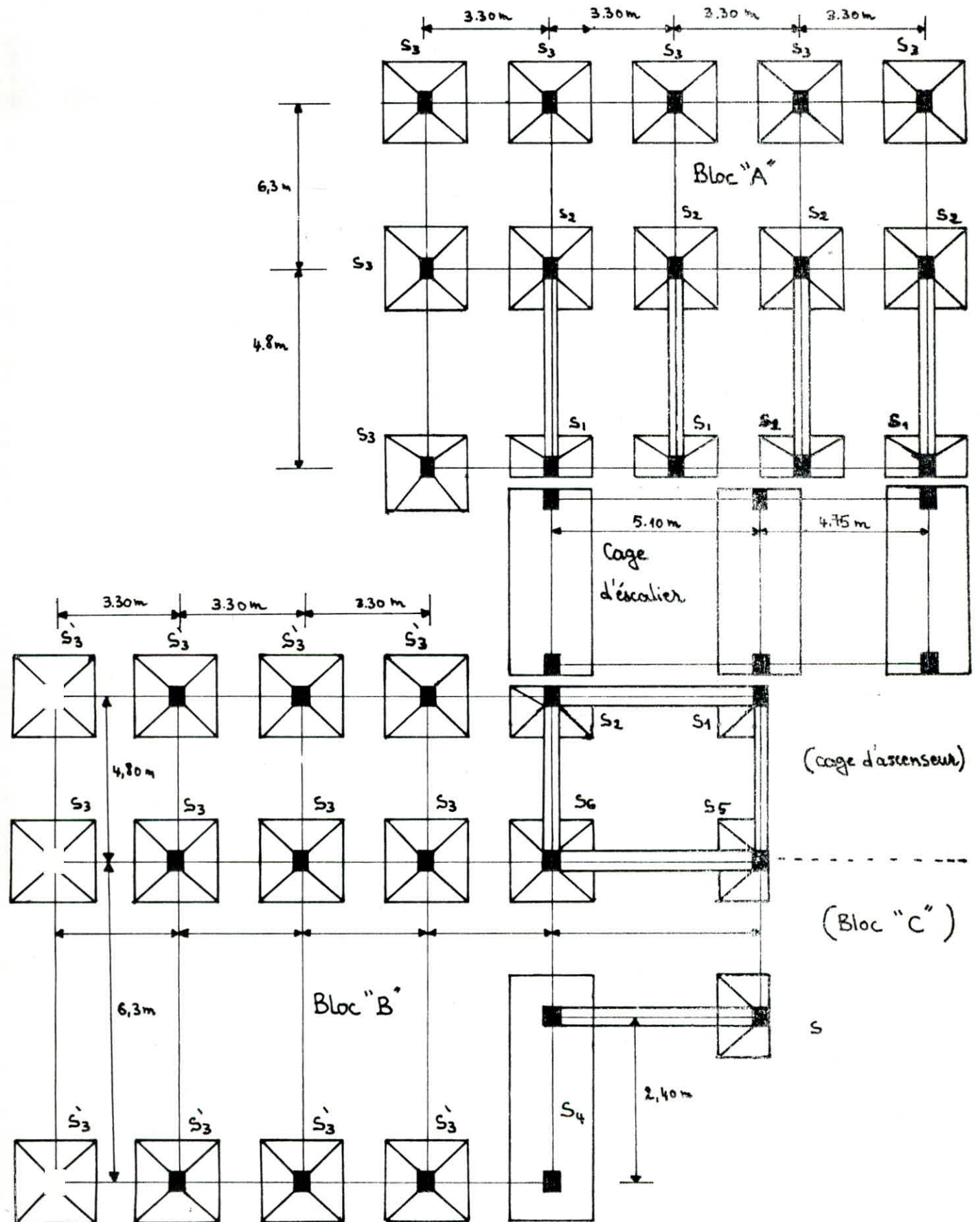
Niveau	7	6	5	4	3	2	1
δ (cm)	0,277	0,226	0,3227	0,3996	0,4579	0,4975	0,2870

• sens longitudinal :

Niveau	7	6	5	4	3	2	1
δ (cm)	0,0649	0,1172	0,1675	0,2076	0,2377	0,2582	0,2238

***FONDATIONS**

PLAN DE FONDATIONS



Méthode de calcul :

l'existence du voile périphérique au-dessous du rez-de-chaussée, nous laisse supposer que la semelle sera calculée sous un effort normal du 1^{er} genre (SP1). en conséquence, on fera le calcul sous (SP1), et on vérifiera la contrainte du sol et la stabilité de la semelle sous (SP2).

$$\left. \begin{aligned} N &= N_G + N_P \pm N_E \\ M &= M_G + M_P \pm M_E \end{aligned} \right\} \text{ pour la vérification des contraintes dans le sol.}$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0,8 N_G \pm N_E \\ M &= 0,8 M_G \pm M_E \end{aligned} \right\} \text{ pour la vérification de la stabilité de la semelle.}$$

• Semelle isolée :

b_x, b_y : dimensions du poteau.

on choisira B_x, B_y (dimensions de la semelle) dans le même rapport que b_x et b_y .

• la contrainte dans le sol : $\sigma_s = \frac{Q}{B_x \cdot B_y} \leq \bar{\sigma}_s$

$$\frac{B_y}{B_x} = \frac{b_y}{b_x} = k \Rightarrow k \cdot B_x^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$$

Q : la charge transmise à la semelle.

$$\Rightarrow (B_x)_{\min} = \sqrt{\frac{Q}{k \cdot \bar{\sigma}_s}} \quad , \quad B_y = k \cdot B_x$$

• hauteur utile de la semelle :

$$h \geq \max \left(\frac{B_y - b_y}{4} , \frac{B_x - b_x}{4} \right) ; \text{ condition qui nous dispense de la vérification à l'effort tranchant.}$$

• Pour le calcul des armatures, on appliquera la méthode des bielles.

• Semelle excentrée : on appliquera la méthode statique (R.D.M) pour le calcul des armatures.

1° / Bloc "A"

• Semelle S3 sous poteau "S" :

• sollicitation SP1 :

$$N = 43760,97 + 18447,39 + \text{poids propre des poteaux supérieurs}$$

$$= 73658,36 \text{ Kg.}$$

• Dimensionnement :

$$(B_x)_{\min} = \sqrt{\frac{Q}{k \cdot \bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{73658,36}{1,25 \times 3}} = 140,15 \text{ cm} \quad \left(k = \frac{b_y}{b_x} = \frac{50}{40} = 1,25 \right)$$

on prend $B_x = 150 \text{ cm}$, $B_y = 190 \text{ cm}$.

• la hauteur utile de la semelle :

$$h \geq \max \left(\frac{B_y - b_y}{4}, \frac{B_x - b_x}{4} \right), \quad h \geq \max(35, 27,5)$$

on prend $h = 40 \text{ cm} \Rightarrow h_t = h + d = 45 \text{ cm}$.

• Calcul des armatures :

• suivant x :

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8h} = \frac{73658,36(150 - 40)}{8 \times 40} = 25320,06 \text{ Kg}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{25320,06}{2800} = 9,042 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit 7T14 soit } (10,77 \text{ cm}^2)$$

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

• suivant y :

$$F_y = \frac{Q(B_y - b_y)}{8h} = \frac{73658,36(190 - 50)}{8 \times 40} = 32225,53 \text{ Kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{32225,53}{2800} = 11,5 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit 8T14 (soit } 12,32 \text{ cm}^2)$$

espacement $t = 18 \text{ cm}$.

• épaisseur de la semelle : $e \neq \frac{h}{2} \div \frac{h_t}{3}$; $e = 18 \text{ cm}$.

• Vérification au poinçonnement :

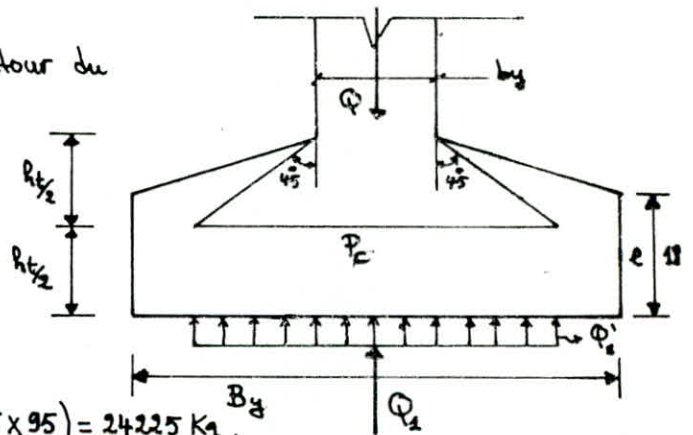
• P_c : le périmètre homothétique d'un contour du poteau situé à $h_t/2$.

• Q_1 : la résultante de la réaction du sol délimitée par P_c .

$$P_c = 2[(b_x + b_y) + 2h_t] = 2[40 + 50 + 2 \times 45] = 360 \text{ cm}$$

$$Q_1 = \bar{\sigma}_s [(b_x + h_t) \times (b_y + h_t)] = 3(85 \times 95) = 24225 \text{ Kg}$$

$$\Delta Q = Q - Q_1 = 73658,36 - 24225 = 49433,36 \text{ Kg}$$



il faut que la condition suivante soit satisfaite, sinon il faut augmenter h_t .

$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c \cdot h_t}$$

$$\bullet 1,2 \bar{\sigma}_b = 1,2 \times 5,9 = 7,08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bullet 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \times 49433,36}{360 \times 45} = 3,05 \text{ Kg/cm}^2$$

Condition vérifiée

le poinçonnement est vérifié.

• Vérifications sous SP2 :

• Vérification de dimensionnement : il faut que : $B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{1,5 \bar{\sigma}_a}$

• sens transversal :

$$N = N_G + N_P \pm N_E = 53233,31 \text{ Kg}$$

$$\left. \begin{aligned} \cdot B_y \cdot B_x &= 190 \cdot 150 = 28500 \text{ cm}^2 \\ \cdot \frac{N}{1,5 \bar{\sigma}_a} &= \frac{53233,31}{1,5 \cdot 3} = 11829,62 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} B_y \cdot B_x > \frac{N}{1,5 \bar{\sigma}_a} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

• Vérification des armatures :

$$A_y = \max \left\{ \begin{aligned} \frac{Q(B_y - b_y)}{8h \bar{\sigma}_a} &= 11,5 \text{ cm}^2 && (\text{calculée précédemment}). \\ \frac{N(B_y - b_y)}{8h \cdot 1,5 \bar{\sigma}_a} &= 4,92 \text{ cm}^2 && (N = 53233,31 \text{ Kg}). \end{aligned} \right.$$

on a bien $A_y = 11,5 \text{ cm}^2 > 4,92 \text{ cm}^2$.

• Vérification de la stabilité :

$$\cdot N = 0,8 N_G \pm N_E = 34304,99 \text{ Kg}.$$

$$\cdot M = 0,8 M_G \pm M_E = 16215,98 \text{ Kg.m}$$

$$\text{l'excentricité : } e = \frac{M}{N} = 47,27 \text{ cm}$$

Pour que la semelle soit stable, il faut que $e \leq \frac{B_y}{4}$.

$$\frac{B_y}{4} = \frac{190}{4} = 47,5 \text{ cm} \Rightarrow e < \frac{B_y}{4}, \text{ la semelle est stable vis-à-vis du seisme.}$$

• Vérification des contraintes dans le sol :

$$\left. \begin{aligned} \cdot N &= N_G + N_p \pm N_E = 53233,35 \text{ Kg} \\ \cdot M &= M_G + M_p \pm M_E = 19520,12 \text{ Kg.m} \end{aligned} \right\} e = \frac{M}{N} = 36,6 \text{ cm}.$$

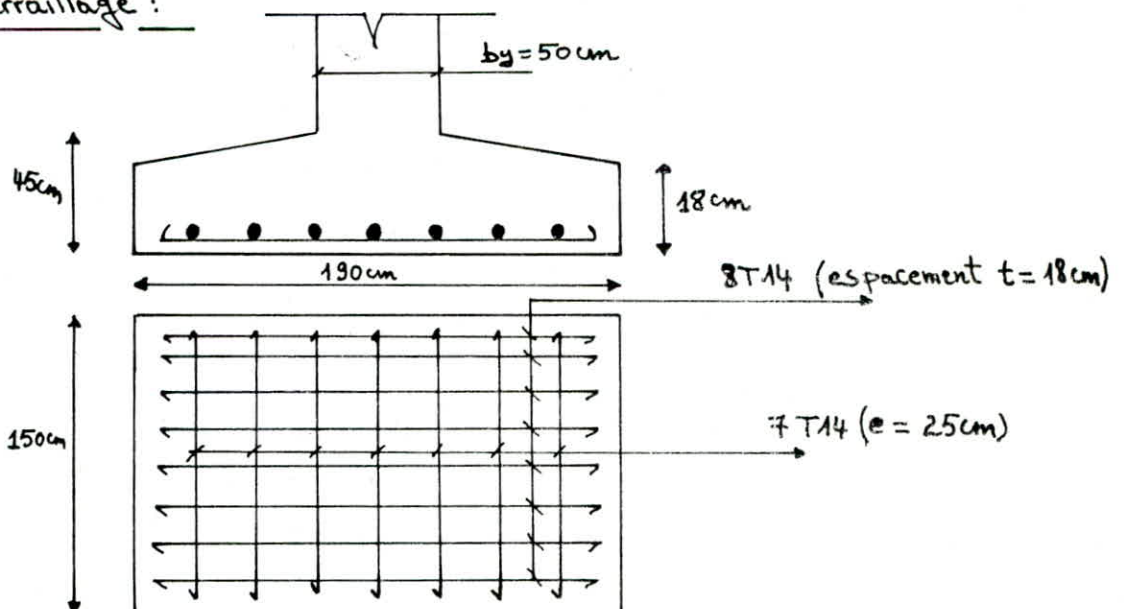
$$e = 36,6 < \frac{B_y}{4} = 47,5 \text{ cm} < \frac{3}{2} e = 54,9 \text{ cm}. \text{ dans ce cas il faut que:}$$

$$\frac{2N}{B_x \left(\frac{B_y}{2} - e \right) \cdot 3} \leq 1,5 \bar{\sigma}_a \Rightarrow B_x \geq \frac{2N}{3 \left(\frac{B_y}{2} - e \right) \cdot 1,5 \bar{\sigma}_a}$$

$$\cdot \frac{2N}{3 \left(\frac{B_y}{2} - e \right) \cdot 1,5 \bar{\sigma}_a} = \frac{2 \times 53233,35}{3 \left(\frac{190}{2} - 36,6 \right) \cdot 1,5 \cdot 3} = 135,04 \text{ cm} \text{ on a bien } b_x = 150 \text{ cm} > 135,04 \text{ cm}$$

donc, les contraintes du sol sont vérifiées.

• schéma de ferrailage :



$$\bar{\sigma}_s = 3 \text{ Kg/cm}^2 = 30 \text{ t/m}^2, \quad Q_1 = 58,987 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow 58,987 \times 4,8 = 30 \cdot b \cdot x \cdot \left(5,05 - \frac{x}{2}\right) \quad \text{on prend } b = B_x = 4,5 \text{ m largeur de la}$$

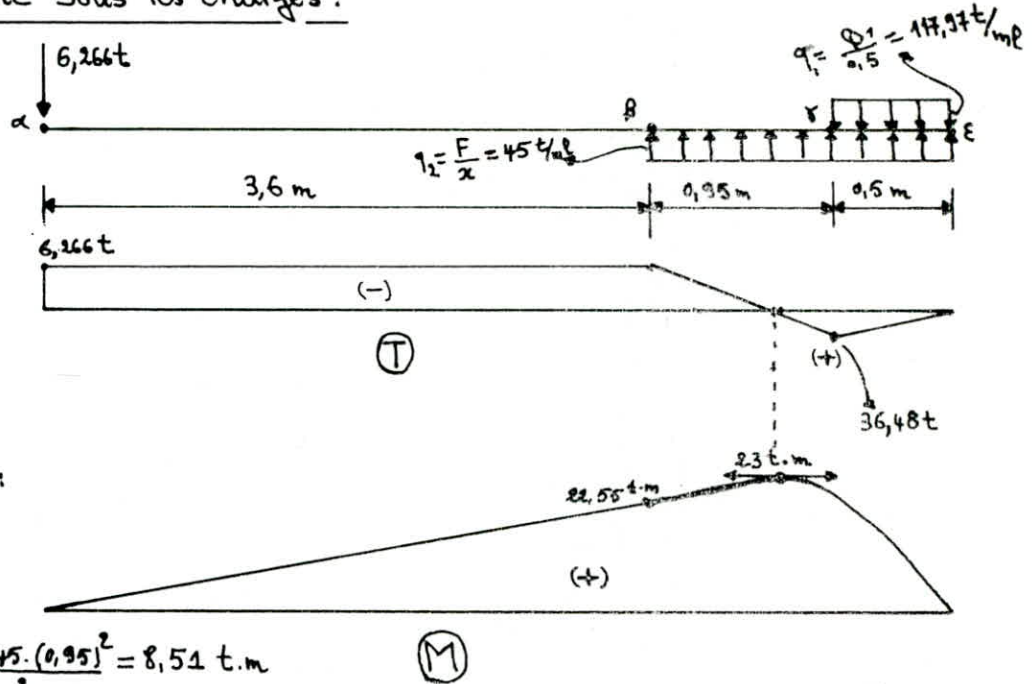
$$6,291 = x \cdot \left(5,05 - \frac{x}{2}\right) \Rightarrow x = 1,45 \text{ m}$$

$$\text{d'où } F = 30 \cdot b \cdot x = 65,25 \text{ t.}$$

$$\text{de plus, la projection des forces : } F + G = Q_1 + Q_2 = 179,82 \text{ t} \Rightarrow G = 114,57 \text{ t.}$$

$$G = \bar{\sigma}_s \cdot b \cdot y = 114,57 \text{ t} \Rightarrow y = 2,546 \text{ m} \quad \text{on prend } y = 2,55 \text{ m.}$$

• Equilibre de la poutre sous les charges :



• Effort tranchant :

$$\text{en } \alpha : T = -6,266 \text{ t}$$

$$\beta : T = -6,266 \text{ t}$$

$$\gamma : T = 36,48 \text{ t}$$

• Moment fléchissant :

$$\text{en } \alpha : M = 0$$

$$\beta : M = 22,55 \text{ t.m}$$

$$\gamma : M = 6,266 \times 4,55 - \frac{45 \cdot (0,95)^2}{2} = 8,51 \text{ t.m}$$

$$\epsilon : M = 0$$

$$M_{\max} = M(x=3,739 \text{ m}) = 22,99 \text{ t.m} \approx 23 \text{ t.m.}$$

• Coffrage de la poutre :

$$M_{\max} = 23 \text{ t.m}$$

$$\text{le moment résistant du béton : } M_{rb} = K \cdot b \cdot h^2$$

$$\text{avec } K = \frac{\bar{\sigma}_s \cdot \alpha \cdot (1 - \alpha/3)}{2}, \quad \alpha = \frac{\bar{\sigma}_s}{\frac{\bar{\sigma}_s}{15} + \bar{\sigma}_s} = \frac{137}{\frac{2800}{15} + 137} = 0,42 \Rightarrow K = 24,74$$

$$\text{on prend } b = 40 \text{ cm} = \text{largeur du poteau}$$

$$\Rightarrow M_{rb} = K \cdot b \cdot h^2 = 989,6 \text{ h}^2$$

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{M_{\max}}{989,6}} = \sqrt{\frac{23 \cdot 10^5}{989,6}} = 48,20 \text{ cm}, \quad \text{on prend } h = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_f = h + d = 55 \text{ cm.}$$

• Coffrage des Semelles :

• Semelle "S₁"

$$h \geq \max\left(\frac{y-50}{4}, \frac{b-40}{4}\right); \quad h \geq \max(51,25, 27,5) \quad \text{on prend } h = 55 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_f = 60 \text{ cm.}$$

• Semelle "S₂"

$$h \geq \max\left(\frac{145-50}{4}, \frac{150-40}{4}\right), \quad h \geq \max(23,75, 27,5)$$

on prend $h = 55 \text{ cm}$ et $h_f = 60 \text{ cm}$ pour plus de facilité de mise en place du ferrailage.

• Calcul des armatures: par la méthode des bielles.

• Semelle "S₂"

• dans le sens y: $A_y = \frac{G \cdot (Y-50)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{114,57 \cdot 10^3 \cdot (255-50)}{8 \cdot 55 \cdot 2800} = 19,06 \text{ cm}^2$

on prend 13T14 (soit $20,01 \text{ cm}^2$). espacement $t = 11 \text{ cm}$.

• dans le sens x: $A_x = \frac{G \cdot (150-40)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 10,92 \text{ cm}^2$.

on prend 8T14 (soit $12,31 \text{ cm}^2$) espacement $t = 30 \text{ cm}$.

• Semelle "S₁"

• dans le sens y: $A_y = \frac{F \cdot (145-50)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{65,25 \cdot 10^3 \cdot (145-50)}{8 \cdot 55 \cdot 2800} = 5,03 \text{ cm}^2$

on prend 6T12 (soit $6,78 \text{ cm}^2$). espacement $t = 25 \text{ cm}$.

• dans le sens x: $A_x = \frac{F \cdot (150-40)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 5,82 \text{ cm}^2$.

on prend 6T12 (soit $6,78 \text{ cm}^2$). espacement $t = 22 \text{ cm}$.

• Ferrailage de la poutre:

avec $h = 50 \text{ cm}$, on aura $M_{rb} > M_f \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (armatures inférieures).

• Armatures supérieures: $M_{sup} = 23 \text{ t.m}$.

$$A_{sup} = \frac{M_{sup}}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{23 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 50 \cdot 2800} = 18,77 \text{ cm}^2$$

on prend 6T20 (soit $19,84 \text{ cm}^2$)

• Armatures inférieures: on choisit 3T12 comme armatures constructives.

• Vérification à l'effort tranchant:

$$T_{max} = 36,48 \text{ t} \Rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{36,48 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 50} = 20,84 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \bar{\sigma}_b = 29,5 \text{ Kg/cm}^2$$

• calcul de l'espacement:

(C.C.B.A 68 Art 25,11)

On calcule deux espacements; l'un pour $T = 36,48 \text{ t}$ et l'autre pour $T = 6,266 \text{ t}$

On choisit $A_f = 2$ cadres $\phi 10$ soit $3,14 \text{ cm}^2$.

$$t_1 = \frac{A_f \cdot \bar{\sigma}_a \cdot z}{T} = \frac{3,14 \cdot 1600 \cdot \frac{7}{8} \cdot 50}{36,48 \cdot 10^3} = 6,025 \text{ cm} \Rightarrow t_1 = 6 \text{ cm}$$

$$t_2 = 35 \text{ cm}$$

• pour la disposition des armatures (Voir plan de ferrailage).

• les mêmes méthodes ont été appliquées pour le calcul des semelles du Bloc "B" et de la cage d'escalier. (pour le ferrailage Voir plan d'exécution).

VOILE PÉRIPHÉRIQUE

les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base. (Art 3.3.8.5 R.P.A 81)

Ce Voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- épaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
- Armatures longitudinales filantes, supérieures et inférieures de section $\geq 0,20\%$ de la section transversale de béton, avec un recouvrement $\geq 50\%$.
- Armatures longitudinales de peau de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.

Notre voile a une hauteur $h = 1,50 \text{ m}$, car les semelles seront ancrées à $0,49 \text{ m}$ dans le sol, et le Vide sanitaire aura une hauteur $h = 1,00$ environ.

Coffrage :

- $e = 20 \text{ cm}$.
- $h = 150 \text{ cm}$

Calcul des armatures :

• Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures.

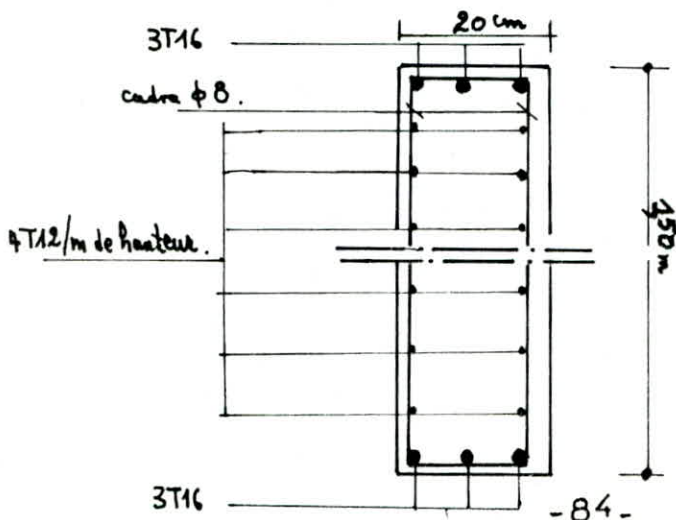
$$(A_s)_{\min} = \frac{0,2 \times 150 \times 20}{100} = 60 \text{ cm}^2$$

soit 3T16 ($6,03 \text{ cm}^2$) par chaque lit (supérieur et inférieur).

• Armatures de peau :

$$(A_s)_{\text{peau}} \geq 2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

on aura pour toute la hauteur du Voile 11T12 par face espacées de 24 cm.



LONGRINE

• la longrine doit être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $\frac{N}{15}$ (terrain de consistance moyenne).

On prendra des longrines de $45 \times 30 \text{ cm}^2$ (minimum 25×30 Art. 4.2.1.3 R.P.A 81).

• Bloc "A" :

$N_{\max} = 120836,42 \text{ Kg}$ (poteau intermédiaire : "M")

• le ferrailage minimal doit être 4T14 ou 4T12 (R.P.A 81).

• $\frac{N}{15} = 8055,76 \text{ Kg}$

• calcul des armatures :

$$A_r \geq \frac{N}{15 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{8055,76}{2800} = 2,87 \text{ cm}^2$$

on choisit 4T12 (soit $4,52 \text{ cm}^2$).

• Armatures transversales : on choisit 1 cadre $\phi 8$ avec un espacement $t = 15 \text{ cm}$ (l'espacement admissible $t = 20 \text{ cm}$. R.P.A 81).

• Condition de non-fragilité :

$$A \geq 0,69 \times 30 \times 40 \times \frac{5,9}{2800} = 1,74 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

• cage d'escalier :

$N_{\max} = 97,44 \text{ t} < N_{\max} (\text{Bloc A}) \Rightarrow$ on adoptera le même ferrailage pour les longrines de la cage d'escalier.

• Bloc "B" :

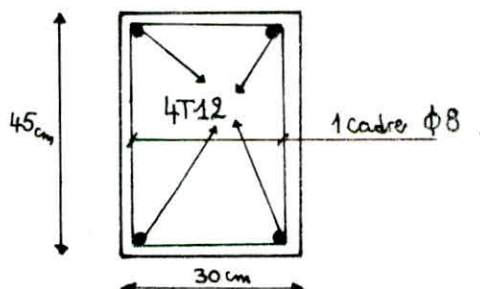
$N_{\max} = 139,701 \text{ t}$ (Semelle S_6).

$\frac{N}{15} = 9,313 \text{ t}$.

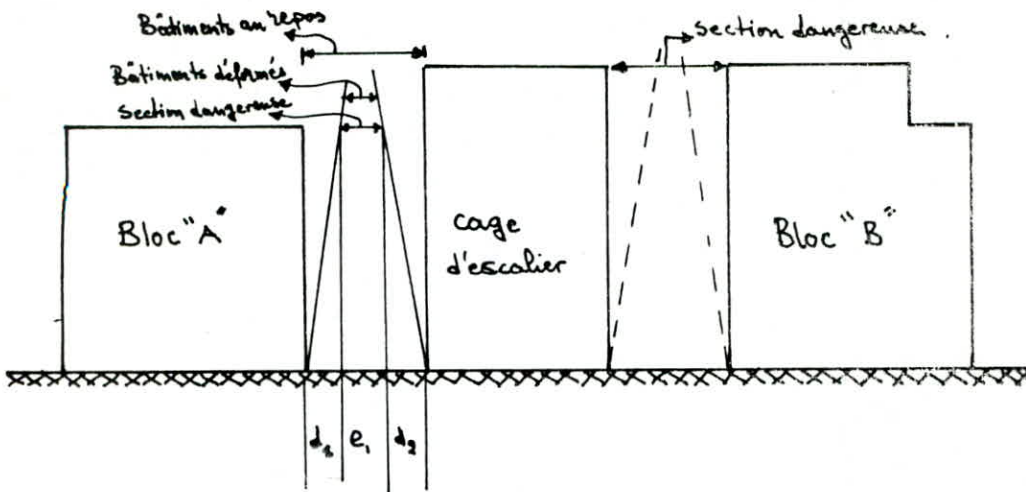
• calcul des armatures :

$$A_r \geq \frac{9,313 \cdot 10^3}{2800} = 3,32 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4T12} \quad (4,52 \text{ cm}^2).$$

• schéma de ferrailage :



CALCUL DES JOINTS DE RUPTURE



• Calcul du joint séparant le bloc "A" et la cage d'escalier :

Soient d_1 et d_2 les déplacements effectifs maximums par rapport au niveau de base du bloc "A" et de la cage d'escalier respectivement, situés au niveau de la section dangereuse.

La largeur minimale du joint doit être $e_1 = d_1 + d_2$.

et pour tenir compte des déformations non linéaires, on doit multiplier par le Coefficient 1,3 $\Rightarrow e_1 = 1,3(d_1 + d_2)$. (cas d'une structure contreventée par une ossature P.S 69)

• d_1 : le déplacement effectif du bloc au 6^{ème} niveau (section dangereuse).

Le patique 5-5 qui subit le déplacement relatif maximal.

$$d_1 = \sum_{k=1}^6 \delta_k = \sum_{i=1}^{i=6} \left(\frac{T_{it}}{R_{jt}} \right) = \frac{17,09}{3213,64} + \frac{9,173}{1931,978} + \frac{10,21}{1931,978} + \frac{7,635}{1931,978} + \frac{5,596}{1931,978} + \frac{3,058}{1931,978} = 0,023 \text{ m}$$

d_2 : le déplacement effectif de la cage d'escalier au 6^{ème} niveau :

$$d_2 = \frac{6,24}{2174,17} + \frac{6,66}{1338,54} + \frac{6,13}{1338,54} + \frac{5,35}{1338,54} + \frac{4,32}{1338,54} + \frac{3,037}{1338,5} = 0,219 \text{ cm} = 0,0219 \text{ m}$$

\Rightarrow L'épaisseur du joint : $e_1 = 1,3(0,023 + 0,0219) = 0,0583 \text{ m} = 5,83 \text{ cm}$

On prendra $e_1 = 6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$

• Calcul du joint séparant le bloc "B" et la cage d'escalier :

• la section dangereuse se trouve au 7^{ème} niveau.

• le déplacement relatif du 7^{ème} niveau de la cage d'escalier : $\delta_7 = 0,077 \text{ cm}$

$$\Rightarrow d_2 = 0,0219 + 0,077 \cdot 10^{-2} = 0,0226 \text{ m} = 2,26 \text{ cm}$$

• d_3 : le déplacement effectif du bloc "B" au 7^{ème} niveau :

$$d_3 = 0,471 + 0,480 + 0,413 + 0,336 + 0,256 + 0,185 + 0,182 = 2,319 \text{ cm} \cdot (\text{sens transversal})$$

\Rightarrow L'épaisseur du joint $e_2 = 1,3(2,26 + 2,319) = 5,95 \text{ cm}$ on prendra $e_2 = 6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$.

bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes . (R.P.A 81)
 - Règles techniques C.C.B.A 68 .
 - Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé . (A. Fuentès)
 - Aide-mémoire Béton armé . (V. DAVIDOVICI)
 - Conception et calcul des structures soumises au séisme . (Complément R.P.A 81)
 - le calcul et la vérification des ossatures en B.A . (P. charon)
 - Règles parasismiques . (P.S 69)
 - Cours de béton armé . (M. Bellazougui)
 - Dynamique des structures et sismologie de l'ingénieur (L. DOBRESCU)
 - Traité de béton armé Tome IV . (A. GUERRIN)
-

