

22/84

Lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

BIBLIOTHEQUE  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
SUJET

BATIMENT D'HABITATION

( R+4 )

Proposé par : SEPWIB

Etudié par : A.CHEMLAL  
M.BENZIADI

Dirigé par :  
T. BOUCHAMA



PROMOTION : janvier 84

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
ALGER

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

Thème

BATIMENT D'HABITATION  
( R + 4 )

Dirigé par :

Mr Tayeb BOUCHAMA

Etudié par :

Ali CHEMLAL

Mesbah BENZIADI

Promotion Janvier 1984

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION .....

présentation de l'ouvrage .....

caractéristiques des matériaux .....

calculs .....

## CHAPITRE I. ELEMENTS .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

calculs .....

## CHARGES VERTICALES x x x x x x x x x x x x

Exposé de la méthode de CAQUOT . . . . . 85

Etude du portique transversal "H" . . . . . 88

## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS x x

superposition des sollicitations . . . . . 91

programme stress . . . . . 98

portique longitudinal (2) . . . . . 100

portique transversal (6) . . . . . 115

## FERRAILLAGE DES POUTRES x x x x x x x

Exposé de la méthode de calcul . . . . . 120

Ferraillage des poutres longitudinales . . . . . 125

Ferraillage des poutres transversales . . . . . 131

vérification des poutres soumises à la torsion . . . . . 137

## FERRAILLAGE DES POTEAUX x x x x x x

méthode de calcul . . . . . 138

Ferraillage des poteaux du portique longitudinal . . . . . 145

Ferraillage des poteaux du portique transversal . . . . . 158

## FONDATIONS x x x x x x x x x x x x x x x x x x

calcul des fondations . . . . . 162

semelles isolées . . . . . 164

semelles filantes sous 2 poteaux . . . . . 166

Longrines, voile périphérique, dallage . . . . . 176

Exemple de programmation . . . . . 180

# DÉDICAIRES

Je dédie ce modeste travail à :

la mémoire de mon père

ma mère

mes frères et sœurs et en particulier MOHAMED pour son soutien tout au long de ma formation

toute ma famille

tous mes amis

ALI CAEMMAL



Je dédie ce modeste travail à :

la mémoire de mon grand-père, mon père et mon frère.

ma mère

mes frères, mes sœurs et toute ma famille.

tous mes amis et en particulier BOUCHIREB et HENNI

tous ce qui ont contribué à ma formation.

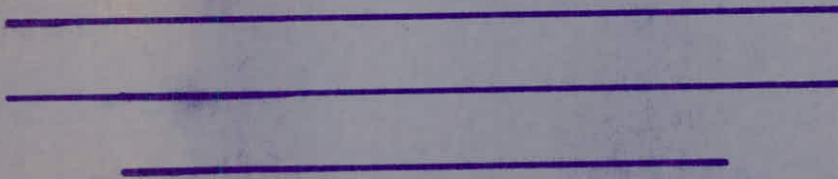
Mesbah BENZIADI

# REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur TAYEB BOUCHAMA pour ses conseils et son aide si efficaces basés sur sa longue expérience. Nous remercions également M<sup>rs</sup> DAHRI ingénieur au B.E.R.E.G pour son aide ainsi que tous les ingénieurs du B.E.R.E.G et en particulier BRAHIM, RABAH, IDRISS.

Que tous les enseignants qui ont contribué à notre formation trouvent ici, l'expression de notre profond dévouement.

# INTRODUKTION



## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été proposé par la SEPWIB (société d'étude polyvalente de la wilaya de BLIDA), consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment sur pilotis (R+4) à usage d'habitation (groupe d'usage 1) ce bâtiment sera implanté à l'ARBAA, classée par l'organisme du CTC comme région de moyenne sismicité.

Longueur totale du bâtiment 22.50 m (entre nus extérieurs).

Largeur totale du bâtiment 8.65 m (entre nus extérieurs).

Hauteur totale du bâtiment 17.30 m (acrotère compris).

### Taux de travail du sol :

La contrainte admissible du sol est de  $15 \text{ kg/cm}^2$  à 150m d'ancrage.

### Béton armé :

Le béton utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (CCBA 68), ainsi qu'à tous les règlements en vigueur applicables en ALGERIE (RPAB1, ...).

### Aciers :

Nous utilisons de l'acier doux, des aciers à haute adhérence et des treillis soudés. L'acier sera propre et débarrassé de toutes traces de rouille non adhérente, de peinture, et de graisse.

### Ossature :

Le bâtiment est contreventé par des portiques autostables dont huit sont transversaux et quatre longitudinaux.

### Planchers :

Les planchers seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées.



Le plancher terrasse aura une isolation hydrofuge et thermique, ainsi qu'une forme de pente facilitant les eaux de pluie.

### Escaliers:

Le bâtiment sera muni d'une seule cage d'escaliers en béton armé. Ils seront à construire étage par étage en même temps que les gros oeuvres.

### Maçonnerie :

- \* murs extérieurs à double cloison d'épaisseur 25 cm avec vide d'air de 5 cm.
- \* murs intérieurs cloisons de séparation en brique creuse de 10 cm.
- \* murs de la cage d'escaliers cloisons en brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

### Revêtements :

- carrelage pour les chambres.
- céramique pour les salles d'eau.

## CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### Béton:

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

Grosseur des granulats:  $C_g = 5/15 \text{ mm}$ .

Résistance nominale de compression:  $\overline{\sigma}'_{28} = 27 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$ .

(Obtenue par des essais sur des éprouvettes normalisées)

Résistance nominale de traction:  $\overline{\sigma}_{28} = 23.2 \text{ bars} = 23.7 \text{ kg/cm}^2$ .

### Dosage pour $1 \text{ m}^3$ de béton:

800 l de gravillon.

400 l de sable.

350 l de Ciment CPA 325

175 l d'eau.

Le sable doit être propre, il ne doit comporter ni terre ni matières organiques, ni argile.

Le gravier doit être dur et propre.

L'eau doit être pure sans acide.

### Contrainte de compression admissible: (Art. 9.4 du CCBA 68)

La contrainte admissible du béton désignée par  $\overline{\sigma}'_b$  est fraction de sa résistance nominale à 28 jours ( $\overline{\sigma}'_{28}$ )

$$\overline{\sigma}'_b = \rho'_b \cdot \overline{\sigma}'_{28} \quad \text{avec: } \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

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

$\beta$ : dépend de l'efficacité du contrôle, contrôle atténué  $\rightarrow \beta = \frac{5}{6}$

$\gamma$ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats

$$C_g = \frac{5}{15} \rightarrow \gamma = 1$$

$\delta$ : dépend de la nature de la sollicitation.

en compression simple :  $\delta = 0.3$

en flexion simple :  $\delta = 0.6$

en flexion composée :

\*  $\delta = 0.6$  si l'effort normal est une traction.

$\delta = \min \left\{ 0.6 ; 0.3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right\}$  si l'effort normal de compression avec :

$e_0$  : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

$e_1$  : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

$\varepsilon$  : dépend de la sollicitation et de la forme de la section.

$\varepsilon = 1$  si la sollicitation est une compression simple quelque soit la forme de la section.

$0.5 < \varepsilon < 1$  dans les autres cas avec  $\bar{\sigma}_m \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$

$\bar{\sigma}_m$  étant la contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène, si elle est entièrement comprimée ou du béton de la zone comprimée de la section homogène réduite.

Compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 275 = 68.5 \text{ kg/cm}^2.$$

Flexion :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times \delta \times \varepsilon \times 275 = 229.2 \times \delta \times \varepsilon \text{ kg/cm}^2.$$

Flexion simple ou flexion composée avec traction (section rectangulaire).

$$\bar{\sigma}'_b = 229.2 \times 0.6 \times 1 = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

contrainte de traction de référence (CCBA 67 Art. 9.5).

La contrainte de traction de référence est prise égale à une fraction de la résistance à la compression nominale  $\overline{\sigma}_{28}$  du béton.

$$\overline{\sigma}_b = f_b \cdot \overline{\sigma}_{28} \quad \text{avec } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

$\alpha, \beta, \gamma$  mêmes significations que précédemment.

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\overline{\sigma}_{28}} \quad \text{avec } \overline{\sigma}_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\overline{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \overline{\sigma}_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times \left(0.018 + \frac{2.1}{275}\right) = 5.9 \text{ kg/cm}^2.$$

Aciers:

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont les suivants:

Aciers doux ou ronds lisses:  $\overline{\sigma}_{cu} = 2350$  bars Nuance Fe E24.

contraintes admissibles en traction et en compression:

$$\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \overline{\sigma}_{cu} = 1560 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sans } SPl.$$

$$\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = \overline{\sigma}_{cu} = 2350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sans } SPl.$$

Aciers à haute adhérence: Nuance Fe E40.

$$\overline{\sigma}_{cu} = 410 \text{ bars pour } \phi \leq 10 \text{ mm.}$$

$$\overline{\sigma}_{cu} = 390 \text{ bars pour } \phi > 10 \text{ mm.}$$

contraintes admissibles en traction et en compression:

$$\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \overline{\sigma}_{cu} = 2730 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sans } SPl.$$

$$\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = \overline{\sigma}_{cu} = 390 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sans } SPl.$$

Treillis soudés: c'est un grillage de fils trefilés lisses.

$$\overline{\sigma}_{cu} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour } \phi \leq 6 \text{ mm.}$$

$$\overline{\sigma}_{cu} = 4500 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour } \phi > 6 \text{ mm.}$$

Contraintes admissibles imposées par la condition de fissuration (CCBA 68 Art. 49).

Les valeurs à considérer pour  $\overline{\sigma}_a$  sont limitées par la plus grande des deux

valeurs limites:  $\sigma_1 = \frac{K \gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$        $\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \gamma \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$\sigma_1$ : contrainte de fissuration systématique.

$\sigma_2$ : contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle, due aux effets de variation de température et aux effets du retrait.

avec:

$K$ : coefficient des conséquences de fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$K = 1.5 \cdot 10^6$  (site protégé, fissuration peu nuisible).

$K = 1 \cdot 10^6$  (site intempérie, fissuration nuisible (préjudiciable)).

$K = 0.5 \cdot 10^6$  (site agressif, fissuration très nuisible (très préjudiciable)).

$\gamma$ : coefficient de fissuration.

$\gamma = 1$  pour les aciers doux.

$\gamma = 1.6$  pour les aciers à haute adhérence.

$\phi$ : diamètre en mm de la plus grosse barre.

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  avec  $A$ : section totale des barres tendues.

$B_f$ : section du béton enveloppant les barres tendues.

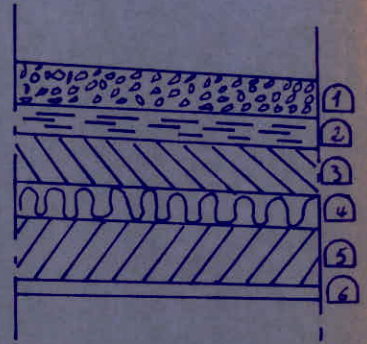
$\bar{\sigma}_b$ : contrainte de traction de référence du béton.

# charges et surcharges

## charges permanentes:

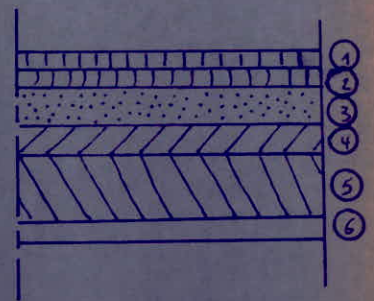
### a/ Plancher terrasse:

1. protection gravier (5cm) :  $0.05 \times 1800 = 90 \text{ kg/m}^2$ .
  2. multicouches . . . . . =  $10 \text{ kg/m}^2$ .
  3. forme de pente: 4.5% . . . . . =  $110 \text{ kg/m}^2$ .
  4. Isolation liège (4cm) :  $0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$ .
  5. hourdis + table de compression (16+4) : =  $265 \text{ kg/m}^2$ .
  6. enduit de plâtre (1.5 cm) : . . . =  $21 \text{ kg/m}^2$ .
- $G = 512 \text{ kg/m}^2$



### b/ Plancher courant:

1. carrelage (2cm) :  $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$ .
  2. mortier de pose (2cm) :  $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$ .
  3. table (3cm) :  $0.03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$ .
  4. isolation phonique : . . . . . =  $10 \text{ kg/m}^2$ .
  5. Hourdis + table de compression (16+4) =  $265 \text{ kg/m}^2$ .
  6. enduit de plâtre (1.5cm) : . . . =  $21 \text{ kg/m}^2$ .
  7. cloisons : . . . . . =  $75 \text{ kg/m}^2$ .
- $G = 509 \text{ kg/m}^2$



## Surcharges:

terrasse inaccessible :  $P = 100 \text{ kg/m}^2$ .

Plancher courant (immeuble d'habitation) :  $P = 175 \text{ kg/m}^2$ .

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

Acrotère : on considère une force horizontale due à la main courante :  $100 \text{ kg/m}^2$ .

N.B : Le poids des cloisons est réparti forfaitairement sur les planchers courants à raison de  $75 \text{ kg/m}^2$ .

(60)

# predimensionnement

Poutres:

on a d'après P. CHARON (P. 364)  $\frac{l}{15} \leq h_f \leq \frac{l}{10}$ .

$h_f$ : hauteur de la poutre.

$l$ : la plus grande portée de travée dans la direction considérée.

sens longitudinal:  $l = 3.50 \text{ m}$ .

donc  $\frac{350}{15} \leq h_f \leq \frac{350}{10} \quad (\Rightarrow) \quad 23.3 \leq h_f \leq 35 \text{ cm}$ .

on prend  $h_f = 35 \text{ cm}$ .

$b$ : largeur de la poutre.

le RPA 81 préconise que  $b \geq 20 \text{ cm}$  en zone II.

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm en zone II.} \\ \frac{h_f}{b} \leq 3. \end{array} \right\}$$

donc  $b \geq \frac{h_f}{3} = 11.7 \text{ cm}$ . et  $b \leq 3 h_f = 3 \times 35 = 105 \text{ cm}$ .

on prend  $b = 30 \text{ cm}$ .

sens transversal (poutres porteuses).

on prend:  $h_f = 45 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h_f}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 3$  (vérifié).

Poteaux:

Les poteaux seront dimensionnés suivant la formule:  $A_{\text{pot}} \geq K \frac{N}{\sigma_{20}}$   
donnée par le RPA 81.

avec  $K = 4$  en zone II.

$N$  = effort normal.

Après avoir fait une descente de charge, on adopte pour les poteaux une section rectangulaire:  $30 \times 40 \text{ cm}^2$ .

**CALCUL DES  
ELEMENTS**

---

---

---



# ACROTE RE

## Dimensions de l'acrotère

épaisseur  $e = 10 \text{ cm}$ .

hauteur  $h = 50 \text{ cm}$ .

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

l'acrotère est assimilé à une console  
encastree au niveau du plancher terrasse.

la section dangereuse (la plus sollicitée) se trouve à l'encastrement.

poide propre de l'acrotère:  $G = 0.1 \times 0.5 \times 1.0 \times 2500 = 125 \text{ kg/ml}$ .

surcharge majorée due à l'application horizontale de la main courante.

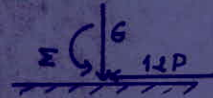
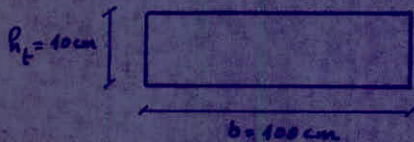
$$1.2P = 1.2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$$

Le calcul sera fait pour une section rectangulaire  $100 \times 12$  soumise à la flexion composée (section d'encastrement).

## Calcul des efforts:

$G = 125 \text{ kg/ml}$  } effort normal de compression:  $N = 125 \text{ kg}$ .

$1.2P = 120 \text{ kg/ml}$  } moment de flexion:  $M = 1.2P \cdot h = 12 \times 100 \times 0.5 = 60 \text{ kgm}$ .



Calcul de l'excentricité:  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6000}{125} = 48 \text{ cm}$ .

$e_0 = \frac{M}{N} = 48 \text{ cm} > \frac{h_f}{6} = \frac{10}{6} = 1.7 \text{ cm}$  donc la section est partiellement comprimée.

## Calcul du moment résistant du béton: $M_{rb}$

on considère un enrobage  $d = 2 \text{ cm}$ .

$$M_{rb} = b \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} y \left( h - \frac{y}{3} \right) \text{ avec } y = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \cdot h$$

avec:  $n = 15$ ,  $\bar{\sigma}_b' = 137.7 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   $h = h_f - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$ .

$$y = \frac{15 \times 137.7}{15 \times 137.7 + 2800} \times 8 = 3.4 \text{ cm} \Rightarrow M_{rb} = 100 \frac{137.7}{2} \times 3.4 \left( 8 - \frac{3.4}{3} \right) = 16074.8 \text{ kgcm}$$

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus :  $M_A$

$M_A = N \cdot y_A$  avec  $y_A$  : distance entre les aciers tendus et le centre de pression.

$$y_A = c_0 + \left(\frac{h_c}{2} - d\right) = 48 + \left(\frac{14}{2} - 4\right) = 51 \text{ cm.}$$

$$M_A = N \cdot y_A = 125 \times 51 = 6375 \text{ kg cm.}$$

$$\text{or } M_{rb} = 160 \neq 41.8 \text{ kg cm} \gg M_A = 6375 \text{ kg cm.}$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Détermination des aciers tendus :

elle se fait en deux étapes :

1ère étape : on calcule la section en flexion simple sous l'effet de  $M_A$

on l'appellera  $A_1$ .

$$M_A = 6375 \text{ kg cm}, \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, b = 100 \text{ cm}, h = 8 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 6375}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0.0053 \rightarrow \begin{cases} K = 136 \\ \xi = 0.9669 \\ \alpha = 0.0993 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{6375}{2800 \times 0.9669 \times 8} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section finale des aciers tendus est : } A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0.29 - \frac{125}{2800} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

la section obtenue étant faible, on adoptera donc la section d'armatures minimale imposée par la condition de non fragilité (CCBA 68 Art. 52)

$$A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2, b = 100 \text{ cm}, h = 8 \text{ cm}$$

$$\text{donc } A \geq 0.69 \times 100 \times 8 \times \frac{5.9}{4200} = 0.78 \text{ cm}^2.$$

on adoptera une section 4T6 par mètre linéaire (espacées de 25 cm) soit  $A = 1.13 \text{ cm}^2$

Vérification de la fissuration :

$$\sigma_1 = k \frac{\gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{k \frac{\gamma}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad \text{avec :}$$

$$k = 10^6 \text{ fissuration préjudiciable} \quad \phi = 6 \text{ mm} \quad \gamma = 1.6 \text{ (Acier H.A)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1.13}{2 \times 100 \times 2} = 0.0028$$

$$\text{donc: } \sigma_1 = k \frac{q}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1210 \bar{w}_f} = 10^6 \frac{1.6}{6} \frac{0.0028}{1+10 \times 0.0028} = 726.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{10^6 \frac{1.6}{6} \cdot 5.9} = 3010.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010.4 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas de risque de fissuration.

### Vérification de l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M\lambda}{z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm.}$$

$$T + \frac{M\lambda}{z} = 1.2P + \frac{-6375}{7} = 120 - \frac{6375}{7} = -790.7 \text{ kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1.13 \cdot 2800 = 3164 \text{ kg}$$

$$\text{donc } A \bar{\sigma}_a = 3164 \text{ kg} > T + \frac{M\lambda}{z} = -790.7 \text{ kg}$$

donc les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction.

### Vérification du seisme local de l'acrotère:

d'après les règles parasismiques Algériennes (RPA81) Art. 3.3.9 on doit vérifier le seisme local dans les éléments de structure secondaire.

l'acrotère sera vérifié sous l'action de la force horizontale:  $F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot w_p$   
donnée par (RPA81).

$w_p$  = poids de l'élément =  $G = 125 \text{ kg}$  (une bande d'un mètre).

$$z = \frac{A(\text{groupe II, } \delta \text{ mg II})}{A(\text{groupe II, } \delta \text{ mc II})} = \frac{0.15}{0.25} = 0.6 \quad \text{avec: } A: \text{coeff. d'accélération des zones}$$

A est donné d'après tableau "1" Art 3.3.1.1 (RPA81).

$C_p = 0.8$  pour une console (d'après tableau n°4, RPA81)

$$I = \frac{A(\text{groupe d'usage du bâtiment})}{A(\text{groupe d'usages})} \quad \text{notre bâtiment est à usage d'habitation} \rightarrow \text{groupe d'usage } I \rightarrow I = 1$$

$$\text{d'où } F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot w_p = 0.6 \times 1 \cdot 0.8 \times 125 = 60 \text{ kg/ml}$$

Remarque: cette force  $F_p = 60 \text{ kg/ml}$  peut être reprise par l'acrotère car cette dernière a été calculée et vérifiée pour une surcharge  $1.2P = 120 \text{ kg/ml} > F_p = 60 \text{ kg/ml}$   
donc le seisme local de l'acrotère est vérifié.

# POUTRELLES

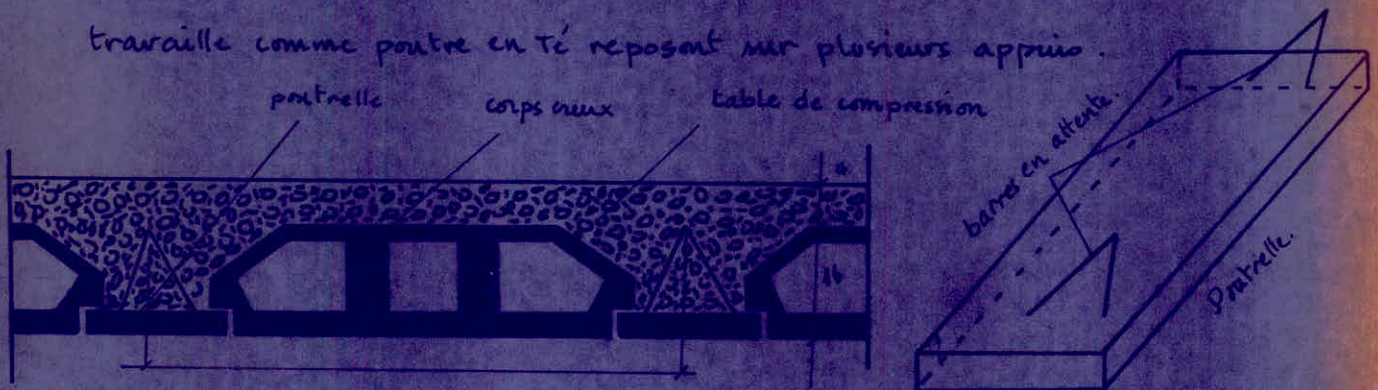
on a un plancher à corps creux (16+4).

Les poutrelles utilisées sont préfabriquées sur chantier. elles possèdent des barres en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres de la table de compression. ces poutrelles seront calculées sous la sollicitation du premier genre (SP1) : G+1.2P.

Le calcul se fera en deux étapes. chaque poutrelle lui revient une surface  $S = 0.65 \text{ l.}$

1<sup>ère</sup> étape de calcul: avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supportera son poids propre, le corps creux et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le bordis.

2<sup>ème</sup> étape de calcul: après coulage de la table de compression, la poutrelle travaille comme poutre en T reposant sur plusieurs appuis.



1<sup>ère</sup> étape:

schéma statique:



caspe: A-A



charges supportées par la poutrelle:

charges permanentes:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{poids propre de la poutrelle: } 0.12 \times 0.04 \times 1 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml.} \\ \text{poids propre du corps creux: } 0.65 \times 1 \times 95 = 62 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$

Surcharge: . . . . . = 100 kg/ml

$$q = G+1.2P = 74 + 1.2 \times 100 = 194 \text{ kg/ml.}$$

calcul des efforts:

$$\text{moment en travée: } M_0 = q \frac{l^2}{8} = 194 \times \frac{3.2^2}{8} = 248.32 \text{ Kg m.}$$

$$\text{effort tranchant max: } T = q \frac{l}{2} = 194 \times \frac{3.2}{2} = 310.4 \text{ Kg.}$$

Détermination des armatures: (Méthode de PIERRE CHARON).

on considère un enrobage de 2 cm.

$$\mu = \frac{15 \cdot M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 248.32}{2800 \times 12 \times 12^2} = 2.771 \rightarrow \begin{cases} K = 1.7 \\ \xi = 0.7006 \end{cases}$$

calcul de  $\bar{\sigma}'_b$ :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{1.7} = 1647 \text{ Kg/cm}^2 \gg \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

donc les aciers comprimés sont nécessaires. cependant on ne peut pas placer ces armatures du fait que la section du béton est trop faible. Il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

2<sup>ème</sup> étape: calcul de la poutrelle en T:

Détermination de la largeur de la table de compression (CCBA68 Art. 23.31).

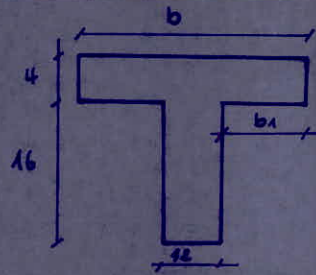
$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad h_f = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad h = 18 \text{ cm.}$$

$$(1) \quad b_1 \leq \frac{l}{2}$$

$$(2) \quad b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$(3) \quad b_1 \leq (6 \text{ à } 8) h_0 = \frac{2}{3} x$$



avec:  $l$ : distance entre 2 faces voisines de deux nervures consécutives.

$L$ : portée libre de la poutrelle (entre nus des appuis).

$x$ : distance de la section considérée entre points de moments nuls.

$$(1) \quad b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$(2) \quad b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{350 - 30}{10} = 32 \text{ cm.}$$

$$(3) \quad 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \text{ cm} \rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

La valeur de  $b_1$  étant limitée à la plus petite valeur des 3 valeurs précédentes on aura donc :  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$ .

$$\text{or } b_1 = \frac{b - b_0}{2} \rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}.$$

### Calcul des poutrelles (2ème étape).

#### A - Poutrelles plancher terrasse.

##### A<sub>1</sub> - Poutrelles reposant sur 8 appuis.

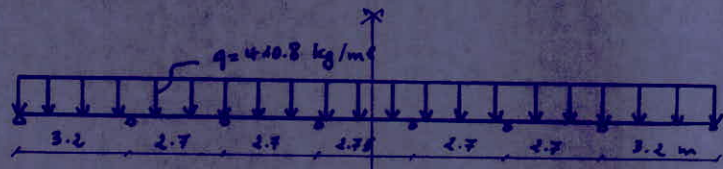
Le plancher est à surcharges modérées ( $P < 26$ ), de plus les rapports de la portée libre libre de la travée considérée aux portées libres des travées contigües sont compris entre 0.8 et 1.25. on applique donc la méthode forfaitaire du CCA 68 Art. 55.

ponds propre du plancher terrasse :  $G = 512 \text{ kg/m}^2$ .

surcharge (terrasse inaccessible sauf en cas d'entretien) :  $P = 100 \text{ kg/m}^2$ .

$$\text{d'où : } q = (G + 1.2P) \times 0.65 = (512 + 1.2 \times 100) \times 0.65 = 410.8 \text{ kg/ml}.$$

#### schéma statique:



moment isostatique max.

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 410.8 \times \frac{3.2^2}{8} = 525.82 \text{ Kg.m}$$

Distribution du moment  $M_0$  sur les appuis:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
$0.2M_0$	$0.5M_0$	$0.4M_0$	$0.4M_0$	$0.4M_0$	$0.4M_0$	$0.5M_0$	$0.2M_0$
$0.81M_0$	$0.705M_0$	$0.75M_0$	$0.75M_0$	$0.75M_0$	$0.75M_0$	$0.705M_0$	$0.81M_0$

moments aux appuis:

$$M_1 = M_8 = -0.2 M_0 = -0.2 \times 525.82 = -105.16 \text{ Kg.m}.$$

$$M_2 = M_7 = -0.5 M_0 = -0.5 \times 525.82 = -262.91 \text{ Kg.m}.$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0.4 M_0 = -0.4 \times 525.82 = -210.33 \text{ Kg.m}.$$

moments en travées:

$$M_{1-2}^E = M_{7-8}^E = 0.21 M_0 = 0.21 \times 525.82 = 425.91 \text{ kg.m.}$$

$$M_{2-3}^E = M_{6-7}^E = 0.705 M_0 = 0.705 \times 525.82 = 370.70 \text{ kg.m.}$$

$$M_{3-4}^E = M_{4-5}^E = M_{5-6}^E = 0.75 M_0 = 0.75 \times 525.82 = 394.37 \text{ kg.m.}$$

Efforts tranchants:



$$\begin{cases} T_g = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l} \\ T_d = -q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l} \end{cases}$$

travée: 1-2  $T_g = \frac{410.8 \times 3.2}{2} + \frac{(0.2 - 0.5) 525.82}{3.2} = 608.0 \text{ Kg.}$

$$T_d = -\frac{410.8 \times 3.2}{2} + \frac{(0.2 - 0.5) 525.82}{3.2} = -706.6 \text{ Kg}$$

travée: 2-3  $T_g = \frac{410.8 \times 3.2}{2} + \frac{(0.5 - 0.4) 525.82}{2.7} = 574.1 \text{ kg}$

$$T_d = -\frac{410.8 \times 3.2}{2} + \frac{(0.5 - 0.4) 525.82}{2.7} = -535.1 \text{ kg.}$$

travée: 3-4  $T_g = \frac{410.8 \times 2.7}{2} + \frac{(0.4 - 0.4) 525.82}{2.7} = 554.6 \text{ kg}$

$$T_d = -\frac{410.8 \times 2.7}{2} + \frac{(0.4 - 0.4) 525.82}{2.7} = -554.6 \text{ kg}$$

travée: 4-5  $T_g = \frac{410.8 \times 2.75}{2} + \frac{(0.4 - 0.4) 525.82}{2.75} = 564.9 \text{ kg.}$

$$T_d = -\frac{410.8 \times 2.75}{2} + \frac{(0.4 - 0.4) 525.82}{2.75} = -564.9 \text{ kg.}$$

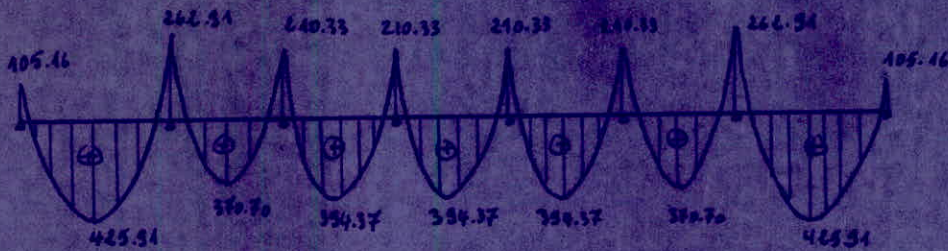
travée: 5-6 même chose pour la travée 3-4. ( $T_g = -T_d = 554.6 \text{ kg}$ )

travée: 6-7  $T_g = 535.1 \text{ kg}$   $T_d = -574.1 \text{ kg.}$

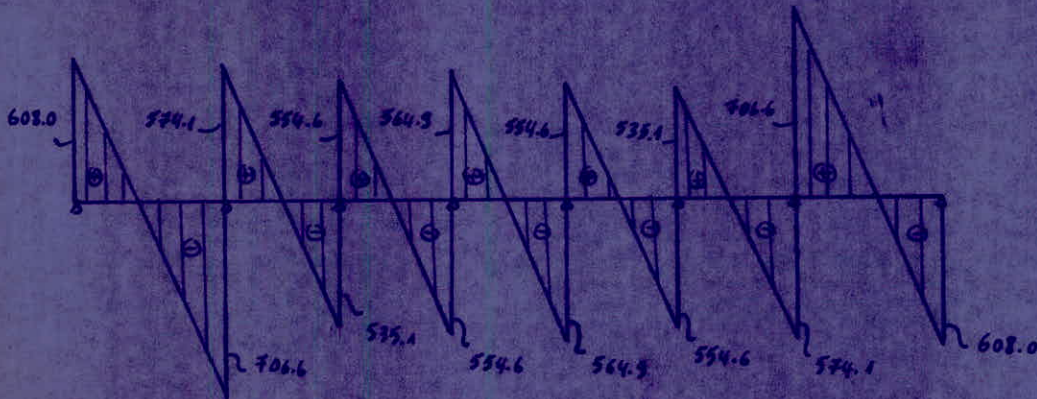
travée: 7-8  $T_g = 706.6 \text{ kg}$   $T_d = -608.0 \text{ kg.}$

## Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants.

### 1. Moment fléchissant (en kg.m).



### 2. Effort tranchant (en kg).



### Calcul des armatures.

le calcul se fait pour la section dont les moments sont max.

$$\text{moment max. en travée: } M_{\max}^T = 0.81 M_0 = 425.31 \text{ kg.m.}$$

$$\text{moment max. en appui: } M_{\max}^A = -0.5 M_0 = -262.31 \text{ kg.m.}$$

$$\text{travée: } M = 425.31 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 425.31}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0.0108 \rightarrow \begin{cases} K = 32.5 \\ \xi = 0.3535 \\ \alpha = 0.1395 \end{cases}$$

### position de l'axe neutre.

$$y = \alpha h = 0.1395 \times 18 = 2.51 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm.}$$

donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section sera calculée comme une section rectangulaire:  $b \times h_f = 65 \times 20 \text{ cm}^2$ .



Calcul de  $\bar{\sigma}'_b$ :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{92.5} = 30.3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{42591}{2800 \times 0.3535 \times 18} = 0.87 \text{ cm}^2$$

on adoptera donc  $2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$ .

Appui:  $M = 262.91 \text{ kgm}$ .

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = \frac{15 \times 26291}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0.0362 \rightarrow \begin{cases} K = 46.4 \\ \xi = 0.9186 \\ \alpha = 0.2443 \end{cases}$$

position de l'axe neutre.

$$y = \alpha h = 0.2443 \times 18 = 4.4 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}.$$

l'axe neutre tombe dans la nervure, la section sera calculée comme une section rectangulaire:  $b_0 \times h_f = 12 \times 20 \text{ cm}^2$ .

calcul de  $\bar{\sigma}'_b$ :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{46.4} = 60.3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{26291}{2800 \times 0.9186 \times 18} = 0.57 \text{ cm}^2.$$

on adoptera donc  $1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes.

$$\text{en travée: } \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \times h} = \frac{100 \times 1.01}{65 \times 12} = 0.0863 \rightarrow \begin{cases} K = 86 \\ \xi = 0.9505 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{42591}{1.01 \times 0.9505 \times 18} = 2464.7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2464.7}{86} = 28.7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

en appui :  $\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b_0 h} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523 \rightarrow \begin{cases} k = 31.3 \\ \xi = 0.8915 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{26291}{1.13 \times 0.8915 \times 18} = 1449.9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$  (vérifié)

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1449.9}{31.3} = 46.3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$  (vérifié).

Vérification de la condition de non fragilité (CCBA 68 Art. 52).

$A \geq 0.69 b_0 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}}$  avec  $\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{cn} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

en travée :  $A \geq 0.69 b_0 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0.69 \times 65 \times 18 \times \frac{5.9}{4200} = 1.13 \text{ cm}^2$

donc les 2T8 choisies ne vérifient pas cette condition, on adoptera 2T10 = 1.57 cm<sup>2</sup> au lieu de 2T8.

en appui :  $A \geq 0.69 b_0 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0.69 \times 12 \times 18 \times \frac{5.9}{4200} = 0.21 \text{ cm}^2$ .

donc la T12 = 1.13 cm<sup>2</sup> choisie vérifie cette condition.

Vérification de la fissuration.

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

Acier H.A  $\rightarrow \gamma = 1.6$

en travée :  $\phi = 10 \text{ mm}$ .

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1.57}{2 \times 2 \times 12} = 0.0327$

$\sigma_1 = \frac{k \gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \times 1.6}{10} \frac{0.0327}{1 + 10 \times 0.0327} = 5914.1 \text{ Kg/cm}^2$

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

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 5914.1 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

donc la fissuration est vérifiée.

en appui:  $\phi = 12 \text{ mm}$ .

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1.13}{2 \times 2 \times 12} = 0.0235$$

$$\sigma_1 = \frac{K \gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \times 1.6}{12} \frac{0.0235}{1 + 10 \times 0.0235} = 3805.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \gamma}{\phi} \bar{\sigma}_0} = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \times 1.6}{12} \cdot 5.9} = 2007.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3805.7 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

Vérification de la flèche (CC BA 68 Art. 58.4).

Le règlement préconise qu'il est inutile de vérifier la flèche des planchers à corps creux, si les 3 conditions suivantes sont vérifiées.

$$(1) \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

avec:  $M_t$ : moment en travée.

$$(2) \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{eu}}$$

$M_0$ : moment isostatique en travée.

$h_t$ : hauteur totale.

$$(3) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$h$ : hauteur utile.

$l$ : portée de la poutrelle.

$$A = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t = 0.81 M_0 = 425.91 \text{ Kg m}$$

$$l = 3.20 \text{ m}$$

$$M_0 = 525.82 \text{ Kg m}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma_{eu} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$(1) \frac{h_t}{l} = \frac{20}{320} = 0.0625 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{425.91}{15 \times 525.82} = 0.0540 \quad (\text{vérifié}).$$

$$(2) \frac{A}{b_0 h} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073 < \frac{36}{\sigma_{eu}} = \frac{36}{4200} = 0.0086 \quad (\text{vérifié}).$$

$$(3) \frac{h_t}{l} = \frac{20}{320} = 0.0625 > \frac{1}{22.5} = 0.0444 \quad (\text{vérifié}).$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

Vérification de l'adhérence (CCBA 68 Art. 29).

$$\Sigma_d \leq \bar{\Sigma}_d \quad \text{avec :}$$

$$\Sigma_d = \frac{T}{n p z} \quad \text{avec : } n : \text{nombre de barres isolées.}$$

$p$  : Périmètre utile.

$$n = 1$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 18 = 15.75 \text{ cm}$$

$$T = T^{\max}$$

$$T = T^{\max} = 706.6 \text{ Kg.}$$

$$p = \pi \phi = \pi \times 1.2 = 3.770 \text{ cm.}$$

$$\Sigma_d = \frac{T}{n p z} = \frac{706.6}{1 \times 3.770 \times 15.75} = 11.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\Sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = 1.5 \text{ (Acier H.A)}, \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\Sigma}_d = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.7 \text{ Kg/cm}^2 > \Sigma_d = 11.9 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

calcul des armatures transversales.

Les armatures transversales seront calculées à partir de l'effort tranchant maximum.

$$T^{\max} = 706.6 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{706.6}{1 \times 15.75} = 3.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma_b \leq \bar{\Sigma}_b = \begin{cases} (4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \\ 3.5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \end{cases}$$

$$\text{or } \sigma'_b = 46.3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68.5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\Sigma}_b = 3.5 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{donc } \Sigma_b = 3.7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\Sigma}_b = 3.5 \times 5.9 = 20.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

on utilise donc des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. ces armatures seront constituées en  $\phi_6$  de nuance  $F_c E_{24}$ .

on prend 2 brins  $\rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

calcul de la contrainte de traction admissible des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec: } \rho = 1 - \frac{z_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{3.7}{9 \times 5.9} = 0.93 = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \\ 1 - \frac{z_b}{9\bar{\sigma}_b} \end{array} \right.$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_{at} = 0.93 \times 2400 = 2232 \text{ kg/cm}^2.$$

Ecartement admissible des armatures transversales.

L'écartement ne doit pas dépasser l'écartement admissible donné par le CCBA 68 (Art. 52.12).

$$\bar{e} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0.2 h = 0.2 \times 18 = 3.6 \text{ cm.} \\ t_2 = h \left( 1 - 0.3 \frac{z_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 18 \left( 1 - 0.3 \frac{3.7}{5.9} \right) = 14.6 \text{ cm.} \end{array} \right\} = 14.6 \text{ cm.}$$

$$t \leq A_t \rho \frac{\bar{\sigma}_{at}}{\bar{\sigma}_t} = 0.56 \times 15.75 \times \frac{2232}{706.6} = 27.9 \text{ cm}$$

on adoptera un écartement des armatures transversales (espacement)

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

Le 1<sup>er</sup> cours d'armatures transversales est à une distance  $\frac{t}{2} = 6 \text{ cm}$  de l'appui. pour les autres espacements on applique la série de CAQUOT tout en respectant l'article (25.12) du CCBA 68 qui recommande un espacement  $t \leq 18 \text{ cm} = h$ .

Ferraillage de la table de compression (CCBA 68 Art. 53)

La table de compression sera armée par un quadrillage (treillis soudé) en  $\phi_6$ . cependant les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

on adoptera un treillis soudé de 20x33 en  $\phi_6 \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2$ .

on doit vérifier :

$$50 \leq l_n \leq 80 \text{ cm} \quad \text{or} \quad l_n = 65 \text{ cm} \rightarrow 50 \leq l_n \leq 80 \text{ cm} \quad (\text{vérifiée}).$$

$$A_L \geq \frac{43}{V_{en}} l_n, \quad A_{II} \geq \frac{A_L}{2}$$

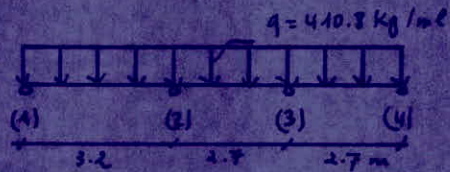
$$A_L = 1.41 \text{ cm}^2 > \frac{43}{V_{en}} l_n = \frac{43}{5300} \times 65 = 0.53 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée}).$$

$$A_{II} = 1.41 \text{ cm}^2 > \frac{A_L}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée}).$$

Az - Poutrelles reposant sur 4 appuis (Plancher terrasse).

schéma statique :

$$q = 410.8 \text{ Kg/m}.$$



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 410.8 \frac{3.2^2}{8} = 525.82 \text{ Kg m}.$$

Distribution des moments sur les différents appuis et les travees.

moments aux appuis :

$$M_1 = M_4 = -0.2 M_0 = -0.2 \times 525.82 = -105.16 \text{ Kg m}.$$

$$M_2 = M_3 = -0.5 M_0 = -0.5 \times 525.82 = -262.91 \text{ Kg m}.$$

moments en travees :

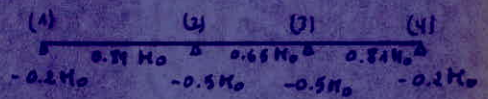
$$M_{1-2}^t = M_{3-4}^t = 0.81 M_0 = 0.81 \times 525.82 = 425.91 \text{ Kg m}.$$

$$M_{2-3}^t = 0.65 M_0 = 0.65 \times 525.82 = 341.78 \text{ Kg m}.$$

Efforts tranchants :  $T_g = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$

$$T_d = -q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$$

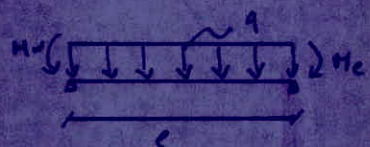
Distribution.



travee 1-2 :  $T_g = 608.0 \text{ Kg} ; T_d = -706.6 \text{ Kg}.$

travee 2-3 :  $T_g = 554.6 \text{ Kg} ; T_d = -554.6 \text{ Kg}.$

travee 3-4 :  $T_g = 613.0 \text{ Kg} ; T_d = -496.2 \text{ Kg}.$



On remarque que les moments max. en travees et en appuis ont gardés la même valeurs pour le cas précédent (poutrelles sur 3 appuis) et que l'effort tranchant max. ds ce cas est le même que l'effort tranchant max. précédent. donc on gardera le même ferrailage.

B. Poutrelles du plancher courant.

B. Poutrelles reposant sur 8 appuis.

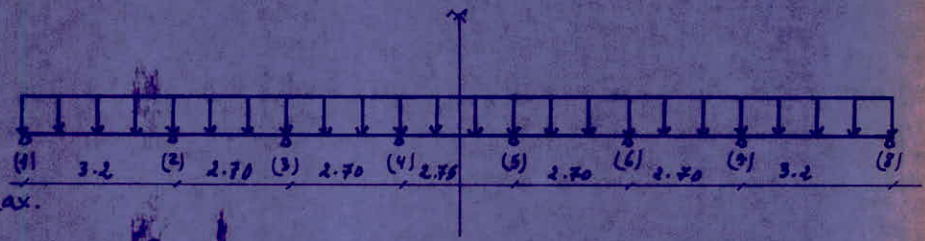
Méthode utilisée : même méthode que pour le plancher terrasse (méthode forfaitaire).

Poids propre du plancher courant:  $G = 509 \text{ kg/m}^2$ .

surcharge . . . . .  $P = 175 \text{ kg/m}^2$ .

d'où  $q = (G + 1.2 P) \cdot 0.65 = (509 + 1.2 \times 175) \times 0.65 = 467.4 \text{ kg/ml}$ .

schéma statique:



Moment isostatique max.

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 467.4 \frac{3.2^2}{8} = 598.27 \text{ Kg m.}$$

Distribution du moment  $M_0$  sur les appuis et les travées.

moments aux appuis:

$$M_1 = M_8 = -0.2 M_0 = -0.2 \times 598.27 = -119.65 \text{ Kg m.}$$

$$M_2 = M_7 = -0.5 M_0 = -0.5 \times 598.27 = -299.14 \text{ Kg m.}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0.4 \times 598.27 = -239.31 \text{ Kg m.}$$

moments en travées:

$$M_{1-2}^t = M_{7-8}^t = 0.81 M_0 = 0.81 \times 598.27 = 484.60 \text{ Kg m.}$$

$$M_{2-3}^t = M_{6-7}^t = 0.705 M_0 = 0.705 \times 598.27 = 421.78 \text{ Kg m.}$$

$$M_{3-4}^t = M_{4-5}^t = M_{5-6}^t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 598.27 = 448.70 \text{ Kg m.}$$

moments max. retenus pour le ferrailage.

moment max en travée:

$$M_{max}^t = M_{1-2}^t = M_{7-8}^t = 0.81 M_0 = 0.81 \times 598.27 = 484.60 \text{ Kg m.}$$

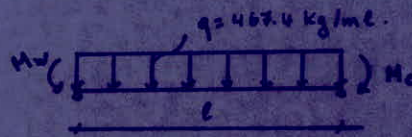
moment max en appui:

$$M_{max}^a = M_2 = M_7 = -0.5 M_0 = -0.5 \times 598.27 = -299.14 \text{ Kg m.}$$

Efforts tranchants:

$$T_g = q \frac{l}{2} + \frac{M_d - M_c}{l}$$

$$T_d = -q \frac{l}{2} + \frac{M_d - M_c}{l}$$



travée 1-2 :  $T_g = 694.6 \text{ Kg.}$  ;  $T_d = -803.9 \text{ Kg.}$

travée 2-3 :  $T_g = 653.1 \text{ Kg.}$  ;  $T_d = -608.8 \text{ Kg.}$

travée 3-4 :  $T_g = 631.0 \text{ Kg.}$  ;  $T_d = -631.0 \text{ Kg.}$

travée 4-5 :  $T_g = 642.9 \text{ Kg.}$  ;  $T_d = -642.9 \text{ Kg.}$

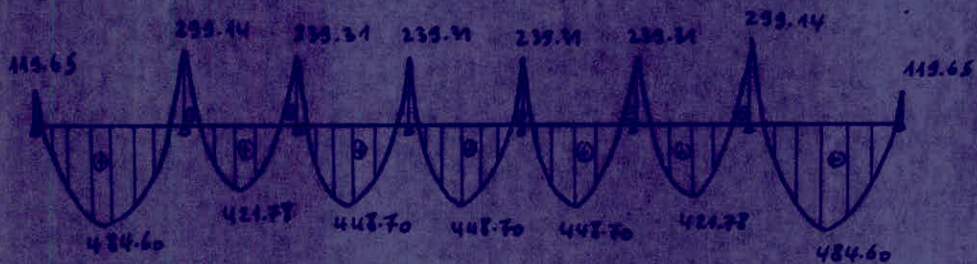
travée 5-6 :  $T_g = 631.0 \text{ Kg.}$  ;  $T_d = -631.0 \text{ Kg.}$

travée 6-7 :  $T_g = 608.8 \text{ Kg.}$  ;  $T_d = -653.1 \text{ Kg.}$

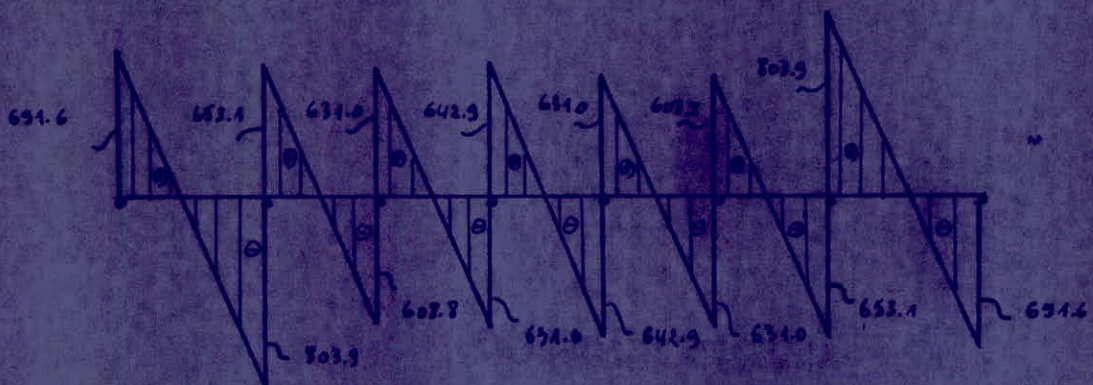
travée 7-8 :  $T_g = 803.9 \text{ Kg.}$  ;  $T_d = -694.6 \text{ Kg.}$

Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants:

1. Momenten fléchissant en Kgm.



2. Effort tranchant en Kg.





calcul des armatures:

Le calcul se fait pour les sections dans les moments sont max.

$$\text{moment max. en travée: } M_{\max}^t = 0.21 M_0 = 0.21 \times 598.27 = 484.60 \text{ kgm.}$$

$$\text{moment max. en appui: } M_{\max}^a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 598.27 = -299.14 \text{ kgm.}$$

travée:  $M = 484.60 \text{ kgm.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 48460}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0.0123 \rightarrow \begin{cases} K = 86. \\ \xi = 0.3506. \\ \alpha = 0.1485. \end{cases}$$

position de l'axe neutre:

$$y = \alpha h = 0.1485 \times 18 = 2.67 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm.}$$

l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section sera calculée comme une section rectangulaire:  $65 \times 20 \text{ cm}^2$ .

calcul de  $\bar{\sigma}_b'$ :

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{86} = 32.6 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{48460}{2800 \times 0.3506 \times 18} = 1.02 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera donc } 2T_{10} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

appui:  $M = 299.14 \text{ kgm.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 29914}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0.0412 \rightarrow \begin{cases} K = 43. \\ \xi = 0.3137. \\ \alpha = 0.2586. \end{cases}$$

position de l'axe neutre:

$$y = \alpha h = 0.2586 \times 18 = 4.65 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm.}$$

l'axe neutre tombe dans la nervure, la section sera calculée comme une section rectangulaire:  $b_0 \times h_f = 12 \times 20 \text{ cm}^2$ .

$$\text{calcul de } \bar{\sigma}_b': \quad \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{43} = 65.1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{29914}{2800 \times 0.9138 \times 18} = 0.65 \text{ cm}^2$$

on adoptera donc :  $1T_{12} = 1.13 \text{ cm}^2$ .

Vérification des contraintes:

$$\text{en travée: } \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 1.57}{65 \times 18} = 0.134 \rightarrow \begin{cases} K = 67.5 \\ \xi = 0.9394 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{48460}{1.57 \times 0.9394 \times 18} = 1825.4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1825.4}{67.5} = 27.0 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{en appui: } \bar{\omega} = \frac{100 A}{b_0 h} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523 \rightarrow \begin{cases} K = 31.3 \\ \xi = 0.8915 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{29914}{1.13 \times 0.8915 \times 18} = 1649.7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1649.7}{31.3} = 52.7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Vérification de la condition de non fragilité (CCBA68 Art. 52).

$$A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{cu}}$$

$$\text{en travée: } A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{cu}} = 0.69 \times 65 \times 18 \times \frac{5.9}{4200} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

condition vérifié puisque on a adopté  $2T_{10} = 1.57 \text{ cm}^2$ .

$$\text{en appui: } A \geq 0.69 b_0 h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{cu}} = 0.69 \times 12 \times 18 \times \frac{5.9}{4200} = 0.21 \text{ cm}^2$$

condition vérifié car on a adopté  $1T_{12} = 1.13 \text{ cm}^2$ .

Vérification de la fissuration.

$K = 1.5 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible  $\eta = 1.6$  (Acier H.A)

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{A_f}, \quad \sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \omega_f}, \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \sigma_b}$$

en travée:  $\phi = 10 \text{ mm}$ .

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1.57}{2 \times 2 \times 12} = 0.0327 \rightarrow \sigma_1 = \frac{K \gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 5914.1 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \gamma}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2855.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 5914.1 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

en appui:  $\phi = 12 \text{ mm}$ .

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1.13}{2 \times 2 \times 12} = 0.0235 \rightarrow \sigma_1 = \frac{K \gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 3805.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \gamma}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2607.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3805.7 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

Vérification de la flèche (CCBA 68 Art. 58.4).

Il est inutile de vérifier la flèche, si les 3 conditions suivantes sont satisfaites.

$$(1) \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} ; \quad (2) \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sqrt{c_u}} ; \quad (3) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$(1) \frac{h_t}{l} = \frac{20}{320} = 0.0625 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{484.60}{15 \times 598.67} = 0.0540. \quad (\text{vérifié}).$$

$$(2) \frac{A}{b_0 h} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073 < \frac{36}{\sqrt{c_u}} = \frac{36}{4.20} = 0.0086. \quad (\text{vérifié}).$$

$$(3) \frac{h_t}{l} = \frac{20}{320} = 0.0625 > \frac{1}{22.5} = 0.0444. \quad (\text{vérifié}).$$

donc la flèche est vérifiée.

Vérification de l'adhérence (CCBA 68 Art. 29).

$$\tau_d = \frac{T^{\max}}{n p z} \leq \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec: } n=1, T^{\max} = 803.9 \text{ kg}, \psi_d = 1.5$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ Kg/cm}^2, \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 18 = 15.75 \text{ cm}, \quad p = \pi \phi = \pi \times 1.2 = 3.770 \text{ cm}.$$

$$\text{donc } \tau_d = \frac{T^{\max}}{n p z} = \frac{803.9}{1 \times 3.770 \times 15.75} = 13.5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

donc la condition de non entrainement des barres est satisfaite.

### Calcul des armatures transversales.

Les armatures transversales seront calculées à partir de l'effort tranchant max.

$$T_{\max} = 803.9 \text{ Kg.}$$

$$\bar{z}_b = \frac{T}{b \cdot \bar{v}_b} = \frac{803.9}{12 \times 15.75} = 4.3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{v}_b = 52.7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_{b0} = 68.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{donc } \bar{z}_b = 3.5 \bar{v}_b = 3.5 \times 5.3 = 18.65 \text{ kg/cm}^2 > \bar{z}_b = 4.3 \text{ kg/cm}^2.$$

donc on va utiliser des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. on prend 2 brins en  $\phi_6$  de nuance Fe E24 ( $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$ ).

### Contrainte admissible de traction des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} \neq \xi \bar{\sigma}_{en} \text{ avec } \xi = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\bar{z}_b}{3\bar{v}_b} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{4.3}{3 \times 5.3} \end{array} \right\} = 0.92.$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_{at} = \xi \bar{\sigma}_{en} = 0.92 \times 2400 = 2208 \text{ kg/cm}^2.$$

### Ecartement admissible des armatures transversales.

l'écartement ne doit dépasser l'écartement admissible donné par le CCA 68 (Art. 52.12).

$$\bar{e} = \max \left\{ \begin{array}{l} e_1 = 0.2 h = 0.2 \times 18 = 3.6 \text{ cm.} \\ e_2 = h \left( 1 - 0.3 \frac{\bar{z}_b}{\bar{v}_b} \right) = 18 \left( 1 - \frac{0.3 \times 4.3}{5.3} \right) = 14.1 \text{ cm} \end{array} \right\} = 14.1 \text{ cm.}$$

$$e \leq A_t \cdot \xi \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T} = 0.56 \times 15.75 \frac{2208}{803.9} = 24.2 \text{ cm.}$$

on prend un espacement  $e = 18 \text{ cm.}$

le 1er cours d'armatures transversales est à une distance :  $\frac{e}{2} = 6 \text{ cm}$  de l'appui.

pour les autres espacements, on applique la série de CAQUOT tout en respectant l'article (25.12) du CCA 68 qui précise un espacement

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

### Ferraillage de la table de compression (CCBA68 Art. 58).

La table de compression sera armée par un treillis soudé en  $\phi_6$ .

cependant les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser les 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures et 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

on adoptera un treillis soudé de  $20 \times 20$  en  $\phi_6 \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2$ .

ont doit vérifier:  $50 < l_n \leq 80 \text{ cm}$  vérifiée puisque  $l_n = 65 \text{ cm}$ .

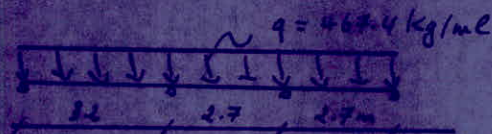
$$A_{\perp} \geq \frac{43}{\sigma_{cn}} l_n, \quad A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 > \frac{43}{\sigma_{cn}} l_n = \frac{43}{5300} \times 65 = 0.53 \text{ cm}^2. \quad (\text{vérifiée}).$$

$$A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 > \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée}).$$

### Be. Poutrelles reposant sur 4 appuis (Plancher courant):

schéma statique:



L'étude précédente restera valable également pour ce cas (poutrelles reposant sur 3 appuis du plancher courant).

voir comparaisons des poutrelles du plancher terrasse reposant sur 3 appuis et 4 appuis.

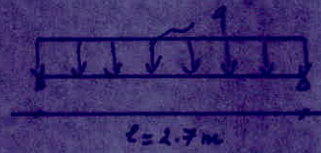
cas particulier: portrelles des balcons reposant sur 2 appuis.

schéma statique:

Poids propre du plancher:  $500 \text{ kg/m}^2$

Surcharges:  $350 \text{ kg/m}^2$

d'où  $q = (G + 1.2P) \times 0.65 = 603.85 \text{ kg/ml}$ .



Le moment élastique:  $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 603.85 \times \frac{2.7^2}{8} = 550.26 \text{ Kg m}$ .

moment au travée:  $M^t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 550.26 = 467.72 \text{ Kg m}$

moment aux appuis:  $M_a = 0.1 M_0 = 0.1 \times 550.26 = -165.08 \text{ Kg m}$ .

Effort tranchant:  $T = q \frac{l}{2} = 603.85 \times \frac{2.7}{2} = 815.2 \text{ Kg}$ .

calcul des armatures:

en travée:  $M^t = 467.72 \text{ Kg m} \rightarrow \mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 467.72}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0.0119 \rightarrow \begin{cases} K = 87.5 \\ \epsilon = 0.9512 \\ \alpha = 0.1463 \end{cases}$

position de l'axe neutre:

$$y = \alpha h = 0.1463 \times 18 = 2.63 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section sera calculée comme étant une section rectangulaire:  $65 \times 20 \text{ cm}^2$ .

$K = 87.5 > \bar{K} = 20.4$  donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:  $A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{467.72}{2800 \times 0.9512 \times 18} = 0.98 \text{ cm}^2$  on adopte:  $2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

en appui:  $M_a = 165.08 \text{ Kg m}$ :  $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 165.08}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0.0127 \rightarrow \begin{cases} K = 61 \\ \epsilon = 0.9342 \\ \alpha = 0.1974 \end{cases}$

position de l'axe neutre:  $y = \alpha h = 0.1974 \times 18 = 3.55 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$ .

section rectangulaire:  $b \times h_t = 12 \times 20 \text{ cm}^2$ .

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{61} = 45.9 \text{ kg/cm}^2$   $\sigma'_a = 137 \text{ kg/cm}^2$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:  $A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{165.08}{2800 \times 0.9342 \times 18} = 0.35 \text{ cm}^2$  on prend  $1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$ .

toutes les vérifications sont satisfaites.

# ESCALIERS

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier. Il est constitué de deux poutres dalles inclinées, d'un palier intermédiaire situé à mi-étage et de deux paliers courants au niveau de l'étage.

Escalier de l'étage courant :

Le schéma adopté est le suivant :



nous décomposons l'escalier en deux parties.

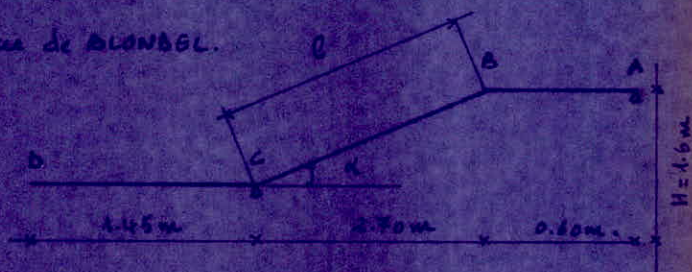
nous étudions la volée ABCD et nous adopterons

le même ferrailage pour la volée BCEF.

pour avoir un tracé correct d'escalier, les dimensions de marche et contremarche doivent vérifier la condition empirique de BLONDEL.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.6}{2.7} = 0.5926 \rightarrow \cos \alpha = 0.9583$$

$$\text{ou } l = \frac{2.7}{\cos \alpha} = \frac{2.7}{0.9583} = 2.80 \text{ m}$$



donc la longueur de la poutre  $l = AB + BA = l + 0.20 = 2.80 + 0.20 = 3.00 \text{ m}$ .

conditions de BLONDEL :

$$\begin{cases} g > h & (1) \\ 59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} & (2) \end{cases}$$

on a 3 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$ .

et 10 contremarches avec  $h = 16 \text{ cm}$ .

$g = 30 \text{ cm} > h = 16 \text{ cm}$  → la condition de BLONDEL (1) est vérifiée.

$g + 2h = 30 + 2 \times 16 = 62 \text{ cm}$  →  $59 \leq g + 2h = 62 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$  → (2) est vérifiée.

Détermination de l'épaisseur de la poutre et du palier : e

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad (\Rightarrow) \quad 12.5 \leq e \leq 18.7 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 16 \text{ cm.}$$

Charges et surcharges :

\* Poutre : dalle :  $0.16 \times \frac{2500}{400} = 465 \text{ kg/m}^2$

$$\text{marches} : 0.16 \times \frac{2200}{2} = 176 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{revêtement (2 cm mortier + 2 cm carrelage)} = 84 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{garde corps} \dots \dots \dots = 50 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{charge permanente} \dots \dots \dots G = 775 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation majorée} : 1.2 \times 250 = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{en prenant une bande d'un mètre de large} \rightarrow q_1 = 1075 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Palier} : \text{ dalle} : 0.16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{revêtement} \dots \dots \dots = 84 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{surcharge majorée} \dots \dots = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{en prenant une bande d'un mètre de large} \rightarrow q_2 = 784 \text{ Kg/ml.}$$

de à l'extrémité gauche du pote à faux, il y a charge concentrée due au mur.

$$Q = 245 \times 3 \times 3.2 = 784 \text{ Kg.}$$

schéma statique:

$$q_1 = 1075 \text{ Kg/ml.}$$

$$q_2 = 784 \text{ Kg/ml.}$$

$$Q = 784 \text{ Kg.}$$



Détermination des réactions:

$$\sum \uparrow = 0 \Rightarrow R_A + R_B = Q + q_1 \times 1.45 + (q_2 - q_1) \times 1.7 = 5233.7 \text{ Kg.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -R_B \times 3.3 + q_1 \times \frac{1.45^2}{2} + (q_2 - q_1) \times \frac{1.7^2}{2} = Q \times 1.45 + q_2 \times \frac{1.45^2}{2} \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{1}{3.3} \left[ q_2 \times \left( \frac{3.3^2 - 1.45^2}{2} \right) - Q \times 1.45 + (q_2 - q_1) \times \frac{1.7^2}{2} \right] = 1020.8 \text{ Kg}$$

$$R_A = 5233.7 - 1020.8 = 4212.9 \text{ Kg.}$$

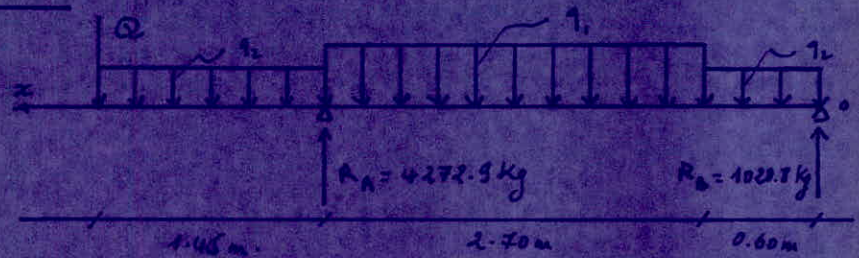


Détermination des efforts:

$$Q = 784 \text{ Kg}$$

$$q_1 = 1075 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = 784 \text{ Kg/ml}$$

I/  $0 \leq x \leq 0.6 \text{ m}$ .

$$M(x) = R_B \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} = 1020.8 x - 392 x^2 = \begin{cases} 0 \text{ Kg m} & \text{si } x = 0 \text{ m.} \\ 474.36 \text{ Kg m} & \text{si } x = 0.6 \text{ m.} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + q_2 \cdot x = -1020.8 + 784 \cdot x = \begin{cases} -1020.8 \text{ Kg} & \text{si } x = 0 \text{ m.} \\ -550.4 \text{ Kg} & \text{si } x = 0.6 \text{ m.} \end{cases}$$

II/  $0.6 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$ .

$$M(x) = R_B \cdot x - q_2 \cdot \frac{x^2}{2} - (q_1 - q_2) \cdot \frac{(x-0.6)^2}{2} = 1020.8 x - 392 x^2 - 145.5 (x-0.6)^2$$

$$M(x) = -52.38 + 1195.4 x - 537.5 x^2 = \begin{cases} 474.36 \text{ Kg m} & \text{si } x = 0.6 \text{ m.} \\ -1960.98 \text{ Kg m} & \text{si } x = 3.3 \text{ m.} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + q_2 \cdot x + (q_1 - q_2)(x-0.6) = 1075 x - 1195.4 = \begin{cases} -550.4 \text{ Kg} & \text{si } x = 0.6 \text{ m.} \\ 2352.1 \text{ Kg} & \text{si } x = 3.3 \text{ m.} \end{cases}$$

$$T(x) = 1075 x - 1195.4 = 0 \Rightarrow x = 1.112 \text{ m.}$$

$$M_t^{\max} = M(1.112) = 612.26 \text{ Kg m.}$$

$$H(x) = -52.38 + 1195.4 x - 537.5 x^2 = 0 \Rightarrow x = 2.173 \text{ m.}$$

III/  $3.3 \leq x \leq 4.75 \text{ m}$ .

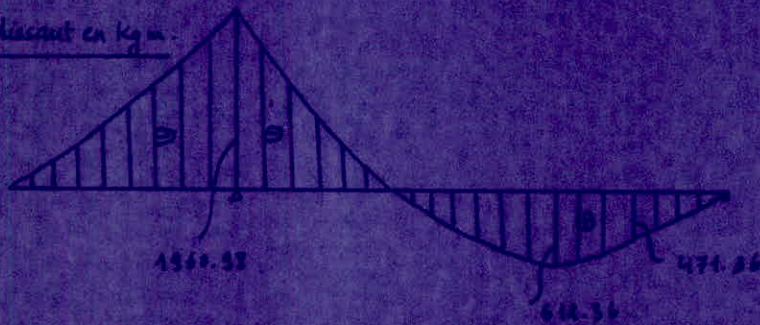
$$M(x) = -Q(4.75-x) - q_2 \frac{(4.75-x)^2}{2} = -784(4.75-x) \left(1 + \frac{4.75-x}{2}\right)$$

$$M(x) = \begin{cases} -1960.98 \text{ Kg m} & \text{si } x = 3.3 \text{ m} \\ 0 \text{ Kg m} & \text{si } x = 4.75 \text{ m} \end{cases}$$

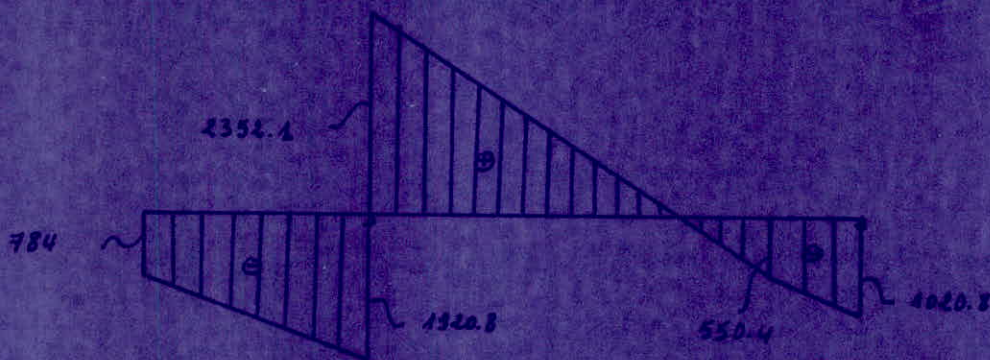
$$T(x) = -Q - q_2(4.75-x) = -784(5.75-x) = \begin{cases} -1920.8 \text{ Kg} & \text{si } x = 3.3 \text{ m.} \\ -784 \text{ Kg} & \text{si } x = 4.75 \text{ m.} \end{cases}$$

## Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant

a) moment fléchissant en kg.m



b) effort tranchant en kg



Calcul des armatures :

$$h_f = 16 \text{ cm}, d = 2 \text{ cm}, h = 14 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

en travée :  $M^E = 612.36 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 61236}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0.0167 \rightarrow \begin{cases} K = 72.5 \\ \epsilon = 0.9429 \end{cases}$$

calcul de  $\bar{\sigma}'_a$  :

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{72.5} = 38.6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{61236}{2800 \times 0.9429 \times 14} = 9.66 \text{ cm}^2$$

on prend 3T10 = 2.36 cm<sup>2</sup>.

en appui :  $M = 1960.98 \text{ Kg m}$ .

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1960.98}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0.0536 \rightarrow \begin{cases} K = 36.6 \\ \varepsilon = 0.9041 \end{cases}$$

calcul de  $\bar{\sigma}_b'$ :

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{36.6} = 76.5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Acier tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1960.98}{2800 \times 0.9041 \times 14} = 5.54 \text{ cm}^2$$

on adoptera :  $5T14 = 7.69 \text{ cm}^2$

Vérifications des contraintes.

en travée :  $A = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$ ,  $M = 612.36 \text{ Kg m}$ .

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b h} = 100 \times \frac{2.36}{100 \times 14} = 0.169 \rightarrow \begin{cases} K = 59.5 \\ \varepsilon = 0.9329 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{612.36}{2.36 \times 0.9329 \times 14} = 1986.7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1986.7}{59.5} = 33.4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

en appui :  $A = 5T14 = 7.69 \text{ cm}^2$ ,  $M = 1960.98 \text{ Kg m}$ .

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b h} = 100 \times \frac{7.69}{100 \times 14} = 0.549 \rightarrow \begin{cases} K = 30.2 \\ \varepsilon = 0.8894 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{1960.98}{7.69 \times 0.8894 \times 14} = 2048.0 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2048}{30.2} = 67.8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

Vérification de la condition de non fragilité (CCBA 68 Art. 52).

$$A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} = 0.69 \times 100 \times 14 \times \frac{5.9}{4200} = 1.36 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

Vérification de la flèche:

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{cu}} \rightarrow \frac{A}{bh} = \frac{2.36}{100 \times 14} = 0.0017 < \frac{43}{\sigma_{cu}} = \frac{43}{4200} = 0.0102 \text{ (vérifié)}$$

Aciers transversaux:

$$T_{max} = 2352.1 \text{ kg}$$

$\tau_b^{max}$ : contrainte de cisaillement max.

$$\tau_b^{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2352.1}{100 \times \frac{7}{3} \times 14} = 1.32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1.45 \bar{\sigma}_b = 6.8 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on dispose des armatures transversales constructives.

Vérification de l'effort tranchant:

$$A_{\bar{\tau}_a} \geq T + \frac{M}{z} \quad (=) 7.69 \times 2800 = 21532 \text{ kg} > T + \frac{M}{z} = 2352.1 - 11008 = -13655.9 \text{ kg}$$

donc l'effort tranchant est vérifié.

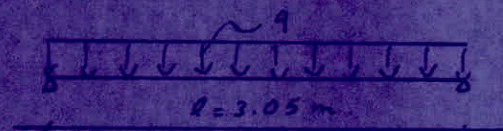
Armatures de répartition:

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{3}$$

$$A = \max(A^E, A_a) = A_a = 7.69 \text{ cm}^2 \text{ donc: } 1.92 < A_r < 2.56 \text{ cm}^2$$

on adoptera 4T8 par mètre (2.01 cm<sup>2</sup>) avec un espacement  $t = 25 \text{ cm}$

$$t = 25 \text{ cm} < 3h = 3 \times 14 = 42 \text{ cm}$$

Calcul de la poutre palière:schéma statique:

on adopte une section rectangulaire

$$b \times h_t = 25 \times 30 \text{ cm}^2$$

charges revenant à la poutre:

$$\text{poids propre: } 0.25 \times 0.30 \times 2500 = 187.5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Réaction} \dots \dots \dots = 2352.1 \text{ kg/ml}$$

$$q = 2539.6 \text{ kg/ml}$$

moment isostatique:  $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 2539.6 \times \frac{3.05^2}{8} = 2953.08 \text{ Kg m.}$

en tenant d'un semi encastrement:

$$M^E = 0.85 M_0 = 0.85 \times 2953.08 = 2510.12 \text{ Kg m.}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.30 \times 2953.08 = 885.12 \text{ Kg m.}$$

Effort tranchant:

$$T = q \frac{l}{2} = 2539.6 \times \frac{3.05}{2} = 3872.9 \text{ Kg.}$$

Détermination des armatures:

en travée:  $M^E = 2510.12 \text{ Kg m, } b = 25 \text{ cm, } h_f = 30 \text{ cm, } d = 3 \text{ cm, } h = 27 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2510.12}{2800 \times 25 \times 27^2} = 0.0738 \rightarrow \begin{cases} K = 30 \\ \xi = 0.9889 \end{cases}$$

$K = 30 > \bar{K} = 20.4 \rightarrow$  les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{2510.12}{2800 \times 0.9889 \times 27} = 3.74 \text{ cm}^2$$

on adoptera:  $3 T 14 = 4.64 \text{ cm}^2$ .

en appui:  $M_a = 885.12 \text{ Kg m, } b = 25 \text{ cm, } h = 27 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 885.12}{2800 \times 25 \times 27^2} = 0.0260 \rightarrow \begin{cases} K = 56.5 \\ \xi = 0.9304 \end{cases}$$

$K = 56.5 > \bar{K} = 20.4$  donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{885.12}{2800 \times 0.9304 \times 27} = 1.26 \text{ cm}^2 \text{ on adopte: } 3 T 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (CCBA68 Art. 52).

$$A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{ca}} \text{ avec: } b = 25 \text{ cm, } h = 27 \text{ cm, } \bar{\sigma}_a = 5.9 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_{ca} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq 0.69 \times 25 \times 27 \times \frac{5.9}{4200} = 0.65 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

Vérification des contraintes:

en travée:  $M_t = 2510.12 \text{ Kg m}$ ,  $A = 3714 = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27} = 0.684 \rightarrow \begin{cases} K = 26.4 \\ \xi = 0.8792 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{2510.12}{4.62 \times 0.8792 \times 27} = 1769.2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1769.2}{26.4} = 67.0 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

en appui:  $M_0 = 885.92 \text{ Kg m}$ ,  $A = 3710 = 2.35 \text{ cm}^2$ ,  $\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0.348 \rightarrow \begin{cases} K = 39.6 \\ 0.9084 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{885.92}{2.35 \times 0.9084 \times 27} = 1537.0 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérif.)}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1537.0}{39.6} = 38.8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad \text{avec: } A = 3710 = 2.35 \text{ cm}^2, T = 3872.9 \text{ Kg}, z = \frac{7}{8} h.$$

$$A \bar{\sigma}_a = 2.35 \times 2800 = 6580 \text{ Kg}$$

$$T + \frac{M}{z} = 3872.9 - \frac{885.92}{\frac{7}{8} \times 27} = 123.0 \text{ Kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 6580 \text{ Kg} > T + \frac{M}{z} = 123.0 \text{ Kg} \quad \text{(vérifié)}$$

Vérification de la flèche:

$$\frac{A}{b h} < \frac{43}{\xi_{en}} \rightarrow \frac{2.35}{25 \times 27} = 0.0035 < \frac{43}{\xi_{en}} = 0.0102 \quad \text{(vérifié)}$$

Armatures transversales:

la contrainte de cisaillement max. est: "

$$\bar{\tau}_b^{\max} = \frac{T^{\max}}{b s} = \frac{3872.9}{25 \times \frac{7}{8} \times 27} = 6.6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3.5 \bar{\sigma}_b = 20.65 \text{ Kg/cm}^2.$$

$\bar{\tau}_b = 6.6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20.65 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$  les armatures droites suffisent.

soit (un cadre + un épingle)  $\phi_8 \rightarrow A_t = 1.50 \text{ cm}^2$ .

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cu} \quad \text{avec: } \rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\sigma_b}{9\sigma_b}\right) = 0.88 \rightarrow$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0.88 \times 2400 = 2112 \text{ Kg/cm}^2.$$

Espacement des armatures transversales:

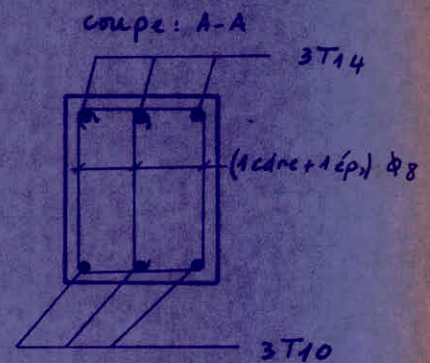
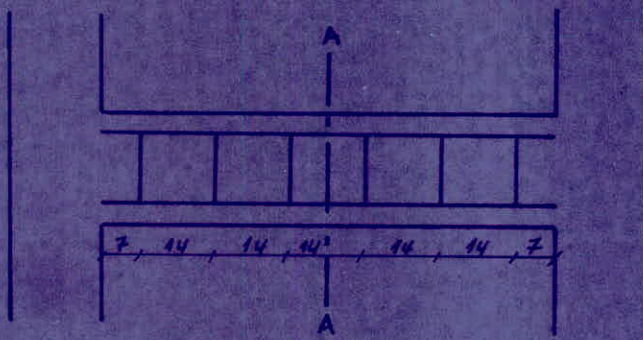
$$t \leq A_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T} = 1.50 \times \frac{2112 \times 7/8 \times 27}{3871.9} = 19.3 \text{ cm.}$$

Espacement admissible:  $\bar{t}$

$$\bar{t} = \max\left(0.2h = 0.2 \times 27 = 5.4 \text{ cm}, h\left(1 - 0.3 \frac{\sigma_b}{\sigma_{bc}}\right) = 27\left(1 - 0.3 \frac{6.6}{5.9}\right) = 17.9 \text{ cm}\right)$$

$$\bar{t} = \max(5.4, 17.9) = 17.9 \text{ cm.}$$

on adoptera un espacement de 16 cm constant le long de la poutre.  
le 1er cours sera placé à  $\frac{t}{2} = 8 \text{ cm}$  du nu de la poutre.



### Escalier du rez de chaussée :

le schéma adopté est le suivant :

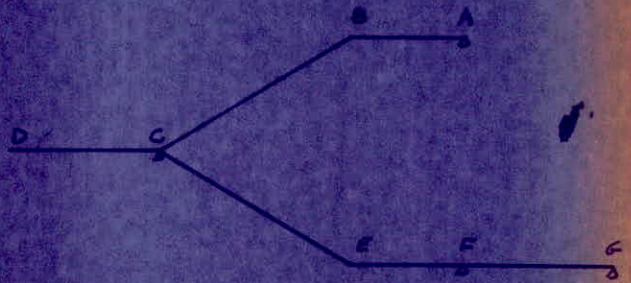
nous décomposons l'escalier en deux

parties. nous étudierons la volée DCEFG.

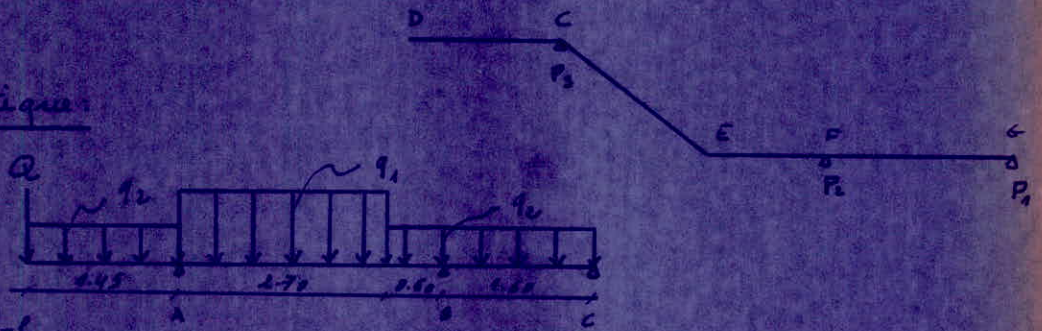
la volée DCBA est identique aux volées

de l'escalier de l'étage courant. donc

on gardera la même étude précédente.



### schéma statique :



$$q_1 = 1075 \text{ kg/ml.}$$

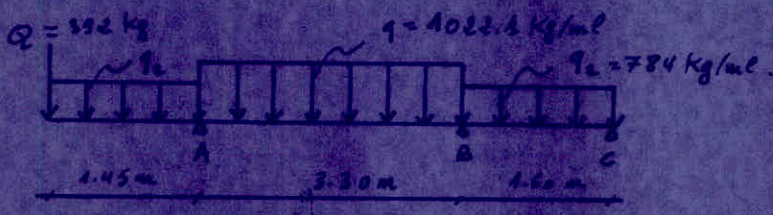
$$q_2 = 784 \text{ kg/ml.}$$

$$Q = 392 \text{ kg.}$$

en faisant répartir la différence  $(q_1 - q_2)$  sur la travée AA = 3.3m.

$$\text{on aura : } \frac{q_1 - q_2}{3.3} \times 2.7 = \frac{1075 - 784}{3.3} \times 2.7 = 238.4 \text{ kg/ml.}$$

d'où le schéma isostatique équivalent :



### Détermination des efforts :

Nous utilisons dans ce cas l'équation des 3 moments.

L'équation des 3 moments :

$$M_C = M_B = 0, \quad M_A = M_0 = -Q \cdot 1.45 - q_2 \frac{1.45^2}{2} = -1392.58 \text{ Kg m.}$$



$$M_A = M_B = - \frac{q l_1^3 + q l_2^3}{8(l_1 + l_2)} = - \frac{1022.1 \times 3.3^3 + 784 \times 1.6^3}{8(3.30 + 1.60)} = -335.15 \text{ Kg m.}$$

les moments en travées seront donnés en utilisant la relation suivante:

$$M_t = M + H_i + \frac{M_i - M_j}{l} x \quad \text{avec} \quad M = \frac{q l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

travée : 0-1

$$M_t = \frac{q l_1}{2} x - \frac{q x^2}{2} + M_0 + \frac{M_1 - M_0}{l_1} x \quad \text{avec} \quad M_0 = -1392.58 \text{ Kg m.}$$

$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{q l_1}{2} - q x + \frac{M_1 - M_0}{l_1} = 0 \Rightarrow x = \frac{l_1}{2} + \frac{M_1 - M_0}{q l_1}$$

$$x = \frac{3.30}{2} + \frac{1392.58 - 335.15}{2.3 \times 1022.1} = 1.964 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^t = \frac{1022.1 \times 3.3 \times 1.964}{2} - \frac{1022.1 \times 3.3^2}{2} - 335.15 + \frac{-335.15 + 1392.58}{3.3} \times 1.964$$

$M^t = -1958.94 \text{ Kg m}$  donc la partie tendue est vers le haut.

travée : 1-2

$$M_t = q_2 \frac{l_2}{2} x - q_2 \frac{x^2}{2} + M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l_2} x \quad \text{avec} \quad M_2 = 0.$$

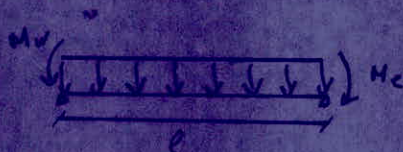
$$T = \frac{dM}{dx} = q_2 \frac{l_2}{2} - q_2 x + \frac{M_2 - M_1}{l_2} = 0 \Rightarrow x = \frac{l_2}{2} + \frac{M_2 - M_1}{q_2 l_2}$$

$$x = \frac{1.60}{2} + \frac{0 + 335.15}{784 \times 1.6} = 1.067 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^t = 784 \times \frac{1.6}{2} \times 1.067 - 784 \times \frac{1.067^2}{2} + -335.15 + \frac{335.15}{1.6} \times 1.067$$

$$M_{\max}^t = 111.29 \text{ kgm.}$$

Efforts tranchants:



$$T(x=0) = \frac{q l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$$

$$T(x=l) = -\frac{q l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$$

travée : 0-1 :

$$T_g = \frac{1022.1 \times 3.3}{2} + \frac{1392.58 - 335.15}{3.3} = +2006.3 \text{ Kg.}$$

$$T_d = -\frac{1022.1 \times 3.3}{2} + \frac{1392.58 - 335.15}{3.3} = -1366.0 \text{ Kg.}$$

travée : 1-2 :

$$T_g = \frac{784 \times 1.6}{2} + \frac{335.15}{1.6} = 836.7 \text{ Kg.}$$

$$T_d = -\frac{784 \times 1.6}{2} + \frac{335.15}{1.6} = -417.7 \text{ Kg.}$$

porte à faux :

$$T_g^{\text{II}} = -Q = -392 \text{ Kg.}$$

$$T_d = -Q - q_u \times 1.45 = -392 - 784 \times 1.45 = -1528.8 \text{ Kg.}$$

Détermination des armatures longitudinales.caractéristiques:  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h_f = 16 \text{ cm}$ ,  $d = 2 \text{ cm}$ ,  $h = 14 \text{ cm}$ .travée (0-1) :  $11.29 \text{ Kg m} = M^E$ 

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 11.29}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0.0030 \rightarrow \begin{cases} K = 184 \\ \varepsilon = 0.3249 \end{cases}$$

 $K = 184 \gg \bar{K} = 20.4$  donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.Aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{11.29}{2800 \times 0.3249 \times 14} = 0.29 \text{ cm}^2.$$

on adoptera :  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .en appui :  $M_a^{\text{max}} = 1392.58 \text{ Kg m}$ .

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1392.58}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0.0381 \rightarrow \begin{cases} K = 45 \\ \varepsilon = 0.9167 \end{cases}$$

 $K = 45 > \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 20.4$  donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.Aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1392.58}{2800 \times 0.9167 \times 14} = 3.88 \text{ cm}^2 \text{ on adopte donc : } 4T14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

travée: 0-1:

la fibre tendue de la travée (0-1) est vers le haut, donc on fait filer les 4T14 de l'appui (0) jusqu'à l'appui (1).

c'est à dire la travée (0-1) sera ferrillée de 4T14

de même on fait filer les 4T14 de l'appui (0) jusqu'à l'extrémité gauche de la porte à faux.

Vérification de la condition de non fragilité (CCBA68 Art. 52).

$$A_s > 0.69 b h \times \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_{ca}} = 0.69 \times 100 \times 14 \times \frac{5.9}{4200} = 1.36 \text{ cm}^2. \quad (\text{vérifié}).$$

Vérification des contraintes:

en travée:  $A = 4T14 = 2.01 \text{ cm}^2$ ,  $M = 111.92 \text{ Kg m}$ .

$$\bar{\omega} = \frac{100 A_s}{b h} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 14} = 0.144 \rightarrow \begin{cases} K = 65 \\ \xi = 0.9375 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A_s h} = \frac{111.92}{2.01 \times 0.9375 \times 14} = 424.2 \text{ Kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{424.2}{65} = 6.5 \text{ Kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée}).$$

en appui:  $A = 4T14 = 6.15 \text{ cm}^2$ ,  $M = 1392.58 \text{ Kg m}$ .

$$\bar{\omega} = \frac{100 A_s}{b h} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 14} = 0.615 \rightarrow \begin{cases} K = 28.2 \\ \xi = 0.8843 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A_s h} = \frac{1392.58}{6.15 \times 0.8843 \times 14} = 1829.0 \text{ Kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1829.0}{28.2} = 64.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

contraintes vérifiées.

condition de flèche:

$$\bar{\omega} = \frac{A_s}{b h} = \frac{2.01}{100 \times 14} = 0.0014 < \frac{43}{\sigma_{ca}} = \frac{43}{4200} = 0.0102$$

(vérifié).

Aciers transversaux:

$$T^{\max} = 2006.9 \text{ Kg} \rightarrow \bar{\sigma}_b^{\max} = \frac{T^{\max}}{b \cdot z} = \frac{2006.9}{100 \times \frac{7}{8} \times 14} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on doit disposer des armatures transversales constructives.

Armatures de répartition:  $A_r$

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{3} \quad \text{avec: } A = 6.15 \text{ cm}^2.$$

$1.54 < A_r < 2.05 \text{ cm}^2$  on adoptera 4T8 par mètre ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec  $t = 25 \text{ cm} < 3h = 42 \text{ cm}$ .

Vérification de l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \quad (\Rightarrow) \quad A \bar{\sigma}_a = 6.15 \times 2800 = 17220 \text{ Kg} > T + \frac{M}{z} = 2006.9 - \frac{139258}{\frac{7}{8} \times 14} = -9361.1 \text{ Kg}.$$

donc l'effort tranchant est vérifié.

calcul des poutres palières:  $P_3, P_2, P_1$ .

on adopte une section rectangulaire:  $b \times h_f = 25 \times 30 \text{ cm}^2$ .

la poutre  $P_3$  a été calculée lors de l'étude de l'escalier du plancher courant.

on remarque que la poutre palière est plus chargée que la poutre ( $P_1$ ).

charges revenant à la poutrelle ( $P_2$ ):

$$\text{poids propre: } 0.25 \times 0.30 \times 2500 = 187.5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{réaction du palier} \dots \dots = 2006.9 \text{ Kg/ml} \quad \left. \vphantom{\text{réaction du palier}} \right\} \Rightarrow q = 2194.4 \text{ Kg/ml}.$$

comme la poutre palière  $P_2$  (ou  $P_1$ ) a les mêmes caractéristiques que la poutre palière ( $P_3$ ) et comme  $q(P_2) = 2006.9 \text{ Kg/ml} < q(P_3) = 2539.6 \text{ Kg/ml}$ , donc on gardera l'étude de la poutre palière ( $P_3$ ) pour les deux poutres palières  $P_1$  et  $P_2$ .

Remarque: le palier courant du rez de chaussée étant élevé par rapport au sol, pour cela, il est prévu un escalier composé d'une paillasse de départ supportant marches reposant sur une poutre qui sera étudiée et ferrillée de la même façon que les poutres palières ainsi que la paillasse de départ sera ferrillée de la même manière que la paillasse calculée précédemment.

**ETUDE**  
**ACI S'EISME**

---

---

---

## ETUDE AU SEISME

### Généralités:

une grande partie du territoire ALGERIEN est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les ossatures des bâtiments et même la ruine totale, il est donc nécessaire une étude au séisme afin d'assurer un seuil minimal de protection des biens et des personnes.

### Recommandations pour la conception des bâtiments dans les zones sismiques.

Il est recommandé de suivre les conseils suivants:

- \* Réduire le plus que possible la hauteur du bâtiment ainsi que le rapport entre la hauteur et la largeur.
- \* Éviter les grandes ouvertures.
- \* Éviter les éléments de construction mal liés à la superstructure.
- \* Éviter les constructions présentant des changements de rigidité importants entre les étages.
- \* prévoir des fondations bien chaînées et bien ancrées dans le sol pour reprendre les efforts de soulèvement sismique.
- \* réaliser des nœuds en liaisons rigides pour la superstructure
- \* assurer l'indeformabilité de l'ensemble par un contreventement dans les deux directions.

### Règlement utilisé:

Nous allons faire l'étude au séisme avec les règles parasismiques ALGERIENNES (RPA81) et ceci dans le but de faire une étude sismique basée sur les observations et l'analyse déjà faites sur la sismicité de l'ALGERIE par les experts qui ont participé à l'élaboration de ce document.

## RPA 81

Le présent règlement est applicable à toutes catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière. dans les zones II et III le système de contreventement des bâtiments doit être de même nature dans les deux directions. les contreventements seront plans et disposés autant que possible symétriquement par rapport au centre des masses de la construction.

Il est à déconseiller les constructions présentant des changements dans le système de contreventement d'un niveau à un autre.

Principe de calcul:

Méthode statique:

Dans la conception du présent règlement, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à l'avance par le projecteur. dans le cas général ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toute fois que les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique qui sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du seisme extrême, c'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- \* ductilité suffisante.
- \* la capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

Pour calculer l'effort sismique horizontal agissant suivant chacun des axes principaux on a la formule suivante :

$$V = (A \cdot D \cdot B \cdot Q) W \quad \text{avec :}$$

A : coefficient d'accélération des zones.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

B : facteur de comportement de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : représente la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements et le poids des équipements fixes).

Remarque : pour le poids des équipements fixes on va l'estimer égal à 20% des surcharges.

### CALCUL SISMIQUE :

Le calcul sismique sera commencé par le calcul des rigidités à l'aide de la méthode de HOTO (voir calcul des rigidités).

Le calcul des rigidités nous aide à calculer le facteur de qualité qui est lié directement aux critères de pénalités c'est à dire le critère de régularité en élévation (à chaque étage, la rigidité totale en translation et la rigidité totale en torsion ne doivent pas varier de plus de 15% par rapport aux rigidités en translation et torsion des étages qui lui sont adjacents).



**CALCUL DES**

**RIGIDITES**

**METHODE DE MILITON**

Le calcul des efforts sous les charges horizontales sera fait par la méthode de MUTO.

### Exposé de la méthode:

La méthode de MUTO est une méthode approchée qui nous permet de calculer les contraintes dans les différents éléments d'une structure composée de portiques et sollicitée par des forces horizontales.

### Principe de la méthode:

En premier lieu l'effort tranchant d'étage est distribué aux différents portiques proportionnellement à leur rigidité de niveau, puis l'effort tranchant de niveau du portique sera distribué à son tour aux différents poteaux composant le portique proportionnellement à leur rigidité corrigée. et enfin à partir des efforts sollicitant les poteaux, on déduit les contraintes dans les poteaux et dans les poutres.

### Conditions d'application:

- \* cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leur plan, ayant une ossature composée de portiques autostables reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.
- \* les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- \* le diagramme de répartition des charges en élévation est soit rectangulaire (cas du vent) soit triangulaire (cas du séisme).
- \* pour obtenir une précision convenable, il faut que la raideur ( $I/e$ ) des poutres, ne soit pas trop faible devant la raideur ( $I_R$ ) des poteaux. on doit avoir  $k \geq 0.2$  pour tous les nœuds de l'ossature.

- \* les raideurs ( $I/e$ ) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre 0.5 et 2)
- \* la raideur ( $I/h$ ) d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris entre 0.5 et 2).
- \* on ne doit pas avoir de variation brusque de rigidité entre deux niveaux adjacents.
- \* les poteaux tels que  $k < 0.2$  doivent être considérés comme ne faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales.

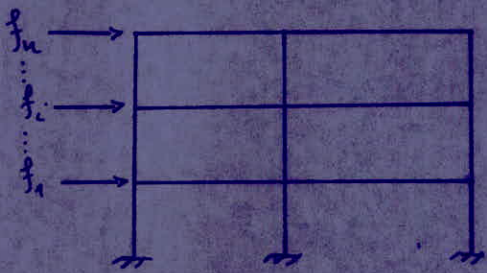
### Etapes de calcul:

- a. Calcul de la rigidité linéaire de chaque poteau:  $k_p = \frac{I}{h}$   
et de chaque poutre  $k_{poutre} = \frac{I}{e}$
- b. calcul du coefficient  $\bar{k}$  et du coefficient de correction  $a_j$
- c. Calcul des raideurs corrigées des poteaux:  $a_j k_j$
- d. Calcul de la rigidité de niveau.
- e. Détermination du centre de torsion.
- f. Calcul des efforts tranchants de niveau
- g. calcul de l'effort tranchant revenant à chaque portique
- i. calcul des moments dans les poutres et poteaux.
- j. Calcul des efforts tranchants et des efforts normaux dans les poteaux et poutres.

Remarque: pour avoir une bonne compréhension des étapes de calculs on a préféré de résumer la méthode de MUTO.

Pour pouvoir une bonne compréhension des étapes de calculs, on a juger bon de donner des définitions et des applications avant chaque application numérique.

Effort tranchant de niveau  $j$  : c'est la somme des forces agissant sur un portique au dessus du niveau  $(j)$ .



$$T_j = \sum_{i=1}^n f_i$$

Déplacement relatif du niveau  $j$  :

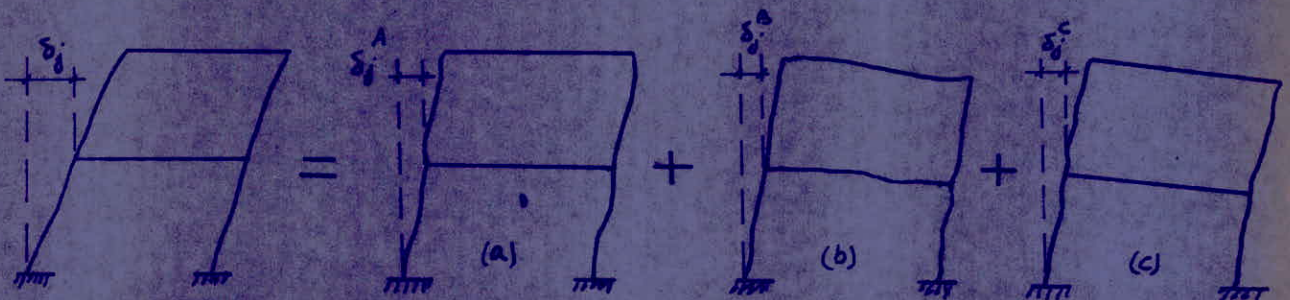
c'est le déplacement du plancher  $(j)$  par rapport au plancher immédiatement inférieur  $(j-1)$ .

Calcul de la rigidité de niveau  $R_j$ , du coefficient de correction  $\alpha_j$

on appelle rigidité de niveau  $R_j$ , la résistance du portique pour laquelle, l'effort tranchant de niveau produit un déplacement relatif de niveau égal à l'unité

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j}$$

un portique à plusieurs niveaux soumis à des forces horizontales à une déformation qui peut être décomposé en 3 (trois) parties :  $\delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B + \delta_j^C$



$\delta_j^A$  : Déplacement de translation dû à la flexion des poteaux en supposant les poutres infiniment rigides.

Relation entre  $R_j$  et la rigidité  $r_j$  d'un poteau de ce niveau.

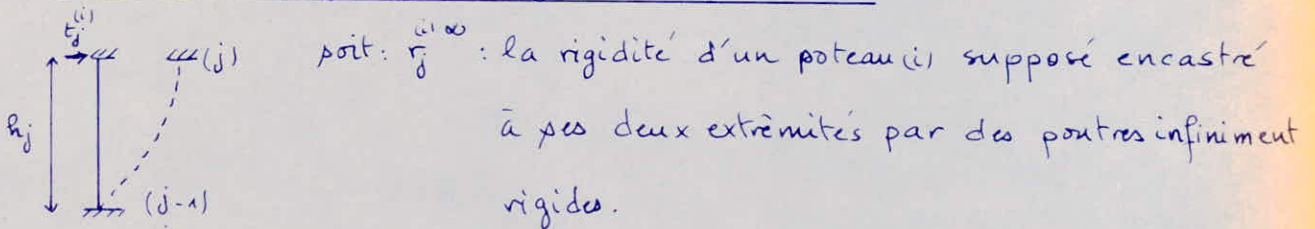
soit:  $t_j^{(i)}$  l'effort tranchant du niveau (j) revenant au poteau (i)

$r_j^{(i)} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j}$  or on a :  $T_j = \sum_{i=1}^m t_j^{(i)}$  si on a m poteaux.

$$\rightarrow R_j = \frac{T_j}{\delta_j} = \frac{\sum_{i=1}^m t_j^{(i)}}{\delta_j} = \sum_{i=1}^m \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j} = \sum_{i=1}^m r_j^{(i)}$$

$$\rightarrow \boxed{R_j = \sum_{i=1}^m r_j^{(i)}}$$

Calcul de la rigidité corrigée d'un poteau (i).



$$r_j^{(i)\infty} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j} = \frac{12E I_j^{(i)}}{h_j^3} = \frac{12E}{h_j^2} \frac{I_j^{(i)}}{h_j} = \frac{12E}{h_j^2} K_j^{(i)}$$

avec :  $K_j^{(i)}$ : rigidité linéaire du poteau (i)

$$E = E_c = 21000 \sqrt{f_{tj}} = 21000 \sqrt{1.2 \times 175} = 381500 \text{ Kg/cm}^2 = 3.815 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$r_j^{(i)} = a_j^{(i)} r_j^{(i)\infty} \Rightarrow \boxed{r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^2} a_j^{(i)} K_j^{(i)}}$$

$$\text{or } R_j = \sum_i r_j^{(i)} \Rightarrow R_j = \sum_i \frac{12E}{h_j^2} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$$

pour un même étage, on a  $h_j = \text{constante}$ .  $\rightarrow$

$$\boxed{R_j = \frac{12E}{h_j^2} D_j} \quad \text{avec} \quad \boxed{D_j = \sum_i a_j^{(i)} K_j^{(i)}}$$

$\delta_j^B$  : déplacement dû à la flexion des poutres (rotation des nœuds).

$\delta_j^C$  : déplacement de console dû aux déformations axiales relatives des poteaux tendus par rapport aux poteaux comprimés.

si le portique ne dépasse pas 15 niveaux on a  $\delta_j^C \approx 0 \rightarrow$

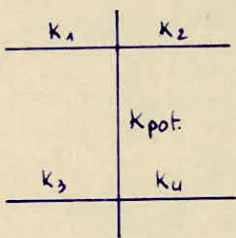
$\delta_j = \delta_j^A (1 + \frac{\delta_j^B}{\delta_j^A})$  la rigidité de niveau deviendra donc :

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j} = \frac{T_j}{\delta_j^A (1 + \frac{\delta_j^B}{\delta_j^A})} = \frac{T_j}{\delta_j^A} a_j = R_j^\infty \cdot a_j$$

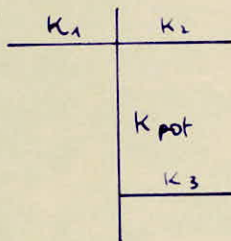
donc :  $R_j = a_j \cdot R_j^\infty$  avec  $\begin{cases} a : \text{coeff. de MUTO.} \\ R_j^\infty : \text{rigidité de niveau avec des poutres infiniment rigides.} \end{cases}$

MUTO nous donne le coefficient  $a_j$  comme suit :

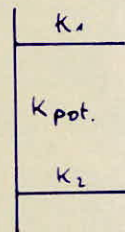
Etage courant :  $a_j = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$



$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 k_{pot}}$$

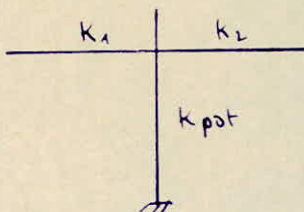


$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 k_{pot}}$$

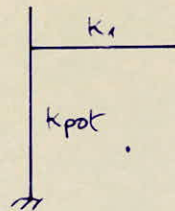


$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{2 k_{pot}}$$

Rez-de chaussée :  $a_j = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$



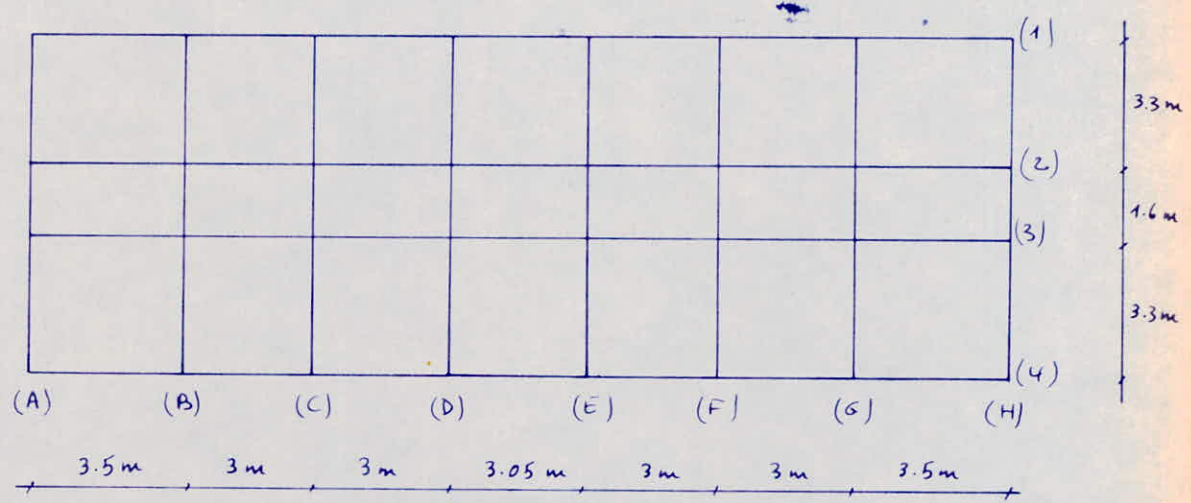
$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



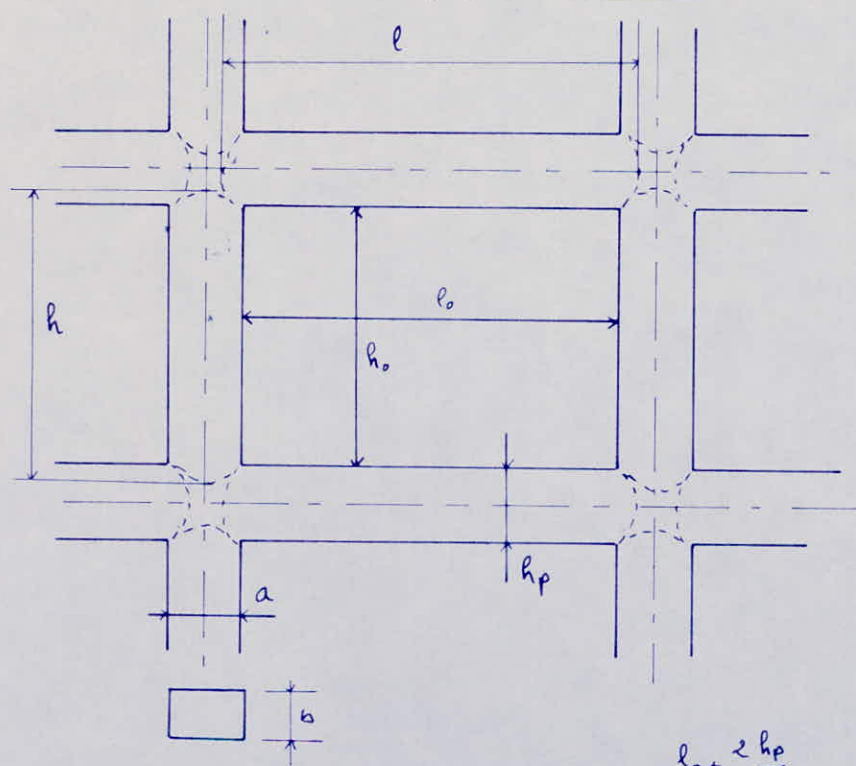
$$\bar{k} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

les poteaux sont supposés encastres dans des poutres qui eux même sont encastrees dans un voile très rigides.

Notation des portiques.



hauteurs des poteaux et longueurs des poutres.



$l$ : Longueur des poutres à considérer  $l = \min \left\{ \begin{array}{l} l_0 + \frac{2h_p}{4} \\ l_0 + a \end{array} \right.$   
 $h$ : hauteur des poteaux à considérer  $h = \min \left\{ \begin{array}{l} h_0 + \frac{2a}{4} \\ h_0 + h_p \end{array} \right.$

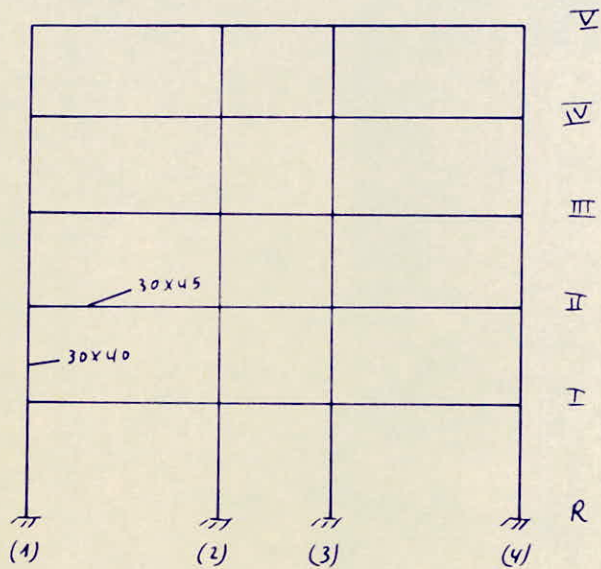
Portiques transversaux : A, B, C, D, E, F, G et H.

Poutres :  $b \times h_f = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

Poteaux :  $a \times b = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

$$l = \min \left( l_0 + \frac{2h_p}{4}, l_0 + a \right)$$

$$h = \min \left( h_0 + \frac{a}{2}, h_0 + h_p \right)$$



Application

Poutres.

Niveau	Poutre	$l_0$ (m)	$\frac{2h_p}{4}$ (m)	$a$ (m)	$l_0 + \frac{2h_p}{4}$ (m)	$l_0 + a$ (m)	$l$ (m)	$I \cdot 10^6$ (m <sup>4</sup> ) pout	$K \cdot 10^6$ (m <sup>3</sup> ) poutre
V, IV, III, II	1-2 et 3-4	3	0.225	0.30	3.225	3.30	3.225	2278.125	706.40
I, II, III, I	2-3	1.3	0.225	0.30	1.525	1.60	1.525	2278.125	1493.85

Poteaux.

Niveau	Poteaux (file)	$h_0$ (m)	$\frac{a}{2}$ (m)	$h_p$ (m)	$h_0 + \frac{a}{2}$ (m)	$h_0 + h_p$ (m)	$h$ (m)	$I \cdot 10^6$ (m <sup>4</sup> ) pot	$K \cdot 10^6$ (m <sup>3</sup> ) pot
IV-III, II-I	1, 2, 3, 4	2.75	0.15	0.45	2.9	3.2	2.9	900	310.34
I-R	1, 2, 3, 4	3.55	0.15	0.45	3.7	4.0	3.7	900	243.24

Calcul des rigidités de niveaux des portiques:

Niveau	file des poteaux	$h$ (m)	$I \cdot 10^6$ (m <sup>4</sup> ) pot	$K \cdot 10^6$ (m <sup>3</sup> ) pot	$\bar{K}$	$a$	$a K \cdot 10^6$ (m <sup>3</sup> ) pot	$\sum_j (\tau/m)$	$R_j$ (t/m)
IV-III, II-I	(1) et (4)	2.9	900	310.34	2.276	0.53	164.48	895.35	4426.12
IV-III, II-I	(2) et (3)	2.9	900	310.34	7.090	0.78	242.07	1317.71	
I-R	(1) et (4)	3.7	900	243.24	2.904	0.69	167.84	561.26	2521.60
I-R	(2) et (3)	3.7	900	243.24	9.046	0.86	209.19	699.54	

$$D_j = \begin{cases} 813.10 \times 10^6 \text{ m}^3 & \text{pour les niveaux : IV-III, III-II et II-I} \\ 754.06 \times 10^6 \text{ m}^3 & \text{pour le niveau : I-R} \end{cases}$$



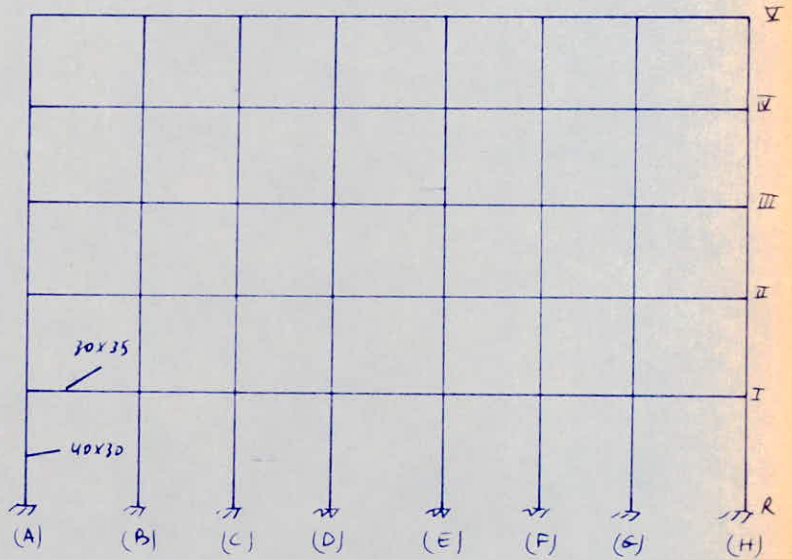
## Portiques Longitudinaux : 1, 2 et 3

Portes :  $b \times h_p = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

Poteaux :  $b \times a = 40 \times 30 \text{ cm}^2$

$$l = \min \left( l_0 + \frac{2h_p}{4}, l_0 + b \right)$$

$$h = \min \left( h_0 + \frac{b}{2}, h_0 + h_p \right)$$



### Applications

#### Portes.

Niveau	Portes	$l_0$ (m)	$\frac{2}{4} h_p$ (m)	$b$ (m)	$l_0 + \frac{2}{4} h_p$ (m)	$l_0 + b$ (m)	$l$ (m)	$I_{port}^6$ (m <sup>4</sup> )	$K_{port}^6$ (m <sup>3</sup> )
I, ..., I	AB, GH	3,1	0,175	0,40	3,275	3,5	3,275	2278,125	695,61
II, ..., II	BC, CD EF, FG	2,6	0,175	0,40	2,775	3	2,775	2278,125	820,95
III, ..., III	DE	2,65	0,175	0,40	2,825	3,05	2,825	2278,125	806,42

#### Poteaux.

Niveau	file de poteaux	$h_0$ (m)	$\frac{b}{2}$ (m)	$h_p$ (m)	$h_0 + \frac{b}{2}$ (m)	$h_0 + h_p$ (m)	$h$ (m)	$I_{pot}^6$ (m <sup>4</sup> )	$K_{pot}^6$ (m <sup>3</sup> )
IV-IV, III-III II-II, I-II	A, B, C, D E, F, G, H	2,85	0,20	0,35	3,05	3,05	3,2	1600	524,59
I-R	A, B, C, D E, F, G, H	3,65	0,20	0,35	3,85	3,85	4	1600	415,58

calcul des rigidités de niveaux des portiques:

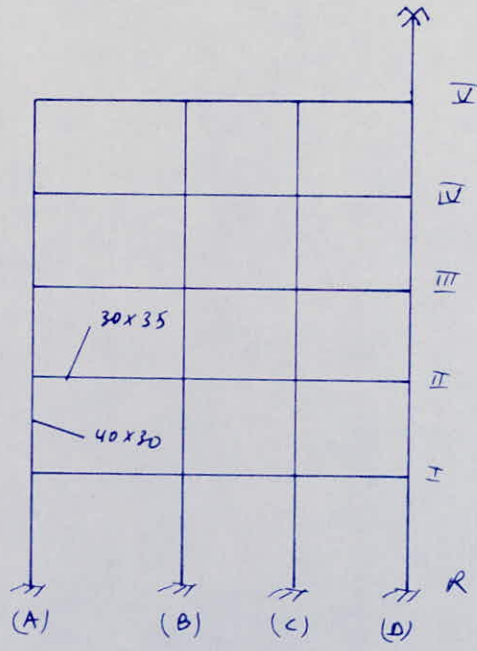
Niveau	file des poteaux	h (m)	$I \cdot 10^6 (m^4)$	$K_p (m^3) \cdot 10^6$	$\bar{k}$	a	$a k_{pot} \cdot 10^6 (m^3)$	$e_j (t/m)$	$R_j (t/m)$
V-IV, ..., II-I	A, H	3.05	1600	524.59	1.326	0.40	209.84	1032.68	11410.92
V-IV, ..., II-I	B, G	3.05	1600	524.59	2.891	0.59	309.51	1523.18	
V-IV, ..., II-I	C, F	3.05	1600	524.59	3.130	0.61	320.00	1574.80	
V-IV, ..., II-I	D, E	3.05	1600	524.59	3.103	0.61	320.00	1574.80	
I-R	A, H	3.85	1600	415.58	1.674	0.59	245.19	757.28	7239.18
I-R	B, G	3.85	1600	415.1	3.649	0.73	303.37	936.97	
I-R	C, F	3.85	1600	415.58	3.951	0.75	311.65	962.67	
I-R	D, E	3.85	1600	415.58	3.916	0.75	311.65	962.67	

$D_j = \begin{cases} 2318.70 \times 10^{-6} m^3 & \text{pour les niveaux : V-IV, ..., II-I} \\ 2343.88 \times 10^{-6} m^3 & \text{pour le niveau : I-R} \end{cases}$

Portique longitudinal (4)

Poutres  $\begin{cases} AB, GH : l = 3.275 m \\ EF, GH \\ CD, BC : l = 2.775 m \end{cases}$

Poteaux  $\begin{cases} h = 3.05 m & \text{Niv: I-II, ..., IV-V} \\ h = 3.85 m & \text{Niv: I-R} \end{cases}$



Calcul des rigidités de niveaux du portique (4).

Niveau	file des poteaux	h (m)	$I \cdot 10^6$ pot (m <sup>4</sup> )	$K_p \cdot 10^6$ (m <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	a	$k \cdot 10^6$ pot	$r_j$ (t/m)	$R_j$ (t/m)
IV-IV, ..., II-II	A, H	3.05	1600	524.59	1.326	0.40	209.84	1032.68	10533.16
V-IV, ..., III-III	B, G	3.05	1600	524.59	2.891	0.59	309.51	1523.18	
VI-IV, ..., II-II	C, F	3.05	1600	524.59	3.130	0.61	320.00	1574.80	
VII-IV, ..., II-II	D, E	3.05	1600	524.59	1.565	0.44	230.82	1135.28	
I-R	A, H	3.85	1600	415.58	1.674	0.59	245.19	757.28	6905.44
I-R	B, G	3.85	1600	415.58	3.649	0.73	303.37	936.97	
I-R	C, F	3.85	1600	415.58	3.951	0.75	311.69	962.67	
I-R	D, E	3.85	1600	415.58	1.940	0.62	257.66	795.80	

$$D_j = \begin{cases} 2140.34 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 & \text{pour les niveaux : IV-IV, ..., I-II} \\ 2235.82 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 & \text{pour le niveau : A-I.} \end{cases}$$

CALCUL DES RIGIDITÉS RELATIVES D'ETAGE:  $R_j$

$$R_j^t = \begin{cases} 8 \times 4426.12 = 35408.96 \text{ t/m} & \text{niv : II, III, IV, V} \\ 8 \times 2521.60 = 20172.80 \text{ t/m} & \text{niv : I} \end{cases}$$

Rigidité transversale d'étage.

$$R_j^l = \begin{cases} 3 \times 11410.92 + 10533.16 = 44765.92 \text{ t/m} & \text{niv : II, III, IV, V} \\ 3 \times 7239.18 + 6505.44 = 28622.98 \text{ t/m} & \text{niv : I} \end{cases}$$

Rigidité longitudinale d'étage

$$\text{avec : } \begin{cases} R_j^t = \sum_{t=A}^H R_j^t \\ R_j^l = \sum_{l=1}^4 R_j^l \end{cases}$$

# **CALCUL SISMIQUE**

---

---

---

# CALCUL SISMIQUE

coefficient d'accélération de la zone: (A)

le coefficient d'accélération de zone dépend du groupe d'usage et de la zone sismique:  $0.05g \leq A \leq 0.35g$ .

groupe d'usage: 2

zone sismique: II

}  $\Rightarrow A = 0.15g$ . d'après tableau (1) du RPA 81

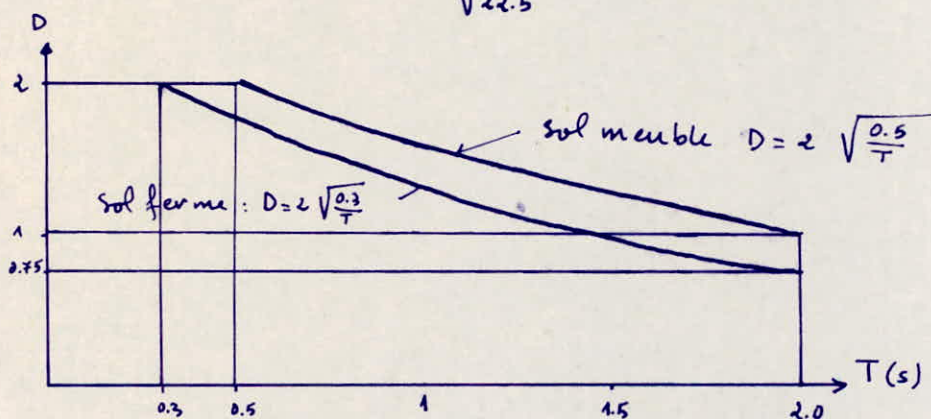
facteur d'amplification dynamique moyen: (D)

le coefficient (D) rdu type de sol et de la période  $T$  du bâtiment.

ou  $T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$  avec:  $H = 17.3m$   $L_c = 22.50m$   $L_f = 8.65m$ .

sens transversal:  $T_f = 0.09 \frac{17.3}{\sqrt{8.65}} = 0.52s$

sens longitudinal:  $T_c = 0.09 \frac{17.3}{\sqrt{22.5}} = 0.33s$ .



dans notre cas le sol est meuble.

pour  $T_c = 0.33s \rightarrow D_c = 2$ .

pour  $T_f = 0.52s \rightarrow D_f = 2 \sqrt{\frac{0.5}{0.52}} = 1.96$

facteur de comportement de la structure.

le facteur de comportement de la structure est fonction du type de la structure et de la nature du contreventement.  $\frac{1}{3} \leq \beta \leq \frac{2}{3}$

on a un contreventement par des portiques autostables  $\rightarrow \beta = 0.25$  d'après tableau (2) du RPA 81

Facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité Q est donné par la formule suivante.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{avec} \quad 1 \leq Q \leq 1.6$$

$P_q$ : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q.

$P_1$ : critère des files porteuses.

$P_2$ : critère de surabondance en plan.

$P_3$ : Critère de symétrie en plan.

$P_4$ : Critère de régularité en élévation.

$P_5$ : Critère de contrôle de la qualité des matériaux.

$P_6$ : Critère de contrôle de la qualité de construction.

peus transversal:

$P_1 = 0.1$  critère non observé.

$P_2 = 0.1$  critère non observé.

$P_3 = 0$  critère observé.

$P_4 = 0.1$  critère non observé.

$P_5 = 0.1$  critère non observé.

$P_6 = 0.1$  critère non observé

$$Q_t = 1 + 5 \times 0.1 = 1.5$$

peus Longitudinal:

$P_1 = P_2 = P_3 = 0$  les trois critères sont observés

$P_4 = P_5 = P_6 = 0.1$  les trois critères ne sont pas assurés

$$\} \rightarrow Q_e = 1 + 3 \times 0.1 = 1.3.$$

donc:

peus transversal:  $V_t = (0.15 \times 1.36 \times 0.25 \times 1.5) w = 0.110 w$

peus Longitudinal:  $V_e = (0.15 \times 2 \times 0.25 \times 1.3) w = 0.098 w$

Poids de la structure soumis à l'action sismique:  $\bar{W}$

$$\bar{W} = \sum_{j=I}^{IV} W_j$$

Plancher terrasse:

$$\left. \begin{array}{l} G_{IV} = 210.314t \\ P_{IV} = 21.614t \end{array} \right\} \rightarrow \bar{W}_{IV} = \frac{G_{IV}}{5} + \frac{P_{IV}}{5} = 214.637t$$

Planchers courants (IV, III, II):

$$\left. \begin{array}{l} G_{IV} = G_{III} = G_{II} = 240.602t \\ P_{IV} = P_{III} = P_{II} = 37.825t \end{array} \right\} \rightarrow \bar{W}_{IV} = \bar{W}_{III} = \bar{W}_{II} = 248.067t$$

Plancher (I):

$$\left. \begin{array}{l} G_I = 246.232t \\ P_I = 37.825t \end{array} \right\} \rightarrow \bar{W}_I = 253.737t$$

d'où le poids total soumis à l'action sismique est:

$$\bar{W} = \bar{W}_{IV} + \bar{W}_{III} + \bar{W}_{II} + \bar{W}_I = 1212.635t$$

$$\text{donc: } V_f = 0.110 \bar{W} = 0.110 \times 1212.635 = 133.393t$$

$$V_c = 0.095 \bar{W} = 0.095 \times 1212.635 = 117.232t$$

Distribution en hauteur des forces latérales sur les planchers.

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

$$\bar{V} = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{avec: } F_t \text{ : force concentrée au sommet de la structure}$$

et est donnée par la formule:

$$F_t = 0.07 T \cdot V \quad \text{si } T > 0.7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0.7s$$

la partie restante de l'effort horizontal total  $\bar{V}$  doit être distribuée sur

la structure suivant la formule:  $F_k = \frac{(\bar{V} - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$

avec:  $F_k$ : effort horizontal au niveau k

$w_k$ : charge au niveau k.

donc dans notre cas  $F_0 = 0$  car  $T \leq 0.7s$

et la distribution des forces horizontales sera faite selon la formule

$$F_k = V \frac{w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

Sens transversal

Niv.	R(m)	$w_k$ (t)	$w_k \cdot h_k$ (t.m)	$F_k$ (t)	$F_k^c$ (t)
V	16.3	214.637	3605.902	39.004	39.004
IV	13.6	248.067	3373.711	36.430	75.434
III	10.4	248.067	2579.897	27.904	103.335
II	7.2	248.067	1786.082	19.318	122.713
I	4.0	253.737	1015.137	10.920	133.693
$\Sigma$			12360.720		

Sens Longitudinal

Niv.	h(m)	$w_k$ (t)	$w_k \cdot h_k$ (t.m)	$F_k$ (t)	$F_k^c$ (t)
V	16.3	214.637	3605.902	34.434	34.434
IV	13.6	248.067	3373.711	32.270	66.704
III	10.4	248.067	2579.897	24.677	91.381
II	7.2	248.067	1786.082	17.084	108.522
I	4.0	253.737	1015.137	9.710	118.232
$\Sigma$			12360.720		

CALCUL DES DEPLACEMENTS :  $\delta_j = \frac{F_j^c}{R_j}$

Sens transversal

Niv	$F_j^c$ (t)	$R_j^c$ (t/m)	$\delta_j$ (cm)	$\delta_j^c$ (cm)
V	39.004	3540230	0.11	1.62
IV	75.434	"	0.21	1.54
III	103.335	"	0.29	1.30
II	122.713	"	0.35	1.01
I	133.693	2017230	0.66	0.66

Sens Longitudinal

Niv	$F_j^c$ (t)	$R_j^c$ (t/m)	$\delta_j$ (cm)	$\delta_j^c$ (cm)
V	34.434	4476532	0.08	1.08
IV	66.704	"	0.15	1.00
III	91.381	"	0.20	0.85
II	108.522	"	0.24	0.65
I	118.232	2862278	0.41	0.41



CALCUL de la période exacte :

le calcul sera fait suivant la formule:  $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_j \delta_j^c}{g \sum F_j^c \delta_j^c}}$

donné par le RPA 81.

seus longitudinal :

$$\sum_{j=1}^{\text{II}} w_j \delta_j^c = 214.637 \times 1.08^2 + 248.067 (1^2 + 0.85^2 + 0.65^2) + 253.797 (0.41)^2 = 825.120 \text{ t cm}^2$$

$$\sum_{j=1}^{\text{II}} F_j^c \delta_j^c = 34.494 \times 1.08 + 66.764 \times 1 + 91.438 \times 0.85 + 108.521 \times 0.65 + 118.232 \times 0.41 = 300.748 \text{ t cm}$$

$$\text{donc } T_e = 2\pi \sqrt{\frac{825.120}{981 \times 300.748}} = 0.33 \text{ s}$$

donc  $T_e = 0.33 \text{ s} = \text{constante}$  donc pas de variation du facteur d'amplification dynamique  $D$ , donc pas de changement des efforts, pas de changement des déplacements: donc période constante égale à  $T_e = 0.33 \text{ s}$ .

seus transversal :

$$\sum_{j=1}^{\text{II}} w_j \delta_j^c = 214.637 (1.62^2) + 248.067 (1.51^2 + 1.30^2 + 1.01^2) + 253.797 \times 0.66^2 = 1911.751 \text{ t cm}^2$$

$$\sum_{j=1}^{\text{II}} F_j^c \delta_j^c = 523.764 \text{ t cm}$$

$$\text{donc } T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1911.751}{981 \times 523.764}} = 0.38 \text{ s} \rightarrow D_e = 2$$

donc on doit recalculer la force horizontale totale  $V_e$  et on va la redistribuer de nouveau sur les différents niveaux.

$$D_e = 2 \rightarrow V_e = 0.15 \times 2 \times 0.15 \times 1.5 \times 1212.635 = 136.421 \text{ t} = \text{ADBAQW}$$

Distribution de la force  $V_e$  sur les différents niveaux.

$V_e$  sera distribuée par la même formule précédente c'est à dire

$$F_{e,k} = V_e \frac{w_k \cdot h_k}{\sum w_i \cdot h_i} \quad \text{car } F_e = 0 \text{ (puisque } T_e = 0.38 \text{ s} < 0.7 \text{ s)}$$

Distribution de la force  $V_f$  et calcul des déplacements  
sens transversal.

Niv	$h$ (m)	$w_k$ (t)	$w_k h_k$ (t·m)	$F_k$ (t)	$F_k^c$ (t)	$R_j$ (t/m)	$\delta_j$ (cm)	$\delta_j^c$ (cm)
V	16.8	214.637	3605.902	39.797	39.797	35408.96	0.11	1.66
IV	13.6	248.067	3373.711	37.234	77.031	"	0.22	1.55
III	10.4	248.067	2579.897	28.473	105.504	"	0.30	1.33
II	7.2	248.067	1786.082	19.712	125.216	"	0.35	1.03
I	4.0	253.737	1015.188	11.204	136.420	20171.80	0.68	0.68
$\Sigma$			12360.780					

CALCUL de la nouvelle période  $T_E$  à partir des déplacements.

$$T_E = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n w_j \delta_j^2}{\sum_{j=1}^n F_j^c \delta_j^c}}$$

$$\sum_{j=1}^n w_j \delta_j^2 = 2006.770 \text{ t cm}^2, \quad \sum_{j=1}^n F_j^c \delta_j^c = 547.519 \text{ cm} \rightarrow$$

$$T_E = 2\pi \sqrt{\frac{2006.770}{981 \times 547.519}} = 0.38 \text{ s.}$$

donc  $T_E = 0.38 \text{ s} = \text{constante} \rightarrow$  pas de variation de période, pas de variation des efforts, pas de variation des déplacements.

Efforts tranchants de niveau

Récapitulatif.

Niveau	V	IV	III	II	I
$Z_j^p$ (t)	34.491	66.761	91.438	108.522	118.232
$Z_j^c$ (t)	39.797	77.071	105.504	125.216	136.420

**ETUDE AU**  
**VENT**

## INTRODUCTION

l'étude de la résistance et de la stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques doit être faite sous l'action des surcharges normales et extrêmes.

### Actions dues au vent :

L'action globale du vent est donnée par :  $q = q_0 \cdot k_e \cdot k_f \cdot S \cdot C \cdot \beta$  [ $\text{kg/m}^2$ ]

$q_0$  : étant la pression dynamique de base, qui dépend de la région où se trouve le lieu d'implantation du projet, elle se détermine par la relation suivante :  $q_0 = \frac{v^2}{1630}$  avec :  $q_0$  en  $\text{kg/m}^2$  et  $v$  en  $\text{m/s}$ .

Notre bâtiment sera implanté à l'AABNA qui correspond à la région II d'où une pression dynamique de base normale  $q_0 = 70 \text{ kg/m}^2$ .

pour le cas extrême  $q_0$  doit être multiplié par 1.75.

$k_A$  : c'est un coefficient qui tient compte de la nature du site d'implantation de la construction (site exposé, normale ou protégé) on est en site normale donc  $k_A = 1$  d'après (NV65).

$k_f$  : effet de la hauteur au dessus du sol : l'action du vent est une fonction de l'altitude du point étudié par rapport au sol environnant soit  $q_H$  : la pression dynamique agissante à la hauteur  $H$  au dessus du sol.

$q_{10}$  : pression dynamique de base à 10 m de hauteur.

pour  $0 < H < 500 \text{ m}$ , le coefficient  $k_f$  peut être donné par la relation suivante

$$k_f = 2.5 \frac{H+18}{H+60}, \text{ au sommet on a une hauteur } H = 17.50 \text{ m.}$$

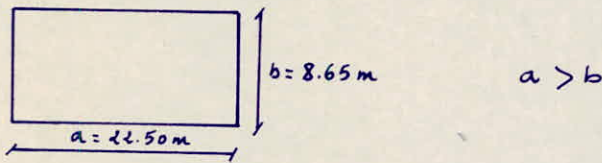
H(m)	0.00	4.00	7.200	10.400	13.600	17.300	/
$k_f$	0.750	0.859	0.938	1.009	1.073	1.122	

Remarque: Pour les bâtiments de faible hauteur, on peut considérer que la valeur de l'action du vent comme constante et égale à la valeur calculée au sommet du bâtiment. (c'est d'ailleurs le cas le plus défavorable).

$\delta$ : Effet des dimensions: les pressions dynamiques de base s'exerçant sur un élément de construction peuvent être affectés d'un coefficient de réduction  $\delta$  qui est donné par un diagramme dans (NV65) en fonction de la plus grande dimension, de la surface offerte au vent intéressant l'élément considéré, de la cote  $H$  de l'élément considéré.

pour  $H < 30\text{ m}$  (NV65)  $\rightarrow \delta = 0.70$  (Fig. R.III.2)

$C$ : forme de la construction: notre bâtiment est assimilé à une construction en contact avec le sol à base rectangulaire comme il est indiqué ci-dessous



Pour le calcul, on suppose que l'action du vent est toujours normale à l'une des quatre faces du bâtiment.

Le coefficient  $C$  est positif dans le cas de surpression et négatif dans le cas de dépression (suction).

#### Actions extérieures:

Face au vent:  $C_e = +0.8$  indépendant de la forme de bâtiment.

Face sous vent:  $C_e = -(1.3 \times 0.8 - 0.8) = -0.5$

#### Actions intérieures:

surpression:  $C_i = +0.6(1.8 - 1.3 \times 0.8)$ .

dépression:  $C_i = -0.6(1.3 \times 0.8 - 0.8)$ .

Le coefficient  $\gamma_0$  est déterminé en fonction de la hauteur et des deux faces du bâtiment.

$$\gamma_0 = f(\lambda_a, \lambda_b, \frac{a}{b}) \quad \text{avec:}$$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{17.30}{22.50} = 0.769$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{17.30}{8.65} = 2.000$$

$$\frac{b}{a} = \frac{8.65}{22.50} = 0.384 \Rightarrow \frac{a}{b} = 2.601$$

or  $(\lambda_a = 0.769, \lambda_b = 2.000) > 0.5$ ,  $\frac{b}{a} < 3$  donc d'après (NV65)  $\rightarrow \gamma_0 = 1$

● Actions résultantes sur les parois:  $C_e \cdot C_s \cdot C_i$

on combine les deux actions de manière à obtenir l'action la plus défavorable.

Action au vent:  $C_e \cdot C_s = 0.8 - (-0.3) = 1.1$

Action sous vent:  $C_e \cdot C_s = -0.5 - 0.3 = -0.8$

$\beta$ : coefficient de majoration dynamique:

pour tenir compte des effets dynamiques du vent, on multiplie les pressions dynamiques normales, servant au calcul de l'action d'ensemble à chaque niveau par un coefficient de majoration dynamique supérieure à l'unité, ce coefficient  $\beta$  est donné par:  $\beta = \theta(1 + \xi \cdot Z)$  en vent normal.

$\xi$ : coefficient de réponse donné en fonction de la période  $T$  du mode fondamental d'oscillation, il dépend du type de la structure.

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad \text{avec } L: \text{dimension dans le sens considéré. } L = a \text{ ou } b$$

pour:  $L = 22.50 \text{ m} \Rightarrow T = 0.35 \text{ s}$ ,  $L = 8.65 \text{ m} \Rightarrow T = 0.55 \text{ s}$ .

$$\text{pour } \left. \begin{array}{l} T = 0.55 \text{ s} \rightarrow \xi = 0.35 \\ T = 0.35 \text{ s} \rightarrow \xi = 0.25 \end{array} \right\} \text{ d'Après R.III.3 (NV 65)}$$

on prend:  $\xi = 0.35$  dans les deux cas.

pour  $H < 30 \text{ m} \rightarrow \theta = 0.70$  avec:  $\theta$ : coefficient global dépendant du type de la construction.

pour  $H = 16.8 \text{ m} \rightarrow Z = 0.35$  (d'Après NV65 R.III.4).

d'où les coefficients  $\beta$  et  $\beta'$ :  $\beta = \theta(1 + \xi \cdot Z) = 0.70(1 + 0.35 \times 0.35) = 0.786$  (vent normal)

$\beta' = (0.5 + \frac{\theta}{2}) \theta(1 + \xi \cdot Z) = (0.5 + \frac{0.70}{2}) 0.7(1 + 0.35 \times 0.35) = 0.668$  (vent extr.)

$\beta$  et  $\beta' < 1$  on prend donc  $\beta = \beta' = 1$

Action globale du vent: q

l'action globale au sommet du bâtiment est:  $\rightarrow$

$$q = q_0 \cdot k_s \cdot k_r \cdot \delta \cdot c \cdot \beta = \begin{cases} 0.70 \times 1 \times 1.142 \times 0.70 \times 1 \times 1 = 44.77 \text{ kg/m}^2 & (\text{face sous vent}) \\ 0.70 \times 1 \times 1.142 \times 0.70 \times 1 \times 1 = 61.55 \text{ kg/m}^2 & (\text{face au vent}) \end{cases}$$

donc on aura:

$$\begin{aligned} * \text{ sur la face transversale du bâtiment: } q_e &= 61.55 \times 8.65 = 532.41 \text{ kg/ml} \\ * \text{ sur la face longitudinale du bâtiment: } q_e &= 61.55 \times 22.50 = 1384.88 \text{ kg/ml} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} * \text{ sur la face transversale du bâtiment: } q_e &= 61.55 \times 8.65 = 532.41 \text{ kg/ml} \\ * \text{ sur la face longitudinale du bâtiment: } q_e &= 61.55 \times 22.50 = 1384.88 \text{ kg/ml} \end{aligned}} \right\} \text{ faces au vent}$$

$$\begin{aligned} * \text{ sur la face transversale du bâtiment: } q_e &= 44.77 \times 8.65 = 387.26 \text{ kg/ml} \\ * \text{ sur la face longitudinale du bâtiment: } q_e &= 44.77 \times 22.50 = 1007.33 \text{ kg/ml} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} * \text{ sur la face transversale du bâtiment: } q_e &= 44.77 \times 8.65 = 387.26 \text{ kg/ml} \\ * \text{ sur la face longitudinale du bâtiment: } q_e &= 44.77 \times 22.50 = 1007.33 \text{ kg/ml} \end{aligned}} \right\} \text{ faces sous vent}$$

pour le cas du vent extrême:  $q_e = 1.75 q_n$  donc:

$$\begin{aligned} q_{et} &= 532.41 \times 1.75 = 931.72 \text{ kg/ml} \\ q_{el} &= 1384.88 \times 1.75 = 2423.54 \text{ kg/ml} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} q_{et} &= 532.41 \times 1.75 = 931.72 \text{ kg/ml} \\ q_{el} &= 1384.88 \times 1.75 = 2423.54 \text{ kg/ml} \end{aligned}} \right\} \text{ faces au vent.}$$

$$\begin{aligned} q_{et} &= 387.26 \times 1.75 = 677.71 \text{ kg/ml} \\ q_{el} &= 1007.33 \times 1.75 = 1762.83 \text{ kg/ml} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} q_{et} &= 387.26 \times 1.75 = 677.71 \text{ kg/ml} \\ q_{el} &= 1007.33 \times 1.75 = 1762.83 \text{ kg/ml} \end{aligned}} \right\} \text{ faces sous vent.}$$

Pour pouvoir faire une comparaison entre le séisme et le vent (vent extrême) on concentre les forces réparties précédentes du vent sur les différents planchers qui sont supposés infiniment rigides dans leur plan et on s'intéresse seulement aux faces au vent (cas le plus défavorable).

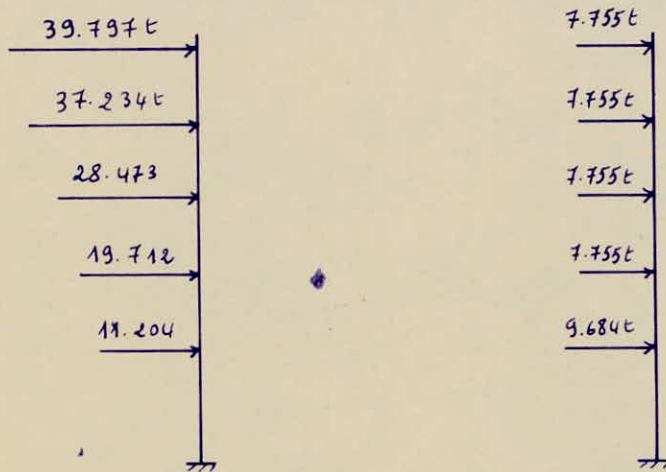
la force due au vent est donnée par  $F_v = q_e \cdot h$  avec  $h$ : la hauteur d'étage.

$$\begin{aligned} \text{étage courant: } F &= 2423.54 \times 3.2 = 7755.33 \text{ kg} \approx 7.755 \text{ t} \\ \text{rez de chaussée: } F &= 2423.54 \times 4.0 = 9694.16 \text{ kg} \approx 9.694 \text{ t} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{étage courant: } F &= 2423.54 \times 3.2 = 7755.33 \text{ kg} \approx 7.755 \text{ t} \\ \text{rez de chaussée: } F &= 2423.54 \times 4.0 = 9694.16 \text{ kg} \approx 9.694 \text{ t} \end{aligned}} \right\} \text{ sens transversal.}$$

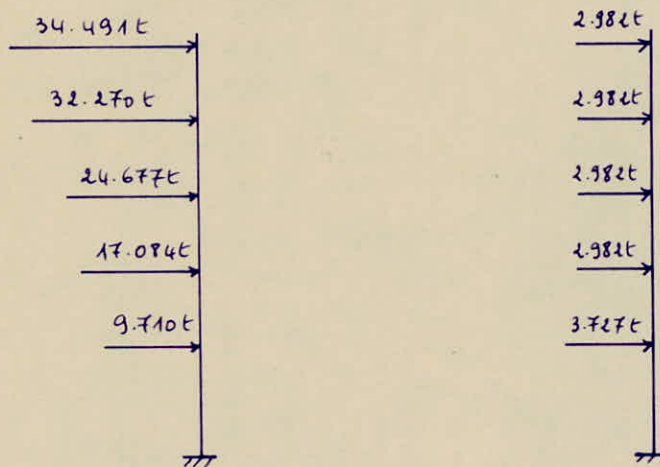
$$\begin{aligned} \text{étage courant: } F &= 931.72 \times 3.2 = 2981.50 \text{ kg} \approx 2.982 \text{ t} \\ \text{rez de chaussée: } F &= 931.72 \times 4.0 = 3726.88 \text{ kg} \approx 3.727 \text{ t} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{étage courant: } F &= 931.72 \times 3.2 = 2981.50 \text{ kg} \approx 2.982 \text{ t} \\ \text{rez de chaussée: } F &= 931.72 \times 4.0 = 3726.88 \text{ kg} \approx 3.727 \text{ t} \end{aligned}} \right\} \text{ sens longitudinal.}$$

Comparaison entre seisme et vent extrême.

Sens transversal.



Sens longitudinal.



Conclusion: les forces dues au vent extrême sont très petites que les forces sismiques. donc le calcul sera fait sous les forces latérales dues au seisme.



# **CHARGES HORIZONTALES**

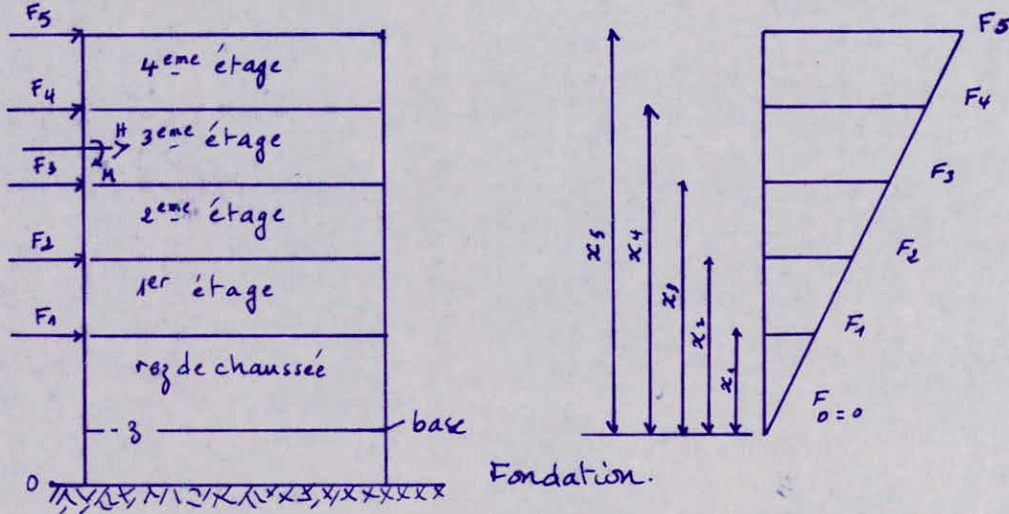
---

---

---

## Vérification du bâtiment au renversement.

Avant tout calcul relatif au séisme, il faut vérifier la structure vis à vis du renversement, (il faut que :  $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} > 1.5$ ) pour qu'il n'y a pas renversement.



Moment de renversement =  $M^{\text{ext}}$  extérieur en console (base) + Effort tranchant (base)  $\times z$

$$\text{Moment en console (base)} = \sum_{i=1}^5 F_i x_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 + F_4 x_4 + F_5 x_5.$$

$$\text{Effort tranchant à la base} = H = \sum_{i=1}^5 F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$$

$$\text{Moment résistant} = \left( \sum_{i=1}^5 w_i - \sum_{i=1}^5 \sigma_{H_i} w_i \right) b \geq 1.5 \text{ Moment de renversement.}$$

avec :  $\sigma_H = ADBQ$  coefficient sismique.

### Application numérique:

Vérification du bâtiment au renversement dans le sens de  $L_x$  (grande dimension).

$$L_x = 22.50 \text{ m} \rightarrow b_z = \frac{L_x}{2} = 11.25 \text{ m.}$$

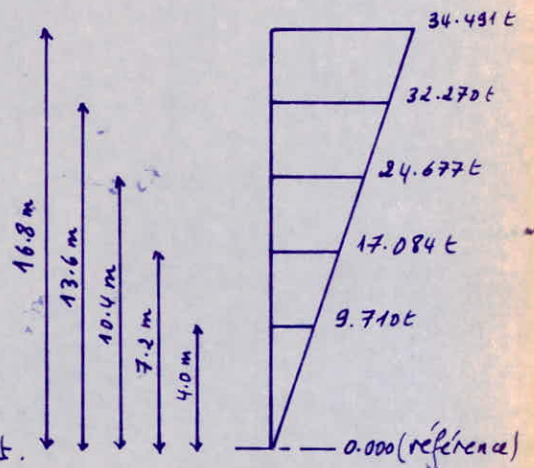
$$H = \sum_{i=1}^5 F_i = 118.232 \text{ t}$$

$$M^{\text{ext}} \text{ de renversement} = 1614.15 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_H = 0.098 \rightarrow \text{moment résistant} = 12305.26 \text{ t.m.}$$

$$\frac{\text{Moment résistant}}{M^{\text{ext}} \text{ de renversement}} = \frac{12305.26}{1614.15} = 7.62 \gg 1.5$$

donc dans le sens de la plus grande portée, notre bâtiment sera très stable vis à vis du renversement.



Vérification du bâtiment au renversement dans le sens de la petite portée.

"Ly".

$$L_y = 8.65 \text{ m} \rightarrow b_y = \frac{L_y}{2} = 4.325 \text{ m}, \quad z = 1.50 \text{ m}.$$

$$H = \sum_{i=1}^5 F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$$

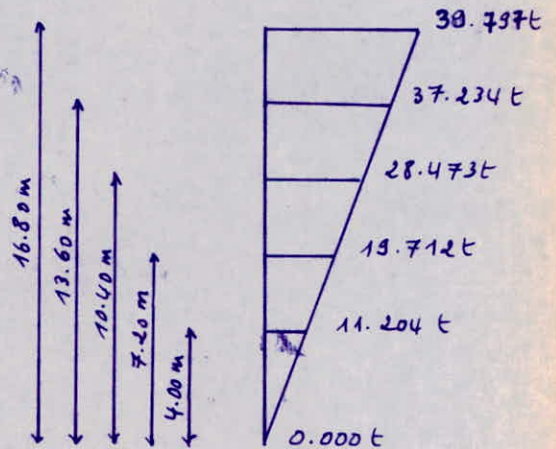
$$H = 39.797 + 37.234 + 28.473 + 19.712 + 11.204 \text{ t}$$

$$H = 136.420 \text{ t}.$$

Moment de renversement:

$$M^{\text{renv.}} = \sum_{i=1}^5 F_i x_i + \left( \sum_{i=1}^5 F_i \right) \times z.$$

$$M^{\text{renv.}} = 1862.46 \text{ t.m.}$$



Moment résistant:

$$M^{\text{résist.}} = \left( \sum_{i=1}^5 w_i - \sum_{i=1}^5 \gamma_{H,y} w_i \right) b_y = 4555.22 \text{ t.m.}$$

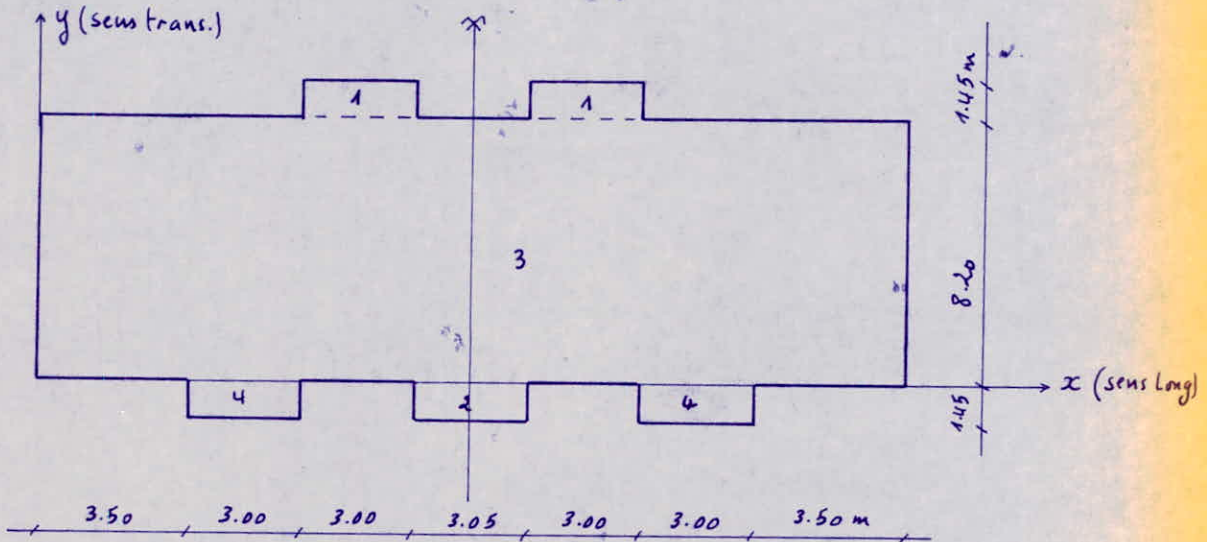
$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} = \frac{4555.22}{1862.46} = 2.45 > 1.5$$

donc le bâtiment est stable dans le sens de la petite dimension (Ly) vis à vis du renversement.

Conclusion:

On peut affirmer que vis à vis du renversement, le bâtiment que nous sommes entrain d'étudier sera très stable.

Détermination du centre de masse et du centre de torsion.



a) détermination du centre de masse.

Niveaux	Surface	$y_i$ (m)	$F_i$ (m <sup>2</sup> )	$F_i y_i$ (m <sup>3</sup> )
I, ..., V	1	8.925	8.7000	77.6475
I, ..., V	2	-0.725	4.4225	-3.2063
I, ..., V	3	4.100	180.8100	741.3210
I, ..., V	4	-0.725	8.7000	-6.3075
$\Sigma$			200.6375	809.4547

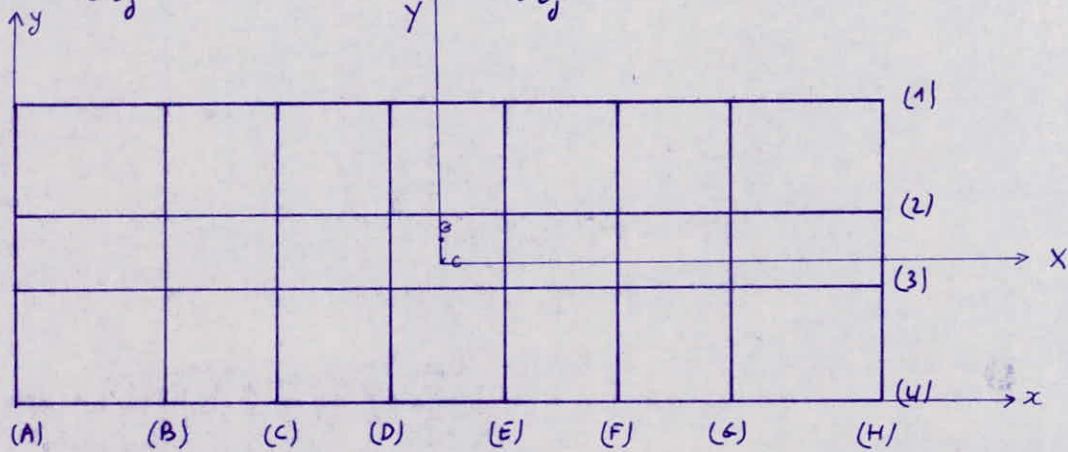
$$x_G = \frac{\sum F_i x_i}{\sum F_i} = 11.025 \text{ m (symétrie).}$$

$$y_G = \frac{\sum F_i y_i}{\sum F_i} = \frac{809.4547}{200.6375} = 4.035 \text{ m.}$$

b. Détermination du centre de torsion.

$$x_c = \frac{\sum R_j^t x_j^t}{R_j^t}$$

$$y_c = \frac{\sum R_j^e y_j^e}{R_j^e}$$



$$R_j^e = \begin{cases} 44765.92 \text{ t/m} & \text{pour niveaux: I, II, III} \\ 28622.98 \text{ t/m} & \text{pour niveau: IV} \end{cases}$$

$$R_j^t = \begin{cases} 35408.96 \text{ t/m} & \text{pour niveaux: I, II, III} \\ 20172.80 \text{ t/m} & \text{pour niveau: IV} \end{cases}$$

$$R_j^t = \begin{cases} 4426.12 \text{ t/m} & \text{pour niveaux: I, II, III} \\ 2521.60 \text{ t/m} & \text{pour niveau: IV} \end{cases} \left. \vphantom{\begin{matrix} R_j^t \\ R_j^t \end{matrix}} \right\} \text{portiques transversaux.}$$

$$\left. \begin{aligned} R_j^e &= \begin{cases} 11410.92 \text{ t/m} & \text{portiques Lmg. 1, 2, 3} \\ 10533.16 \text{ t/m} & \text{portique Lmg. 4} \end{cases} \\ R_j^e &= \begin{cases} 7239.18 \text{ t/m} & \text{portiques Lmg. 1, 2, 3} \\ 6905.44 \text{ t/m} & \text{portique: 4} \end{cases} \end{aligned} \right\} \begin{matrix} \text{niveaux: I, II, III} \\ \text{niveau: IV} \end{matrix}$$

$$x_c = \frac{\sum R_j^t x_j^t}{R_j^t} = \left\{ 11.025 \text{ m} \right\} \text{ pour tous les niveaux.}$$

$$y_c = \frac{\sum R_j^e y_j^e}{R_j^e} = \begin{cases} 4.180 \text{ m} & \text{niveaux: I, II, III} \\ 4.148 \text{ m} & \text{niveau: IV} \end{cases}$$

Coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion.

Portiques trans.	A	B	C	D	E	F	G	H	
X(m)	niv II, ..., II	-11.025	-7.525	-4.525	-1.525	+1.525	+4.525	+7.525	+11.025
	niv I	-11.025	-7.525	-4.525	-1.525	+1.525	+4.525	+7.525	+11.025

Portiques long.	1	2	3	4	
Y(m)	Niveaux II, ..., II	4.020	0.720	-0.880	-4.180
	niveau I	4.052	0.752	-0.848	-4.148

CALCUL DES EXCENTRICITÉS entre le centre de masse et le centre de torsion.

Niveau	$x_G$ (m)	$x_C$ (m)	$ x_C - x_G $ (m)	$y_G$ (m)	$y_C$ (m)	$ y_C - y_G $ (m)
II, ..., II	11.025	11.025	0	4.035	4.180	0.145
I	11.025	11.025	0	4.035	4.148	0.113

D'après le RPA 81, on suppose qu'on ait, dans chaque niveau et dans chaque direction, une excentricité accidentelle de 5% de la grande dimension.

donc il faut prendre le maximum de :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.

excentricité théorique résultant des calculs.

$$5\% \max(L_x, L_y) = 5\% \cdot (22.45) = 1.1225 \text{ m.}$$

donc pour tous les niveaux, on prendra les excentricités suivantes

$$e_x = e_y = 1.1225 \text{ m.}$$

Détermination de l'effort tranchant de niveau revenant à chaque portique.

L'effort tranchant d'étage  $Z_j$  s'applique au centre de gravité de l'étage  $j$ , comme on a rotation du plancher autour du centre de torsion  $c$ ,  $Z_j$  appliqué en "G" est équivalent à  $Z_j$  appliqué en "c" plus un moment de torsion  $M_j$  avec  $M_j = Z_j \cdot e$   $e$ : étant l'excentricité.

\* dans les portiques longitudinaux, on aura un effort tranchant de niveau  $j$  sous l'action de  $Z_{jx}^{(e)}$  qui sera:  $T_{jx}^{(e)} = Z_{jx}^{(e)} \frac{R_{jx}^{(e)}}{R_{jx}^{(e)}} + Z_{jx}^{(e)} \frac{R_{jx}^{(e)} y_j^{(e)}}{R_{j\theta}}$

Le premier terme étant dû à la translation et le second à la rotation.

$R_{j\theta}$  = rigidité à la torsion de l'étage  $j$ .

\* de même pour les portiques transversaux, on aura un effort tranchant de niveau  $j$  sous l'action de  $Z_{jy}^t$  qui sera:  $T_{jy}^t = Z_{jy}^t \frac{R_{jy}^t}{R_{jy}^t} + Z_{jy}^t \frac{R_{jy}^t x_j^t}{R_{j\theta}}$

Portiques transversaux:

$$T_{jy}^t = Z_{jy}^t \frac{R_{jy}^t}{R_{jy}^t} + Z_{jy}^t \frac{R_{jy}^t x_j^t}{R_{j\theta}} e_x$$

Portiques Longitudinaux:

$$T_{jx}^e = Z_{jx}^e \frac{R_{jx}^e}{R_{jx}^e} + Z_{jx}^e \frac{R_{jx}^e y_j^e}{R_{j\theta}} e_y$$

Calcul de la rigidité à la torsion:  $R_{j\theta}$

la rigidité à la torsion de l'étage ( $j$ ) est donnée par:  $R_{j\theta} = \sum_{t=A}^H R_{jy}^{(t)} (x_j^t)^2 + \sum_{e=1}^V R_{jx}^{(e)} (y_j^e)^2$

où  $x$  et  $y$  sont les coordonnées des portiques / au repère  $XCY$ .

Application:

$$R_{j\theta} = \left\{ \begin{array}{l} 11410.92 \times (4.02^2 + 0.72^2 + 0.88^2) + \\ 4426.12 (11.025^2 + 7.525^2 + 4.525^2 + 1.525^2) \times 2 \\ + 10523.16 \times (4.18^2) \end{array} \right\} = 2162297.72 \text{ tm.}$$

pour:  $J = II, \dots, V$

$$R_{j\theta} = \left\{ \begin{array}{l} 7239.18 (4.05^2 + 0.75^2 + 0.84^2) + 6905.44 (4.148^2) \\ + 2521.60 \times 2 (11.025^2 + 7.525^2 + 4.525^2 + 1.525^2) \end{array} \right\} = 1260541.53 \text{ tm}$$

pour:  $J = I$

Portiques longitudinaux sous  $\vec{S}_H$

Distribution des efforts de niveaux sur les portiques.

port.	niv.	$R_{jX}$ (t/m)	$R_{jX}$ (t/m)	$R_{j0}$ (tm)	$Z_{jX}$ (t)	$Y_j$ (m)	$e_x$ (m)	$T_{jX}$ (t)
1	V	11410.92	44765.92	2162297.72	34.491	4.020	1.1225	9.613
	IV	"	"	"	66.761	"	"	18.607
	III	"	"	"	91.438	"	"	25.485
	II	"	"	"	108.522	"	"	30.247
	I	7239.18	28622.98	1260541.53	118.232	4.052	"	32.991
2	V	11410.92	44765.92	2162297.72	34.491	0.720	"	8.939
	IV	"	"	"	66.761	"	"	17.302
	III	"	"	"	91.438	"	"	23.698
	II	"	"	"	108.522	"	"	28.125
	I	7239.18	28622.98	1260541.53	118.232	0.752	"	30.476
3	V	11410.92	44765.92	2162297.72	34.491	-0.890	"	8.612
	IV	"	"	"	66.761	"	"	16.669
	III	"	"	"	91.438	"	"	22.831
	II	"	"	"	108.522	"	"	27.097
	I	7239.18	28622.98	1260541.53	118.232	-0.848	"	29.256
4	V	10533.16	44765.92	2162297.72	34.491	-4.190	"	7.327
	IV	"	"	"	66.761	"	"	14.183
	III	"	"	"	91.438	"	"	19.425
	II	"	"	"	108.522	"	"	23.054
	I	6905.44	28622.98	1260541.53	118.232	-4.148	"	25.508



Portiques transversaux sous  $\vec{S}H$ 

Distribution des efforts de niveaux sur les portiques.

Port.	Niv.	$R_{jy}$ (t/m)	$R_{jy}$ (t/m)	$R_{j0}$ (tm)	$Z_{jy}$ (t)	$e_y$ (m)	$X_j$ (m)	$T_{jy}$ (t)
A	V	4426.12	35408.96	2162297.72	39.797	1.1225	-11.025	3.966
	IV	"	"	"	77.031	1.1225	"	7.678
	III	"	"	"	105.504	1.1225	"	10.515
	II	"	"	"	125.216	1.1225	"	12.480
	I	2521.60	20172.80	1260541.53	136.420	1.1225	"	13.675
B	V	4426.12	35408.96	2162297.72	39.797	1.1225	-7.525	4.287
	IV	"	"	"	77.031	1.1225	"	8.297
	III	"	"	"	105.504	1.1225	"	11.364
	II	"	"	"	125.216	1.1225	"	13.487
	I	2521.60	20172.80	1260541.53	136.420	1.1225	"	14.741
C	V	4426.12	35408.96	2162297.72	39.797	1.1225	-4.525	4.561
	IV	"	"	"	77.031	1.1225	"	8.818
	III	"	"	"	105.504	1.1225	"	12.091
	II	"	"	"	125.216	1.1225	"	14.350
	I	2521.60	20172.80	1260541.53	136.420	1.1225	"	15.666
D	V	4426.12	35408.96	2162297.72	39.797	1.1225	-1.525	4.835
	IV	"	"	"	77.031	1.1225	"	9.359
	III	"	"	"	105.504	1.1225	"	12.818
	II	"	"	"	125.216	1.1225	"	15.213
	I	2521.60	20172.80	1260541.53	136.420	1.1225	"	16.585
E	V	4426.12	35408.96	2162297.72	39.797	1.1225	1.525	5.114
	IV	"	"	"	77.031	1.1225	"	9.899
	III	"	"	"	105.504	1.1225	"	13.558
	II	"	"	"	125.216	1.1225	"	16.091
	I	2521.60	20172.80	1260541.53	136.420	1.1225	"	17.520
F	V	4426.12	35408.96	2162297.72	39.797	1.1225	4.525	5.388
	IV	"	"	"	77.031	1.1225	"	10.430
	III	"	"	"	105.504	1.1225	"	14.285
	II	"	"	"	125.216	1.1225	"	16.954
	I	2521.60	20172.80	1260541.53	136.420	1.1225	"	18.439
G	V	4426.12	35408.96	2162297.72	39.797	1.1225	7.525	5.663
	IV	"	"	"	77.031	1.1225	"	10.961
	III	"	"	"	105.504	1.1225	"	15.012
	II	"	"	"	125.216	1.1225	"	17.817
	I	2521.60	20172.80	1260541.53	136.420	1.1225	"	19.358
H	V	4426.12	35408.96	2162297.72	39.797	1.1225	11.025	5.983
	IV	"	"	"	77.031	1.1225	"	11.580
	III	"	"	"	105.504	1.1225	"	15.861
	II	"	"	"	125.216	1.1225	"	18.824
	I	2521.60	20172.80	1260541.53	136.420	1.1225	"	20.430

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT REVENANT À CHAQUE POTEAU.

on déjà calculé le déplacement relatif de niveau  $\delta_j$  pour chaque portique. comme tous les poteaux d'un même niveau doivent avoir le même déplacement  $\rightarrow$

$$\delta_j^{(1)} = \delta_j^{(2)} = \dots = \delta_j^{(i)} = \dots = \delta_j^{(m)} = \delta_j \quad \text{si on a "m" poteaux.}$$

$$\rightarrow \frac{t_j^{(1)}}{r_j^{(1)}} = \frac{t_j^{(2)}}{r_j^{(2)}} = \dots = \frac{t_j^{(i)}}{r_j^{(i)}} = \dots = \frac{t_j^{(m)}}{r_j^{(m)}} = \frac{T_j}{\delta_j}$$

$$\text{donc on a: } t_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} T_j = \frac{r_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^m r_j^{(i)}} \cdot T_j$$

$t_j^{(i)}$  : part de l'effort tranchant revenant au poteau (i) du niveau (j).

$r_j^{(i)}$  : rigidité corrigée du poteau (i) du niveau (j).

$$\text{comme } r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^2} a_j^{(i)} K_j^{(i)} \quad \text{et comme } h_j = c^{te} \rightarrow$$

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} K_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^m a_j^{(i)} K_j^{(i)}} \cdot T_j \rightarrow t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} K_j^{(i)}}{D_j} \cdot T_j$$

Remarque:

tous les calculs sont regroupés dans le tableau qui suit cette page.

les coefficients :  $a_j^{(i)}$ ,  $K_j^{(i)}$  et  $D_j$  sont donnés dans les tableaux précédents pour le calcul des rigidités.

## Distribution des efforts de portiques sur les poteaux (portiques longitudinaux).

			Portique: 1		Portique: 2		Portique: 3		Portique: 4		
Niv.	File	$\frac{a_j k_j}{\sum a_j k_j}$	$T_x (t)$	$t_x (t)$	$T_x (t)$	$t_x (t)$	$T_x (t)$	$t_x (t)$	$\frac{a_j k_j}{\sum a_j k_j}$	$T_x (t)$	$t_x (t)$
V	A, H	0.090	9.613	0.865	8.939	0.805	8.612	0.775	0.098	7.327	0.718
V	B, G	0.133	"	1.279	"	1.189	"	1.145	0.145	"	1.062
V	C, F	0.138	"	1.327	"	1.234	"	1.188	0.150	"	1.095
V	D, E	0.138	"	1.327	"	1.234	"	1.188	0.108	"	0.791
IV	A, H	0.090	18.607	1.675	17.302	1.557	16.669	1.500	0.098	14.183	1.390
IV	B, G	0.133	"	2.475	"	2.301	"	2.217	0.145	"	2.057
IV	C, F	0.138	"	2.568	"	2.388	"	2.300	0.150	"	2.127
IV	D, E	0.138	"	2.568	"	2.388	"	2.300	0.108	"	1.532
III	A, H	0.090	25.485	2.294	23.698	2.133	22.831	2.055	0.098	19.425	1.904
III	B, G	0.133	"	3.390	"	3.152	"	3.037	0.145	"	2.817
III	C, F	0.138	"	3.517	"	3.270	"	3.151	0.150	"	2.914
III	D, E	0.138	"	3.517	"	3.270	"	3.151	0.108	"	2.098
II	A, H	0.090	30.247	2.722	28.125	2.531	27.097	2.439	0.098	23.054	2.259
II	B, G	0.133	"	4.023	"	3.741	"	3.604	0.145	"	3.343
II	C, F	0.138	"	4.174	"	3.881	"	3.739	0.150	"	3.458
II	D, E	0.138	"	4.174	"	3.881	"	3.739	0.108	"	2.490
I	A, H	0.105	32.981	3.464	30.476	3.200	29.256	3.072	0.110	25.508	2.806
I	B, G	0.129	"	4.256	"	3.931	"	3.774	0.136	"	3.469
I	C, F	0.133	"	4.388	"	4.053	"	3.891	0.139	"	3.546
I	D, E	0.133	"	4.388	"	4.053	"	3.891	0.115	"	2.933

## Distribution des efforts de portiques transversaux aux poutres poteaux.

			Portique: A		portique: B		portique: C		Portique: D	
Niveau	pot.	$\frac{a_j k_j}{\sum a_j k_j}$	$T_{jy} (t)$	$t_{jy} (t)$	$T_{jy} (t)$	$t_{jy} (t)$	$T_{jy} (t)$	$t_{jy} (t)$	$T_{jy} (t)$	$t_{jy} (t)$
V	1	0.202	3.966	0.801	4.287	0.866	4.561	0.921	4.835	0.977
"	2	0.298	"	1.182	"	1.278	"	1.359	"	1.441
"	3	0.298	"	1.182	"	1.278	"	1.359	"	1.441
"	4	0.202	"	0.801	"	0.866	"	0.921	"	0.977
IV	1	0.202	7.678	1.551	8.297	1.676	8.828	1.783	9.359	1.891
"	2	0.298	"	2.288	"	2.473	"	2.631	"	2.789
"	3	0.298	"	2.288	"	2.473	"	2.631	"	2.789
"	4	0.202	"	1.551	"	1.676	"	1.783	"	1.891
III	1	0.202	10.515	2.124	11.360	2.296	12.091	2.442	12.818	2.589
"	2	0.298	"	3.133	"	3.386	"	3.603	"	3.820
"	3	0.298	"	3.133	"	3.386	"	3.603	"	3.820
"	4	0.202	"	2.124	"	2.296	"	2.442	"	2.589
II	1	0.202	12.480	2.521	13.487	2.724	14.350	2.899	15.213	3.073
"	2	0.298	"	3.719	"	4.019	"	4.276	"	4.533
"	3	0.298	"	3.719	"	4.019	"	4.276	"	4.533
"	4	0.202	"	2.521	"	2.724	"	2.899	"	3.073
I	1	0.202	13.675	3.050	14.747	3.289	15.666	3.494	16.585	3.698
"	2	0.298	"	3.788	"	4.085	"	4.339	"	4.594
"	3	0.298	"	3.788	"	4.085	"	4.339	"	4.594
"	4	0.202	"	3.050	"	3.289	"	3.494	"	3.698
V	1	0.202	5.114	1.033	5.388	1.088	5.663	1.114	5.983	1.209
"	2	0.298	"	1.524	"	1.606	"	1.688	"	1.783
"	3	0.298	"	1.524	"	1.606	"	1.688	"	1.783
"	4	0.202	"	1.033	"	1.088	"	1.114	"	1.209
IV	1	0.202	9.899	2.000	10.430	2.107	10.961	2.214	11.580	2.339
"	2	0.298	"	2.950	"	3.108	"	3.266	"	3.451
"	3	0.298	"	2.950	"	3.108	"	3.266	"	3.451
"	4	0.202	"	2.000	"	2.107	"	2.214	"	2.339
III	1	0.202	13.558	2.739	14.285	2.816	15.012	3.032	15.861	3.204
"	2	0.298	"	4.040	"	4.257	"	4.474	"	4.727
"	3	0.298	"	4.040	"	4.257	"	4.474	"	4.727
"	4	0.202	"	2.739	"	2.816	"	3.032	"	3.204
II	1	0.202	16.091	3.250	16.954	3.425	17.817	3.599	18.824	3.802
"	2	0.298	"	4.795	"	5.052	"	5.309	"	5.610
"	3	0.298	"	4.795	"	5.052	"	5.309	"	5.610
"	4	0.202	"	3.250	"	3.425	"	3.599	"	3.802
I	1	0.202	17.520	3.895	18.439	4.112	19.358	4.317	20.430	4.556
"	2	0.298	"	4.853	"	5.108	"	5.362	"	5.659
"	3	0.298	"	4.853	"	5.108	"	5.362	"	5.659
"	4	0.202	"	3.895	"	4.112	"	4.317	"	4.556
			Portique: E		Portique: F		Portique: G		Portique: H	

Portiques: A, B, C, D

Portiques: E, F, G, H

Portiques: A, B, C, D

Portiques: E, F, G, H

Calcul des déplacements relatifs d'étages :

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{\delta}_j \quad \text{où } \bar{\delta}_j = \text{déplacement relatif admissible.}$$

Déplacement admissible  $\bar{\delta}_j$  (RPA81 Art 3.3.7.1).

$$\bar{\delta}_j = 0.0075 h_j \quad (\text{où } h_j \text{ étant la hauteur d'étage } (j)).$$

le déplacement relatif  $\delta_j$  doit être multiplié par  $(\frac{1}{2B})$  où B est le facteur de comportement de la structure.

pour un portique auto stable en zone II :  $B = 0.25 \rightarrow \frac{1}{2B} = 2$

$$\text{d'où : } \delta_j \times 2 \leq 0.0075 h_j$$

Portique : A et (H)			
Niv	$R_j$ (t/m)	$T_j$ (t)	$\delta_j$ (mm)
5	4426.12	3.966 (5.983)	0.90 (1.35)
4	"	7.678 (11.580)	1.73 (2.62)
3	"	10.515 (15.861)	2.38 (3.58)
2	"	12.480 (18.824)	2.82 (4.25)
1	2521.60	13.675 (20.430)	5.42 (8.10)

Portique : B et (G)			
Niv.	$R_j$ (t/m)	$T_j$ (t)	$\delta_j$ (mm)
5	4426.12	4.287 (5.663)	0.97 (1.28)
4	"	8.297 (10.961)	1.87 (2.48)
3	"	11.364 (15.012)	2.57 (3.39)
2	"	12.487 (17.817)	3.13 (4.03)
1	2521.60	14.741 (19.358)	5.85 (7.68)

Portique : C et (F)			
Niv	$R_j$ (t/m)	$T_j$ (t)	$\delta_j$ (mm)
5	4426.12	4.561 (5.388)	1.03 (1.22)
4	"	8.828 (10.430)	1.99 (2.36)
3	"	12.091 (14.285)	2.73 (3.23)
2	"	14.350 (16.954)	3.24 (3.83)
1	2521.60	15.666 (18.439)	6.21 (7.31)

Portique : D et (E)			
Niv.	$R_j$ (t/m)	$T_j$ (t)	$\delta_j$ (mm)
5	4426.12	4.835 (5.114)	1.09 (1.16)
4	"	9.359 (9.890)	2.11 (2.24)
3	"	12.818 (13.558)	2.90 (3.06)
2	"	15.213 (16.091)	3.44 (3.64)
1	2521.60	16.585 (17.520)	6.58 (6.55)

Portique: 1			
Niv.	R <sub>j</sub> (t/m)	T <sub>j</sub> (t)	δ <sub>j</sub> (mm)
5	11410.92	9.613	0.84
4	"	18.607	1.63
3	"	25.485	2.23
2	"	30.247	2.65
1	7239.18	32.931	4.56

Portique: 2			
Niv.	R <sub>j</sub> (t/m)	T <sub>j</sub> (t)	δ <sub>j</sub> (mm)
5	11410.92	8.939	0.78
4	"	17.302	1.52
3	"	23.698	2.08
2	"	28.125	2.46
1	7239.18	30.476	4.21

Portique: 3			
Niv.	R <sub>j</sub> (t/m)	T <sub>j</sub> (t)	δ <sub>j</sub> (mm)
5	11410.92	8.612	0.75
4	"	16.669	1.46
3	"	22.831	2.00
2	"	27.097	2.37
1	7239.18	29.256	4.04

Portique: 4			
Niv.	R <sub>j</sub> (t/m)	T <sub>j</sub> (t)	δ <sub>j</sub> (mm)
5	10533.16	7.327	0.64
4	"	14.183	1.24
3	"	19.425	1.70
2	"	23.054	2.02
1	6905.44	25.508	3.69

Les flèches aux têtes des portiques :  $f = \sum_{j=1}^5 \delta_j$

flèche admissible :  $\bar{f}_{ad} = \sum_{j=1}^5 \bar{\delta}_{jad} = 6.3 \text{ cm.}$

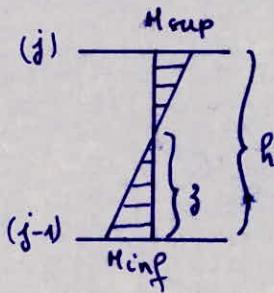
port.	A	B	C	D	E	F	G	H	1	2	3	4
flèche (cm)	1.33	1.44	1.52	1.61	1.71	1.80	1.87	1.93	1.19	1.11	1.06	0.93

Ces déplacements ont été calculés par la méthode de MUTO et ceci afin de pouvoir les comparer avec ceux donnés par le programme STRESS.

portique: 2  $f_{max} = 1.89 \text{ cm}$  , portique: 6  $f_{max} = 2.80 \text{ cm.}$

### Calcul des moments dans les poteaux:

la position du point d'inflexion est donné en fonction des caractéristiques du portique.



$$z = y h$$

$$\text{avec: } y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

$$\begin{cases} M_{\text{sup}} = t_j^{(i)} (h-z) \\ M_{\text{inf}} = t_j^{(i)} \cdot z \end{cases}$$

Portique: H

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

avec:

\*  $y_0$  est donné par des tableaux en fonction de  $\bar{k}$ , du nombre de niveaux du portique et du numéro de niveau.

\*  $y_1$ : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire des poutres supérieures et des poutres inférieures.

$y_1$  est donné par des tableaux en fonction de  $\alpha_1 = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4}$

$k_1, k_2$  raideurs des poutres supérieures.

$k_3, k_4$  raideurs des poutres inférieures.

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

$y_2$  est donné par des tableaux en fonction de  $\alpha_2 = \frac{h_s}{h}$  (pour le dernier niveau  $y_2 = 0$ ).

\*  $y_3$ : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur de l'étage inférieur adjacent.

$y_3$  est donné par des tableaux également en fonction de  $\alpha_3 = \frac{h_i}{h}$  (pour le premier niveau  $y_3 = 0$ ).

Remarque: les coefficients  $y_0, y_1, y_2$  et  $y_3$  sont donnés dans le bulletin n° 5 du CTC.

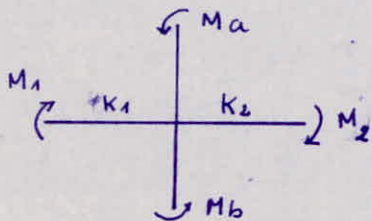
Portique transversal "H" sous  $\vec{SH}$ 

Niv.	Fil	$\bar{k}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$z=y \cdot k$ (cm)	$h-z$ (cm)	$T_y(t)$	$t_y(t)$	$M_{sup}(tm)$	$M_{inf}(tm)$
V	1	2.276	0.41	0	0	0	0.41	1.19	1.71	5.983	1.209	2.067	1.439
	2	7.090	0.45	0	0	0	0.45	1.31	1.59	"	1.783	2.835	2.336
	3	7.090	0.45	0	0	0	0.45	1.31	1.59	"	1.783	2.835	2.336
	4	2.276	0.41	0	0	0	0.41	1.19	1.71	"	1.209	2.067	1.439
IV	1	2.276	0.46	0	0	0	0.46	1.33	1.57	11.580	2.339	3.672	3.111
	2	7.090	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	"	3.451	5.004	5.004
	3	7.090	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	"	3.451	5.004	5.004
	4	2.276	0.46	0	0	0	0.46	1.33	1.57	"	2.339	3.672	3.111
III	1	2.276	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	16.861	3.204	4.646	4.646
	2	7.090	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	"	4.727	6.854	6.854
	3	7.090	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	"	4.727	6.854	6.854
	4	2.276	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	"	3.204	4.646	4.646
II	1	2.276	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	18.824	3.802	5.513	5.513
	2	7.090	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	"	5.610	8.135	8.135
	3	7.090	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	"	5.610	8.135	8.135
	4	2.276	0.50	0	0	0	0.50	1.45	1.45	"	3.802	5.513	5.513
I	1	2.904	0.55	0	0	0	0.55	2.04	1.66	20.430	4.556	7.563	9.294
	2	9.046	0.55	0	0	0	0.55	2.04	1.66	"	5.659	9.394	11.544
	3	9.046	0.55	0	0	0	0.55	2.04	1.66	"	5.659	9.394	11.544
	4	2.904	0.55	0	0	0	0.55	2.04	1.66	"	4.556	7.563	9.294



## CALCUL DES MOMENTS DANS LES POUTRES.

Dans un nœud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est réparti entre les poutres proportionnellement à leur rigidité linéaire.

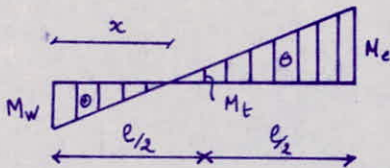


$$\begin{cases} M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \\ M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b) \end{cases}$$

si  $K_1 = 0 \Rightarrow M_1 = 0, M_2 = (M_a + M_b)$

si  $K_2 = 0 \Rightarrow M_2 = 0, M_1 = (M_a + M_b)$

### \* Moment en travée :



$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_c} \rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_c} l \quad (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{x - l/2}{M_c} \rightarrow M_c = M_w \left(1 - \frac{l}{2x}\right) \quad (2)$$

en remplaçant (1) dans (2)  $\rightarrow M_c = \frac{M_w - M_c}{2} \quad (3)$

### \* Efforts tranchants :

A partir des moments dans les nœuds, on peut calculer les efforts tranchants, pour cela, pour une travée indépendante (voir figure au dessus) composons

l'équation du moment :  $M = ax + b$  or  $T = \frac{dM}{dx} = a$

pour  $x = 0 \Rightarrow b = M_w$

pour  $x = l \Rightarrow -M_c = al + M_w \rightarrow a = -\frac{M_c + M_w}{l}$  donc  $T = -\frac{M_c + M_w}{l}$






### \* Efforts normaux :

pour le nœud (i), l'effort normal dans le poteau sera :

$$N_i = -(T_{ic} - T_{iw}) \quad \text{si } N_i < 0 \rightarrow \text{compression}$$

$$\text{si } N_i > 0 \rightarrow \text{traction}$$

Poutres du portique transversal "H" sous  $\vec{S}H$

Niveau	Noeud	$M_a$ (tm)	$M_b$ (tm)	$M_1$ (tm)	$M_2$ (tm)	$M_w$ (t)	$M_c$ (t)	$M_e$ (t)	$T$ (t)
V	1	2.067	0	0	2.067				
	2	2.835	0	0.910	1.925				
	3	2.835	0	1.925	0.910	1.925	1.925	0	-2.525
	4	2.067	0	2.067	0	0.910	2.067	-0.579	-0.923
IV	5	3.672	1.439	0	5.111				
	6	5.004	2.336	2.357	4.983				
	7	5.004	2.336	4.983	2.357	4.983	4.983	0	-6.535
	8	3.672	1.439	5.111	0	2.357	5.111	-1.377	-2.316
III	9	4.646	3.111	0	7.757				
	10	6.854	5.004	3.807	8.051				
	11	6.854	5.004	8.051	3.807	8.051	8.051	0	-10.559
	12	4.646	3.111	7.757	0	3.807	7.757	-1.975	-3.586
II	13	5.513	4.646	0	10.159				
	14	8.135	6.854	4.812	10.177				
	15	8.135	6.854	10.177	4.812	10.177	10.177	0	-13.347
	16	5.513	4.646	10.159	0	4.812	10.159	-2.674	-4.642
I	17	7.563	5.513	0	13.076				
	18	9.394	8.135	5.628	11.901				
	19	9.394	8.135	11.901	5.628	11.901	11.901	0	-15.608
	20	7.563	5.513	13.076	0	5.628	13.076	-3.724	-5.800

Poteaux du portique transversal "H" sous  $\vec{SH}$

Niveau	Poteau	$M_{sup} (tm)$	$M_{inf} (tm)$	$T (t)$	$N (t)$	$N^c (t)$
IV - V	1-5	2.067	1.439	1.209	-0.923	-0.923
	2-6	2.835	2.336	1.783	-1.602	-1.602
	3-7	2.835	2.336	1.783	1.602	1.602
	4-8	2.067	1.439	1.209	0.923	0.923
III - IV	5-9	3.672	3.111	2.339	-2.316	-3.239
	6-10	5.004	5.004	3.451	-4.219	-5.821
	7-11	5.004	5.004	3.451	4.219	5.821
	8-12	3.672	3.111	2.339	2.316	3.239
II - III	9-13	4.646	4.646	3.204	-3.586	-6.825
	10-14	6.854	6.854	4.727	-6.973	-12.794
	11-15	6.854	6.854	4.727	6.973	12.794
	12-16	4.646	4.646	3.204	3.586	6.825
I - II	13-17	5.513	5.513	3.802	-4.642	-11.467
	14-18	8.135	8.135	5.610	-8.705	-21.499
	15-19	8.135	8.135	5.610	8.705	21.499
	16-20	5.513	5.513	3.802	4.642	11.467
R - I	17-21	7.563	9.294	4.556	-5.800	-17.267
	18-22	9.394	11.544	5.659	-9.808	-31.307
	19-23	9.394	11.544	5.659	9.808	31.307
	20-24	7.563	9.294	4.556	5.800	17.267

# **'CHARGES' VERTICALES'**

---

---

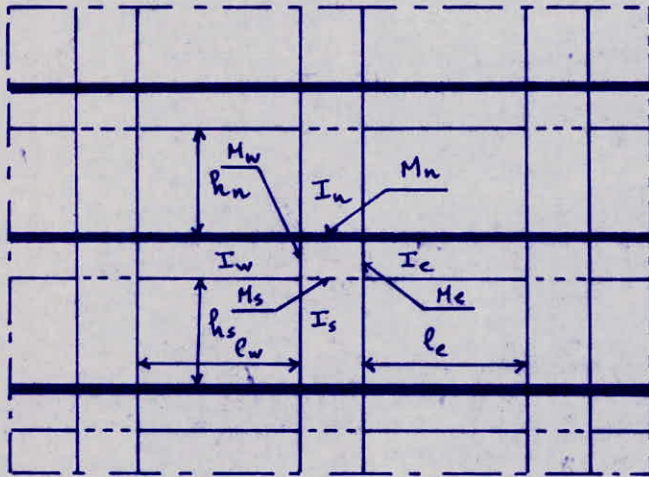
---

Le calcul des charges verticales sera fait suivant la méthode de CAQUOT exposé à l'annexe A11 du CCA 68.

Les portiques constituant l'ossature sont soumis :

à leur poids propre, aux surcharges transmises par les planchers.

La méthode de CAQUOT est parfaitement applicable dans notre cas, car elle s'utilise pour des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.



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

$Q_w$ : une charge concentrée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  du vu de l'appui ( $Q_e, a_e$  pour celle de droite).

$l'_w$ : la longueur de la travée fictive à gauche de l'appui considéré (et  $l'_e$  la longueur de la travée fictive à droite du même appui considéré).

$h'_n$ : hauteur fictive du poteau supérieur (et  $h'_s$  du poteau inférieur).

avec:

$$h'_n = \begin{cases} 0.9 h_n & \text{si le nœud appartient à l'avant dernier plancher.} \\ 0.8 h_n & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

$$h'_s = 0.8 h_s, \quad l'_w = 0.8 l_w, \quad l'_e = 0.8 l_e$$

$I_w, I_e, I_n$  et  $I_s$  désignent respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau supérieur et du poteau inférieur.

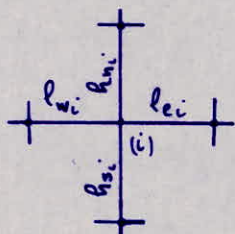
$$k_w = \frac{I_w}{l'_w}, \quad k_e = \frac{I_e}{l'_e}, \quad k_n = \frac{I_n}{h'_n}, \quad k_s = \frac{I_s}{h'_s} \quad D = k_w + k_e + k_n + k_s$$

Travées intermédiaires

pour un nœud (i) d'une travée intermédiaire, les moments dans les sections dangereuses (mus des appuis) sont en valeur absolue.

$$M'_w = q_w \frac{l'^2_w}{8.5} + l'_w \sum k_w Q_w \quad k_w \text{ et } k_e \text{ sont données par l'échelle fonctionnelle}$$

$$M'_e = q_e \frac{l'^2_e}{8.5} + l'_e \sum k_e Q_e \quad \text{en fonction de } \frac{a_w}{l'_w} \text{ et } \frac{a_e}{l'_e}$$



$$M_{wi} = M'_{ei} \frac{k_{wi}}{D_i} + M'_{wi} \left(1 - \frac{k_{ei}}{D_i}\right)$$

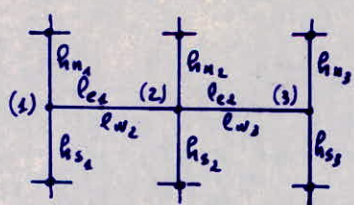
$$M_{ei} = M'_{ei} \left(1 - \frac{k_{ei}}{D_i}\right) + M'_{wi} \frac{k_{ei}}{D_i}$$

$$M_{ni} = \frac{k_{ni}}{D_i} (M'_{ei} - M'_{wi})$$

$$M_{si} = \frac{k_{si}}{D_i} (M'_{ei} - M'_{wi})$$

Pour les traverses, les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs. Pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs  $M'_e$  et  $M'_w$ , la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Travées de rive (sans console).



Le nœud de rive (1) est étudié en introduisant dans les formules relatives aux travées intermédiaires

$$l'_{w1} = 0 \rightarrow l'_{w2} = 0 \rightarrow M'_{w1} = 0 \rightarrow M_{w1} = 0$$

\* Noeud voisin de rive (e):  $l'_w = \chi l_w$

avec :

$$\begin{cases} \chi = 0.8 & \text{si } k_s + k_n \geq 1.5 k_e & \text{(noeud de rive de gauche)} \\ \chi = 1 - \frac{k_s + k_n}{7.5 k_e} & \text{si } k_s + k_n < 1.5 k_e \end{cases}$$

\* Noeud voisin de rive de droite:  $l'_e = \chi l_e$

avec :

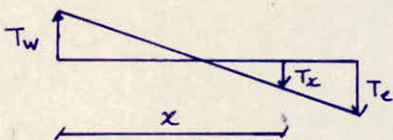
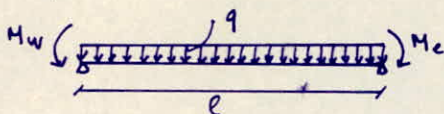
$$\begin{cases} \chi = 0.8 & \text{si } k_s + k_n \geq 1.5 k_w & \text{(noeud de rive de droite)} \\ \chi = 1 - \frac{k_s + k_n}{7.5 k_w} & \text{si } k_s + k_n < 1.5 k_w \end{cases}$$

### Efforts tranchants dans les poteaux - Efforts normaux dans les poutres.

par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

### Efforts tranchants dans les poutres.

Conformément à l'annexe A ~~du~~ CCBA 68, les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui est lui appliquée.



$$T_x = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M_w - M_c}{l}$$

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$$

$$T_e = -q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$$

$M_w$  et  $M_c$  sont en valeurs absolues.

### Efforts normaux dans les poteaux

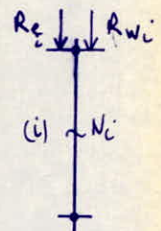
les efforts normaux dans les poteaux sont calculés à partir des efforts tranchants dans les poutres.

$$N_i = R_{e_i} + R_{w_i}$$

avec :  $R_{e_i} = -T_{e_i}$  effort tranchant dans la travée de gauche.

$R_{w_i} = T_w$  effort tranchant dans la travée de droite.

$P_p$  : poids propre du poteau au dessus du niveau considéré.



L'effort normal cumulé au niveau (i) sera

$$N = \sum_{i=1}^n N_i + P_p$$

## Caractéristiques géométriques du portique transversal "H"

$$I_w = I_e = 0.3 \frac{0.45^3}{12} = 22.78125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4, I_p = I_n = 9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Niveau	Noeud	$R_w$ (m)	$R_c$ (m)	$R_{n1}$ (m)	$R_{n2}$ (m)	$R_{e1}$ (m)	$R_{e2}$ (m)	$R_{n3}$ (m)	$R_{n4}$ (m)	$K_x \cdot 10^4$ (m <sup>2</sup> )	$K_y \cdot 10^4$ (m <sup>2</sup> )	$K_z \cdot 10^4$ (m <sup>2</sup> )	$K_o \cdot 10^4$ (m <sup>2</sup> )	$D \cdot 10^4$ (m <sup>2</sup> )	$\chi$
V	1	/	3	/	2.75	/	2.4	/	2.2	/	9.492	/	4.091	13.583	0.800
	2	3	1.3	/	2.75	2.4	1.04	/	2.2	9.492	21.905	/	4.091	35.488	0.943
	3	1.3	3	/	2.75	1.04	2.4	/	2.2	21.905	9.492	/	4.091	35.488	0.943
	4	3	/	/	2.75	2.4	/	/	2.2	9.492	/	/	4.091	13.583	0.800
IV	5	/	3	2.75	2.75	/	2.4	2.475	2.2	/	9.492	3.636	4.091	17.219	0.800
	6	3	1.3	2.75	2.75	2.4	1.04	2.475	2.2	9.492	21.905	3.636	4.091	39.124	0.891
	7	1.3	3	2.75	2.75	1.04	2.4	2.475	2.2	21.905	9.492	3.636	4.091	39.124	0.891
	8	3	/	2.75	2.75	2.4	/	2.475	2.2	9.492	/	3.636	4.091	17.219	0.800
III	9	/	3	2.75	2.75	/	2.4	2.2	2.2	/	9.492	4.091	4.091	17.219	0.800
	10	3	1.3	2.75	2.75	2.4	1.04	2.2	2.2	9.492	21.905	4.091	4.091	39.124	0.885
	11	1.3	3	2.75	2.75	1.04	2.4	2.2	2.2	21.905	9.492	4.091	4.091	39.124	0.885
	12	3	/	2.75	2.75	2.4	/	2.2	2.2	9.492	/	4.091	4.091	17.219	0.800
II	13	/	3	2.75	2.75	/	2.4	2.2	2.2	/	9.492	4.091	4.091	17.219	0.800
	14	3	1.3	2.75	2.75	2.4	1.04	2.2	2.2	9.492	21.905	4.091	4.091	39.124	0.885
	15	1.3	3	2.75	2.75	1.04	2.4	2.2	2.2	21.905	9.492	4.091	4.091	39.124	0.885
	16	3	/	2.75	2.75	2.4	/	2.2	2.2	9.492	/	4.091	4.091	17.219	0.800
I	17	/	3	2.75	3.55	/	2.4	2.2	2.84	/	9.492	4.091	3.169	16.752	0.800
	18	3	1.3	2.75	3.55	2.4	1.04	2.2	2.84	9.492	21.905	4.091	3.169	38.657	0.898
	19	1.3	3	2.75	3.55	1.04	2.4	2.2	2.84	21.905	9.492	4.091	3.169	38.657	0.894
	20	3	/	2.75	3.55	2.4	/	2.2	2.84	9.492	/	4.091	3.169	16.752	0.800



## Portique transversal sous: G

N <sup>o</sup>	Noeud	$q_w(t/ml)$	$q_e(t/ml)$	$M'_w(tm)$	$M'_e(tm)$	$M_w(tm)$	$M_e(tm)$	$M_u(tm)$	$M_s(tm)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$N(t)$	$N^c(t)$
V	1		1.817		1.231		0.371		0.377			3.040	3.040
V	2	1.817	1.817	1.711	0.231	1.315	1.145		-0.171	3.040	-2.411	3.592	3.592
V	3	1.817	1.817	0.231	1.711	1.145	1.315		0.171	1.181	-1.181	3.592	3.592
V	4	1.817		1.231		0.371			-0.377	2.411	-3.040	3.040	3.040
IV	5		2.733		1.852		0.831	0.391	0.440			4.431	7.471
IV	6	2.733	2.733	2.297	0.348	1.824	1.438	-0.181	-0.204	4.423	-3.769	6.505	10.097
IV	7	2.733	2.733	0.348	2.297	1.438	1.824	0.181	0.204	1.776	-1.776	6.505	10.097
IV	8	2.733		1.852		0.831		-0.391	-0.440	3.769	-4.423	4.431	7.471
III	9		2.733		1.852		0.831	0.440	0.440			6.343	13.814
III	10	2.733	2.733	2.266	0.348	1.801	1.422	-0.201	-0.201	4.423	-3.776	7.472	17.569
III	11	2.733	2.733	0.348	2.266	1.422	1.801	0.201	0.201	1.776	-1.776	7.472	17.569
III	12	2.733		1.852		0.831		-0.440	-0.440	3.776	-4.423	6.343	13.814
II	13		2.733		1.852		0.831	0.440	0.440			7.303	21.117
II	14	2.733	2.733	2.266	0.348	1.801	1.422	-0.201	-0.201	4.423	-3.776	8.432	26.001
II	15	2.733	2.733	0.348	2.266	1.422	1.801	0.201	0.201	1.776	-1.776	8.432	26.001
II	16	2.733		1.852		0.831		-0.440	-0.440	3.776	-4.423	7.303	21.117
I	17		2.791		1.871		0.811	0.457	0.354			8.385	29.502
I	18	2.791	2.791	2.383	0.355	1.885	1.504	-0.215	-0.166	4.545	-3.829	9.483	35.484
I	19	2.791	2.791	0.355	2.383	1.504	1.885	0.215	0.166	1.814	-1.814	9.483	35.484
I	20	2.791		1.871		0.811		-0.457	-0.354	3.829	-4.545	8.385	29.502

Portique transversal sons : P

Niv.	Nœud	$q_w(t/m)$	$q_c(t/m)$	$M'_w(t/m)$	$M'_c(t/m)$	$M_w(t/m)$	$M_c(t/m)$	$M_n(t/m)$	$M_s(t/m)$	$T_w(t)$	$T_c(t)$	$N(t)$	$N^c(t)$
V	1		0.175		0.119		0.036		0.036			0.293	0.293
V	2	0.175	0.175	0.165	0.022	0.127	0.110		-0.016	0.293	-0.232	0.346	0.346
V	3	0.175	0.175	0.022	0.165	0.110	0.127		0.016	0.114	-0.114	0.346	0.346
V	4	0.175		0.119		0.036			-0.036	0.232	-0.293	0.293	0.293
IV	5		0.306		0.207		0.093	0.044	0.049			0.496	0.789
IV	6	0.306	0.306	0.257	0.039	0.204	0.161	-0.020	-0.023	0.496	-0.422	0.621	0.967
IV	7	0.303	0.306	0.039	0.257	0.161	0.204	0.020	0.023	0.199	-0.199	0.621	0.967
IV	8	0.306		0.207		0.093		-0.044	-0.049	0.422	-0.496	0.496	0.789
III	9		0.306		0.207		0.093	0.049	0.049			0.495	1.284
III	10	0.306	0.306	0.254	0.039	0.202	0.159	-0.023	-0.023	0.495	-0.422	0.621	1.588
III	11	0.306	0.306	0.039	0.254	0.159	0.202	0.023	0.023	0.199	-0.199	0.621	1.588
III	12	0.306		0.207		0.093		-0.049	-0.049	0.422	-0.495	0.496	1.284
II	13		0.306		0.207		0.093	0.049	0.049			0.495	1.779
II	14	0.306	0.306	0.254	0.039	0.202	0.159	-0.023	-0.023	0.495	-0.422	0.621	2.209
II	15	0.306	0.306	0.039	0.254	0.159	0.202	0.023	0.023	0.199	-0.199	0.621	2.209
II	16	0.306		0.207		0.093		-0.049	-0.049	0.422	-0.495	0.495	1.779
I	17		0.306		0.205		0.089	0.050	0.039			0.498	2.277
I	18	0.306	0.306	0.261	0.039	0.207	0.165	-0.024	-0.018	0.498	-0.420	0.619	2.828
I	19	0.306	0.306	0.039	0.261	0.165	0.207	0.024	0.018	0.199	-0.199	0.619	2.828
I	20	0.306		0.205		0.089		-0.050	-0.039	0.420	-0.498	0.498	2.277

**SUPERPOSITION  
DES SOLLICITATIONS**

---

---

---

### Superposition des sollicitations:

dans la justification de calcul relative à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations dites sollicitations totales pondérées définies ci-après.

#### Sollicitations totales pondérées du 1<sup>er</sup> genre sont:

$$S_1 = (G) + 1.2(P) + (T)$$

$$S'_1 = (G) + (V) + (P) + (T)$$

#### Sollicitations pondérées du 2<sup>eme</sup> genre sont:

$$S_2 = (G) + 1.5(P) + 1.5(V) + (T)$$

$$S'_2 = (G) + (P) + \gamma_w(w) + (T) \quad \text{où } \gamma_w: \text{ dépend des surcharges d'exploitation.}$$

$$S''_2 = (G) + (P) + (T) + (SI)$$

avec: (G) sollicitation due à la charge permanente.

(P) sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris les majorations éventuelles pour les effets dynamiques.

(V) sollicitation due aux surcharges climatiques normales.

(w) sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes.

(T) sollicitation due aux effets de la température et au retrait.

(SI) sollicitation due au séisme.

Dans notre cas les sollicitations dues aux effets de la température et de retrait, n'est pas à prendre en compte car la longueur de notre bâtiment ne dépasse pas 25m.

La sollicitation pondérée du 1<sup>er</sup> genre à considérer sera:  $(G) + 1.2(P)$

La sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre à considérer sera:  $(G) + (P) + (SI)$

car l'effet du séisme est prépondérant.

Les combinaisons à considérer sont les suivantes:

Pour les poutres  $\begin{cases} (G) + 1.2(P) & \text{1er genre} \\ (G) + (P) + (\overline{SH}) & \text{2eme genre} \end{cases}$  et  $0.9(G) + (\overline{SH})$  2eme genre.

Pour les poteaux  $\begin{cases} (G) + 1.2(P) & \text{1er genre} \\ (G) + (P) + 1.2(\overline{SH}) & \text{2eme genre} \end{cases}$  et  $0.8(G) + (\overline{SH})$  2eme genre.

remarque les combinaisons du 2<sup>eme</sup> genre sont celles données par le RPA 81

Moment en travée (CCBA 68 Art. A12)

pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée (l) avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges, puis on prend comme ligne de fermeture:

pour les moments positifs celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeurs absolues.

pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeurs absolues.

et ceci dans chaque cas de charges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

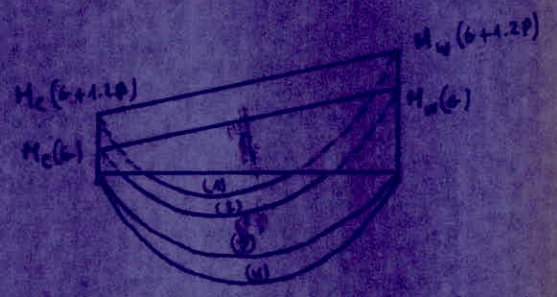
Exemple: soit à calculer le moment en travée sous  $(G) + 1.2(P)$ .

on veut calculer le moment en travée sous  $G + 1.2P$ . on commence à calculer le moment isostatique  $M_0$  sous  $G + 1.2P$ , le moment en travée sera:

$$M_T = M_0(G + 1.2P) - \frac{M_c(G) + M_w(G)}{2}$$

moment en appui:  $M_a = M_a(G) + M_a(1.2P)$

tous les calculs seront fait sous forme de tableaux.



- (1)  $M_0(G) + M_a(G + 1.2P)$
- (2)  $M_0(G + 1.2P) + M_a(G)$
- (3)  $M_0(G)$
- (4)  $M_0(G + 1.2P)$

moments en travées dans les poutres.

moments en travées sous SH

$$M_E = \frac{M_x - M_w}{2}$$

Niv.	V			IV			III			II			I		
travée	1-2	2-3	3-4	5-6	6-7	7-8	9-10	10-11	11-12	13-14	14-15	15-16	17-18	18-19	19-20
$M_x$ (kn)	0.940	1.925	2.067	2.357	4.983	5.111	3.807	8.051	7.757	4.312	10.177	10.159	5.628	11.901	13.076
$M_w$ (kn)	2.067	1.935	0.940	5.111	4.937	2.357	7.757	8.051	3.807	10.165	10.177	4.842	18.076	11.901	5.628
$M$ (kn)	0.579		0.579	1.377		1.377	1.975		1.975	2.674		2.674	3.724		3.724

Les moments sont en valeurs absolues du fait que "SH" peut agir dans un sens ou dans l'autre.

Niv.	V			IV			III			II			I			
travée	1-2	2-3	3-4	5-6	6-7	7-8	9-10	10-11	11-12	13-14	14-15	15-16	17-18	18-19	19-20	
$\frac{M_x + M_w}{2}$	0.843	1.145	0.843	1.328	1.439	1.328	1.316	1.422	1.316	1.316	1.422	1.316	1.316	1.504	1.348	
G+1.2P	$q$ (kn)	2.027	2.027	3.100	3.100	3.100	3.100	3.100	3.100	3.100	3.100	3.100	3.100	3.100	3.158	
	$M_x$ (kn)	2.280	0.428	2.280	3.488	0.655	3.488	2.488	0.655	3.488	3.488	0.655	3.488	3.553	0.667	3.553
	$M_w$ (kn)	1.437	-0.717	1.437	2.160	-0.786	2.160	2.172	-0.767	2.172	2.172	-0.767	2.172	2.205	-0.837	2.205

moments en travées sous: G+1.2P.

Moments fléchissants dans les poutres.

Solicitation	G		P		G+1/2P		SN		SH		G+P+1/2SH		G+P+1/2SH		0.8G+SH		0.8G+SH	
	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)	M <sub>w</sub> (t)	M <sub>e</sub> (t)
V	1-2	-0.378	-1.349	-0.035	-0.147	0.414	-0.467	2.064	-0.910	-2.067	0.910	1.664	-2.352	-2.477	1.770	-1.862	-2.344	-2.442
	2-3	-1.185	-1.185	-0.010	-0.110	-1.277	-4.377	1.325	-1.922	-1.925	1.925	0.670	-3.180	-3.180	1.003	-2.841	2.841	1.002
	3-4	-1.315	-0.371	-0.127	-0.076	-1.167	-0.414	0.910	-2.067	-0.910	2.067	-0.572	-2.474	-2.352	1.660	-2.364	-1.862	1.770
II	5-6	-0.831	-1.824	-0.093	-0.104	-0.943	-2.069	5.110	-2.357	-5.111	2.357	4.187	-4.385	-6.035	0.329	-3.846	-5.776	0.898
	6-7	-1.439	-1.439	-0.164	-0.160	-1.622	-1.622	4.983	-4.983	-4.983	4.983	3.383	-6.583	-6.583	3.852	-6.134	-6.114	3.382
	7-8	-1.824	-0.831	-0.204	-0.083	-1.669	-0.943	2.357	-5.111	-2.357	5.111	0.329	-6.015	-4.385	4.187	-5.776	-3.846	4.187
III	9-10	-0.831	1.801	-0.093	-0.202	-0.943	-2.043	7.757	-3.807	-7.757	3.807	6.833	-5.816	-8.681	1.801	-5.248	-8.422	2.366
	10-11	-1.422	-1.422	-0.159	-0.159	-1.613	-1.613	8.051	-8.051	-8.051	8.051	6.470	-9.632	-9.632	6.470	-3.183	-3.183	6.470
	11-12	-1.801	-0.831	-0.202	-0.093	-2.043	-0.943	3.807	-7.757	-3.807	7.757	1.801	-8.681	-5.816	1.801	-5.248	-8.422	2.366
II	13-14	-0.831	-1.801	-0.093	-0.202	-0.943	-2.043	10.199	-4.816	-10.199	4.816	9.235	-6.815	-11.083	2.809	-6.253	-10.844	3.371
	14-15	-1.422	-1.422	-0.159	-0.159	-1.613	-1.613	10.197	-10.197	-10.197	10.197	8.596	-11.758	-11.758	8.596	-11.305	-11.305	8.596
	15-16	-1.801	-0.831	-0.202	-0.093	-2.043	-0.943	4.816	-10.169	-4.816	10.169	2.809	-11.083	-6.815	2.809	-10.824	-6.253	9.484
I	17-18	-0.841	-1.835	-0.085	-0.207	-0.948	-2.123	13.076	-5.622	-13.076	5.622	12.176	-7.720	-13.976	3.576	-6.776	-13.745	4.120
	18-19	-1.504	-1.504	-0.165	-0.165	-1.702	-1.702	14.901	-14.901	-14.901	14.901	10.232	-13.570	-13.570	10.232	-13.104	-13.104	10.232
	19-20	-1.835	-0.841	-0.207	-0.085	-2.123	-0.948	5.622	-13.876	-5.622	13.876	3.576	-13.976	-7.720	3.576	-13.745	-6.776	4.120

Efforts tranchants dans les poutres.

Portique: H	solicitation	G		P		G+1.2P		G+P+S <sub>H</sub>		G+P+S <sub>H</sub>		0.8G+S <sub>H</sub>		0.8G+S <sub>H</sub>		S <sub>H</sub> (-S <sub>H</sub> )	
		T <sub>w</sub> (t)	T <sub>c</sub> (t)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>c</sub> (t)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>c</sub> (t)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>c</sub> (t)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>c</sub> (t)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>c</sub> (t)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>c</sub> (t)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>c</sub> (t)
VI	1-2	3.040	-2.411	0.293	-0.232	3.392	-2.683	2.410	-3.566	4.256	-4.720	1.503	-2.852	3.355	-4.006	-0.923	-0.923
V	2-3	1.181	-1.181	0.114	-0.114	1.318	-1.318	-1.230	-3.820	3.820	1.230	-1.580	-3.470	3.470	1.580	-2.525	-2.525
IV	3-4	2.411	-3.040	0.232	-0.293	2.679	-3.392	1.720	-4.856	3.566	-2.410	1.006	-3.395	2.852	-1.503	-0.923	-0.923
IV	5-6	4.434	-3.769	0.496	-0.422	5.026	-4.275	2.644	-6.507	7.243	-1.875	1.229	-5.330	5.861	-0.699	-2.316	-2.316
IV	6-7	1.776	-1.776	0.199	-0.199	2.015	-2.015	-4.560	-8.510	8.510	4.560	-5.144	-7.956	7.956	5.144	-6.925	-6.925
IV	7-8	3.769	-4.434	0.422	-0.496	4.275	-5.026	1.875	-7.243	6.507	-2.644	0.699	-5.861	5.330	-1.229	-2.316	-2.316
III	8-10	4.423	-3.776	0.495	-0.422	5.017	-4.282	1.332	-7.784	8.504	-0.612	-0.048	-6.607	7.124	0.565	-3.586	-3.586
III	10-11	1.776	-1.776	0.199	-0.199	2.015	-2.015	-8.584	-12.534	12.534	8.584	-9.138	-11.980	11.980	9.138	-10.559	-10.559
III	11-12	3.776	-4.423	0.422	-0.495	4.282	-5.017	0.612	-8.534	7.784	-1.332	-0.565	-7.124	6.607	0.048	-3.586	-3.586
II	13-14	4.423	-3.776	0.495	-0.422	5.017	-4.282	0.276	-8.840	9.560	-0.444	-1.104	-7.663	8.180	1.621	-4.642	-4.642
II	14-15	1.776	-1.776	0.199	-0.199	2.015	-2.015	-11.372	-16.322	16.322	11.372	-11.916	-14.768	14.768	11.926	-13.347	-13.347
II	15-16	3.776	-4.423	0.422	-0.495	4.282	-5.017	-0.444	-9.560	8.840	-0.276	-1.621	-8.180	7.663	1.104	-4.642	-4.642
I	17-18	4.545	-3.829	0.498	-0.420	5.143	-4.333	-0.787	-10.049	10.843	1.551	-2.164	-8.863	9.436	2.737	-5.800	-5.800
I	18-19	1.814	-1.814	0.199	-0.199	2.053	-2.053	-13.595	-17.621	17.621	13.595	-14.157	-17.059	17.059	14.157	-15.608	-15.608
I	19-20	3.829	-4.545	0.420	-0.498	4.333	-5.143	-1.551	-10.843	10.843	0.787	-2.737	-9.436	8.863	2.164	-5.800	-5.800



Moments fléchissants dans les poteaux.

Sollatation		G		P		$\bar{S}H$		$\bar{S}H$		$0.86 + \bar{S}H$		$0.86 + \bar{S}H$		$0.86 + \bar{S}H$		$0.86 + \bar{S}H$	
Nio.	Pot.	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub>
IV-V	1-5	0.351	-0.357	0.044	-0.055	-1.453	2.067	1.453	-2.067	-1.252	2.067	2.463	-2.993	-1.252	1.765	1.752	-2.769
	2-6	-0.181	0.184	-0.023	0.016	-2.336	2.835	2.336	-2.835	-3.004	3.589	4.662	-3.245	-1.481	2.972	2.491	-2.698
	3-7	0.181	-0.184	0.023	-0.016	-2.336	2.835	2.336	-2.835	-2.662	3.245	3.004	-3.589	-1.481	2.698	2.491	-2.972
	4-8	-0.351	0.357	-0.044	0.055	-1.453	2.067	1.453	-2.067	-2.463	2.893	2.463	-2.893	-1.481	2.369	1.926	-1.765
III-IV	5-9	0.440	-0.440	0.049	-0.049	-3.111	3.652	3.111	-3.652	-3.244	3.917	4.222	-4.989	-2.759	3.320	3.463	-4.024
	6-10	-0.201	0.204	-0.023	0.023	-5.004	5.004	5.004	-5.004	-6.229	6.232	5.771	-5.778	-5.415	5.167	4.803	-4.841
	7-11	0.201	-0.204	0.023	-0.023	-5.004	5.004	5.004	-5.004	-5.771	5.778	6.229	-6.232	-4.843	4.841	5.165	-4.841
	8-12	-0.440	0.440	-0.049	0.049	-3.111	3.652	3.111	-3.652	-4.242	4.895	3.244	-3.917	-3.463	4.024	2.759	-3.320
II-III	9-13	0.440	-0.440	0.049	-0.049	-4.646	4.646	4.646	-4.646	-5.047	5.086	6.064	-6.064	-4.244	4.294	4.998	-4.998
	10-14	-0.201	0.201	-0.023	0.023	-6.854	6.854	6.854	-6.854	-8.009	8.449	8.001	-8.001	-7.045	7.045	6.693	-6.693
	11-15	0.201	-0.201	0.023	-0.023	-6.854	6.854	6.854	-6.854	-8.001	8.001	8.001	-8.001	-7.045	7.045	6.693	-6.693
	12-16	-0.440	0.440	-0.049	0.049	-4.646	4.646	4.646	-4.646	-6.064	6.064	6.064	-6.064	-4.998	4.998	4.294	-4.294
I-II	13-17	0.457	-0.440	0.050	-0.049	-5.513	5.513	5.513	-5.513	-6.403	6.427	7.423	-7.403	-5.147	5.164	5.879	-5.865
	14-18	-0.215	0.201	-0.024	0.023	-8.135	8.135	8.135	-8.135	-10.001	9.926	9.523	-9.523	-8.307	8.286	7.963	-7.974
	15-19	0.215	-0.201	0.024	-0.023	-8.135	8.135	8.135	-8.135	-9.523	9.523	10.001	-9.926	-7.963	7.974	7.963	-7.974
	16-20	-0.457	0.440	-0.050	0.049	-5.513	5.513	5.513	-5.513	-7.423	7.405	6.409	-6.427	-5.879	5.865	5.147	-5.164
R-I	17-21	0.034	-0.354	0.004	-0.039	-9.294	7.563	9.294	-7.563	-11.445	7.683	13.895	-9.463	-9.267	7.280	9.321	-7.846
	18-22	-0.016	0.166	-0.002	0.018	-11.544	9.394	11.544	-9.394	-13.871	11.457	11.191	-11.009	-11.557	9.527	11.531	-9.261
	19-23	0.016	-0.166	0.002	-0.018	-11.544	9.394	11.544	-9.394	-11.457	11.029	13.871	-11.457	-11.531	9.261	11.531	-9.261
	20-24	-0.034	0.354	-0.004	0.039	-9.294	7.563	9.294	-7.563	-13.871	9.469	11.445	-8.683	-9.321	7.846	9.267	-7.280

Efforts normaux dans les poteaux.

Solicitation		G		P		G+1.2P		$\vec{S}_H^0 (-\vec{S}_H)$		G+P+1.2 $\vec{S}_H$		G+P+1.2 $\vec{S}_H$		0.8G+ $\vec{S}_H$		0.8G+ $\vec{S}_H$	
Niv.	Pot.	unite		unite		unite		unite		unite		unite		unite		unite	
		t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t
		N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>	N	N <sup>c</sup>
II-IV	1-5	-3.040	-3.040	-0.293	-0.293	-3.332	-3.332	-0.923	-0.923	-4.444	-4.444	-2.225	-2.225	-3.355	-3.355	-1.503	-1.503
	2-6	-3.592	-3.592	-0.346	-0.346	-4.007	-4.007	-1.602	-1.602	-5.860	-5.860	-2.016	-2.016	-4.476	-4.476	-2.272	-1.272
	3-7	-3.592	-3.592	-0.346	-0.346	-4.007	-4.007	1.602	1.602	-2.016	-2.016	-5.860	-5.860	-1.272	-1.272	-4.476	-4.476
	4-8	-3.040	-3.040	-0.293	-0.293	-3.332	-3.332	0.923	0.923	-2.225	-2.225	-4.444	-4.444	-1.503	-1.503	-3.355	-3.355
III-IV	5-9	-4.431	-7.471	-0.496	-0.779	-5.026	-8.418	-2.316	-3.239	-7.706	-12.147	-2.147	-4.373	-5.861	-3.216	-1.229	-2.738
	6-10	-6.505	-10.097	-0.624	-0.967	-7.250	-11.257	-4.210	-5.821	-12.189	-18.049	-2.063	4.079	-9.423	-13.755	-0.985	-2.257
	7-11	-6.505	-10.097	-0.624	-0.967	-7.250	-11.257	4.210	5.821	-2.063	-4.079	-12.189	-18.049	-0.985	-2.257	-9.423	-13.899
	8-12	-4.431	-7.471	-0.496	-0.779	-5.026	-8.418	2.316	3.239	-2.147	-4.373	-7.706	-12.147	-1.229	-2.738	-5.861	-3.216
II-III	9-13	-6.343	-13.810	-0.495	-1.284	-6.937	-15.405	-3.586	-6.825	-11.141	-27.288	-2.535	-6.908	-8.660	-17.876	-1.488	-4.226
	10-14	-7.472	-17.569	-0.624	-1.588	-8.217	-19.474	-6.973	-12.794	-16.461	-34.510	0.273	-3.806	-12.381	-26.850	0.985	-1.262
	11-15	-7.472	-17.569	-0.624	-1.588	-8.217	-19.474	6.973	12.794	0.273	-3.806	-16.461	-34.510	0.985	-1.262	-12.381	-26.850
	12-16	-6.343	-13.810	-0.495	-1.284	-6.937	-15.405	3.586	6.825	-2.535	-6.908	-11.141	-23.288	-1.488	-4.226	-8.660	-17.876
I-II	13-17	-7.303	-21.117	-0.495	-1.775	-7.997	-23.302	-4.642	-11.467	-13.368	-36.656	-2.228	-9.136	-12.184	-28.360	-2.210	-5.426
	14-18	-8.432	-26.001	-0.624	-2.209	-9.177	-28.694	-8.705	-21.493	-18.400	-54.009	1.393	-2.413	-15.451	-42.301	1.999	0.657
	15-19	-8.432	-26.001	-0.624	-2.209	-9.177	-28.694	8.705	21.493	1.393	-2.413	-18.400	-54.009	1.999	0.657	-15.451	-41.301
	16-20	-7.303	-21.117	-0.495	-1.775	-7.997	-23.302	4.642	11.467	-2.228	-0.134	-13.368	-36.656	-1.200	-5.426	-12.184	-28.360
R-I	17-21	-8.385	-25.502	-0.493	-2.272	-8.983	-32.235	-5.800	-12.267	-15.783	-62.499	-1.923	-11.099	-12.571	-40.763	-0.908	-6.334
	18-22	-9.470	-35.484	-0.619	-2.828	-10.226	-42.877	-9.808	-24.310	-21.392	-95.881	1.668	-0.745	-15.391	-55.105	2.222	2.419
	19-23	-9.470	-35.484	-0.619	-2.828	-10.226	-42.877	9.808	24.310	1.668	-0.745	-21.392	-95.881	2.222	2.419	-15.391	-55.695
	20-24	-8.385	-25.502	-0.493	-2.272	-8.983	-32.235	5.800	12.267	-1.923	-11.099	15.783	-62.499	-0.807	-6.334	-12.508	-4.078

# Programme stress

STRESS est un programme permettant de résoudre sur ordinateur des problèmes de structure. Il fait une analyse linéaire de structures élastiques composées de barres droites (à section constante représentant deux axes de symétrie) se coupant suivant leurs lignes moyennes; soumise à des charges statiques. Les structures peuvent être planes ou spatiales avec nœuds rigides ou articulés.

Le programme donne comme résultat:

- \* les efforts tranchants, normaux et les moments aux nœuds.
- \* les efforts en travée des poutres à des abscisses voulues.
- \* les déplacements et les rotations des nœuds.

Ces résultats peuvent être obtenus par l'étude de la matrice de rigidité des éléments constituant la structure étudiée.

Le langage est: - Langage fortran

- Langage d'assemblage.

- programme moniteur version (1).

Structure portique plan:

Les charges sont dans le plan (Plan frame), 3 degrés de liberté, et déplacements proportionnels au vecteur unitaire du plan de coordonnées, une rotation proportionnelle au plan de vecteurs de coordonnées.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des portiques:

chaque nœud sera introduit avec des coordonnées (abscisse  $x$ , ordonnée  $y$ ) selon un système de coordonnées global choisi à l'avance. ce système impose les lignes de toutes les charges introduites soient dans les travées soient dans les nœuds.

on commence par la numérotation des noeuds (joints) selon un ordre choisi puis on numérote les barres (poteaux et barres) de façon que chaque barre sera définie par deux chiffres. gauche et droite cas des poteaux, haut et bas cas des barres.

Poids propre: on déduit pour chaque travée la part qui lui revient en poids propre et pour chaque niveau. "G" étant une force uniformément répartie ou (concentrée cas des consoles) dirigée vers le bas donc négative.

Les résultats seront donnés par des tableaux avec le schéma du portique.

Surcharges: même chose pour les charges permanentes.

Seisme horizontal: d'après la distribution relative aux charges horizontales revenant aux poteaux (forces non cumulées), on retire ces valeurs concentrées aux noeuds (joints) et on considère  $S_{IH}$  positif si il s'agit de gauche à droite ( $\vec{S}_{IH}$ ) et négatif dans l'autre sens c'est à dire de droite à gauche.

Unités:

Moment : (tm)

Effort normal: (t)

Effort tranchant: (t)

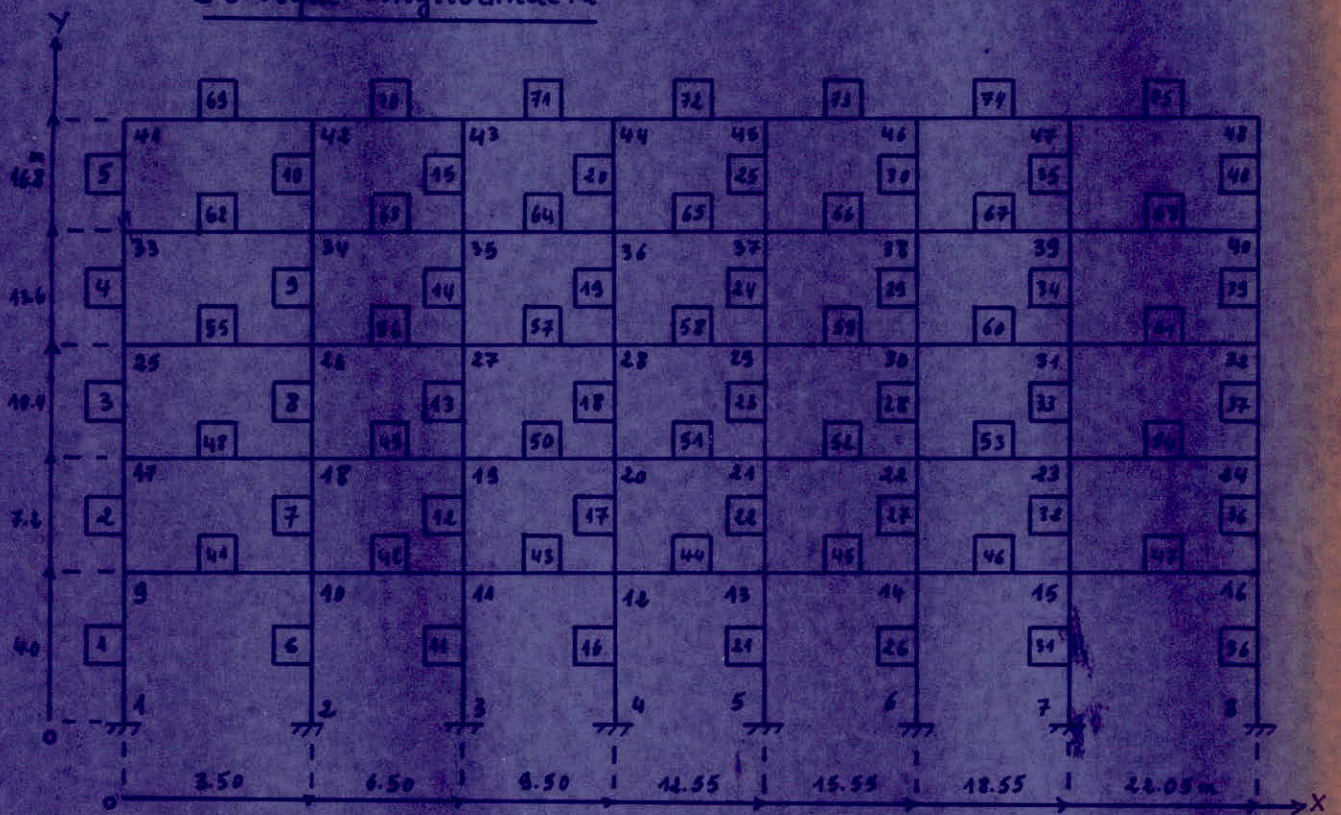
Constante:  $E$ : module d'élasticité instantanée =  $3450000 \text{ t/m}^2$ .

Inertie: tous les poteaux ont une section  $40 \times 30 \text{ cm}^2$

sens transversal :  $I = 900 \cdot 10^6 \text{ m}^4$ .

sens longitudinal :  $I = 1600 \cdot 10^6 \text{ m}^4$ .

Portique longitudinal: 2



charges uniformement reparties:  $q$  (t/ml).

Barre	41 à 47	48 à 54	55 à 61	62 à 68	69 à 75
charges permanentes	0.593	0.593	0.593	0.593	0.595
Surcharges	0.114	0.114	0.114	0.144	0.065

charges concentrées:  $X$  (t).

Nœud	9-16	10-15	11-14	17-24	18-23	19-22	25-32	26-31	27-30	33-40	34-39	35-38	41-48	42-47	43-46
Force: X	0.669	0.190	0.172	0.398	0.579	0.611	0.576	0.854	0.892	0.752	1.112	1.154	0.805	1.179	1.230

Poteaux:  $30 \times 40 \text{ cm}^2$ ,  $I = 16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ .

Poutres:  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ ,  $I = 10.71875 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ .

LOADING: 3 (SH)

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	-12.026	3.177	8.15	21	5	-0.143	4.026	9.29
	9	12.026	-3.177	4.56		13	0.143	-4.026	6.82
2	9	-8.132	1.924	2.67	22	13	-0.009	4.061	6.34
	17	8.132	-1.924	3.85		21	0.009	-4.061	6.66
3	17	-4.757	1.784	2.51	23	21	0.116	3.393	5.14
	25	4.757	-1.784	3.20		29	-0.116	-3.393	5.72
4	25	-2.288	1.274	1.52	24	29	0.227	2.514	3.63
	33	2.288	-1.274	2.57		37	-0.227	-2.514	4.44
5	33	-0.682	-0.520	0.37	25	37	0.344	1.274	1.68
	41	0.682	-0.520	1.29		45	-0.344	-1.274	2.40
6	2	-2.280	4.006	9.26	26	6	-0.421	4.029	9.29
	10	2.280	-4.006	6.77		14	0.421	-4.029	8.82
7	10	-1.780	3.980	8.23	27	14	-0.453	4.073	6.36
	18	1.780	-3.980	6.50		22	0.453	-4.073	6.67
8	18	-1.106	3.263	4.92	28	22	-0.487	3.389	5.44
	26	1.106	-3.263	5.52		30	0.487	-3.389	5.71
9	26	-0.573	2.375	3.42	29	30	-0.565	2.484	3.60
	34	0.573	-2.375	4.17		38	0.565	-2.484	4.25
10	34	-0.461	1.228	1.55	30	38	-0.777	1.321	1.72
	42	0.461	-1.228	2.38		46	0.777	-1.321	2.56
11	3	-0.059	4.029	9.26	31	7	2.568	4.005	9.26
	11	0.059	-4.029	6.82		15	-2.568	-4.005	6.76
12	11	-0.047	4.073	6.36	32	15	2.083	3.975	6.22
	19	0.047	-4.073	6.67		23	-2.083	-3.975	6.50
13	19	-0.050	3.390	5.14	33	23	-1.435	3.258	4.92
	27	0.050	-3.390	5.71		31	1.435	-3.258	5.51
14	27	-0.032	2.485	3.60	34	31	0.943	2.354	3.40
	35	0.032	-2.485	4.13		39	-0.943	-2.354	4.13
15	35	-0.008	1.328	1.52	35	39	0.574	1.310	1.61
	41	0.008	-1.328	2.57		47	-0.574	-1.310	2.57
16	4	+0.339	4.025	9.29	36	8	12.022	3.177	8.15
	12	-0.339	-4.025	6.81		16	-12.022	-3.177	4.56
17	12	+0.214	4.058	6.33	37	16	8.125	1.927	2.68
	20	-0.214	-4.058	6.65		24	-8.125	-1.927	3.49
18	20	+0.106	3.387	5.13	38	24	4.843	1.786	2.51
	28	-0.106	-3.387	5.71		32	-4.843	-1.786	3.20
19	28	+0.024	2.485	3.60	39	32	2.265	1.292	1.53
	36	-0.024	-2.485	4.35		40	-2.265	-1.292	2.60
20	36	+0.041	1.352	1.52	40	40	0.640	0.508	0.36
	44	-0.041	-1.352	2.57		48	-0.640	-0.508	1.26

LOADING: 3  $\rightarrow$  SH

Barre	Notud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Notud	N(t)	T(t)	M(tm)
41	9	-0.583	-3.894	-7.23	59	29	-0.006	-3.147	-4.72
	10	0.583	3.894	-6.39		30	0.006	3.147	-4.72
42	10	-0.419	-4.393	-6.60	60	30	-0.029	-3.070	-4.58
	11	0.419	4.393	-6.58		31	0.029	3.070	-4.63
43	11	-0.203	-4.406	-6.64	61	31	-0.082	-2.578	-4.29
	12	0.203	4.406	-6.64		32	0.082	2.578	-4.74
44	12	-0.004	-4.284	-6.53	62	32	-0.007	-1.606	-2.94
	13	0.004	4.284	-6.53		34	0.007	1.606	-2.68
45	13	-0.205	-4.445	-6.63	63	34	-0.042	-2.049	-3.05
	14	0.205	4.445	-6.62		35	0.042	2.049	-3.01
46	14	+0.421	-4.373	-6.56	64	35	-0.046	-2.043	-3.06
	15	-0.421	4.373	-6.59		36	0.046	2.043	-3.06
47	15	0.584	-3.877	-6.40	65	36	-0.025	-1.977	-3.03
	16	-0.584	3.877	-7.24		37	0.025	1.977	-3.01
48	17	0.258	-3.276	-5.99	66	37	-0.111	-2.065	-3.09
	18	-0.258	3.276	-5.48		38	0.111	2.065	-3.11
49	18	0.130	-3.948	-5.95	67	38	-0.037	-1.993	-2.96
	19	-0.130	3.948	-5.90		39	0.037	1.993	-3.02
50	19	0.068	-3.946	-5.92	68	39	0.032	-1.624	-2.72
	20	-0.068	3.946	-5.92		40	-0.032	1.624	-2.96
51	20	0.001	3.837	-5.86	69	41	0.285	-0.688	-1.29
	21	-0.001	3.838	-5.85		42	-0.285	0.688	-1.09
52	21	-0.056	-3.963	-5.95	70	42	0.247	-0.843	-1.28
	22	0.056	3.963	-5.95		43	-0.247	0.843	-1.25
53	22	-0.129	-3.930	-5.87	71	43	0.153	-0.851	-1.29
	23	0.129	3.930	-5.92		44	-0.153	0.851	-1.27
54	24	-0.256	-3.282	-5.49	72	44	0.075	-0.892	-1.32
	25	0.256	3.282	-6.00		45	-0.075	0.892	-1.40
55	25	0.071	-2.569	-4.72	73	45	-0.006	-0.578	-1.00
	26	-0.071	2.569	-4.27		46	0.006	0.578	-0.93
56	26	0.033	-3.101	-4.67	74	46	-0.176	-1.214	-1.64
	27	-0.033	3.101	-4.63		47	0.176	1.214	-1.60
57	27	0.010	-3.119	-4.68	75	47	-0.297	-0.640	-0.98
	28	-0.010	3.119	-4.68		48	0.297	0.640	-1.26
58	28	-0.009	-3.037	-4.63	X				
	29	0.009	3.037	-4.63					

LOADING: 4 (G+1.2P)

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	6,391	-0,096	-0,13	21	5	+10,868	+0,002	+0,00
	9	-6,391	0,096	-0,25		13	-10,868	-0,002	+0,01
2	9	5,126	-0,248	-0,41	22	13	8,657	0,005	0,01
	17	-5,126	+0,248	-0,38		21	-8,657	-0,005	0,01
3	17	3,821	-0,239	-0,37	23	21	6,446	0,006	0,01
	25	-3,821	0,239	-0,39		29	-6,446	-0,006	0,01
4	25	2,501	-0,236	-0,33	24	29	4,236	0,007	0,01
	33	-2,501	0,236	-0,37		37	-4,236	-0,007	0,02
5	33	1,171	-0,316	-0,43	25	37	2,019	-0,024	-0,04
	41	-1,171	0,316	-0,58		45	-2,019	0,024	-0,04
6	2	11,511	0,017	0,02	26	6	10,805	0,002	0,00
	10	-11,511	-0,017	0,05		14	-10,805	-0,002	0,01
7	10	9,116	0,048	0,09	27	14	8,629	-0,003	-0,00
	18	-9,116	-0,048	0,07		22	-8,629	0,003	-0,01
8	18	6,778	0,029	0,05	28	22	6,433	-0,004	-0,01
	26	-6,778	-0,029	0,05		30	-6,433	0,004	-0,01
9	26	4,459	0,049	0,04	29	30	4,234	-0,007	-0,01
	34	-4,459	-0,049	0,02		38	-4,234	0,007	-0,01
10	34	2,174	0,069	0,10	30	38	2,025	-0,038	-0,06
	42	-2,174	-0,069	0,12		46	-2,025	0,038	-0,06
11	3	10,805	-0,002	-0,00	31	7	11,511	-0,017	-0,02
	11	-10,805	0,002	-0,01		15	-11,511	0,017	-0,05
12	11	8,629	0,003	0,00	32	15	9,116	-0,048	-0,09
	19	-8,629	-0,003	0,01		23	-9,116	0,048	-0,07
13	19	6,433	0,004	0,01	33	23	6,778	-0,029	-0,05
	27	-6,433	-0,004	0,01		31	-6,778	0,029	-0,04
14	27	4,234	0,007	0,01	34	31	4,459	-0,019	-0,04
	35	-4,234	-0,007	0,01		39	-4,459	0,019	-0,02
15	35	2,025	0,038	0,06	35	39	2,174	-0,069	-0,10
	43	-2,025	-0,038	0,06		47	-2,174	0,069	-0,12
16	4	10,868	-0,002	-0,00	36	8	6,391	0,096	0,13
	12	-10,868	0,002	-0,01		16	-6,391	-0,096	0,25
17	12	8,657	-0,005	-0,01	37	16	5,126	0,248	0,41
	20	-8,657	0,005	-0,01		24	-5,126	-0,248	0,38
18	20	6,446	-0,006	-0,01	38	24	3,821	0,239	0,37
	28	-6,446	0,006	-0,01		32	-3,821	-0,239	0,39
19	28	4,236	-0,007	-0,01	39	32	2,501	0,236	0,38
	36	-4,236	0,007	-0,02		40	-2,501	-0,236	0,37
20	36	2,019	0,024	0,04	40	40	1,171	0,316	0,43
	44	-2,019	-0,024	0,04		48	-1,171	-0,316	0,58



LOADING: 4 (G + 1.2 P)

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
41	9	-0.152	1.265	0.67	59	29	0.004	1.096	0.55
	10	0.152	1.289	-0.71		30	-0.004	1.094	-0.55
42	10	-0.120	1.106	0.58	60	30	-0.007	1.105	0.57
	11	0.120	1.084	-0.54		31	0.007	1.084	-0.54
43	11	-0.115	1.092	0.54	61	31	-0.002	1.234	0.62
	12	0.115	1.097	-0.55		32	0.002	1.320	-0.77
44	12	-0.118	1.114	0.57	62	33	-0.080	1.330	0.80
	13	0.118	1.114	-0.57		34	0.080	1.224	-0.62
45	13	-0.115	1.097	0.55	63	34	-0.030	1.064	0.50
	14	0.115	1.092	-0.54		35	0.030	1.128	-0.60
46	14	-0.120	1.084	0.54	64	35	0.002	1.080	0.53
	15	0.120	1.106	-0.58		36	-0.002	1.109	-0.57
47	15	-0.152	1.289	0.71	65	36	0.033	1.108	0.55
	16	0.152	1.265	-0.67		37	-0.033	1.108	-0.55
48	17	0.009	1.305	0.75	66	37	0.002	1.109	0.57
	18	-0.009	1.249	-0.66		38	-0.002	1.080	-0.53
49	18	-0.010	1.088	0.54	67	38	-0.030	1.128	0.60
	19	0.010	1.104	-0.66		39	0.030	1.064	-0.50
50	19	-0.010	1.094	0.55	68	39	-0.080	1.224	0.62
	20	0.010	1.095	-0.55		40	0.080	1.330	-0.80
51	20	-0.010	1.115	0.57	69	41	0.316	1.171	0.58
	21	0.010	1.115	-0.57		42	-0.316	1.185	-0.61
52	21	-0.010	1.095	0.55	70	42	0.247	0.990	0.48
	22	0.010	1.094	-0.55		43	-0.247	1.029	-0.54
53	22	-0.010	1.104	0.56	71	43	0.209	0.996	0.49
	23	0.010	1.088	-0.54		44	-0.209	1.023	-0.53
54	23	-0.009	1.249	0.66	72	44	0.185	0.996	0.49
	24	0.009	1.305	-0.75		45	-0.185	0.996	-0.49
55	25	0.002	1.320	0.77	73	45	0.209	1.023	0.53
	26	-0.002	1.234	-0.62		46	-0.209	0.996	-0.49
56	26	-0.007	1.084	0.54	74	46	0.247	1.029	0.54
	27	0.007	1.105	-0.57		47	-0.247	0.990	-0.48
57	27	-0.004	1.094	0.55	75	47	0.316	1.185	0.61
	28	0.004	1.096	-0.55		48	-0.316	1.171	-0.58
58	28	-0.005	1.114	0.57					
	29	0.005	1.114	-0.57					

$G+P+1.2 \bar{S}H$  (LOADING: 7)

Barre	Nœud	N(t)	T(t)	M (tm)	Barre	Nœud	N(t)	T(t)	M (tm)
1	1	-8.227	3.749	9.65	21	5	+10.480	4.834	11.15
	9	8.227	-3.749	5.22		13	-10.480	-4.834	8.19
2	9	-4.780	2.069	3.81	22	13	+8.507	4.877	7.61
	17	4.780	-2.069	3.81		21	-8.507	-4.877	8.00
3	17	-2.113	1.910	3.65	23	21	+6.524	4.075	6.17
	25	2.113	-1.910	3.46		29	-6.524	-4.075	6.87
4	25	-0.310	1.306	1.45	24	29	+4.526	3.027	4.38
	33	0.310	-1.306	2.73		37	-4.526	-3.027	5.31
5	33	0.328	0.346	0.03	25	37	+2.511	1.536	2.05
	41	-0.328	-0.346	0.98		45	-2.511	-1.536	2.86
6	2	8.441	4.823	11.73	26	6	+9.986	4.837	11.15
	10	-8.441	-4.823	8.16		14	-9.986	-4.837	8.20
7	10	6.821	4.822	7.86	27	14	+7.838	4.886	7.63
	18	-6.821	-4.822	7.87		22	-7.838	-4.886	8.01
8	18	5.265	3.943	5.85	28	22	+5.670	4.067	6.16
	26	-5.265	-3.943	6.67		30	-5.670	-4.067	6.85
9	26	3.698	2.868	4.45	29	30	+3.446	2.971	4.31
	34	-3.698	-2.868	5.03		38	-3.446	-2.971	5.19
10	34	1.941	1.541	1.36	30	38	+1.052	1.667	2.14
	42	-1.941	-1.541	2.37		46	-1.052	-1.667	3.26
11	3	10.421	4.833	11.15	31	7	+14.164	4.783	11.09
	11	-10.421	-4.833	8.18		15	-14.164	-4.783	8.07
12	11	8.327	4.891	7.63	32	15	+11.258	4.723	7.39
	19	-8.327	-4.891	8.06		23	-11.258	-4.723	7.73
13	19	6.196	4.072	6.17	33	23	+8.212	3.881	5.86
	27	-6.196	-4.072	6.86		31	-8.212	-3.881	6.56
14	27	4.077	2.989	4.33	34	31	+5.369	2.812	4.06
	35	-4.077	-2.989	5.23		39	-5.369	-2.812	4.94
15	35	1.976	1.631	2.12	35	39	+2.696	1.536	1.91
	43	-1.976	-1.631	3.10		47	-2.696	-1.536	3.01
16	4	10.859	4.828	11.14	36	8	+20.682	3.906	9.91
	12	-10.859	-4.828	8.17		16	-20.682	-3.906	5.72
17	12	8.667	4.861	7.58	37	16	+14.781	2.552	3.61
	20	-8.667	-4.861	7.97		24	-14.781	-2.552	4.55
18	20	6.397	4.058	6.14	38	24	+9.581	2.373	3.37
	28	-6.397	-4.058	6.84		32	-9.581	-2.373	4.22
19	28	4.157	2.976	4.32	39	32	+5.208	1.773	2.21
	36	-4.157	-2.976	5.21		40	-5.208	-1.773	3.46
20	36	1.931	1.645	2.12	40	40	+1.952	0.954	0.91
	44	-1.931	-1.645	3.14		48	-1.952	-0.954	2.14

LOADING:  $G + P + \overset{\rightarrow}{SH}$ 

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
41	9	-0.730	-2.668	-6.59	59	29	-0.005	-2.093	-4.20
	10	0.730	5.143	-7.08		30	0.005	4.214	-5.26
42	10	-0.536	-3.322	-6.04	60	30	-0.038	-2.006	-4.04
	11	0.536	5.443	-7.10		31	0.038	4.127	-5.16
43	11	-0.345	-3.347	-6.08	61	31	-0.075	-1.382	-3.68
	12	0.345	5.468	-7.15		32	0.075	3.857	-5.49
44	12	-0.116	-3.201	-5.98	62	33	-0.086	-0.317	-2.17
	13	0.116	5.358	-7.07		34	0.086	2.791	-3.27
45	13	0.093	-3.354	-6.09	63	34	-0.072	-0.991	-2.67
	14	-0.093	5.475	-7.15		35	0.072	3.112	-3.59
46	14	0.305	-3.334	-6.04	64	35	-0.045	-0.996	-2.55
	15	-0.305	5.455	-7.16		36	0.045	3.117	-3.62
47	15	0.435	-2.647	-5.71	65	36	0.006	-0.904	-2.49
	16	-0.435	5.121	-7.88		37	-0.006	3.061	-3.56
48	17	0.266	-2.011	-5.26	66	37	-0.084	-1.028	-2.58
	18	-0.266	4.486	-6.11		38	0.084	3.149	-3.67
49	18	0.120	-2.895	-6.47	67	38	-0.125	-0.935	-2.44
	19	-0.120	5.016	-6.44		39	0.125	3.066	-3.56
50	19	0.049	-2.886	-5.39	68	39	-0.090	-0.457	-2.15
	20	-0.049	5.007	-6.45		40	0.090	2.931	-3.78
51	20	-0.009	-2.758	-5.31	69	41	0.593	0.466	-0.72
	21	0.009	4.914	-6.39		42	-0.593	1.845	-1.69
52	21	-0.067	-2.906	-5.42	70	42	0.487	0.123	-0.51
	22	0.067	5.027	-6.43		43	-0.487	1.852	-1.78
53	22	-0.137	-2.866	-5.33	71	43	0.356	0.125	-0.85
	23	0.137	4.987	-6.45		44	-0.356	1.855	-1.97
54	23	-0.247	-2.070	-4.86	72	44	0.215	0.085	-0.42
	24	0.247	4.544	-6.72		45	-0.215	1.928	-1.51
55	25	0.073	-1.290	-3.97	73	45	0.168	0.520	-0.42
	26	-0.073	3.764	-4.87		46	-0.168	1.678	-1.51
56	26	0.027	-2.051	-4.15	74	46	0.133	-0.333	-1.20
	27	-0.027	4.172	-5.18		47	-0.133	2.095	-2.04
57	27	0.006	-2.060	-4.15	75	47	0.048	0.486	-0.45
	28	-0.006	4.181	-5.21		48	-0.048	1.824	-1.89
58	28	-0.014	-1.957	-4.08					
	29	0.014	4.113	-5.17					

LOADING: 8 (G+P+1.2 SH)

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	20.636	-3.905	-9.90	21	5	10.828	-4.830	-11.14
	9	-20.636	3.905	-5.72		13	-10.828	4.830	-8.17
2	9	14.738	-2.549	-3.61	22	13	8.529	-4.868	-7.60
	17	-14.738	2.549	-4.95		21	-8.529	4.868	-7.98
3	17	9.543	-2.372	-3.37	23	21	6.246	-4.067	-6.16
	25	-9.543	2.372	-4.22		29	-6.246	4.067	-6.86
4	25	5.182	-1.763	-2.19	24	29	3.982	-3.006	-4.34
	33	-5.182	1.763	-3.45		37	-3.982	3.006	-5.28
5	33	1.966	-0.932	-0.86	25	37	1.756	-1.523	-1.99
	41	-1.966	0.932	-2.12		45	-1.756	1.523	-2.89
6	2	13.913	-4.790	-11.09	26	6	10.996	-4.832	-11.14
	10	-13.913	4.790	-8.07		14	-10.996	4.832	-8.18
7	10	10.993	-4.728	-7.39	27	14	8.927	-4.889	-7.63
	18	-10.993	4.728	-7.74		22	-8.927	4.889	-7.01
8	18	7.920	-3.888	-5.86	28	22	6.839	-4.067	-6.16
	26	-7.920	3.888	-6.58		30	-6.839	4.067	-6.85
9	26	5.035	-2.831	-4.07	29	30	4.801	-2.991	-4.32
	34	-5.035	2.831	-4.99		38	-4.801	2.991	-5.25
10	34	2.327	-1.405	-1.77	30	38	2.918	-1.528	-1.98
	42	-2.327	1.405	-2.73		46	-2.918	1.528	-2.93
11	3	10.562	-4.837	-11.15	31	7	8.000	-4.822	-11.13
	11	-10.562	4.837	-8.19		15	-8.000	4.822	-8.16
12	11	8.439	-4.889	-7.63	32	15	6.260	-4.817	-7.55
	19	-8.439	4.889	-9.01		23	-6.260	4.817	-7.86
13	19	6.316	-4.065	-6.16	33	23	4.769	-3.939	-5.94
	27	-6.316	4.065	-6.85		31	-4.769	3.939	-6.66
14	27	4.164	-2.976	-4.31	34	31	3.107	-2.837	-4.11
	35	-4.164	2.976	-5.22		39	-3.107	2.837	-4.97
15	35	1.995	-1.556	-2.00	35	39	1.319	-1.608	-1.96
	43	-1.995	1.556	-2.98		47	-1.319	1.608	-3.19
16	4	10.146	-4.832	-11.15	36	8	-8.171	-3.720	-9.65
	12	-10.146	4.832	-8.18		16	8.171	3.720	-5.23
17	12	7.163	-4.871	-7.60	37	16	-4.718	-2.073	-2.82
	20	-7.163	4.871	-7.99		24	4.718	2.073	-3.82
18	20	6.142	-4.070	-6.16	38	24	-2.043	-1.913	-2.65
	28	-6.142	4.070	-6.86		32	2.043	1.913	-3.47
19	28	4.099	-2.989	-4.33	39	32	-0.228	-1.328	-1.47
	36	-4.099	2.989	-5.24		40	0.228	1.328	-2.78
20	36	2.030	-1.593	-2.05	40	40	0.415	-0.266	0.04
	44	-2.030	1.593	-3.07		48	-0.415	0.266	-0.89

LOADING: 6 (G+P+SH)

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
41	9	0.436	5.449	7.88	59	29	0.007	4.202	5.24
	10	-0.436	-2.645	5.71		30	-0.007	-2.081	4.18
42	10	0.303	5.465	7.16	60	30	+0.020	4.135	5.13
	11	-0.303	-3.344	6.05		31	-0.020	-2.014	4.10
43	11	0.091	5.464	7.13	61	31	+0.090	3.774	4.89
	12	-0.091	-3.343	6.08		32	-0.090	-1.299	3.99
44	12	-0.113	5.360	7.08	62	33	-0.072	1.895	3.72
	13	0.113	-3.204	5.98		34	+0.072	-0.420	2.08
45	13	-0.347	5.476	7.16	63	34	+0.042	3.046	3.53
	14	0.347	-3.385	6.03		35	-0.042	-0.925	2.43
46	14	-0.537	5.431	7.09	64	35	+0.046	3.089	3.58
	15	0.537	-3.310	6.03		36	-0.046	-0.968	2.51
47	15	-0.727	5.447	7.09	65	36	+0.056	3.051	3.56
	16	0.727	-2.673	6.60		37	-0.056	-0.894	2.46
48	17	-0.249	4.540	6.72	66	37	+0.137	3.102	3.59
	18	0.249	-2.066	4.84		38	-0.137	-0.981	2.54
49	18	-0.140	5.004	6.48	67	38	-0.062	3.051	3.48
	19	0.140	-2.883	5.35		39	+0.062	-0.930	2.49
50	19	-0.067	5.007	6.45	68	39	-0.154	2.792	3.29
	20	0.067	-2.886	5.39		40	+0.154	-0.318	2.15
51	20	-0.041	4.919	6.40	69	41	+0.023	1.829	1.86
	21	0.041	-2.763	5.31		42	-0.023	0.481	0.60
52	21	0.046	5.021	6.47	70	42	-0.006	1.814	1.76
	22	-0.046	-2.900	5.41		43	+0.006	0.166	0.71
53	22	0.120	4.994	6.41	71	43	+0.050	1.828	1.76
	23	-0.120	-2.873	5.39		44	-0.050	0.152	0.75
54	23	0.266	4.494	6.13	72	44	+0.145	1.869	1.80
	24	-0.266	-2.019	5.27		45	-0.145	0.144	0.83
55	25	-0.068	3.847	5.47	73	45	+0.179	1.675	1.58
	26	0.068	-1.373	3.67		46	-0.179	0.523	0.34
56	26	-0.040	4.152	5.19	74	46	+0.484	2.095	2.08
	27	0.040	-2.032	4.08		47	-0.484	-0.333	1.17
57	27	-0.014	4.189	5.21	75	47	+0.641	1.767	1.51
	28	0.014	-2.068	4.14		48	-0.641	0.543	0.64
58	28	0.004	4.116	5.18					
	29	-0.004	-1.960	4.09					

LOADING: 9 (0.86 +  $\vec{SH}$ )

Barre	Nœud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Nœud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	-7.805	3.144	8.06	21	5	7.143	4.028	9.29
	9	7.805	-3.144	4.39		13	-7.143	-4.028	6.82
2	9	-4.734	1.763	2.41	22	13	5.812	4.064	6.34
	17	4.734	-1.763	3.14		21	-5.812	-4.064	6.66
3	17	-2.307	1.628	2.26	23	21	4.506	3.395	5.14
	25	2.307	-1.628	2.95		29	-4.506	-3.395	5.72
4	25	-0.598	1.126	1.27	24	29	3.187	2.521	3.65
	33	0.598	-1.126	2.33		37	-3.187	-2.521	4.42
5	33	0.142	0.304	0.08	25	37	1.853	1.279	1.70
	41	-0.142	-0.304	0.89		45	-1.853	-1.279	2.39
6	2	5.326	4.017	9.27	26	6	6.718	4.031	9.29
	10	-5.326	-4.017	6.80		14	-6.718	-4.031	6.83
7	10	4.269	4.011	6.29	27	14	5.271	4.072	6.36
	18	-4.269	-4.011	6.55		22	-5.271	-4.072	6.67
8	18	3.425	3.282	4.95	28	22	3.809	3.389	5.14
	26	-3.425	-3.282	5.55		30	-3.809	-3.389	5.71
9	26	2.452	2.386	3.45	29	30	2.301	2.477	3.60
	34	-2.452	-2.386	4.19		38	-2.301	-2.477	4.33
10	34	1.383	1.277	1.62	30	38	0.652	1.382	1.77
	42	-1.383	-1.277	2.47		46	-0.652	-1.382	2.67
11	3	7.081	4.027	9.29	31	7	10.106	3.994	9.24
	11	-7.081	-4.027	6.82		15	-10.106	-3.994	6.77
12	11	5.678	4.075	6.36	32	15	8.062	3.994	6.17
	19	-5.678	-4.075	6.68		23	-8.062	-3.994	6.48
13	19	4.247	3.393	5.14	33	23	5.892	3.239	4.89
	27	-4.247	-3.393	5.72		31	-5.892	-3.239	5.47
14	27	2.835	2.490	3.61	34	31	3.890	2.347	3.59
	35	-2.835	-2.490	4.36		39	-3.890	-2.347	4.12
15	35	1.422	1.354	1.76	35	39	2.027	1.284	1.55
	43	-1.422	-1.354	2.57		47	-2.027	-1.284	2.52
16	4	7.540	4.024	9.28	36	8	16.280	3.240	8.21
	12	-7.540	-4.024	6.81		16	-16.280	-3.240	4.72
17	12	5.958	4.061	6.32	37	16	11.561	2.088	2.95
	20	-5.958	-4.061	6.64		24	-11.561	-2.088	3.73
18	20	4.413	3.383	5.12	38	24	7.431	1.941	2.75
	28	-4.413	-3.383	5.70		32	-7.431	-1.941	3.46
19	28	2.894	2.481	3.60	39	32	3.994	1.440	1.78
	36	-2.894	-2.481	4.34		40	-3.994	-1.440	2.72
20	36	1.387	1.369	1.76	40	40	1.491	0.750	0.69
	40	-1.387	-1.369	2.62		48	-1.491	-0.750	1.74

LOADING:  $S (0.86 + SH)$ 

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
41	9	-0.682	-3.071	-6.80	59	29	-0.004	-2.440	-4.37
	10	0.682	4.731	-6.85		30	0.004	3.864	-5.09
42	10	-0.498	-3.675	-6.23	60	30	-0.034	-2.356	-4.82
	11	0.498	5.098	-6.93		31	0.034	3.779	-4.98
43	11	-0.277	-3.696	-6.25	61	31	-0.076	-1.777	-3.88
	12	0.277	5.119	-6.97		32	0.076	3.437	-5.24
44	12	-0.078	-3.556	-6.16	62	33	-0.070	-0.739	-2.42
	13	0.078	5.003	-6.89		34	0.070	2.400	-3.08
45	13	0.130	-3.703	-6.27	63	34	-0.067	-1.321	-2.73
	14	-0.130	5.126	-6.98		35	0.067	2.754	-3.40
46	14	0.343	-3.679	-6.21	64	35	-0.049	-1.341	-2.72
	15	-0.343	5.102	-6.96		36	0.049	2.764	-3.49
47	15	0.483	-3.059	-5.94	65	36	-0.007	-1.258	-2.67
	16	-0.483	4.719	-7.67		37	0.007	2.705	-3.38
48	17	0.263	-2.427	-5.50	66	37	-0.095	-1.370	-2.75
	18	-0.263	4.087	-5.90		38	0.095	2.794	-3.49
49	18	0.123	-3.242	-5.60	67	38	-0.111	-1.283	-2.61
	19	-0.123	4.666	-6.26		39	0.111	2.706	-3.37
50	19	0.051	-3.235	-5.56	68	39	-0.062	-0.843	-2.34
	20	-0.051	4.658	-6.28		40	0.062	2.504	-3.51
51	20	-0.006	-3.113	-5.49	69	41	0.501	0.142	-0.89
	21	0.006	4.560	-6.22		42	-0.501	1.524	-1.53
52	21	-0.064	-3.254	-5.59	70	42	0.413	-0.141	-0.94
	22	0.064	4.677	-6.30		43	-0.413	1.569	-1.63
53	22	-0.135	-3.215	-5.50	71	43	0.293	-0.147	-0.95
	23	0.135	4.639	-6.28		44	-0.293	1.575	-1.64
54	23	-0.251	-2.469	-5.06	72	44	0.158	-0.188	-0.98
	24	0.251	4.129	-6.49		45	-0.158	1.639	-1.81
55	25	0.074	-1.710	-4.22	73	45	0.113	0.244	-0.58
	26	-0.074	3.370	-4.67		46	-0.113	1.371	-1.35
56	26	0.029	-2.397	-4.32	74	46	0.040	-0.581	-1.32
	27	-0.029	3.820	-5.00		47	-0.040	1.852	-1.92
57	27	0.008	-2.408	-4.32	75	47	-0.055	0.175	-0.59
	28	-0.008	3.831	-5.04		48	0.055	1.491	-1.71
58	28	-0.012	-2.342	-4.26					
	29	0.012	3.759	-5.00					

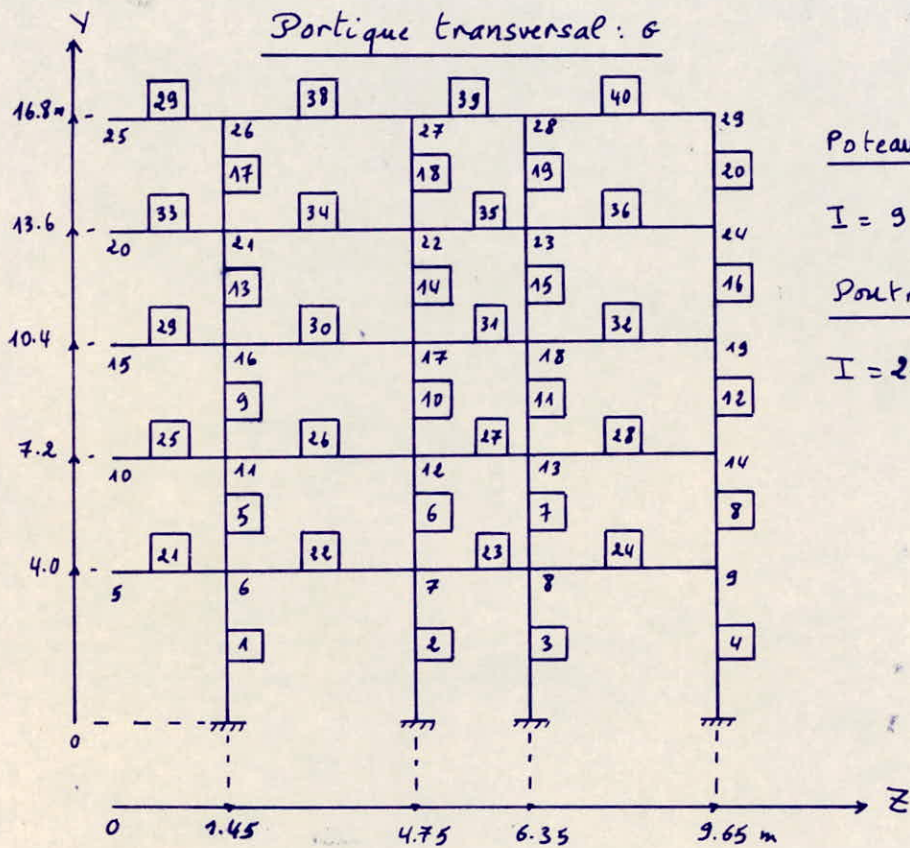
LOADING: 10 (0.86 + 5H)

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M (tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M (tm)
1	1	16.247	-3.239	-8.23	21	5	3.389	-4.025	-9.29
	9	-16.247	3.239	-4.72		13	-7.389	4.025	-6.81
2	9	11.531	2.086	-2.94	22	13	5.831	-4.058	-6.33
	17	-11.531	-2.086	-3.73		21	-5.831	4.058	-6.65
3	17	7.406	-1.940	-2.75	23	21	4.775	-3.390	-5.13
	25	-7.406	1.940	-3.46		29	-4.775	3.390	-5.71
4	25	3.979	1.431	-1.77	24	29	2.734	-2.506	-3.62
	33	-3.979	-1.431	-2.81		37	-2.734	2.506	-4.40
5	33	1.506	-0.735	-0.85	25	37	1.210	-1.270	-1.66
	41	-1.506	0.735	-0.00		45	-1.210	1.270	-2.40
6	41	9.886	-3.955	-9.24	26	6	2.506	-4.027	-9.29
	10	-9.886	3.955	-6.73		14	-2.506	4.027	-6.82
7	10	7.830	-3.948	-6.17	27	14	6.177	-4.074	-6.36
	18	-7.830	3.948	-6.46		22	-6.177	4.074	-6.68
8	18	5.677	-7.245	-4.89	28	22	4.773	-3.389	-5.14
	26	-5.677	3.245	-5.49		30	-4.773	3.389	-5.71
9	26	3.599	-2.364	-3.40	29	30	3.490	-2.491	-3.60
	34	-3.599	2.364	-4.170		38	-3.490	2.491	-4.37
10	34	1.705	-1.178	-1.48	30	38	2.207	-1.281	-1.66
	42	-1.705	1.178	-2.29		46	-2.207	1.281	-2.46
11	3	7.198	-4.030	-9.29	31	7	4.963	-4.016	-9.27
	11	-7.198	4.030	-6.83		15	-4.963	4.016	-6.79
12	11	5.771	-4.071	-6.36	32	15	3.897	-4.006	-6.28
	19	-5.771	4.071	-6.67		23	-3.897	4.006	-6.54
13	19	4.347	-3.388	-5.13	33	23	3.023	-3.277	-4.94
	27	-4.347	3.388	-5.71		31	-3.023	3.277	-5.54
14	27	2.899	-2.481	-3.59	34	31	2.005	-2.361	-3.42
	35	-2.899	2.481	-4.35		39	-2.005	2.361	-4.14
15	35	1.438	-1.302	-1.67	35	39	0.879	-1.336	-1.63
	43	-1.438	1.302	-2.49		47	-0.879	1.336	-2.65
16	43	6.842	-4.027	-9.28	36	8	7.764	-3.115	-8.06
	12	-6.842	4.027	-6.82		16	-7.764	3.115	-4.40
17	12	5.530	-4.058	-6.33	37	16	4.689	-1.766	-2.41
	20	-5.530	4.058	-6.65		24	-4.689	1.766	-3.24
18	20	4.200	-3.391	-5.13	38	24	2.255	-1.631	-2.27
	28	-4.200	3.391	-5.72		32	-2.255	1.631	-2.95
19	28	2.846	-2.490	-3.60	39	32	-0.536	-1.144	-1.28
	36	-2.846	2.490	-4.36		40	0.536	1.144	-2.38
20	36	1.470	-1.335	-1.71	40	40	0.210	-0.267	-0.03
	44	-1.470	1.335	-2.56		48	-0.210	0.267	-0.82



LOADING: 10 (0.8G + SH)

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
41	9	0.484	4.716	7.67	59	29	0.008	3.855	5.07
	10	-0.484	-3.056	5.93		30	-0.008	-2.432	4.36
42	10	0.341	5.112	6.98	60	30	0.023	3.785	4.95
	11	-0.341	-3.689	6.23		31	-0.023	-2.361	4.27
43	11	0.128	5.116	6.96	61	31	0.029	3.380	4.69
	12	-0.128	-3.693	6.25		32	-0.029	-2.719	4.23
44	12	-0.076	5.005	6.90	62	33	-0.056	2.472	3.47
	13	0.076	-3.558	6.16		34	0.056	-0.812	2.28
45	13	-0.280	5.127	6.98	63	34	0.017	2.706	3.37
	14	0.280	-3.704	6.26		35	-0.017	-1.283	2.62
46	14	-0.499	5.086	6.91	64	35	0.043	2.944	3.41
	15	0.499	-3.663	6.21		36	-0.043	-1.321	2.69
47	15	-0.679	4.736	6.86	65	36	0.044	2.697	3.38
	16	0.679	-3.075	6.81		37	-0.044	-1.250	2.64
48	17	-0.252	4.125	6.48	66	37	0.126	2.760	3.48
	18	0.252	-2.464	5.05		38	-0.126	-1.337	2.72
49	18	-0.137	4.657	6.30	67	38	-0.038	1.703	3.31
	19	0.137	-3.233	5.53		39	0.038	-1.180	2.66
50	19	-0.065	4.658	6.27	68	39	-0.125	2.406	3.10
	20	0.065	-3.234	5.56		40	0.125	-0.945	2.41
51	20	-0.008	4.564	6.22	69	41	-0.070	1.506	1.70
	21	0.008	-3.117	5.49		42	0.070	0.160	0.66
52	21	0.049	4.673	6.30	70	42	-0.080	1.545	1.63
	22	-0.049	-3.249	5.58		43	0.080	-0.117	0.86
53	22	0.123	4.644	6.23	71	43	-0.043	1.555	1.63
	23	-0.123	-3.221	5.57		44	0.043	-0.127	0.89
54	23	0.262	4.095	5.92	72	44	0.087	1.597	1.67
	24	-0.262	-2.434	5.51		45	-0.087	-0.145	0.93
55	25	-0.068	3.428	5.22	73	45	0.124	1.369	1.41
	26	0.068	-1.767	3.87		46	-0.124	0.216	0.51
56	26	-0.037	3.806	5.02	74	46	0.391	1.847	1.95
	27	0.037	-2.383	4.26		47	-0.391	-0.577	1.27
57	27	-0.012	3.830	5.04	75	47	0.537	1.456	1.36
	28	0.012	-2.407	4.32		48	-0.537	0.110	0.82
58	28	0.006	3.761	5.00	/				
	29	-0.006	-2.314	4.27					



Poteaux :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$

$I = 9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

Poutres :  $30 \times 45 \text{ cm}^2$

$I = 22.78125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

charges uniformément réparties :  $q_y$  (t/m)

Barre	21 à 24	25 à 36	37 à 40
charges permanentes	+3.206	+3.156	+2.522

Barre	21 à 36	37 à 40
Surcharges	0.523	0.299

charges concentrées :  $y$  (t)

Noeud	5	10	15	20	25
Force: $y$	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038

charges concentrées :  $z$  (t)

Noeud	6 et 9	7 et 8	11 et 14	12 et 13	16 et 19	17 et 18	21 et 24	22 et 23	26 et 29	27 et 28
Force: $z$	0.344	0.427	0.567	0.836	0.818	1.207	1.070	1.579	1.144	1.688

LOADING: 3 ( $\vec{SH}$ )

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	-21.466	4.415	9.75	21	5	0.000	-0.000	-0.00
	6	21.466	-4.415	7.91		6	0.000	0.000	-0.00
2	2	-11.498	5.265	10.89	22	6	-0.690	-6.868	-13.06
	7	11.498	-5.265	10.17		7	0.690	6.868	-9.60
3	3	11.498	5.265	10.89	23	7	0.000	-11.781	-9.42
	8	-11.498	-5.265	10.17		8	-0.000	11.781	-9.42
4	4	21.466	4.415	9.75	24	8	0.690	-6.868	-9.60
	9	-21.466	-4.415	7.91		9	-0.690	6.868	-13.06
5	6	-14.598	3.381	5.16	25	10	0.000	-0.000	-0.00
	11	14.598	-3.381	5.66		11	0.000	0.000	-0.00
6	7	-6.585	5.528	8.85	26	11	0.207	-5.608	-10.34
	12	6.585	-5.528	8.84		12	-0.207	5.608	-8.17
7	8	6.585	5.528	8.85	27	12	0.000	-9.747	-7.80
	13	-6.585	-5.528	8.84		13	0.000	9.747	-7.80
8	9	14.598	3.381	5.16	28	13	-0.207	-5.608	-8.17
	14	-14.598	-3.381	5.66		14	0.207	5.608	-10.34
9	11	-8.990	3.021	4.68	29	15	0.000	-0.000	-0.00
	16	8.990	-3.021	4.99		16	0.000	0.000	-0.00
10	12	-2.445	4.485	7.13	30	16	0.046	-4.563	-8.36
	17	2.445	-4.485	7.22		17	-0.046	4.563	-6.70
11	13	2.445	+4.485	7.13	31	17	0.000	-7.015	-5.61
	18	-2.445	-4.485	7.22		18	0.000	7.015	-5.61
12	14	8.990	3.021	4.68	32	18	-0.046	-4.563	-6.70
	19	-8.990	-3.021	4.99		19	0.046	4.563	-8.36
13	16	-4.427	2.249	3.37	33	20	0.000	-0.000	-0.00
	21	4.427	-2.249	3.83		21	0.000	0.000	-0.00
14	17	0.008	3.232	5.09	34	21	0.055	-3.070	-5.53
	22	-0.008	-3.232	5.25		22	-0.055	3.070	-4.61
15	18	-0.008	3.232	5.09	35	22	0.000	-3.886	-3.11
	23	0.008	-3.232	5.25		23	0.000	3.886	-3.11
16	19	4.427	2.249	3.37	36	23	-0.056	-3.070	-4.61
	24	-4.427	-2.249	3.83		24	0.056	3.070	-5.53
17	21	-1.357	1.234	1.70	37	25	0.000	-0.000	-0.00
	26	1.357	-1.234	2.25		26	0.000	0.000	-0.00
18	22	0.823	1.598	2.46	38	26	-0.090	-1.357	-2.25
	27	-0.823	-1.598	2.65		27	0.090	1.357	-2.23
19	23	-0.823	1.598	2.46	39	27	0.000	-0.534	-0.43
	28	0.823	-1.598	2.65		28	0.000	0.534	-0.43
20	24	1.357	1.234	1.70	40	28	0.090	-1.357	-2.23
	29	-1.357	-1.234	2.25		29	-0.090	1.357	-2.25

LOADING: 4 (G + 1.2 P)

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M (tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M (tm)
1	1	58.543	0.033	-0.12	21	5	0.000	-0.038	-0.00
	6	-58.543	0.033	-0.04		6	-0.000	5.597	-4.09
2	2	44.977	0.034	-0.03	22	6	-0.038	6.870	4.24
	7	-44.977	-0.034	0.17		7	0.038	5.781	-2.44
3	3	43.094	-0.229	-0.38	23	7	0.016	3.331	2.14
	8	-43.094	0.229	-0.53		8	-0.016	2.802	-1.71
4	4	27.904	0.228	0.23	24	8	-0.425	6.815	3.36
	9	-27.904	-0.228	0.69		9	0.425	5.836	-1.74
5	6	46.077	-0.071	-0.15	25	10	0.000	-0.038	-0.00
	11	-46.077	0.071	-0.08		11	0.000	5.524	-4.03
6	7	35.865	0.088	0.14	26	11	0.028	6.749	4.20
	12	-35.865	-0.088	0.15		12	-0.028	5.737	-2.53
7	8	33.477	-0.670	-0.11	27	12	0.003	3.714	2.29
	13	-33.477	0.670	-1.03		13	-0.003	2.340	-1.20
8	9	22.068	0.653	1.06	28	13	0.035	6.625	3.26
	14	-22.068	-0.653	1.03		14	-0.035	5.861	-2.00
9	11	33.804	-0.043	-0.08	29	15	0.000	-0.038	-0.00
	16	-33.804	0.043	-0.05		16	-0.000	5.524	-4.03
10	12	26.414	0.063	0.09	30	16	0.005	6.722	4.16
	17	-26.414	-0.063	0.11		17	-0.005	5.764	-2.58
11	13	24.512	-0.637	-1.03	31	17	-0.003	3.807	2.38
	18	-24.512	0.637	-1.01		18	0.003	2.246	-1.13
12	14	16.207	0.617	0.97	32	18	-0.012	6.600	3.19
	19	-16.207	-0.617	1.01		19	0.012	5.886	-2.01
13	16	21.558	-0.038	-0.07	33	20	0.000	-0.038	-0.00
	21	-21.558	0.038	-0.05		21	0.000	5.524	-4.03
14	17	16.842	0.055	0.08	34	21	-0.005	6.708	4.15
	22	-16.842	-0.055	0.10		22	0.005	5.777	-2.61
15	18	15.666	-0.647	-1.04	35	22	-0.025	3.900	2.45
	23	-15.666	0.647	-1.03		23	0.025	2.154	-1.05
16	19	10.321	0.629	1.00	36	23	-0.045	6.567	3.13
	24	-10.321	-0.629	1.02		24	0.045	5.919	-2.27
17	21	9.325	-0.043	-0.06	37	25	0.000	-0.038	-0.00
	26	-9.325	0.043	-0.07		26	0.000	4.215	-3.08
18	22	7.165	0.035	0.06	38	26	0.043	5.110	3.16
	27	-7.165	-0.035	0.05		27	-0.043	4.396	-1.98
19	23	6.946	-0.666	-1.06	39	27	0.008	2.769	1.93
	28	-6.946	0.666	-1.08		28	-0.008	1.841	-1.19
20	24	4.402	0.674	1.05	40	28	0.674	5.105	2.27
	29	-4.402	-0.674	1.11		29	-0.674	4.402	-1.11

LOADING : 7 (G+P+1.2  $\vec{SH}$ )

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	31.240	5.266	11.58
	6	-31.240	-5.266	9.48
2	2	29.990	6.351	13.03
	7	-29.990	-6.351	12.37
3	3	55.750	6.095	12.69
	8	-55.750	-6.095	11.69
4	4	52.924	5.520	11.92
	9	-52.924	-5.520	10.16
5	6	27.355	3.988	6.05
	11	-27.355	-3.988	6.72
6	7	27.032	6.719	10.75
	12	-27.032	-6.719	10.75
7	8	40.500	5.982	9.54
	13	-40.500	-5.982	9.60
8	9	39.006	4.692	7.21
	14	-39.006	-4.692	7.80
9	11	22.150	3.584	5.53
	16	-22.150	-3.584	5.94
10	12	22.799	5.443	8.64
	17	-22.799	-5.443	8.78
11	13	26.817	4.762	7.55
	18	-26.817	-4.762	7.69
12	14	26.577	4.255	6.55
	19	-26.577	-4.255	6.97
13	16	15.716	2.662	3.97
	21	-15.716	-2.662	4.55
14	17	16.434	3.932	6.19
	22	-16.434	-3.932	6.40
15	18	15.273	3.250	5.09
	23	-15.273	-3.250	5.31
16	19	15.378	3.310	5.01
	24	-15.378	-3.310	5.58
17	21	7.505	1.439	1.97
	26	-7.505	-1.439	2.63
18	22	8.000	1.951	3.01
	27	-8.000	-1.951	3.23
19	23	5.818	1.267	1.92
	28	-5.818	-1.267	2.13
20	24	5.938	2.139	3.06
	29	-5.938	-2.139	3.78

LOADING : 5 (G+P+ $\vec{SH}$ )

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
21	5	0.000	-0.038	-0.00
	6	-0.000	5.445	-3.98
22	6	-0.727	-0.186	-8.94
	7	0.727	12.491	-11.98
23	7	0.016	-8.541	-7.35
	8	-0.016	14.507	-11.09
24	8	0.277	-0.239	-6.34
	9	-0.277	12.545	-14.76
25	10	0.000	-0.038	-0.00
	11	0.000	5.373	-3.92
26	11	0.234	0.954	-6.26
	12	-0.234	11.187	-10.62
27	12	0.003	-6.136	-5.57
	13	-0.003	12.022	-8.96
28	13	-0.173	0.833	-5.00
	14	0.173	11.307	-12.28
29	15	0.000	-0.038	-0.00
	16	0.000	5.373	-3.92
30	16	0.050	1.974	-4.31
	17	-0.050	10.167	-9.21
31	17	-0.003	-3.312	-3.29
	18	0.003	9.198	-6.71
32	18	-0.058	1.855	-3.60
	19	0.058	10.286	-10.31
33	20	0.000	-0.038	-0.00
	21	0.000	5.373	-3.92
34	21	0.050	3.453	-1.49
	22	-0.050	8.688	-7.14
35	22	-0.025	-0.091	-0.73
	23	0.025	5.977	-4.13
36	23	-0.102	3.314	-1.56
	24	0.102	8.827	-7.54
37	25	0.000	-0.038	-0.00
	26	0.000	4.128	-3.02
38	26	-0.049	3.648	0.84
	27	0.049	5.662	-4.16
39	27	0.008	2.174	1.46
	28	-0.008	2.340	-1.60
40	28	0.748	3.643	-0.00
	29	-0.748	5.666	-3.33

LOADING: 8 (G+P+1.2 $\overleftarrow{SH}$ )

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	82.759	-5.330	-11.82
	6	-82.759	5.330	-9.50
2	2	57.584	-6.284	-13.10
	7	-57.584	6.284	-12.04
3	3	28.156	-6.540	-13.44
	8	-28.156	6.540	-12.72
4	4	1.406	-5.076	-11.48
	9	-1.406	5.076	-8.82
5	6	62.389	-4.126	-6.33
	11	-62.389	4.126	-6.87
6	7	42.825	-6.548	-10.49
	12	-42.825	6.548	-10.46
7	8	24.697	-7.285	-11.70
	13	-24.697	7.285	-11.61
8	9	3.971	-3.422	-5.16
	14	-3.971	3.422	-5.79
9	11	43.725	-3.666	-5.69
	16	-43.725	3.666	-6.04
10	12	28.667	-5.321	-8.47
	17	-28.667	5.321	-8.56
11	13	20.948	-6.002	-9.55
	18	-20.948	6.002	-9.65
12	14	5.001	-3.025	-4.67
	19	-5.001	3.025	-5.00
13	16	26.341	-2.735	-4.11
	21	-26.341	2.735	-4.64
14	17	16.416	-3.825	-6.03
	22	-16.416	3.825	-6.21
15	18	15.291	-4.507	-7.12
	23	-15.291	4.507	-7.30
16	19	4.753	-2.087	-3.07
	24	-4.753	2.087	-3.61
17	21	10.761	-1.523	-2.10
	26	-10.761	1.523	-2.77
18	22	6.024	-1.883	-2.89
	27	-6.024	1.883	-3.14
19	23	7.794	-2.567	-3.98
	28	-7.794	2.567	-4.23
20	24	2.681	-0.823	-1.01
	29	-2.681	0.823	-1.62

LOADING: 6 G+P+ $\overleftarrow{SH}$ 

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
21	5	0.000	-0.038	0.00
	6	-0.000	5.445	-3.98
22	6	0.654	13.551	17.19
	7	-0.654	-1.245	7.22
23	7	0.016	15.022	11.50
	8	-0.016	-9.055	7.76
24	8	-1.103	13.497	12.87
	9	1.103	-1.192	11.37
25	10	0.000	-0.038	0.00
	11	-0.000	5.373	-3.92
26	11	-0.179	12.170	14.42
	12	0.179	-0.029	5.71
27	12	0.003	13.359	10.03
	13	-0.003	-7.473	6.64
28	13	0.241	12.049	11.33
	14	-0.241	0.091	8.40
29	15	0.000	-0.038	0.00
	16	-0.000	5.373	-3.92
30	16	-0.041	11.099	12.40
	17	0.041	1.042	4.20
31	17	-0.003	10.719	7.93
	18	0.003	-4.832	4.51
32	18	0.034	10.980	9.80
	19	-0.034	1.161	6.40
33	20	0.000	-0.038	-0.00
	21	-0.000	5.373	-3.92
34	21	-0.061	9.593	9.56
	22	0.061	2.547	2.07
35	22	-0.025	7.681	5.49
	23	0.025	-1.795	2.09
36	23	0.010	9.455	7.65
	24	-0.010	2.686	3.52
37	25	0.000	-0.038	-0.00
	26	-0.000	4.128	-3.02
38	26	0.132	6.362	5.34
	27	-0.132	2.948	0.29
39	27	0.008	3.241	2.32
	28	-0.008	1.272	-0.74
40	28	0.568	6.357	4.45
	29	-0.568	2.952	1.17

LOADING: 9 (0.8G + SH)

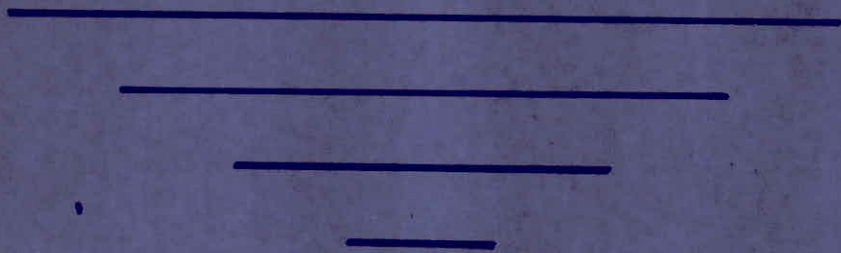
Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	17.959	4.393	9.67	21	5	0.000	-0.030	-0.00
	6	-17.959	-4.393	7.90		6	0.000	3.749	-2.74
2	2	18.772	5.287	10.86	22	6	-0.714	-2.271	-10.22
	7	-18.772	-5.287	10.29		7	0.714	10.735	-11.23
3	3	40.494	5.111	10.63	23	7	0.011	-9.551	-7.99
	8	-40.494	-5.111	9.82		8	-0.011	13.655	-10.57
4	4	40.241	4.567	9.90	24	8	0.407	-2.309	-7.36
	9	-40.241	-4.567	8.37		9	-0.407	10.773	-14.23
5	6	16.480	3.335	5.06	25	10	0.000	-0.030	-0.00
	11	-16.480	-3.335	5.61		11	0.000	3.691	-2.70
6	7	17.588	5.586	8.94	26	11	0.226	-1.104	-7.54
	12	-17.588	-5.586	8.93		12	-0.226	9.436	-9.85
7	8	29.148	5.080	8.11	27	12	0.002	-7.265	-6.26
	13	-29.148	-5.080	8.15		13	-0.002	11.305	-8.59
8	9	29.468	3.817	5.86	28	13	-0.183	-1.188	-5.99
	14	-29.468	-3.817	6.35		14	0.183	9.520	-11.67
9	11	13.893	2.994	4.62	29	15	0.000	-0.030	-0.00
	16	-13.893	-2.994	4.96		16	0.000	3.691	-2.70
10	12	15.417	4.526	7.18	30	16	0.050	-0.077	-5.58
	17	-15.417	-4.526	7.30		17	-0.050	8.409	-8.42
11	13	19.031	4.059	6.44	31	17	-0.002	-4.469	-4.02
	18	-19.031	-4.059	6.55		18	0.002	8.509	-6.37
12	14	19.949	3.433	5.32	32	18	-0.053	-0.159	-4.58
	19	-19.949	-3.433	5.66		19	0.053	8.491	-9.70
13	16	10.278	2.226	3.32	33	20	0.000	-0.030	-0.00
	21	-10.278	-2.226	3.80		21	0.000	3.691	-2.70
14	17	11.478	3.268	5.14	34	21	0.050	1.406	-2.76
	22	-11.478	-3.268	5.22		22	-0.050	6.926	-6.35
15	18	10.681	2.801	4.39	35	22	-0.017	-1.268	-1.47
	23	-10.681	-2.801	4.57		23	0.017	5.308	-3.80
16	19	11.458	2.668	4.03	36	23	-0.097	1.309	-2.52
	24	-11.458	-2.668	4.51		24	0.097	7.023	-6.91
17	21	5.181	1.206	1.65	37	25	0.000	-0.030	-0.00
	26	-5.181	-1.206	2.20		26	0.000	2.956	-2.17
18	22	5.821	1.621	2.50	38	26	-0.062	2.225	-0.04
	27	-5.821	-1.621	2.69		27	0.062	4.433	-3.60
19	23	4.064	1.142	1.74	39	27	0.005	1.387	0.92
	28	-4.064	-1.142	1.91		28	-0.005	1.841	-1.28
20	24	4.435	1.695	2.41	40	28	0.551	2.223	-0.63
	29	-4.435	-1.695	3.02		29	-0.551	4.435	-3.02

LOADING: 10 (0.86 +  $\bar{S}H$ )

Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)	Barre	Noeud	N(t)	T(t)	M(tm)
1	1	60.891	-4.437	-9.83	21	5	0.000	-0.030	0.00
	6	-60.891	4.437	-7.91		6	0.000	3.749	-2.74
2	2	41.767	-5.242	-10.91	22	6	0.666	11.466	+15.90
	7	-41.767	5.242	-10.06		7	-0.666	-3.002	7.97
3	3	17.499	-5.418	-11.14	23	7	0.011	14.011	10.86
	8	-17.499	5.418	-10.53		8	-0.011	-9.907	8.28
4	4	-2.691	-4.263	-9.60	24	8	-0.974	11.428	11.85
	9	2.691	4.263	-7.45		9	0.974	-2.964	11.90
5	6	45.676	-3.427	-5.25	25	10	0.000	-0.030	0.00
	11	-45.676	3.427	-5.72		11	0.000	3.691	-2.70
6	7	30.758	-5.470	-8.76	26	11	-0.188	10.112	13.14
	12	-30.758	5.470	-8.74		12	0.188	-1.780	6.48
7	8	15.978	-5.976	-9.60	27	12	0.002	12.230	9.33
	13	-15.978	5.976	-9.53		13	-0.002	-8.190	7.00
8	9	0.273	-2.945	-4.45	28	13	0.231	10.028	10.34
	14	-0.273	2.945	-4.97		14	-0.231	-1.696	9.01
9	11	31.872	-3.048	-4.73	29	15	0.000	-0.030	0.00
	16	-31.872	3.048	-5.02		16	0.000	3.691	-2.70
10	12	20.308	-4.444	-7.07	30	16	-0.042	9.048	11.13
	17	-20.308	4.444	-7.15		17	0.042	-0.716	4.98
11	13	14.140	-4.911	-7.82	31	17	-0.002	9.562	7.21
	18	-14.140	4.911	-7.90		18	0.002	-5.522	4.86
12	14	1.969	-2.609	-4.03	32	18	0.039	8.966	8.83
	19	-1.969	2.609	-4.31		19	-0.039	-0.634	7.01
13	16	19.133	-2.272	-3.41	33	20	0.000	-0.030	0.00
	21	-19.133	2.272	-3.86		21	0.000	3.691	-2.70
14	17	11.463	-3.197	-5.04	34	21	-0.061	7.547	8.30
	22	-11.463	3.197	-5.19		22	0.061	0.785	2.86
15	18	10.696	-3.664	-5.79	35	22	-0.017	6.503	4.75
	23	-10.696	3.664	-5.94		23	0.017	-2.464	2.42
16	23	2.603	-1.830	-2.70	36	23	0.014	7.450	6.69
	24	-2.603	1.830	-3.15		24	-0.014	0.882	4.14
17	21	7.895	-1.263	-1.74	37	25	0.000	-0.030	0.00
	26	-7.895	1.263	-2.30		26	0.000	2.956	-2.17
18	22	4.174	-1.574	-2.42	38	26	0.119	4.939	4.47
	27	-4.174	1.574	-2.62		27	-0.119	1.719	0.85
19	23	5.710	-2.054	-3.18	39	27	0.005	2.455	1.77
	28	-5.710	2.054	-3.39		28	-0.005	0.773	-0.43
20	24	1.721	-0.773	-0.99	40	28	0.371	4.937	3.82
	29	-1.721	0.773	-1.49		29	-0.371	1.721	1.49



**FERRAILLAGE  
DES POCHES**



Méthode de calcul

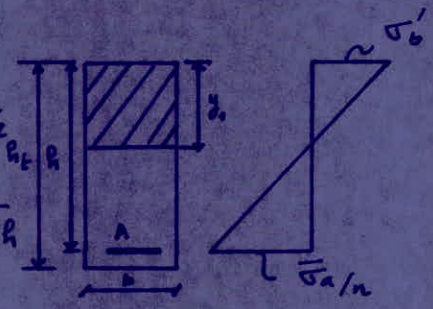
on a choisi la méthode de "PIERRE CHARRON" (flexion simple).

on commence par calculer  $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$  on se réfère aux tableaux de CHARRON et on tire les valeurs correspondantes de  $\xi$  et de  $k$ .

on calcule  $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b \text{ on a section sans armatures comprimées.} \\ \text{si } \bar{\sigma}'_b \geq \bar{\sigma}'_b \text{ on a section avec armatures comprimées.} \end{array} \right.$

\* Section sans armatures comprimées:

la section d'armatures tendues est donnée par l'équilibre des moments:  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h}$



\* Section avec armatures comprimées:

on a deux cas:

1er cas: si  $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \geq \frac{15(h-d')}{h+d'}$  on prendra  $k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$  (cas fréquent)

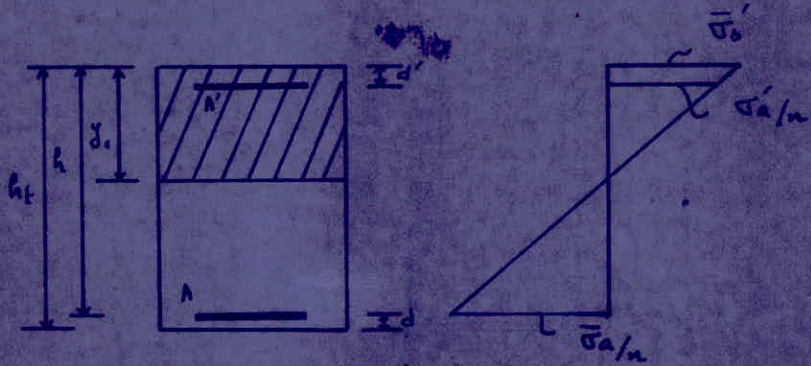
on aura  $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b$  et  $\bar{\sigma}'_a = \frac{15(y_1-d')}{d_1} \bar{\sigma}'_b$

de  $k$  on tire des tableaux  $\alpha, \mu', \xi$

on a:  $y_1 = \alpha h$ ,  $M_1 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b$   $\Delta M = M - M_1$

et les sections d'armatures seront:

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}'_a} \quad A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$



2eme cas: si  $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} < \frac{15(h-d')}{h+d'}$  on prend:  $k = \frac{15(h-d')}{h+d'}$  (cas moins fréquent)

avec  $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$  et  $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_a$  de  $k$  on tire des tableaux  $\xi$  et  $\mu'$

$$M_1 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b, \quad \Delta M = M - M_1, \quad A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} \quad A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$

### Armatures longitudinales:

Les poutres seront ferrillées à la flexion simple (l'effort normal dans les poutres est négligeable C.C.B.A 68 A15).

La section d'acier sera déterminée sous la plus défavorable des sollicitations du premier genre (max.  $SP_1$ ) et du second genre (max.  $SP_2$ ).

\* si  $\max(1.5 H(SP_1); H(SP_2)) = 1.5 M(SP_1)$ , on calcule A sous ( $SP_1$ ).

\* si  $\max(1.5 H(SP_1); H(SP_2)) = M(SP_2)$ , on recalcule A sous ( $SP_2$ ).

Les poutres seront ferrillées sous ( $SP_2$ ) car sous ( $SP_1$ ) les moments sont très faibles par rapport aux sollicitations du second genre ( $SP_2$ ).

Les résultats de comparaison seront donnés dans les tableaux de ferrillage.

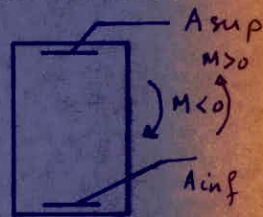
### Etapes de calcul:

\* cas des moments négatifs: (traction des fibres supérieures) on détermine

$A_{0\text{sup}}$  qui est la section d'acier nécessaire déterminée par la méthode de M. PIERRE CHARON.

Soit  $A_1$  la section supérieure minimale donnée par le RPA81.

alors  $A_{\text{sup}} \geq \max(A_{0\text{sup}}; A_1)$ .



\* cas des moments positifs: (traction des fibres inférieures): on détermine  $A_{0\text{inf}}$

avec  $M_{\text{inf}}^{\text{max}}$ .

Soit  $A_1$  la section d'acier minimale inférieure donnée par le RPA81.

pour les sections sollicitées par des moments positifs, ce qui dans notre cas

les armatures inférieures seront soumises à une traction égale à  $T + \frac{M}{z}$

alors on définit  $A_{\text{inf}}^{\text{min}}$  de la façon suivante:  $A_{\text{inf}}^{\text{min}} \geq \frac{T + \frac{M}{z}}{\sigma_a}$

donc la section d'armatures inférieures sera définie comme suit:

$$A_{\text{inf}} \geq \max(A_{0\text{inf}}, A_1, A_{\text{inf}}^{\text{min}}).$$

Armatures transversales:

les armatures transversales ont pour but de reprendre l'effort tranchant dans les poutres et empêcher la fissuration. Elles sont calculées pour l'effort tranchant max.

contrainte de cisaillement maximale:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h \quad \left\{ \begin{array}{l} b: \text{ largeur de la poutre.} \\ h: \text{ bras de levier de la section.} \end{array} \right.$$

Contraintes admissibles des armatures transversales:

- \*  $\bar{\tau}_{at} = f_a \bar{\tau}_{ca}$  avec  $f_a = \frac{2}{3}$  si on a reprise de bétonnage.
- \*  $\bar{\tau}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}_b}) \bar{\tau}_{ca} \\ \frac{2}{3} \bar{\tau}_{ca} \end{array} \right.$  si on n'a pas reprise de bétonnage.

Contraintes admissibles de cisaillement:

- si  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_b \leq 3.5 \bar{\sigma}_b \quad \text{lorsque: } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \\ \bar{\tau}_b \leq (4.5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b \quad \text{lorsque: } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \end{array} \right.$  utilisation des cadres et étriers verticaux.
- si  $\left\{ \begin{array}{l} 3.5 \bar{\sigma}_b \leq \bar{\tau}_b \leq 5 \bar{\sigma}_b \quad \text{lorsque: } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \\ (4.5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b \leq \bar{\tau}_b \leq 5 \bar{\sigma}_b \quad \text{lorsque: } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \end{array} \right.$  utilisation des cadres et étriers verticaux plus des barres inclinées

si  $\bar{\tau}_b > 5 \bar{\sigma}_b$  il faut changer la section du béton.

$$\text{avec: } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2 & \text{trous (SP}_1\text{)} \\ \bar{\sigma}_b = 8.85 \text{ kg/cm}^2 & \text{trous (SP}_2\text{)} \end{cases} \quad \bar{\sigma}'_{b0} = \begin{cases} 66.5 \text{ kg/cm}^2 & \text{trous (SP}_1\text{)} \\ 102.75 \text{ kg/cm}^2 & \text{trous (SP}_2\text{)} \end{cases}$$

Calcul des espacements:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\tau}_{at}}{T} \quad \text{avec } A_t = \text{section d'armatures transversales.}$$

Espacement admissible:

$$\bar{t} = \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2) \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = (1 - 0.3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b}) h \\ 0.2 h = \bar{t}_2 \end{array} \right. \quad \text{CCBA 68 Art.}$$

dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:  
 $s \leq \min(\frac{h}{4}; 12 \phi)$  en dehors de la zone nodale:  $s \leq \frac{h}{2}$  RPAP1 Art 4.2.3.2.2

la valeur de  $\phi$  à prendre est le plus petit diamètre calculé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

où l'espacement admissible sera défini comme suit :

$$\bar{E} = \min (s, \max (\bar{E}_1, \bar{E}_2))$$

### Applications :

#### Ferraillage des poutres du portique longitudinal (2).

toutes les poutres du portique longitudinal (2) ont une section :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .

ce sont des poutres de chaînage (poutres non porteuses).

Longueur de la zone courante :  $l' = 2h_f = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .

% minimum du RPA 81 =  $0.3\% \times 30 \times 35 = 3.15 \text{ cm}^2$

% maximum du RPA 81 =  $2.5\% \times 30 \times 35 = 26.25 \text{ cm}^2$ .

#### Ferraillage des poutres du portique transversal (6).

toutes les poutres du portique transversal (6) ont une section :  $30 \times 45 \text{ cm}^2$ .

ce sont des poutres porteuses.

Longueur de la zone courante :  $l' = 2h_f = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$ .

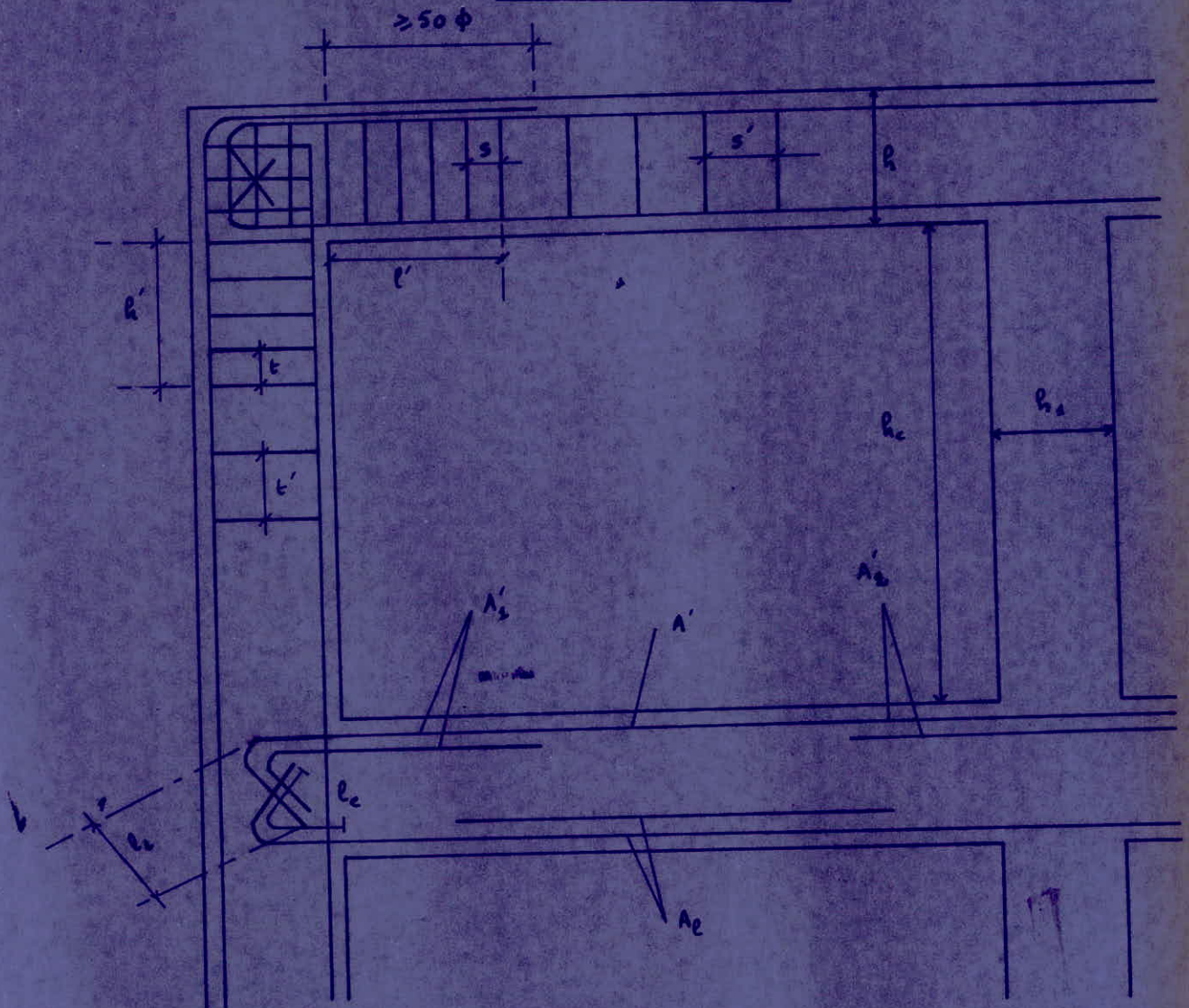
% minimum du RPA 81 =  $0.3\% \times 30 \times 45 = 4.05 \text{ cm}^2$

% maximum du RPA 81 =  $2.5\% \times 30 \times 45 = 33.75 \text{ cm}^2$ .

### Remarque :

le ferraillage des poutres sera donné par des tableaux de ferraillage.

Pourcentage min et max et prescriptions relatives au ferrailage du  
RPA 84 Art. 4.2.3.22



avec:  $l' = 2h$  ,  $h' = \max \left( \frac{h_c}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$ .

$$\begin{cases} t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm}) & \text{en zone II} \\ t' \leq 12\phi & \text{en zone II} \end{cases} \quad \begin{cases} s \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \\ s' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A' \geq \max\left(\frac{A_1'}{4}; \frac{A_2'}{4}; 3 \text{ cm}^2\right) \\ A_1 \geq \max\left(\frac{A_1'}{2}; \frac{A_e}{4}; 3 \text{ cm}^2\right) \end{cases}$$

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.3% pour H.A et 0.5% pour les aciers doux. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux doit être de 2.5%.

Ferrailage des poutres du portique Longitudinal.

Niv.	Noeud	M <sub>ap1</sub> <sup>max</sup> (tm)	M <sub>ap2</sub> <sup>max</sup> (tm)	M <sub>sp2</sub> <sup>max</sup> (tm)	μ	ε	K	T <sub>sp1</sub> (t)	1.5T <sub>sp2</sub> (t)	T <sub>sp2</sub> (t)	A <sub>o</sub> <sup>sup</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>o</sub> <sup>inf</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>o</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	sect. adop.	A (cm <sup>2</sup> )
I	9	-0.67	-1.01	-7.87	0.0976	0.8753	25.1	1.265	1.898	5.119	6.31			3T <sub>16</sub> +2T <sub>12</sub>	8.29
				6.80	0.0842	0.8829	27.7					5.92	7.19		
	10	-0.71	-1.07	-7.16	0.0887	0.8801	26.7	1.289	1.934	5.465	6.25			3T <sub>16</sub> +2T <sub>12</sub>	8.29
				7.23	0.0772	0.8869	29.2					5.40	6.77		
	11	-0.54	-0.81	-7.13	0.0883	0.8804	26.8	1.092	1.638	5.444	6.22			3T <sub>16</sub> +2T <sub>12</sub>	8.29
				6.25	0.0774	0.8869	29.2					5.41	6.79		
	12	-0.57	-0.86	-7.15	0.0886	0.8801	26.7	1.114	1.671	5.468	6.24			3T <sub>16</sub> +2T <sub>12</sub>	8.29
				6.25	0.0774	0.8869	29.2					5.41	6.79		
II	17	-0.75	-1.13	-6.78	0.0832	0.8834	27.9	1.305	1.958	4.540	5.84			3T <sub>16</sub>	6.03
				5.50	0.0681	0.8927	31.6					4.73	5.91		
	18	-0.66	-0.99	-6.48	0.0803	0.8851	28.5	1.249	1.874	5.004	5.62			3T <sub>16</sub>	6.03
				5.60	0.0684	0.8920	31.3					4.48	6.11		
	19	-0.56	-0.84	-6.45	0.0789	0.8853	28.6	1.101	1.652	5.007	5.60			3T <sub>16</sub>	6.03
				5.56	0.0689	0.8922	31.4					4.79	6.07		
	20	-0.57	-0.86	-6.46	0.0799	0.8853	28.6	1.115	1.673	5.007	5.60			3T <sub>16</sub>	6.03
				5.56	0.0689	0.8922	31.4					4.79	6.07		
III	25	-0.77	-1.16	-5.47	0.0678	0.8929	31.7	1.320	1.980	3.847	4.71			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				4.22	0.0523	0.9042	37.2					3.58	4.62		
	26	-0.62	-0.93	-5.19	0.0643	0.8954	32.8	1.234	1.851	4.152	4.45			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				4.32	0.0535	0.9035	36.8					3.67	4.78		
	27	-0.57	-0.86	-5.21	0.0645	0.8954	32.8	1.105	1.658	4.179	4.47			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				4.32	0.0535	0.9035	36.8					3.67	4.79		
	28	-0.57	-0.86	-5.21	0.0645	0.8954	32.8	1.114	1.671	4.181	4.47			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				4.32	0.0535	0.9035	36.8					3.67	4.79		
IV	33	-0.80	-1.20	-3.72	0.0461	0.9014	40.2	1.330	1.995	2.895	3.14			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				2.42	0.0300	0.9254	50.0					2.01	2.81		
	34	-0.62	-0.93	-3.53	0.0437	0.9120	41.6	1.224	1.836	3.046	2.79			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				2.73	0.0338	0.9211	48.4					2.28	3.12		
	35	-0.60	-0.90	-3.59	0.0445	0.9108	41.0	1.128	1.692	3.442	3.03			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				2.72	0.0337	0.9211	48.4					2.27	3.13		
	36	-0.57	-0.86	-3.62	0.0448	0.9104	40.8	1.109	1.664	3.147	3.05			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				2.69	0.0333	0.9216	48.8					2.24	3.10		
V	41	-0.58	-0.87	-1.86	0.0230	0.9338	60.5	1.171	1.757	1.829	1.53			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				0.89	0.0110	0.9531	91.5					0.72	1.22		
	42	-0.69	-0.92	-1.76	0.0218	0.9355	62.5	1.185	1.778	1.844	1.44			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				0.94	0.0116	0.9549	89.0					0.76	1.26		
	43	-0.54	-0.81	-1.78	0.0221	0.9351	62.0	1.029	1.544	1.852	1.46			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				0.95	0.0118	0.9545	88.0					0.77	1.27		
	44	-0.53	-0.80	-1.80	0.0223	0.9346	61.5	1.023	1.535	1.869	1.48			2T <sub>16</sub> +4T <sub>14</sub>	5.56
				0.98	0.0121	0.9507	86.5					0.79	1.31		

calcul des contraintes dans le béton et l'acier.

$$\bar{\sigma}_a (sP_2) = 4200 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}'_b (sP_2) = 206.25 \text{ kg/cm}^2, h_E = 35 \text{ cm}, h = 31 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, d = d' = 4 \text{ cm}.$$

N <sup>o</sup>	Noeud	$H_{sP_2}^{\text{max}}$ (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	bR (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}$	K	$\epsilon$	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
I	9	7.88	8.29	930	0.891	22.5	0.8667	3537.9	157.2
	10	7.16	8.29	930	0.891	22.5	0.8667	3214.6	142.9
	11	7.13	8.29	930	0.891	22.5	0.8667	3201.1	142.3
	12	7.15	8.29	930	0.891	22.5	0.8667	3210.1	142.7
II	17	6.72	6.03	930	0.648	27.3	0.8818	4076.8	149.3
	18	6.48	6.03	930	0.648	27.3	0.8818	3931.2	144.0
	19	6.45	6.03	930	0.648	27.3	0.8818	3913.0	143.3
	20	6.45	6.03	930	0.648	27.3	0.8818	3913.0	143.3
III	25	5.47	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	3583.5	124.9
	26	5.19	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	3400.1	118.5
	27	5.21	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	3413.2	118.9
	28	5.21	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	3413.2	118.9
IV	33	3.72	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	2437.1	84.9
	34	3.53	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	2312.6	80.6
	35	3.59	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	2351.9	81.9
	36	3.62	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	2371.6	82.6
V	41	1.86	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	1218.5	42.5
	42	1.76	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	1153.0	40.2
	43	1.78	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	1166.1	40.6
	44	1.80	5.56	930	0.598	28.7	0.8856	1179.2	41.1



## Armatures transversales.

$$A_t = (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \quad \phi_p = 2.01 \text{ cm}^2, \quad z = \frac{7}{8} R = 27.125 \text{ cm}.$$

Niveau	Voie	$T_{SpA} (t)$	$1.5 T_{SpA} (t)$	$T_{Sp2} (t)$	$T^c (t)$	$\bar{G}'_{b0} (kg/cm^2)$	$\bar{G}_b (kg/cm^2)$	$\bar{z}_b (kg/cm^2)$	$\bar{z}_b (kg/cm^2)$	$\rho$	$\bar{G}'_{at} (kg/cm^2)$	$t (cm)$	$\bar{t} (cm)$
I	9	1.265	1.898	5.119	5.119	102.75	157.2	6.29	26.29	0.921	2210.4	23.5	24.4
	10	1.289	1.934	5.465	5.465	102.75	142.9	6.72	27.52	0.916	2198.4	21.9	23.9
	11	1.092	1.638	5.464	5.464	102.75	142.3	6.71	27.57	0.916	2198.4	21.9	23.9
	12	1.114	1.671	5.468	5.468	102.75	142.7	6.72	27.53	0.916	2198.4	21.9	23.9
II	17	1.305	1.958	4.540	4.540	102.75	143.3	5.58	26.97	0.930	2232.0	26.8	25.1
	18	1.249	1.874	5.004	5.004	102.75	144.0	6.15	27.42	0.923	2215.2	24.1	24.5
	19	1.101	1.652	5.007	5.007	102.75	143.3	6.15	27.48	0.923	2215.2	24.1	24.5
	20	1.115	1.673	5.007	5.007	102.75	143.3	6.15	27.48	0.923	2215.2	24.1	24.5
III	25	1.320	1.980	3.847	3.847	102.75	124.9	4.73	29.07	0.941	2258.4	32.0	26.0
	26	1.274	1.851	4.152	4.152	102.75	118.5	5.10	29.62	0.936	2246.4	29.5	25.6
	27	1.105	1.658	4.179	4.179	102.75	118.9	5.14	29.58	0.935	2244.0	29.3	25.6
	28	1.114	1.671	4.181	4.181	102.75	118.9	5.14	29.58	0.935	2244.0	29.3	25.6
IV	33	1.370	1.995	2.895	2.895	102.75	84.9	3.56	30.98	0.955	2244.0	42.3	27.3
	34	1.224	1.836	3.046	3.046	102.75	80.6	3.74	30.98	0.953	2287.2	40.9	27.1
	35	1.128	1.692	3.112	3.112	102.75	81.9	3.82	30.98	0.952	2284.8	40.0	27.0
	36	1.109	1.664	3.117	3.117	102.75	82.6	3.83	30.98	0.952	2284.8	40.0	27.0
V	41	1.171	1.757	1.829	1.829	102.75	42.5	2.25	30.98	0.972	2332.8	69.5	28.6
	42	1.185	1.778	1.814	1.814	102.75	40.2	2.23	30.98	0.972	2332.8	70.1	28.7
	43	1.029	1.544	1.852	1.852	102.75	40.6	2.28	30.98	0.971	2330.4	68.6	28.6
	44	1.023	1.535	1.869	1.869	102.75	41.1	2.30	30.98	0.971	2330.4	68.0	28.6

Espacement du RPA 81

en zone nodale :  $\Delta$

$\Delta = \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi\right)$  avec  $\phi$  : le plus grand diamètre des barres longitudinales.

$$h_t = 35 \text{ cm}, \phi_{\max} = 16 \text{ mm} \rightarrow \Delta = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6\right) = 8.75 \text{ cm.}$$

en zone courante :  $\Delta'$

$$\Delta' = \frac{h_t}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

longueur de la zone nodale :  $l'$

$$l' = 2h_t = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$$

pour toutes les poutres on adopte un espacement constant :  $t$

$t = 8 \text{ cm}$  en zone nodale.

$t = 16 \text{ cm}$  en zone courante.

vérification de la condition de non fragilité (CCBA 68 Art. 52) :

$$A > 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} \text{ avec } b = 30 \text{ cm}, h = 31 \text{ cm}, \bar{\sigma}_b (SP_2) = 1.5 \bar{\sigma}_b (SP_1) = 8.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } A > 0.69 \times 30 \times 31 \times \frac{8.85}{4200} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2T_{16} + 1T_{14} = 5.56 \text{ cm}^2$$

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification de la fissuration :

pour  $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_2 = 2832 \text{ bars}$ , pour  $\phi > 10 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

ou  $\sigma_1 = k \frac{\gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$  qui doit être  $\geq \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  pour  $\phi > 10 \text{ mm}$ .

$$\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a \Rightarrow k \frac{\gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \geq \bar{\sigma}_a \Rightarrow \bar{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k\gamma - 10\phi \bar{\sigma}_a} = \bar{\omega}_{f_0}$$

$\bar{\omega}_{f_0}$  correspond une section minimale d'armature  $A_0 = B_f \bar{\omega}_{f_0}$

$$\text{avec : } B_f = 2bd = 2 \times 30 \times 4 = 240 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, k = 1.5 \cdot 10^6, \gamma = 1.6 \text{ acier HA}$$

en fonction des barres (diamètre) dans une section donnée on va

calculer la section  $A_0$  que doit être pour que la fissuration soit vérifiée.

comme on a ferrillé avec des  $\phi_{16}$  ( $\phi_{\max}$  pour tous les appuis)  $\Rightarrow$

$$\bar{\omega}_{f_0} (\phi = 16 \text{ mm}) = \frac{16 \times 2800}{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 10 \times 16 \times 2800} = 0.02295$$

$$\bar{\omega}_{f_0} = 0.02295 \rightarrow A_0 = \beta_f \times \bar{\omega}_{f_0} = 240 \times 0.02295 = 5.51 \text{ cm}^2.$$

$$\pi A_{\min} = 2T_{16} + 1T_{14} = 5.56 \text{ cm}^2 > A_0 = 5.51 \text{ cm}^2$$

donc pas risque de fissuration.

Condition de non entrainement des barres aux appuis:

$$\bar{z}_{di} = \frac{T}{z P_{oi}} \times \frac{A_i}{A} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 31 = 27.125 \text{ cm}.$$

$A_i$ : section d'une barre ( $i$ ) ou d'un paquet de barres en  $\text{cm}^2$ .

$A$ : section totale des armatures tendues en  $\text{cm}^2$ .

$P_{oi}$ : périmètre utile d'une barre ( $i$ ) ou d'un paquet de barres en cm.

$$\bar{z}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_s \quad \text{avec } \psi_d = 1.5 \Rightarrow \bar{z}_d = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.7 \text{ kg/cm}^2.$$

on dresse ci-dessous le tableau qui donne les plus grandes valeurs de  $\bar{z}_{di}$  de tout le portique (2) et ceci en prenant parmi les appuis ayant la même section d'armatures longitudinales et le même diamètre  $\phi$ , l'appui qui a le plus grand effort tranchant.

$$z = \frac{7}{8} h = 27.125 \text{ cm}, \quad P_{oi} = \pi \phi_i \text{ en cm}.$$

N <sup>o</sup>	Appuis	$T_{\max} (t)$	$\phi$ (mm)	$A$ ( $\text{cm}^2$ )	$\frac{A_i}{A}$	$P_{oi}$ (cm)	$\bar{z}_{di}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )
I	3T <sub>16</sub> + 2T <sub>12</sub>	5.468	12	8.29	0.136	3.770	7.27
			16	8.29	0.242	5.027	9.70
II	3T <sub>16</sub>	5.007	16	6.03	0.333	5.027	12.23
III, IV, V	2T <sub>16</sub> + 1T <sub>14</sub>	4.181	14	5.56	0.277	4.398	9.71
			16	5.56	0.362	5.027	11.10

$$\bar{z}_{di}^{\max} = 12.23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{z}_d = 17.7 \text{ kg/cm}^2.$$

donc la condition de non entrainement des barres aux appuis est vérifiée.

condition de non écrasement du béton (CCBA68 Art. 30-62).

$$r \geq 0.1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{4}\right) \nu.$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_{b0} = 68.5 \text{ kg/cm}^2, d = 4, \phi = 1.6 \text{ cm}.$$

$\nu = 1$  lorsque la barre courbée est isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit.

$\nu = \frac{5}{3}$  lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en deux lits.

$$\text{donc } r \geq 0.1 \phi \frac{2800}{68.5} \left(1 + \frac{\phi}{4}\right) \nu = 4.09 \phi \left(1 + 0.25 \phi\right) \nu$$

$$\text{pour } \nu = 1, \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow r \geq 9.2 \text{ cm} < 6\phi = 9.6 \text{ cm}$$

$$\text{donc } r = 6\phi.$$

$$\text{pour } \nu = \frac{5}{3} \Rightarrow r \geq 0.1 \phi \frac{2800}{68.5} \left(1 + \frac{\phi}{4}\right) \frac{5}{3}$$

$$\text{pour } \phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow r \geq 15.3 \text{ cm} < 1\phi = 16 \text{ cm}.$$

$$\text{donc } r = 10\phi.$$

conditions aux appuis:  $T^{\max} = 5119 \text{ kg}$  (SP2)

$$c = a - (d+r) = 40 - (4+r^{\max}) = 40 - (4+16) = 20 \text{ cm}.$$

$$c_0 = \frac{2T^{\max}}{b_0 \bar{\sigma}_{b0}} = \frac{2 \times 5119}{30 \times 68.5 \times 1.5} = 3.3 \text{ cm} < c = 20 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

pour ce qui est des armatures inférieures, la condition  $A \geq \frac{T + M/2}{\sigma_a}$  figure dans la (colonne  $A_{0 \text{ inf}}^{\min}$ ).

Vérification de la flèche (CCBA68 Art 61).

$$(1) A^t \leq \frac{43}{600} b_0 h = \frac{43}{4200} \times 30 \times 35 = 10.75 \text{ cm}^2 > A_e^{\max} = 3T_{16} + 2T_{12} = 8.29 \text{ cm}^2.$$

$$(2) h_f \geq \frac{l}{16} \rightarrow 35 = h_f > \frac{l^{\max}}{16} = \frac{350}{16} = 21.875 \text{ cm}.$$

$$(3) h_f \geq M^t \frac{l^{\max}}{10M_0} \quad h_f = 35 \text{ cm} \geq \frac{l^{\max}}{10} \frac{M^t}{M_0} = \frac{350}{10} \frac{M^t}{M_0} = 35 \frac{M^t}{M_0} \text{ avec } \frac{M^t}{M_0} < 1$$

les 3 conditions précédentes sont vérifiées donc il est inutile de faire une justification de flèche.

Ferrailage des poutres du portique transversal 6.

N <sup>o</sup> .	Noeud	M <sup>max</sup> <sub>SP<sub>1</sub></sub> (tm)	M <sup>max</sup> <sub>1.5M<sub>SP<sub>1</sub></sub> (tm)</sub>	M <sup>max</sup> <sub>SP<sub>2</sub></sub> (tm)	$\mu$	$\epsilon$	k	T <sub>SP<sub>1</sub></sub> (t)	1.5T <sub>SP<sub>1</sub></sub> (t)	T <sub>SP<sub>2</sub></sub> (t)	A <sub>o<sup>sup</sup></sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>o<sup>inf</sup></sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>o<sup>min</sup></sub> (cm <sup>2</sup> )	sect. adopt.	A (cm <sup>2</sup> )	
I	6	-4.24	-6.36	-17.19	0.1217	0.8638	21.7	6.870	10.305	13.551	11.56				6T16	12.06
				10.22	0.0724	0.8899	30.4			2.271		6.67	7.32		3T16+2T12	8.29
	7	-2.44	-3.66	-11.98	0.0848	0.8824	27.5	5.781	8.672	12.491	7.88				3T16+2T12	8.29
				7.99	0.0566	0.9008	35.4			9.551		5.15	7.58		3T16+2T12	8.29
	8	-3.36	-5.04	-12.87	0.0911	0.8789	26.3	6.815	10.223	13.437	8.50				3T16+2T12	9.11
				8.23	0.0586	0.8944	34.7			9.907		5.35	7.85		3T16+2T12	8.29
	9	-1.74	-2.61	-14.76	0.1045	0.8718	24.0	5.836	8.754	12.545	9.83				5T16	10.05
				11.90	0.0843	0.8826	27.6			2.964		7.83	8.60		3T16+2T14	9.11
II	11	-4.20	-6.30	-14.42	0.1021	0.8731	24.4	6.749	10.124	12.170	9.59				5T16	10.05
				7.54	0.0534	0.9035	36.8			1.104		4.85	5.27		2T16+1T14	5.56
	12	-2.53	-3.80	-10.62	0.0752	0.8891	29.7	5.737	8.606	11.187	6.94				3T16+2T12	8.29
				6.48	0.0459	0.9094	40.2			1.780		4.14	4.72		2T16+1T14	5.56
	13	-3.26	-4.89	-11.33	0.0802	0.8851	28.5	6.625	9.938	12.049	7.43				3T16+2T12	8.29
				7.00	0.0496	0.9064	38.4			8.190		4.48	6.60		3T16+2T12	8.29
	14	-2.00	-3.00	-12.28	0.0870	0.8812	27.1	5.861	8.792	11.307	8.09				3T16+2T12	8.29
				9.01	0.0638	0.8956	32.9			1.696		5.84	6.38		3T16+2T12	8.29
III	16	-4.16	-6.24	-12.40	0.0878	0.8807	26.9	6.722	10.083	11.099	8.18				3T16+2T12	8.29
				5.58	0.0395	0.9155	44.2			0.077		3.54	3.72		2T16+1T14	5.56
	17	-2.58	-3.87	-9.21	0.0692	0.8947	32.5	5.764	8.646	10.167	5.98				3T16	6.03
				4.98	0.0352	0.9196	47.2			0.716		3.14	3.48		2T16+1T14	5.56
	18	-3.19	-4.79	-9.90	0.0694	0.8920	31.3	6.600	9.900	10.980	6.38				3T16+2T12	8.29
				4.86	0.0344	0.9204	47.8			5.522		3.07	4.54		2T16+1T14	5.56
	19	-2.01	-3.02	-10.31	0.0730	0.8896	30.3	5.886	8.829	10.286	6.73				3T16+2T12	8.29
				7.01	0.0496	0.9064	38.4			0.634		4.49	4.80		2T16+1T14	5.56
IV	21	-4.15	-6.23	-9.56	0.0677	0.8929	31.7	6.708	10.062	9.593	6.22				3T16+2T12	8.29
				2.76	0.0195	0.9387	66.5			1.406		1.71	2.17		2T16+1T14	5.56
	22	-2.45	-3.68	-6.35	0.0450	0.9104	40.8	5.777	8.666	6.926	4.05				2T16+1T14	5.56
				2.86	0.0203	0.9375	65.0			0.785		1.77	2.09		2T16+1T14	5.56
	23	-3.13	-4.70	-7.65	0.0542	0.9027	36.4	6.567	9.851	9.455	4.92				2T16+1T14	5.56
				2.52	0.0178	0.9412	70.0			1.309		1.55	1.98		2T16+1T14	5.56
	24	-2.07	-3.11	-7.54	0.0534	0.9035	36.8	5.919	8.879	8.827	4.85				2T16+1T14	5.56
				4.14	0.0293	0.9259	52.5			0.882		2.60	2.96		2T16+1T14	5.56
V	26	-3.16	-4.74	-5.34	0.0378	0.9169	45.2	5.110	7.665	6.362	3.38				2T16+1T14	5.56
				0.04	0.0003	0.9913	56.0			2.225		0.02	0.56		2T16+1T14	5.56
	27	-1.98	-2.97	-4.16	0.0295	0.9259	52.5	4.396	6.594	5.662	2.61				2T16+1T14	5.56
				0.85	0.0060	0.9885	42.0			1.719		0.50	0.97		2T16+1T14	5.56
	28	-2.27	-3.41	-4.45	0.0315	0.9237	50.5	5.105	7.658	6.357	2.80				2T16+1T14	5.56
				0.63	0.0045	0.9693	14.8			2.223		0.38	0.95		2T16+1T14	5.56
	29	-1.11	-1.67	-3.82	0.0271	0.9286	55.0	4.402	6.603	4.937	2.39				2T16+1T14	5.56
				1.49	0.0106	0.9539	93.5			1.721		0.91	1.40		2T16+1T14	5.56

Calcul des contraintes dans le béton et l'acier.

$$\bar{\sigma}_a(\text{SP}_2) = 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}'_b(\text{SP}_2) = 206.25 \text{ kg/cm}^2, \quad h_f = 45 \text{ cm}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad h = 41 \text{ cm}, \quad d = d' = 4 \text{ cm}$$

Niv.	Nœud	$M_{SP_2}^{\max}$ (tm)	A (cm <sup>2</sup> )	b h (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}$	K	$\Sigma$	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
I	6	-17.19	12.06	1230	0.980	21.2	0.8619	4033.6	190.3
		10.22	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	3416.5	128.0
	7	-11.98	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	4004.9	150.0
		7.99	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	2671.0	100.0
	8	-12.87	9.11	1230	0.741	25.2	0.8756	3935.2	156.2
		8.28	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	2768.0	103.7
9	-14.76	10.05	1230	0.817	23.7	0.8708	4113.6	173.6	
	11.90	9.11	1230	0.741	25.2	0.8756	3638.6	144.4	
II	11	-14.42	10.05	1230	0.817	23.7	0.8708	4018.8	169.6
		7.54	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	3684.5	108.7
	12	-10.62	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	3550.2	133.0
		6.48	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	3166.5	93.4
	13	-11.33	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	3787.6	141.9
		7.00	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	2340.1	87.6
14	-12.28	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	4105.1	153.7	
	9.01	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	3012.0	112.8	
III	16	-12.40	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	4145.3	155.3
		5.58	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	2726.7	80.4
	17	-9.21	6.03	1230	0.430	32.3	0.8943	4165.6	129.0
		4.98	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	2433.5	71.8
	18	-9.80	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	3276.1	122.7
		4.86	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	2374.9	70.1
19	-10.31	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	3446.6	129.1	
	7.01	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	3425.5	101.0	
IV	21	-9.56	8.29	1230	0.674	26.7	0.8801	3195.9	119.7
		2.76	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	1348.7	39.8
	22	-6.35	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	3103.0	91.5
		2.86	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	1397.6	41.2
	23	-7.65	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	3738.3	110.3
		2.52	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	1231.4	36.3
24	-7.54	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	3684.5	108.7	
	4.14	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	2023.1	59.7	
V	26	-5.34	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	2609.5	77.0
		0.04	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	19.50	0.60
	27	-4.16	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	2032.8	60.0
		0.85	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	415.40	12.3
	28	-4.45	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	2174.6	64.1
		0.63	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	307.90	9.10
29	-3.82	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	1866.7	55.1	
	1.49	5.56	1230	0.452	33.9	0.8977	728.10	21.5	

Armatures transversales.

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier)} \phi_8 \quad , \quad z = \frac{7}{8} A = 35.875 \text{ cm}$$

Niveau	Voie	$T_{SP1} (t)$	$1.5 T_{SP1} (t)$	$T_{SP2} (t)$	$T^c (t)$	$\bar{\sigma}'_{b0} (kg/cm^2)$	$\bar{\sigma}'_b (kg/cm^2)$	$Z_b (kg/cm^2)$	$\bar{Z}_b (kg/cm^2)$	$\rho$	$\bar{\sigma}'_{at} (kg/cm^2)$	$t (cm)$	$\bar{t} (cm)$
I	6	6.870	10.305	13.551	13.551	202.75	190.3	12.59	23.43	0.842	2020.6	10.8	23.5
	7	5.781	8.672	12.491	12.491	202.75	150.0	11.61	26.91	0.854	2050.2	11.8	24.9
	8	6.815	10.223	13.497	13.497	202.75	151.2	12.54	26.37	0.843	2022.1	10.8	23.6
	9	5.836	8.754	12.545	12.545	102.75	173.6	11.66	24.87	0.854	2048.7	11.8	24.8
II	11	6.749	10.124	12.170	12.170	102.75	169.6	11.31	25.22	0.858	2059.2	12.2	25.3
	12	5.737	8.606	11.187	11.187	102.75	133.0	10.39	28.37	0.870	2086.5	13.5	26.6
	13	6.625	9.938	12.049	12.049	102.75	141.9	11.20	27.60	0.859	2062.5	12.3	25.4
	14	5.861	8.792	11.307	11.307	102.75	153.7	10.51	26.59	0.868	2083.3	13.3	26.4
III	16	6.722	10.083	11.099	11.099	102.75	155.3	10.31	26.45	0.871	2089.3	13.6	26.7
	17	5.764	8.646	10.167	10.167	102.75	129.0	9.45	28.71	0.881	2115.3	15.0	27.9
	18	6.600	9.900	10.980	10.980	102.75	122.7	10.20	29.26	0.872	2092.7	13.7	26.8
	19	5.886	8.829	10.286	10.286	102.75	129.1	9.56	29.71	0.880	2111.9	14.8	27.7
IV	21	6.708	10.062	9.593	6.708	68.5	119.7	6.23	29.52	0.883	2118.4	23.8	28.0
	22	5.777	8.666	6.926	5.777	68.5	91.5	5.37	18.67	0.899	2157.3	28.1	29.8
	23	6.567	9.851	9.455	6.567	68.5	110.3	6.10	17.05	0.885	2124.3	24.4	28.3
	24	5.919	8.879	8.827	5.919	68.5	108.7	5.50	17.19	0.896	2151.4	27.4	29.5
V	26	5.110	7.665	6.362	5.110	68.5	77.0	4.75	19.92	0.911	2185.3	32.2	31.1
	27	4.396	6.594	5.662	4.396	68.5	60.0	4.08	20.65	0.923	2215.6	37.8	32.5
	28	5.105	7.658	6.357	5.105	68.5	64.1	4.74	20.65	0.911	2185.8	32.3	31.1
	29	4.402	6.603	4.937	4.402	68.5	55.1	4.09	20.65	0.923	2215.1	37.9	32.5

Espacement du RPA B1:

en zone nodale:  $s$

$$s = \min\left(\frac{ht}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.6\right) = 11.25 \text{ cm.}$$

en zone courante:  $s'$

$$s' = \frac{ht}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

longueur de la zone courante:  $l'$

$$l' = 2h_f = 2 \times 45 = 90 \text{ cm.}$$

pour toutes les poutres on adopte un espacement constant:  $t$

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

$t = 20 \text{ cm}$  en zone courante.

Vérification de la condition de non fragilité (CCBA 68 Art. 52).

$$A \geq 0.69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0.69 \times 30 \times 45 \times \frac{8.85}{4200} = 1.96 \text{ cm}^2 < A_{\min}^l = 5.56 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

Vérification de la fissuration:

mêmes étapes de calcul que pour le portique longitudinal (2).

$\phi$ (mm)	$\bar{\omega}_{f_0}$	$B_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A_0$ (cm <sup>2</sup> )
12	0.01628	240	3.91
14	0.01952	240	4.68
16	0.02295	240	5.51

$$A_0^{\max} = 5.51 \text{ cm}^2 < A_{\min}^l = 2T_{16} + 1T_{14} = 5.56 \text{ cm}^2$$

donc la fissuration est vérifiée.

Condition de non entrainement des barres:

$$Z_{di} = \frac{T}{Z_{Pvi}} \times \frac{A_i}{A}$$

$A_i$ : section d'une barre  $(i)$  ou d'un paquet de barres en cm<sup>2</sup>.

$A$ : section des armatures tendues en cm<sup>2</sup>.



$P_{oi}$  : périmètre utile d'une barre (i) ou d'un paquet de barres en cm.

$$\bar{Z}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \text{ avec } \psi_d = 1.5.$$

$$Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 41 = 35.875 \text{ cm.}$$

$$P_{oi} = \pi \phi_i \text{ en cm.}$$

Ni°.	Appuis	$T_{\max}(\theta)$	$\phi$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{A_i}{A}$	$P_{oi}$ (cm)	$Z_{di}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
I	6T16	13.551 (SP <sub>2</sub> )	16	12.06	0.167	3.770	16.73
II	5T16	12.545 (SP <sub>2</sub> )	16	10.05	0.200	5.027	13.91
I	3T16+2T10	13.497 (SP <sub>2</sub> )	14	9.11	0.163	4.398	14.46
			16		0.221	5.027	16.54
I	3T16+2T12	12.491 (SP <sub>2</sub> )	12	8.29	0.136	3.770	12.56
			16		0.242	5.027	16.76
III	3T16	10.167 (SP <sub>2</sub> )	16	6.03	0.333	5.027	18.77
IV	2T16+1T10	6.567 (SP <sub>1</sub> )	14	5.56	0.278	4.398	11.57
			16		0.362	5.027	13.18

$$\max_{(SP_2)} Z_{di} = 18.77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{Z}_d (SP_2) = 26.55 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max_{(SP_1)} Z_{di} = 13.18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{Z}_d (SP_1) = 17.7 \text{ kg/cm}^2.$$

donc la condition de non entrainement des barres aux appuis est vérifiée.

Condition de non écrasement du béton :

$$r > 0.1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) v = 0.1 \times 1.6 \times \frac{2800}{68.5} \left(1 + \frac{1.6}{4}\right) 1 = 9.2 \text{ cm si } v = 1$$

$$\text{on prend } r = 6 \phi = 6 \times 1.6 = 9.6 \text{ cm} > 9.2 \text{ cm.}$$

conditions aux appuis :  $c_0 = \frac{2 T_{\max}}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \times 13551}{30 \times 102.75} = 8.8 \text{ cm.}$

$$c = a - (d + r) = 30 - (4 + 9.6) = 16.4 \text{ cm} > 8.8 \text{ cm} = c_0 \text{ si } v = \frac{5}{3} \Rightarrow c = 10 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 8.8 \text{ cm.}$$

pour ce qui est des armatures inférieures la condition :  $A \geq \frac{T + \frac{H}{2}}{\bar{\sigma}_a}$  a été introduite dans le tableau de ferrailage dans la colonne où figure  $A_{\text{cinf}}^{\text{min}}$ .

### Vérification de la flèche: (CCBA 68 Art. 61)

Il inutile de vérifier la flèche si les 3 (trois) conditions suivantes sont satisfaites.

$$(1) \quad A^t \leq \frac{43}{\sigma_{\text{en}}} b_0 h = 43 \frac{30 \times 45}{4200} = 13.82 \text{ cm}^2 > A_{\text{max}}^t = 12.06 \text{ cm}^2$$

vérifié.

$$(2) \quad h_t \geq \frac{l}{16} \quad \Leftrightarrow \quad h_t = 45 \text{ cm} > \frac{l^{\text{max}}}{16} = \frac{350}{16} = 21.875 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

$$(3) \quad h_t \geq \frac{M_t}{10 M_0} l$$

si on prend  $M_t = M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{M_0} = 1$  (cas le plus défavorable).

$$\Rightarrow h_t = 45 \text{ cm} > \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} = \frac{M_t l}{10 M_0} \quad (\text{vérifié})$$

les 3 conditions précédente sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

## Vérification des poutres soumises à la torsion.

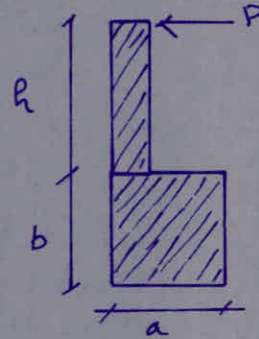
Les poutres soumises à la torsion sont celles qui se trouvent sous l'acrotère.  
on étudiera la poutre la plus défavorable c'est à dire dans la zone courante:

Moment de torsion:

$$M_t = P \times h = 100 \times 0.5 = 50 \text{ kgm.}$$

la section étant rectangulaire donc

$$\frac{b}{a} = \frac{35}{30} = 1.2$$



on tire du tableau (4-62) de l'aide mémoire de béton armé le coefficient de torsion  $\chi_T$ .

$$\text{pour } \frac{b}{a} = 1.2 \rightarrow \chi_T = 3.85$$

$$\text{ou } \bar{\sigma}_b = \chi_T \frac{M_t}{a^3} = 3.85 \times \frac{5000}{(30)^3} = 0.71 \text{ kg/cm}^2.$$

on prend  $\bar{\sigma}_b = 1 \text{ kg/cm}^2 > 0.71 \text{ kg/cm}^2$

donc pour  $\bar{\sigma}_b = 1 \rightarrow \bar{\omega}_t = \bar{\omega}_e = 0.02$  qui sont les pourcentages d'armatures transversales et longitudinales tirés du tableau (4-63) de l'aide mémoire de béton armé.

$$\text{or } A_e = \frac{ab \bar{\omega}_e}{100} = \frac{30 \times 35 \times 0.02}{100} = 0.21 \text{ cm}^2 \ll A_e = 27.16 + 17.14 = 5.56 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{ab \bar{\omega}_t t}{100 l_t} \quad \text{avec } t = 16 \text{ cm (espacement des armatures trans.)}$$

$l_t = 98 \text{ cm}$  longueur d'un cadre sans enrobage.

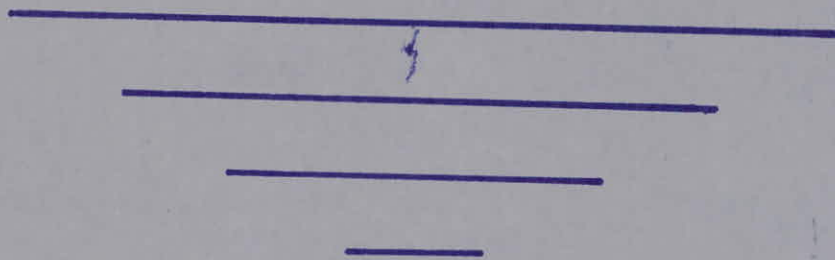
donc:

$$A_t = \frac{30 \times 35 \times 0.02 \times 16}{100 \times 98} = 0.03 \text{ cm}^2 \ll A_t = (1 \text{ cadre} + 1 \text{ relier}) \phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

donc la torsion n'est pas à craindre sur la poutre périphérique longitudinale.

La vérification est satisfaite pour la poutre périphérique transversale.

**FERRAILLAGE  
DES POUTEAUX**



# calcul des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, efforts tranchants et des moments fléchissants en tête et à la base, dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ils seront calculés en flexion composée. On fera le calcul pour  $SP_1$  (6+1.2P) et pour les plus défavorables des combinaisons du second genre  $SP_2$ .

le calcul sera fait sous les efforts suivants :

- \*  $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$  c'est pour le calcul des armatures tendues.
- \*  $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$  et  $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$  c'est pour le calcul du béton comprimé et éventuellement pour les armatures comprimées.

Méthode de calcul :

on a adopté la méthode de "Pierre charon".

la contrainte admissible de compression du béton est donnée par :

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} \quad \text{avec } e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} \quad \text{avec } e_0 = \frac{M}{N}, \quad e_1 = \frac{h_t}{6}$$

on calcul donc  $e_0 = \frac{M}{N}$  et  $e_1 = \frac{h_t}{6}$

on peut avoir 3 cas de sollicitations :

- \* si  $e_0 > e_1 \rightarrow$  on a une section partiellement comprimée.
- \* si  $e_0 \leq e_1 \rightarrow$  on a une section entièrement comprimée.
- \* si  $e_0 = 0 \rightarrow$  on a une compression simple.

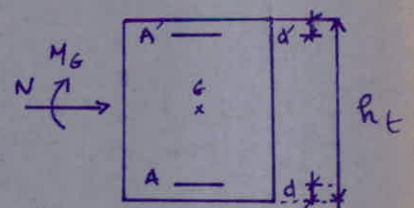
Section entièrement comprimée ( $e_0 \leq e_1$ )

on ferraillera symétriquement avec le moment correspondant à  $N^{\max}$ .

la marche à suivre est la suivante :

$\sigma' = \frac{d'}{h_t}$  on calcule  $\bar{\sigma}'_b$  comme spécifiée

précédemment et puis on calcule successivement :



$$* \rho = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_b} \frac{b h_t}{N}$$

$$* \beta = \frac{6}{h_t} e_0 = \frac{6 M_0}{h_t N}$$

$$* C = 0.27 (1 - 2\delta)^2 \rho$$

$$* D = 0.30 (\rho - \beta) - 0.90 (1 - \rho) (1 - 2\delta)^2$$

$$* \bar{E} = - (1 + \beta - \rho)$$

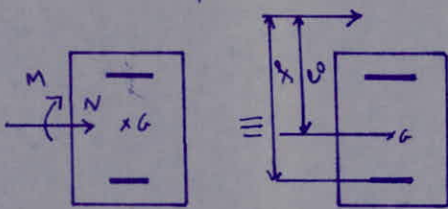
$$* \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4\bar{E}C}}{2C}$$

et enfin la section d'armatures est obtenue par:  $A = A' = \bar{\omega}' \frac{b h_t}{100}$

Section partiellement comprimée ( $e_0 > e_{l1}$ ).

on utilisera la méthode du moment fictif:  $M_f$ .

on a:  $M_f = N \cdot f$  avec:  $f$  = distance entre le passage de  $N$  et les aciers tendus.



$$f = \frac{h_t}{2} - d + e_0$$

on calcule la section en flexion simple pour  $M_f$  en calculant  $\bar{\sigma}'_b$ , on peut distinguer deux cas:

\* si  $\bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$  → on a une section sans armatures comprimées. on trouvera la section  $A_1$  pour  $M_f$  (flexion simple).

la section en flexion composée sera:  $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$  (N < 0 si on a traction)

\* si  $\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_{b0}$  → on a une section avec armatures comprimées. on trouvera des sections d'acier  $A'_1, A_1$  sous  $M_f$ . la section d'acier sous la flexion composée sera:

$$A' = A'_1, \quad A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} \quad (\text{si on a traction } N < 0).$$

Pourcentage minimum:

$$A_e^{\min} \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m'}{\bar{\sigma}'_{b0}} B$$

avec :

\*  $\theta_1$  : coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge.

$\theta_1 = 1.8$  pour un poteau d'angle.

$\theta_1 = 1.4$  pour un poteau de rive.

$\theta_1 = 1.0$  pour un poteau central.

\*  $\theta_2$  : coefficient qui dépend de la longueur de flambement du poteau :  $l_c$ .

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$       $a$  : plus petite dimension transversale.

$c$  : enrobage des aciers.

\*  $\theta_3$  : coefficient qui dépend de la nuance des aciers utilisés

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{eH}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1.514$  pour notre cas.

\*  $\sigma'_m$  : contrainte moyenne de compression dans le béton.

$\sigma'_m = \frac{N}{b y_1}$  avec  $y_1 = \frac{15 \sqrt{\sigma'_b}}{15 \sqrt{\sigma'_b} + \sqrt{\sigma'_a}} h$ ,  $h = h_t - d$ .

en compression simple :

la section d'armatures longitudinales doit vérifier :

$$* A_e \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma'_{b0}}$$

avec  $\theta_1, \theta_2, \theta_3$  mêmes coeff. qui ont été définis ci-dessus.

$N$  : effort normal de compression.

$$* A_e \geq \frac{1}{15} \left( \frac{N}{\sigma'_{b0}} - B \right) \quad B : \text{section de béton.}$$

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

$$A_e \geq \frac{B}{100} \quad \text{et} \quad A_e \leq \frac{B}{25} \quad \text{exigence du RPA81.}$$

### Flambement des poteaux:

La longueur de flambement est déterminée en fonction de la longueur du poteau  $l_0$  et de la liaison de ses extrémités.

$$l_c = \begin{cases} 0.7 l_0 & \text{pour un pilier d'un bâtiment à étages multiples est à ses extrémités :} \\ & \begin{aligned} & \times \text{encastré dans un massif de fondation} \\ & \times \text{assemblé à des poutres de planchers ayant au moins même raideur que lui et le traversant de part et d'autre.} \end{aligned} \\ 0.9 l_0 & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

avec  $l_0$ : la longueur libre du poteau.

l'élanement d'un poteau est:  $\lambda = \frac{l_c}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  = rayon de giration

$I = b \frac{a^3}{12}$  moment d'inertie du poteau.

$$B = ab \quad \text{donc} \quad i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

si  $\lambda < 50$  les poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet de leurs déformations trans. sur les contraintes agissant sur leurs sections droites c'est à dire qu'il n'y a pas risque de flambement.

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = l_c \times \frac{\sqrt{12}}{a} < 50 \rightarrow l_c < 14.4 a$$

or  $a = 30 \text{ cm}$  petite dimension transversale du poteau  $\rightarrow$

$$l_c < 14.4 \times 30 = 432 \text{ cm} = 4.32 \text{ m.}$$

or  $l_0^{\max} = 4 \text{ m} \rightarrow l_c < 4 \text{ m}$  donc  $l_c < 4.32 \text{ m}$  (vérifié)

donc on ne tiendra pas compte de l'effet du flambement.



## Calcul des armatures transversales.

Les armatures transversales disposées dans les poteaux ont un triple rôle :

- \* permettre le positionnement des barres longitudinales.
- \* empêcher l'éclatement du béton.
- \* s'opposer au flambement des armatures.

Le pourcentage minimum requis pour les armatures transversales dans la zone II est :  $A_t = 0.4\% t b$  (RPA81 Art. 4.2.3.1.2)

avec  $t$  : espacement des armatures transversales.

$b$  : largeur du poteau dans le sens considéré.

ces armatures transversales doivent être des cadres et étriers fermés.

### Espacement des armatures transversales :

l'espacement admissible est : en zone courante (CCBA68 Art 32.32)

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{e, \max}) \left( 2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \\ t_2 = 15 \left( 2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \phi_{e, \min} \end{cases}$$

$\sigma'_b$  : contrainte moyenne du béton sous  $S_{P2}$

$\phi_e$  : diamètre des armatures longitudinales utilisées.

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversales utilisées.

en pratique :  $t \leq 15 \phi_{e, \min}$

dans notre cas  $\phi_{e, \min} = 14 \text{ mm} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$ .

le RPA préconise un espacement  $t \leq 12 \phi_{e, \min} = 12 \times 1.4 = 16.8 \text{ cm}$ .

donc  $t \leq 16.8 \text{ cm}$ .

$\phi_t \geq 0.3 \phi_{e, \max} = 0.3 \times 25 = 7.5 \text{ mm}$  donc  $\phi_t \geq 7.5 \text{ mm}$ .

zone de recouvrement (CCBA 68 Art. 32.31):

Le nombre et l'espacement des cours des armatures transversales doivent être tel que la couture des jonctions par adhérence soit assurée.

Le nombre  $v$  de cours à disposer sur le recouvrement doit satisfaire à la fois aux deux conditions suivantes:

$$\begin{cases} v \geq 3 \\ v \geq 0.4 \frac{\phi_e^2}{\phi_e^2} \frac{\bar{\sigma}_{ca,p}}{\bar{\sigma}_{ca,t}} \end{cases}$$

la longueur de recouvrement est:  $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$  avec  $l_d \geq 50 \phi_e$

$$\bar{\sigma}_d = 1.25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1.25 \times (1.5)^2 \times 5.9 = 16.6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{donc } l_r = \frac{\phi}{4} \times \frac{2800}{16.6} = 42.2 \phi < 50 \phi_e$$

donc la longueur de recouvrement est:  $l_r \geq 50 \phi_e$  (d'après RPA 81)

le RPA 81 recommande de prendre un espacement  $t$  dans la zone nodale tel que:

$$t \leq \min(10 \phi, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.4, 15) = 14 \text{ cm.}$$

donc  $t \leq 14 \text{ cm.}$

les armatures transversales seront calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{E} \geq 1.25 \frac{T}{h_1 \bar{\sigma}_{entr}} \quad (\text{relation donnée par le RPA 81 Art. 4.2.3.1.2})$$

avec  $T = 2$  fois l'effort tranchant de calcul si l'élançement mécanique dans la direction considérée est  $\geq 15$

$T = 3$  fois l'effort tranchant de calcul si  $\lambda < 15$

$$\lambda = \frac{l_c}{c} = \frac{l_c}{a} \sqrt{12} \quad \text{ou } \lambda_{\min} = \frac{0.7 l_0^{\min}}{a^{\max}} \sqrt{12}$$

$$l_0^{\min} = 3.2 \text{ m}, \quad a^{\max} = 0.40 \text{ m} \quad \rightarrow \lambda^{\min} = \frac{0.7 (320)}{(40)} \sqrt{12} = 19.4 > 15$$

donc l'effort tranchant à prendre est égal à 2 fois l'effort tranchant de calcul.

et:  $\bar{\sigma}_b = 0.15 \bar{\sigma}_{c28}$ ,  $\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{ent} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

sens transversal:  $T^{\max} = 6.719 \text{ t}$  sous ( $S_{P_2}$ )

sens longitudinal:  $T^{\max} = 4.837 \text{ t}$  sous ( $S_{P_2}$ )

$$\text{or } \frac{A_t}{t} \geq 1.25 \frac{T}{h_1 \bar{\sigma}_{ent}} = 1.25 \frac{2 T^c}{h_1 \bar{\sigma}_{ent}}$$

sens transversal:  $h_1 = 40 \text{ cm}$

sens longitudinal:  $h_1 = 30 \text{ cm}$ .

on a trouvé que:  $t \leq 16.8 \text{ cm}$  en zone courante et  $\phi_t \geq 7.5 \text{ mm}$ .

on prend donc:  $t = 15 \text{ cm}$  en zone courante

$$\Rightarrow A_t^{\text{trans}} \geq 1.25 \times \frac{2 \times 6.719 \times 15}{40 \times 2400} = 2.62 \text{ cm}^2 \text{ soit: } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 = (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi_{10}$$

$$A_t^{\text{long}} \geq 1.25 \frac{2 \times 4.837 \times 15}{30 \times 2400} = 2.02 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres) } \phi_{10}$$

en zone nodale: on a trouvé  $t \leq 14 \text{ cm}$  on adopte  $t = 12 \text{ cm}$ .

conclusion:

donc pour tous les poteaux et pour tous les niveaux on prend un espacement constant:  $t$

$t = 15 \text{ cm}$  en zone courante.

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

$$A_t^{\min} = 0.004 t b \quad (\text{min du RPA81})$$

$$A_t^{\min} = 0.004 \times 15 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

Ferrailage des Poteaux du portique Longitudinal: 2

File	A				B				C				D						
	Pot.	N(t)	M(t.m)	e(cm)	Pot.	N(t)	M(t.m)	e(cm)	Pot.	N(t)	M(t.m)	e(cm)	Pot.	N(t)	M(t.m)	e(cm)			
1-5	9-17	17-25	2.5-33	33-41	2-10	10-18	18-26	26-34	34-42	3-11	11-19	19-27	27-35	35-43	4-12	12-20	20-28	28-36	36-44
6.351	5.126	3.821	2.501	1.172	11.511	9.116	6.778	4.459	2.174	10.805	8.629	6.433	4.234	2.025	10.708	8.657	6.446	4.336	1.980
0.25	0.41	0.39	0.38	0.58	0.09	0.07	0.05	0.04	0.12	0.04	0.01	0.01	0.04	0.06	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04
3.94	8.00	10.21	15.13	49.49	0.78	0.77	0.74	0.90	5.52	0.09	0.12	0.16	0.14	2.96	0.08	0.12	0.16	0.23	2.02
6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67	6.67
82.25	96.24	103.83	120.94	137.50	71.43	71.40	71.29	71.84	87.72	69.06	69.16	69.50	69.57	78.92	69.06	69.16	69.30	69.54	75.63
S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C

Determination des applications sous SP1

S.E.C: section entièrement comprimée  
S.P.C: section partiellement comprimée

File	Pot.	N(t)	$\sqrt{\sigma}(\text{kg/cm}^2)$	$\kappa$	y(cm)	$\sigma_m(\text{kg/cm}^2)$	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	B(cm)	$\frac{\min A}{A}(\text{cm}^2)$
A	9-17	5.126	96.24	0.3402	12.15	13.95	1.4	2.931	1.514	1200	1.90
A	17-25	3.821	103.83	0.3574	12.87	9.90	1.4	2.931	1.514	1200	1.35
A	25-33	2.501	120.94	0.3332	14.16	5.89	1.4	2.931	1.514	1200	0.80
A	33-41	1.172	137.50	0.4242	15.27	2.56	1.4	2.931	1.514	1200	0.35

Armatures minimales sous SP1 pour les sections partiellement comprimées.

File	A	B	B	B	B	B	C	C	C	C	C	D	D	D	D	D
Pot.	1-9	2-10	10-18	18-26	26-34	34-42	3-11	11-19	19-27	27-35	35-43	4-12	12-20	20-28	28-36	36-44
N(t)	6.351	11.511	9.116	6.778	4.459	2.174	10.805	8.629	6.433	4.234	2.025	10.808	8.657	6.446	4.336	1.980
$\theta_1$	1.4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$\theta_2$	3.444	2.444	2.931	2.931	2.931	2.931	3.444	2.931	2.931	2.931	2.931	3.444	2.931	2.931	2.931	2.931
$\theta_3$	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514
$A_{\text{min}}^e$ (cm <sup>2</sup> )	0.84	1.09	0.74	0.55	0.36	0.18	1.02	0.70	0.52	0.34	0.16	1.02	0.70	0.52	0.35	0.16

Armatures minimales sous  $SP_1$  pour les sections entièrement comprimées.

File	Pot.	H (cm)	N (t)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	f (cm)	$M_p$ (tm)	$\mu$	$\epsilon$	K	$\bar{k}$	$\alpha$	$\Sigma$	$\mu'$	$y_1$ (cm)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$M_s$ (tm)	$\Delta M$ (tm)	$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
A	5-17	0.41	5.126	8.00	96.24	24.00	1.23	0.0413	0.9524	90	29.1									1.28	< 0
A	17-25	0.39	3.821	10.21	103.83	26.21	1.00	0.0092	0.9569	101	27.0									1.04	< 0
A	25-33	0.38	2.501	15.19	120.94	31.19	0.78	0.0072	0.9615	115	23.2									0.80	< 0
A	33-41	0.98	4.172	49.49	137.50	65.49	0.77	0.0071	0.9618	116	20.4									0.80	0.38

Calcul des poteaux sous  $SP_1$  : section partiellement comprimées.

File	A		B				C					D				
Pot	1-9	2-10	10-18	18-26	26-34	34-42	3-11	11-19	19-27	27-35	35-43	4-12	12-20	20-28	28-36	36-44
M(cm)	0.25	0.09	0.07	0.05	0.04	0.12	0.01	0.01	0.01	0.01	0.06	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04
N(H)	6.351	11.511	9.116	6.778	4.459	2.174	10.805	8.629	6.433	4.234	2.025	10.808	8.657	6.446	4.336	1.980
$e_0$ (cm)	3.94	0.78	0.77	0.74	0.90	5.52	0.09	0.12	0.16	0.24	2.96	0.09	0.12	0.16	0.23	2.02
$\delta'$	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
$\rho$	15548	7.446	9.399	12.621	19.333	48.420	7.670	9.618	12.927	19.718	46.767	7.668	9.587	12.901	19.245	45.873
$\beta$	0.551	0.117	0.116	0.111	0.135	0.828	0.014	0.018	0.024	0.036	0.444	0.014	0.018	0.024	0.035	0.303
C	2.687	1.287	1.624	2.181	3.341	8.367	1.325	1.662	2.234	3.407	8.081	1.325	1.657	2.229	3.326	7.927
D	12.867	5.912	7.623	10.447	16.319	41.592	6.139	7.844	10.741	16.686	40.259	6.137	7.817	10.718	16.272	39.518
E	13.957	6.329	8.283	11.510	18.198	46.592	6.656	8.600	11.963	18.682	45.323	6.654	8.569	11.877	18.210	44.570
$\omega'$	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	82.29	71.43	71.40	71.29	71.84	87.72	69.06	69.16	69.30	69.57	78.92	69.06	69.16	69.30	69.54	75.69
A=A' (cm <sup>2</sup> )	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0

Calcul des poteaux sous  $SP_1$ : sections entièrement comprimées.

147

Détermination des sollicitations sous  $SP_2$ .

File	A						B						C						D												
	File	1-9	9-17	17-25	25-33	33-41	41-48	10-18	18-26	26-34	34-42	42-50	50-58	14-19	19-27	27-35	35-43	43-51	51-59	4-12	12-20	20-28	28-36	36-44	4-12	12-20	20-28	28-36	36-44		
$P_0$ (t)	4.55	4.73	4.91	5.09	5.27	5.45	5.63	5.81	5.99	6.17	6.35	6.53	6.71	6.89	7.07	7.25	7.43	7.61	7.79	7.97	8.15	8.33	8.51	8.69	8.87	9.05	9.23	9.41	9.59	9.77	9.95
$M_{max}$ (t.m)	4.55	4.73	4.91	5.09	5.27	5.45	5.63	5.81	5.99	6.17	6.35	6.53	6.71	6.89	7.07	7.25	7.43	7.61	7.79	7.97	8.15	8.33	8.51	8.69	8.87	9.05	9.23	9.41	9.59	9.77	9.95
$M_{min}$ (t.m)	4.55	4.73	4.91	5.09	5.27	5.45	5.63	5.81	5.99	6.17	6.35	6.53	6.71	6.89	7.07	7.25	7.43	7.61	7.79	7.97	8.15	8.33	8.51	8.69	8.87	9.05	9.23	9.41	9.59	9.77	9.95
$e$ (cm)	47.97	30.87	44.22	66.58	107.83	147.93	188.03	228.13	268.23	308.33	348.43	388.53	428.63	468.73	508.83	548.93	589.03	629.13	669.23	709.33	749.43	789.53	829.63	869.73	909.83	949.93	990.03	1030.13	1070.23	1110.33	1150.43
$c$ (cm)	6.67																		6.67												
sollicit.	Partiellement comprimées.																		Partiellement comprimées.												
$N$ (t)	7.805	4.734	2.413	0.340	-0.442	-5.326	-14.269	-23.212	-32.155	-41.098	-50.041	-58.984	-67.927	-76.870	-85.813	-94.756	-103.699	-112.642	-121.585	-130.528	-139.471	-148.414	-157.357	-166.300	-175.243	-184.186	-193.129	-202.072	-211.015	-219.958	-228.901
$M$ (t.m)	8.06	3.24	3.46	2.73	0.89	9.27	15.55	21.83	28.11	34.39	40.67	46.95	53.23	59.51	65.79	72.07	78.35	84.63	90.91	97.19	103.47	109.75	116.03	122.31	128.59	134.87	141.15	147.43	153.71	160.00	166.28
$e$ (cm)	403.27	68.44	163.35	880.65	646.36	144.05	153.43	162.81	172.19	181.57	190.95	200.33	209.71	219.09	228.47	237.85	247.23	256.61	265.99	275.37	284.75	294.13	303.51	312.89	322.27	331.65	341.03	350.41	359.79	369.17	378.55
$c$ (cm)	6.67																		6.67												
sollicit.	Partiellement comprimées.																		Partiellement comprimées.												
$N$ (t)	-20.656	-14.737	-9.818	-5.182	-1.966	-8.444	-17.387	-26.330	-35.273	-44.216	-53.159	-62.102	-71.045	-80.000	-88.943	-97.886	-106.829	-115.772	-124.715	-133.658	-142.601	-151.544	-160.487	-169.430	-178.373	-187.316	-196.259	-205.202	-214.145	-223.088	-232.031
$M_{max}$ (t.m)	9.90	4.55	4.22	3.45	2.72	1.30	2.97	4.64	6.31	7.98	9.65	11.32	12.99	14.66	16.33	18.00	19.67	21.34	23.01	24.68	26.35	28.02	29.69	31.36	33.03	34.70	36.37	38.04	39.71	41.38	43.05
$M_{min}$ (t.m)	9.90	4.55	4.22	3.45	2.72	1.30	2.97	4.64	6.31	7.98	9.65	11.32	12.99	14.66	16.33	18.00	19.67	21.34	23.01	24.68	26.35	28.02	29.69	31.36	33.03	34.70	36.37	38.04	39.71	41.38	43.05
$e$ (cm)	47.97	30.87	44.22	66.58	107.83	147.93	188.03	228.13	268.23	308.33	348.43	388.53	428.63	468.73	508.83	548.93	589.03	629.13	669.23	709.33	749.43	789.53	829.63	869.73	909.83	949.93	990.03	1030.13	1070.23	1110.33	1150.43
$c$ (cm)	6.67																		6.67												
sollicit.	Partiellement comprimées.																		Partiellement comprimées.												

File	A					B					C					D				
Pot.	1-9	9-17	17-25	25-33	33-41	2-10	10-18	18-26	26-34	34-42	3-11	11-19	19-27	27-35	35-43	4-12	12-20	20-28	28-36	36-44
$N^{\max}$ (t)	20.636	14.738	9.543	-5.182	-1.966	-13.913	-10.993	-7.920	-5.035	-2.327	-10.562	-8.439	-6.316	-4.164	-1.995	-10.959	-8.667	-6.397	-4.157	-2.030
$H^c$ (cm)	9.90	4.55	4.22	3.45	2.12	11.09	7.74	6.58	4.99	2.73	11.15	8.04	6.85	5.22	2.98	11.14	7.97	6.84	5.21	3.07
$e_0$ (cm)	47.97	30.87	44.22	66.58	107.83	79.71	70.41	83.09	99.11	117.32	105.57	94.92	108.45	125.36	149.37	101.65	91.96	106.93	125.33	151.25
$f$ (cm)	63.97	46.87	60.22	82.58	127.83	95.71	86.41	99.09	115.11	133.32	121.57	110.92	124.45	144.36	165.37	117.65	107.96	121.93	141.33	167.23
$\sigma_0'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25
$H_f$ (cm)	13.20	6.91	5.75	4.28	2.43	13.32	9.50	7.85	5.80	3.10	12.84	9.36	7.86	5.89	3.30	12.89	9.36	7.86	5.88	3.39
$\alpha$	0.1213	0.0635	0.0528	0.0393	0.0213	0.1224	0.0873	0.0721	0.0533	0.0285	0.1179	0.0860	0.0722	0.0541	0.0303	0.1184	0.0860	0.0722	0.0540	0.0311
$K$	21.8	33.0	37.0	44.2	61.5	21.6	27.0	30.5	36.8	53.5	22.2	27.3	30.5	36.4	51.5	22.1	27.3	30.5	36.6	51.0
$\Sigma$	0.8641	0.8958	0.9038	0.9155	0.9346	0.8634	0.8810	0.8901	0.9035	0.9270	0.8656	0.8818	0.8901	0.9027	0.9248	0.8652	0.8818	0.8901	0.9031	0.9242
$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	192.7	127.3	113.5	95.0	68.3	194.4	155.6	137.7	114.1	78.5	189.2	153.8	137.7	115.4	81.6	190.0	153.8	137.7	114.8	82.4
$\bar{K}$	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
$\alpha$																				
$\Sigma$																				
$\alpha'$																				
$y_i$ (cm)																				
$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )																				
$H_b$ (cm)																				
$\Delta H$ (cm)																				
$A'$ (cm <sup>2</sup> )																				
$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	10.10	5.10	4.21	2.09	1.72	10.20	7.13	5.83	4.25	2.21	9.81	7.02	5.84	4.32	2.36	9.85	7.02	5.84	4.31	2.43
$A$ (cm <sup>2</sup> )	5.19	1.59	1.94	1.86	1.25	6.89	4.51	3.94	3.05	1.66	7.31	5.01	4.34	3.33	1.89	7.24	4.96	4.32	3.32	1.95

Calcul des poteaux sous:  $N^{\max}$ ,  $H^{\text{com}}$





File	Pot.	M <sup>max</sup> (tm)	N <sup>Cor</sup> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	f (cm)	$\bar{\sigma}_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\pi_f$ (tm)	$\mu$	K	$\varepsilon$	$\bar{\sigma}_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{K}$	$\alpha$	$\Sigma$	$\mu'$	$y_0$ (cm)	$\bar{\sigma}_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\pi_f$ (tm)	$\Delta H$ (cm)	A' (cm)	A <sub>1</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )
B	2-10	11.13	-8.441	131.86	147.86	206.25	12.48	0.1146	22.6	0.8671	185.8	20.4									9.52	7.51
	10-18	7.87	-6.721	117.10	133.10	206.25	8.95	0.0822	28.1	0.8840	149.5	20.4									6.70	5.10
	18-26	6.67	-5.265	126.69	142.69	206.25	7.51	0.0690	31.4	0.8922	133.8	20.4									5.77	4.52
	26-34	5.03	-2.658	137.51	153.51	206.25	5.83	0.0556	36.6	0.9031	114.8	20.4									4.27	3.40
	34-42	2.97	-1.941	153.01	169.01	206.25	3.28	0.0301	52.0	0.9254	80.8	20.4									2.34	1.88
C	11-19	8.02	-8.327	96.31	112.31	206.25	9.35	0.0859	27.3	0.8818	153.8	20.4									7.01	5.03
	19-27	6.86	-6.196	110.72	126.72	206.25	7.85	0.0721	30.5	0.8901	137.7	20.4									5.83	4.35
	27-35	5.23	-4.087	127.97	143.97	206.25	5.88	0.0540	36.6	0.9031	114.8	20.4									4.31	3.34
	35-43	3.10	-1.976	156.88	172.88	206.25	3.42	0.0314	50.5	0.9237	83.2	20.4									2.45	1.98
D	4-12	11.15	-10.146	109.90	125.90	206.25	12.77	0.1173	22.3	0.8660	188.3	20.4									9.75	7.33
	12-20	7.99	-8.153	98.00	114.00	206.25	9.29	0.0853	27.4	0.8821	153.3	20.4									6.97	5.03
	20-28	6.86	-6.142	111.69	127.69	206.25	7.84	0.0720	30.5	0.8901	137.7	20.4									5.83	4.37
	28-36	5.24	-4.099	127.84	147.84	206.25	5.90	0.0542	36.4	0.9027	115.4	20.4									4.32	3.34
	36-44	3.14	-1.931	162.61	178.61	206.25	3.45	0.0317	50.0	0.9231	84.0	20.4									2.47	2.01

Calcul des poteaux pour SP2: (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>)

151

Remarque: Les poteaux qui ne figurent pas dans ce tableau, leurs moments max. correspondent aux efforts normaux max. voir calcul (N<sup>max</sup>, H<sup>corr</sup>).

## Résumé du pontique Longitudinal (2)

File	Poteau	Sous SP <sub>1</sub> A = A' (cm <sup>2</sup> )	Sous SP <sub>2</sub> A = A' (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> ) SP <sub>1</sub>	min RPA A + A' (cm <sup>2</sup> )	section adoptée	A = A'
A	1 - 9	< 0	6.88	0.84	12	2T <sub>25</sub> +1T <sub>14</sub>	
	9 - 17	< 0	2.89	1.90	12	2T <sub>25</sub> +1T <sub>14</sub>	
	17 - 25	< 0	2.73	1.35	12	2T <sub>20</sub> +1T <sub>14</sub>	
	25 - 33	< 0	1.97	0.80	12	2T <sub>16</sub> +1T <sub>14</sub>	
	33 - 41	0.38	1.25	0.35	12	3T <sub>14</sub>	
B	2 - 10	< 0	7.51	1.09	12	2T <sub>25</sub> +1T <sub>14</sub>	
	10 - 18	< 0	5.10	0.74	12	2T <sub>25</sub> +1T <sub>14</sub>	
	18 - 26	< 0	4.52	0.55	12	2T <sub>20</sub> +1T <sub>14</sub>	
	26 - 34	< 0	3.40	0.36	12	2T <sub>16</sub> +1T <sub>14</sub>	
	34 - 42	< 0	1.88	0.18	12	3T <sub>14</sub>	
C	3 - 11	< 0	7.31	1.02	12	2T <sub>25</sub> +1T <sub>14</sub>	
	11 - 19	< 0	5.03	0.70	12	2T <sub>25</sub> +1T <sub>14</sub>	
	19 - 27	< 0	4.35	0.52	12	2T <sub>20</sub> +1T <sub>14</sub>	
	27 - 35	< 0	3.34	0.34	12	2T <sub>16</sub> +1T <sub>14</sub>	
	35 - 43	< 0	1.98	0.16	12	3T <sub>14</sub>	
D	4 - 12	< 0	7.33	1.02	12	2T <sub>25</sub> +1T <sub>14</sub>	
	12 - 20	< 0	5.03	0.70	12	2T <sub>25</sub> +1T <sub>14</sub>	
	20 - 28	< 0	4.37	0.52	12	2T <sub>20</sub> +1T <sub>14</sub>	
	28 - 36	< 0	3.34	0.35	12	2T <sub>16</sub> +1T <sub>14</sub>	
	36 - 44	< 0	2.01	0.16	12	3T <sub>14</sub>	

Ferraillage des poteaux du portique transversal: G.

Détermination des sollicitations sous  $SP_1$ .

File	niveau	Poteau	$N(t)$	$M(tm)$	$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	$e_1 = \frac{Rt}{G}$ (cm)	sollicitation	$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
4	R-I	1-6	58.543	0.12	0.20	5.00	S.E.C	69.6
	I-II	6-11	46.077	0.15	0.32	5.00	S.E.C	70.2
	II-III	11-16	33.804	0.08	0.23	5.00	S.E.C	69.8
	III-IV	16-21	21.558	0.07	0.32	5.00	S.E.C	70.2
	IV-V	21-26	9.325	0.07	0.75	5.00	S.E.C	72.2
3	R-I	2-7	44.977	0.17	0.38	5.00	S.E.C	70.5
	I-II	7-12	35.865	0.15	0.42	5.00	S.E.C	70.7
	II-III	12-17	26.414	0.11	0.42	5.00	S.E.C	70.7
	III-IV	17-22	16.842	0.10	0.59	5.00	S.E.C	71.4
	IV-V	22-27	7.165	0.06	0.84	5.00	S.E.C	72.6
2	R-I	3-8	43.094	0.53	1.22	5.00	S.E.C	74.3
	I-II	8-13	33.477	1.11	3.32	5.00	S.E.C	83.9
	II-III	13-18	24.512	1.03	4.20	5.00	S.E.C	88.0
	III-IV	18-23	15.666	1.04	6.63	5.00	S.P.C	99.2
	IV-V	23-28	6.946	1.08	0.16	5.00	S.E.C	69.5
1	R-I	4-9	27.904	0.69	2.47	5.00	S.E.C	80.0
	I-II	9-14	22.068	1.06	4.80	5.00	S.E.C	90.7
	II-III	14-19	16.207	1.01	6.23	5.00	S.P.C	97.3
	III-IV	19-24	10.321	1.02	9.88	5.00	S.P.C	114.0
	IV-V	24-29	4.402	1.11	25.21	5.00	S.P.C	137.5

S.E.C : sections entièrement comprimées.

S.P.C : sections partiellement comprimées.

File	pot.	$N(t)$	$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$y_1$ (cm)	$\sigma'_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	$B$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_c$ (cm <sup>2</sup> ) min
2	18-23	15.666	99.2	0.3470	9.02	43.42	1.0	2.931	1.514	1200	4.22
1	14-19	16.207	97.3	0.3426	8.91	45.47	1.4	2.931	1.514	1200	6.19
	19-24	10.321	114.0	0.3792	9.86	26.12	1.4	2.931	1.514	1200	3.55
	24-29	4.402	137.5	0.4242	11.03	9.98	1.4	2.931	1.514	1200	1.36

Armatures minimales sous  $SP_1$ : (sections partiellement comprimées).

Armatures minimales sous  $s_p$  (sections entierelement comprimées).

File	4					3					2				1	
	Pot.	1-6	6-11	11-16	16-21	21-26	2-7	7-12	12-17	17-22	22-27	3-8	8-13	13-18	23-28	4-9
N(t)	58.543	46.077	33.804	21.558	9.325	44.977	35.865	26.414	16.842	7.165	43.034	33.477	24.512	6.946	27.904	22.068
$\theta_1$	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
$\theta_2$	3.414	2.931	2.931	2.931	2.931	3.414	2.931	2.931	2.931	2.931	3.414	2.931	2.931	2.931	3.414	2.931
$\theta_3$	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514
$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.73	5.22	3.83	2.44	1.06	4.24	2.90	2.14	1.36	0.58	4.06	2.71	1.96	0.56	3.68	2.50

454

File	Pot	M (tm)	N(t)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}_b'$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$f$ (cm)	$M_f$ (tm)	$\mu$	$\epsilon$	K	$\bar{K}$	$\alpha$	$\epsilon$	$\mu'$	$\gamma_1$ (cm)	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$M_1$ (tm)	$\Delta M$ (tm)	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
1	18-23	1.04	15.666	6.63	99.2	2.76	2.76	0.0547	0.9023	36.2	28.2									4.20	< 0
	14-19	1.01	16.207	6.23	97.3	17.23	2.79	0.0553	0.9020	36.0	28.3									4.25	< 0
	15-24	1.02	10.321	9.88	114.0	20.88	2.15	0.0426	0.9126	42.2	24.6									3.24	< 0
	24-29	1.11	4.402	25.21	137.5	36.21	1.59	0.0315	0.9237	50.5	20.4									2.36	0.79

ferrailage des poteaux sous  $s_p$  : sections partiellement comprimées.

Ferrailage des poteaux sous  $S_{P_1}$  : sections entièrement comprimées.

File	pdt.	N (t)	M (tm)	$e_0$ (cm)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\delta'$	$\xi$	$\beta$	C	D	E	$\omega_w$	$A = A'$ (cm <sup>2</sup> )
4	1-6	58.543	0.12	0.20	69.6	0.133	1.43	0.04	0.21	0.62	0.39	< 0	< 0
	6-11	46.077	0.15	0.32	70.2	0.133	1.83	0.06	0.26	0.93	0.77	< 0	< 0
	11-16	33.804	0.08	0.23	69.8	0.133	2.48	0.04	0.36	1.45	1.44	< 0	< 0
	16-21	21.558	0.07	0.32	70.2	0.133	3.90	0.06	0.57	2.56	2.84	< 0	< 0
	21-26	9.325	0.07	0.75	72.2	0.133	9.29	0.15	1.35	6.76	8.14	< 0	< 0
3	2-7	44.977	0.17	0.38	70.5	0.133	1.88	0.07	0.27	0.97	0.81	< 0	< 0
	7-12	35.865	0.15	0.42	70.7	0.133	2.36	0.08	0.34	1.34	1.28	< 0	< 0
	12-17	26.414	0.11	0.42	70.7	0.133	3.21	0.08	0.47	2.01	2.13	< 0	< 0
	17-22	16.842	0.10	0.59	71.4	0.133	5.09	0.12	0.74	3.47	3.97	< 0	< 0
	22-27	7.165	0.06	0.84	72.6	0.133	12.16	0.16	1.77	9.01	11.00	< 0	< 0
2	3-8	47.094	0.53	1.22	74.3	0.133	2.07	0.24	0.30	1.07	0.83	< 0	< 0
	8-13	33.477	1.11	3.32	83.9	0.133	3.00	0.66	0.43	1.67	1.34	< 0	< 0
	13-18	24.512	1.03	4.20	88.0	0.133	4.30	0.84	0.62	2.64	2.46	< 0	< 0
	23-28	6.946	1.08	0.16	69.5	0.133	12.00	0.03	1.74	8.92	10.97	< 0	< 0
1	4-9	27.904	0.69	2.47	80.0	0.133	3.44	0.49	0.50	2.07	1.95	< 0	< 0
	9-14	22.068	1.06	4.80	90.7	0.133	7.50	0.96	1.09	5.11	5.54	< 0	< 0

File	4					3					2					1				
Pot.	1-6	6-11	11-16	16-21	21-26	2-7	7-12	12-17	17-22	22-27	3-8	8-13	13-18	18-23	23-28	4-9	9-14	14-19	19-24	24-29
$N^{\max}(t)$	82.759	63.389	43.725	26.341	10.761	57.584	42.825	28.667	16.434	8.000	55.750	40.500	26.817	15.291	7.794	52.924	39.006	26.577	15.378	5.938
$M^{\text{corr}}(t_m)$	11.82	6.87	6.04	4.64	2.77	13.10	10.49	8.56	6.40	3.23	12.69	9.60	7.69	7.30	4.23	11.92	7.80	6.97	5.58	3.78
$e_0$ (cm)	14.28	11.01	13.81	17.61	25.74	22.75	24.49	29.46	38.94	40.37	22.76	23.70	28.67	47.74	54.27	22.52	20.00	26.22	36.28	63.35
$c$ (cm)	5																			
solicit	Partiellement comprimées.																			
$N^{\min}(t)$	17.959	16.480	13.893	10.278	5.181	18.772	17.588	15.417	11.463	4.174	17.499	15.978	14.148	10.681	4.064	1.406	0.273	1.969	2.603	1.721
$M^{\text{corr}}(t_m)$	9.67	5.61	4.96	3.80	2.20	10.86	8.94	7.30	5.19	2.62	11.14	9.60	7.90	4.57	1.91	11.48	4.97	4.31	3.15	1.49
$e_0$ (cm)	53.84	34.04	37.70	36.97	42.46	57.85	50.83	47.35	45.27	62.77	63.66	60.08	55.87	42.79	47.00	816.50	1820.54	218.49	121.01	86.58
$c$ (cm)	5																			
solicit	Partiellement comprimées.																			
$N^{\text{corr}}(t)$	82.759	63.389	47.725	26.341	10.761	57.584	27.022	22.799	16.434	8.000	28.156	24.697	20.948	15.291	7.794	52.924	39.006	26.577	15.378	5.938
$M^{\max}(t_m)$	11.82	6.87	6.04	4.64	2.77	13.10	10.75	8.78	6.40	3.23	12.44	11.70	9.65	7.30	4.23	11.92	7.80	6.97	5.58	3.78
$e_0$ (cm)	14.28	11.01	13.81	17.61	25.74	22.75	39.78	38.51	38.94	40.37	47.73	47.37	46.06	47.74	54.27	22.52	20.00	26.22	36.28	63.35
$c$ (cm)	5																			
solicit	Partiellement comprimées.																			

Détermination des sollicitations sous SP.

File	4					3					2					1				
Poteau	1-6	6-11	11-16	16-21	21-26	2-7	7-12	12-17	17-22	22-27	3-8	8-13	13-18	18-23	23-28	4-9	9-14	14-19	19-24	24-29
$N^{\max}$ (t)	82.759	63.389	43.725	26.341	10.761	57.584	42.825	28.667	16.434	8.000	55.750	40.500	26.817	15.291	7.794	52.924	39.006	26.577	15.378	5.938
$M^{\text{corr}}$ (tm)	11.82	6.87	6.04	4.64	2.77	13.10	10.49	8.56	6.40	3.23	12.69	9.60	7.69	7.30	4.23	11.92	7.80	6.97	5.58	3.78
$e_0$ (cm)	14.28	11.01	13.81	17.61	25.74	22.75	24.49	29.86	38.94	40.37	22.76	23.70	28.67	47.74	54.27	22.52	20.00	26.22	36.28	63.35
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	201.3	178.8	198.0	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25
$f$ (cm)	25.28	22.01	24.81	28.61	36.74	33.75	35.49	40.86	49.94	51.37	33.76	34.70	39.67	58.74	65.27	33.52	31.00	37.22	47.28	74.65
$M_f$ (tm)	20.92	13.73	10.85	7.53	3.95	19.43	15.20	11.71	8.20	4.11	18.82	14.05	10.64	8.98	5.09	17.74	11.70	8.89	7.27	4.43
$\alpha$	0.2763	0.1813	0.1413	0.0994	0.0522	0.2566	0.2007	0.1546	0.1083	0.0543	0.2486	0.1855	0.1405	0.1186	0.0672	0.2343	0.1545	0.1306	0.0960	0.0585
$\epsilon$	0.8162	0.8448	0.8551	0.8744	0.9042	0.8209	0.8355	0.8508	0.8701	0.9027	0.8227	0.8403	0.8559	0.8652	0.8934	0.8264	0.8508	0.8599	0.8762	0.8994
K	12.2	16.6	19.5	24.8	37.2	12.9	15.4	18.5	23.5	36.4	13.2	16.3	19.7	22.1	31.9	13.8	18.5	20.7	25.4	34.7
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	344.2	253.0	215.4	169.3	112.9	325.6	272.7	227.0	178.7	115.4	318.2	257.7	213.2	190.0	131.6	304.3	227.0	202.9	165.3	121.0
$\bar{K}$	20.8	23.5	21.2	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
$\alpha$	0.5515	0.4747	0.4348			0.5376	0.4934	0.4477			0.5319	0.4792	0.4323			0.5208	0.4477			
$\epsilon$	0.8162	0.8418	0.8551			0.8208	0.8355	0.8508			0.8227	0.8403	0.8559			0.8264	0.8508			
$\alpha'$	0.2250	0.1998	0.1859			0.2206	0.2061	0.1905			0.2188	0.2013	0.1850			0.2152	0.1905			
$y_1$ (cm)	14.3	12.3	11.3			13.9	12.8	11.6			13.8	12.4	11.2			13.5	11.6			
$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2174.9	1809.8	1918.7			2202.5	2126.9	2026.9			2197.0	2095.8	1988.8			2177.1	2026.9			
$M_1$ (tm)	12.25	9.66	9.95			12.30	11.49	10.62			12.20	11.22	10.32			12.00	10.62			
$\Delta M$ (tm)	8.67	4.04	0.90			7.13	3.71	1.09			6.62	2.83	0.32			5.74	1.08			
$A$ (cm <sup>2</sup> )	18.12	10.22	2.13			14.71	7.92	2.44			13.69	6.13	0.73			11.98	2.42			
$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	32.89	19.27	12.57	7.88	4.02	29.39	20.67	13.76	8.63	4.17	28.48	18.35	11.75	9.50	5.22	25.84	13.75	10.53	7.60	4.51
$A$ (cm <sup>2</sup> )	13.18	4.41	2.16	1.61	1.46	15.68	10.47	6.93	4.72	2.26	15.20	8.70	5.36	5.86	3.36	13.24	4.46	4.20	3.94	3.09

Ferrailage des poteaux sous ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).



File	4					3					2					1				
Pot.	1-6	6-11	11-16	16-21	21-26	2-7	7-12	12-17	17-22	22-27	3-8	8-13	13-18	18-23	23-28	4-9	9-14	14-19	19-24	24-29
$N_{min} (t)$	17.959	16.480	13.893	10.278	5.181	18.772	17.588	15.417	11.463	4.174	17.499	15.978	14.140	10.681	4.064	14.406	0.273	1.969	2.603	1.721
$M^c (tm)$	9.67	5.61	4.96	3.80	2.20	10.86	8.94	7.30	5.19	2.62	11.14	9.60	7.90	4.57	1.91	11.48	4.97	4.31	3.15	1.49
$e_0 (cm)$	53.84	34.04	37.70	36.97	42.46	57.85	50.83	47.35	45.27	62.77	63.66	60.08	55.87	42.79	47.00	816.50	1820.51	218.49	121.01	86.58
$\bar{\sigma}_0 (kg/cm^2)$	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25
$f (cm)$	64.84	45.04	48.70	47.97	53.46	68.85	61.83	58.35	56.27	73.77	74.66	71.08	66.87	53.79	58.00	827.50	1831.51	229.49	132.01	97.58
$M_f (tm)$	11.64	7.42	6.76	4.93	2.77	12.92	10.87	8.99	6.45	3.08	13.06	11.36	9.45	5.74	2.36	11.63	5.00	4.53	3.43	1.68
$\mu$	0.1537	0.0980	0.0893	0.0651	0.0366	0.1706	0.1435	0.1187	0.0852	0.0406	0.1725	0.1500	0.1248	0.0758	0.0342	0.1536	0.0660	0.0598	0.0453	0.0222
$\Sigma$	0.8512	0.8753	0.8798	0.8974	0.9183	0.8452	0.8547	0.8652	0.8821	0.9144	0.8442	0.8521	0.8626	0.8879	0.9242	0.8512	0.8943	0.8986	0.9101	0.9346
$K$	18.6	25.1	26.6	32.5	46.2	17.3	19.4	22.1	27.4	47.4	17.1	18.8	21.4	29.6	51.0	18.6	32.3	34.3	40.6	61.5
$\bar{\sigma}'_0 (kg/cm^2)$	225.8	167.3	157.9	129.2	90.9	242.8	216.5	190.0	153.3	96.8	245.6	223.4	196.3	141.9	82.3	225.8	130.0	122.4	103.4	68.3
$\bar{K}$	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
$\alpha$	0.4464					0.4644	0.4360				0.4673	0.4438				0.4464				
$\Sigma'$	0.8512					0.8452	0.8547				0.8442	0.8521				0.8512				
$\mu'$	0.1900					0.1962	0.1863				0.1972	0.1891				0.1900				
$y_a (cm)$	11.6					12.0	11.3				12.2	11.5				11.6				
$\bar{\sigma}'_a (kg/cm^2)$	2026.9					2062.5	1998.6				2079.4	2017.6				2026.9				
$M_a (tm)$	10.59					10.94	10.39				11.00	10.54				10.59				
$\Delta M (tm)$	1.05					1.98	0.48				2.06	0.92				1.04				
$A' (cm^2)$	2.35					4.36	1.09				4.50	1.85				2.33				
$A_a (cm^2)$	13.60	7.76	7.03	5.03	2.76	16.10	12.21	9.52	6.69	3.08	16.45	13.16	10.03	5.92	2.34	13.60	5.12	4.62	3.45	1.65
$A (cm^2)$	9.32	3.83	3.72	2.58	1.53	11.63	8.02	5.85	3.96	2.09	12.26	9.35	6.66	3.37	1.37	13.26	5.05	4.15	2.83	1.24

Ferrailage des poteaux sous ( $N_{min}$ ,  $M_{corr}$ ).

Ferraillage sous ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

File	3		2		
	7-12	12-17	3-8	8-13	13-8
poteau	7-12	12-17	3-8	8-13	13-8
$N^{\text{corr}}$ (t)	27.022	22.799	28.156	24.697	20.948
$M^{\max}$ (tm)	10.75	8.78	13.44	11.70	9.65
$e_0$ (cm)	39.78	38.51	47.73	47.37	46.06
$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	206.25	206.25	206.25	206.25	206.25
$f$ (cm)	50.78	49.51	58.73	58.37	57.06
$M_f$ (tm)	13.72	11.29	16.53	14.42	11.42
$\mu$	0.1812	0.1491	0.2183	0.1904	0.1508
$\xi$	0.8418	0.8525	0.8305	0.8387	0.8521
$K$	16.6	18.9	14.5	16.0	18.8
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	253.0	222.2	289.6	262.5	223.4
$\bar{k}$	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
$\alpha$	0.4747	0.4425	0.5085	0.4839	0.4438
$\xi$	0.8418	0.8525	0.8305	0.8387	0.8521
$\mu'$	0.1998	0.1886	0.2112	0.2029	0.1891
$y_n$ (cm)	12.3	11.5	13.2	12.6	11.6
$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2087.6	2017.6	2156.3	2111.6	2026.9
$M_1$ (tm)	11.14	10.52	11.78	11.32	10.54
$DH$ (tm)	2.58	0.77	4.75	3.10	0.88
$A'$ (cm <sup>2</sup> )	5.62	1.73	10.01	6.67	1.97
$A_1$ (cm <sup>2</sup> )	17.66	13.01	23.38	19.08	13.22
$A$ (cm <sup>2</sup> )	11.22	7.58	16.68	13.20	8.23

Remarque: les poteaux qui ne figurent pas ce tableau de ferraillage leurs moments max. correspondent aux efforts normaux max. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\max}$ )

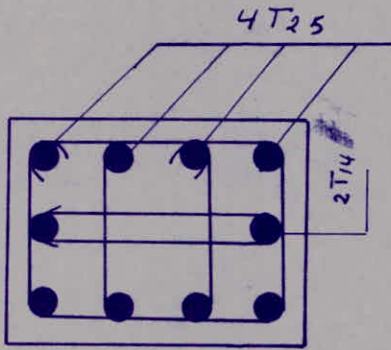
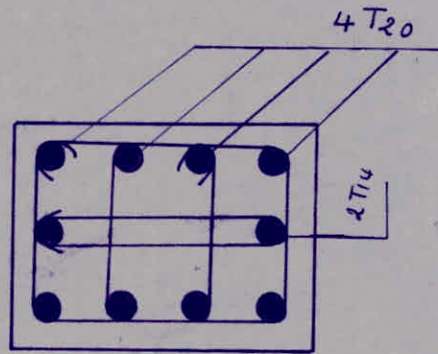
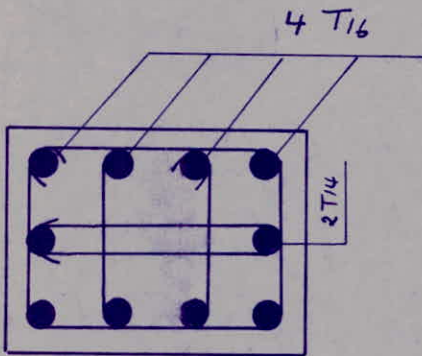
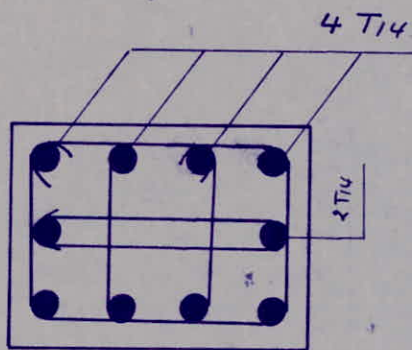
Résumé du pontique transversal (G).

File	Poteau	sous $SP_1$ $A=A'$ (cm <sup>2</sup> )	sous $SP_2$ $A=A'$ (cm <sup>2</sup> )	Amin $SP_1$ (cm <sup>2</sup> )	min RPA $A+A'$ (cm <sup>2</sup> )	section adoptée	$\frac{z}{h}$
4	1-6	<0	13.18	7.73	12	4T25	
	6-11	<0	4.41	5.22	12	4T25	
	11-16	<0	3.72	3.83	12	4T20	
	16-21	<0	2.58	2.44	12	4T16	
	21-26	<0	1.53	1.06	12	4T14	
3	2-7	<0	15.68	4.24	12	4T25	
	7-12	<0	11.22	2.90	12	4T25	
	12-17	<0	7.58	2.14	12	4T20	
	17-22	<0	4.72	1.36	12	4T16	
	22-27	<0	2.26	0.58	12	4T14	
2	3-8	<0	16.68	4.06	12	4T25	
	8-13	<0	13.20	2.71	12	4T25	
	13-18	<0	8.23	1.96	12	4T20	
	18-23	<0	5.86	4.22	12	4T16	
	23-28	<0	3.36	0.56	12	4T14	
1	4-9	<0	13.26	3.68	12	4T25	
	9-14	<0	5.05	2.50	12	4T25	
	14-19	<0	4.20	6.19	12	4T20	
	19-24	<0	3.94	3.55	12	4T16	
	24-29	0.79	3.09	1.36	12	4T14	

Ferrailage adopté :poteaux :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$ .

$$\text{min RPA} = 1\% b_1 h_1 = 1\% 40 \times 30 = 12 \text{ cm}^2.$$

$$\text{max RPA} = 4\% b_1 h_1 = 4\% 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2.$$

Niv: R-I, I-IINiv: II-IIINiv: III-IVNiv: IV-V

$$\text{min adopté} = 10 T14 = 15.40 \text{ cm}^2 > \text{min RPA} = 12 \text{ cm}^2.$$

$$\text{max adopté} = 8 T25 + 2 T14 = 39.3 + 3.08 = 42.38 \text{ cm}^2 < \text{max RPA} = 48 \text{ cm}^2.$$

# FOUNDATIONS

---

---

---

---

# calcul des fondations

## introduction:

Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles.

La contrainte admissible du sol est de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  à  $1.5 \text{ m}$  d'ancrage.

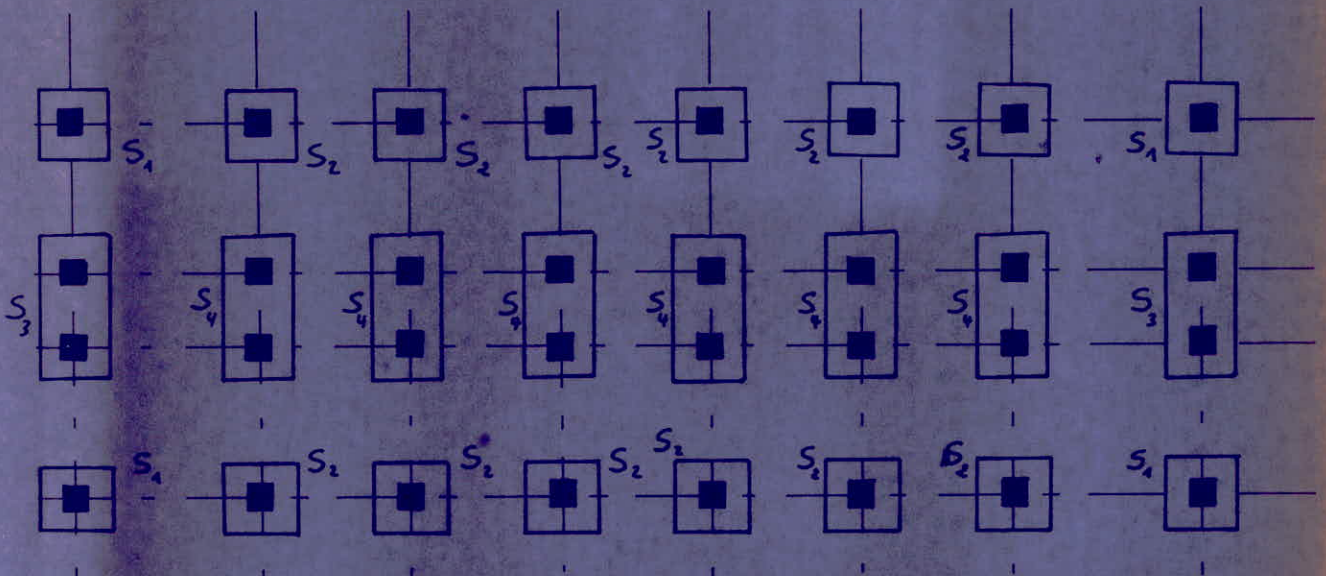
## types de semelles:

- \* semelles isolées sous poteaux.
- \* semelles filantes sous deux poteaux.

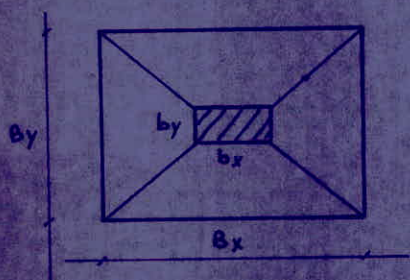
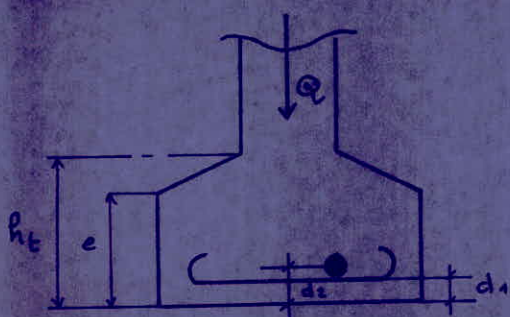
on disposera au dessous de la semelle une couche de béton de propreté de  $10 \text{ cm}$  d'épaisseur.

Le calcul sera fait sous  $SP_1$ , puis on fait une vérification sous  $SP_2$ .

## vue en plan:



## Ferraillage des semelles isolées.



$Q$  = charge transmise au sol.

$\bar{\sigma}_s$  = contrainte admissible du sol.

$B_y$  = petit côté de la semelle.

$B_x$  = grand côté de la semelle.

$b_y$  = petit côté du pilier.

$b_x$  = grand côté du pilier.

pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible sur le sol, nous devons avoir:  $S = B_x \cdot B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$

nous prendrons:  $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = k$  de manière que la semelle et le pilier soient homothétiques.

des autres dimensions ont:  $h_t \geq d_1 + \frac{B_x - b_x}{4}$ ,  $h = h_t - d_1$

$$e \geq 6\phi + 6$$

en appliquant la méthode des bielles nous aurons les efforts:

$$F_x = \frac{Q (B_x - b_x)}{8h} \quad \text{d'où} \quad A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{suivant } ox.$$

$$F_y = \frac{Q (B_y - b_y)}{8h} \quad \text{d'où} \quad A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{suivant } oy.$$

pour notre cas, on a des poteaux rectangulaires avec:

$$b_x = 40 \text{ cm}, \quad b_y = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \frac{b_x}{b_y} = \frac{40}{30} = \frac{4}{3} \quad \rightarrow \quad B_x = \frac{4}{3} B_y$$

Semelle  $S_A$ :

$$Q = (G + 1.2P)_t + (G + 1.2P)_e = 32.834 + 6.442 = 39.276 \text{ t.}$$

$$B_x = \frac{4}{3} B_y \Rightarrow S = B_x B_y = \frac{4}{3} B_y^2.$$

$$\frac{Q}{S} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \frac{4}{3} B_y^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow B_y \geq \left( \frac{3}{4} \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$B_y \geq \left( \frac{3}{4} \frac{39276}{1.5} \right)^{\frac{1}{2}} = 140.1 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } B_y = 180 \text{ cm, } B_x = 240 \text{ cm.}$$

$$h \geq \frac{B_x - b_x}{4} = \frac{240 - 40}{4} = 50 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 55 \text{ cm, } h_t = 60 \text{ cm.}$$

Épaisseur de la semelle:  $e$

l'épaisseur doit vérifier:  $e \geq 6\phi + 6$  avec  $\phi$ : diamètre des armatures.

$$\text{soit } \phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm} \quad \text{soit } e = 20 \text{ cm.}$$

Vérification de la contrainte du sol:

on calcule l'effort normal de compression en tenant compte du poids propre de la semelle.

Poids propre de la semelle:  $Q_s$

$$Q_s = \left[ B_x e + \left( \frac{B_x + b_x}{2} \right) (h_t - e) \right] \times B_y \times 2.5 = \left[ 24 \times 0.2 + \left( \frac{2.4 + 0.4}{2} \right) (0.6 - 0.2) \right] \times 1.8 \times 2.5$$

$$\text{soit } Q_s = 4.680 \text{ t.}$$

charge totale transmise au sol:  $Q_T$

$$Q_T = Q + Q_s = 39.276 + 4.680 = 43.956 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q_T}{S} = \frac{43956}{180 \times 240} = 1.02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié}).$$

calcul des armatures:

$$\text{lit inférieur: } A_x = \frac{Q_T (B_x - b_x)}{8h \bar{\sigma}_a} = \frac{43956 (20)}{8 \times 55 \times 2800} = 7.14 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7T_{12} = 7.92 \text{ cm}^2.$$

$$\text{lit supérieur: } A_y = \frac{Q_T (B_y - b_y)}{8h \bar{\sigma}_a} = \frac{43956 \times 150}{8 \times 55 \times 2800} = 5.35 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5T_{12} = 5.65 \text{ cm}^2.$$



Vérification de la condition de non poinçonnement:

la condition de non poinçonnement pour les localisées doit être satisfaite pour les sollicitations du premier genre:

$$\sigma_b = \frac{1.5 \times N}{P_c \times h_t} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } N: \text{ la charge localisée.}$$

$P_c$ : Périmètre du contour à considérer, situé à une distance  $\frac{h_t}{2}$

$$\text{donc } P_c = 2(b_x + b_y + 2h_t) = 2 \times (40 + 30 + 2 \times 60) = 380 \text{ cm}$$

$$Q_T = N = 43956 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = \frac{1.5 \times 43956}{380 \times 60} = 2.89 \text{ Kg/cm}^2 < 1.2 \bar{\sigma}_b = 1.2 \times 5.9 = 7.08 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification sous  $SP_2$ :

$$Q = 52.499 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad Q_T = Q + Q_s = 52.499 + 4.680 = 57.179 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{Q_T}{S} = \frac{57179}{180 \times 240} = 1.32 < \bar{\sigma}_s (SP_2) = 1.3 \bar{\sigma}_s (SP_1) = 1.95 \text{ Kg/cm}^2.$$

(vérifié).

Semelle:  $S_2$ 

$$Q = (G + 1.2P)_t + (G + 1.2P)_e = 58.543 + 11.414 = 69.957 \text{ t}$$

$$B_x = \frac{4}{3} B_y \quad \Rightarrow \quad S = B_x B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \quad \Rightarrow \quad B_y \geq \left( \frac{3}{4} \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow B_y \geq \left( \frac{3}{4} \frac{69957}{1.5} \right)^{\frac{1}{2}} = 187.0 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } B_y = 200 \text{ cm, } B_x = 260 \text{ cm.}$$

$$h \geq \frac{B_x - b_x}{4} = \frac{260 - 40}{4} = 55 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 55 \text{ cm, } h_t = 60 \text{ cm.}$$

épaisseur de la semelle:  $e$ 

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \text{soit } \phi = 20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm} \quad \text{on prend } e = 20 \text{ cm.}$$

Vérification de la contrainte du sol:pois propre de la semelle:  $Q_s$ 

$$Q_s = \left[ B_x e + \frac{B_x + b_x}{2} (h_t - e) \right] B_y \times 2.5 = \left[ 2.6 \times 0.2 + \frac{2.6 + 0.4}{2} (0.6 - 0.2) \right] \times 2 \times 2.5$$

$$\Rightarrow Q_s = 5.600 \text{ t.}$$

charge totale transmise au sol:  $Q_T$

$$Q_T = Q + Q_s = 69.957 + 5.600 = 75.557 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{Q_T}{S} = \frac{75557}{260 \times 200} = 1.45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Ferraillage:

$$\text{lit inférieur: } A_x = \frac{Q_T (B_x - b_x)}{8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{75557 \times 200}{8 \times 55 \times 2800} = 12.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } 9 \text{ T14} = 13.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{lit supérieur: } A_y = \frac{Q_T (B_y - b_y)}{8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{75557 \times 170}{8 \times 55 \times 2800} = 10.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } 8 \text{ T14} = 12.32 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non poinçonnement:

$$\sigma_b = \frac{1.5}{P_c} \frac{N}{h_f} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b = 1.2 \times 5.9 = 7.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_f = 60 \text{ cm}, N = 75557 \text{ Kg}, P_c = 380 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{1.5 \times 75557}{380 \times 60} = 4.97 \text{ Kg/cm}^2 < 1.2 \bar{\sigma}_b = 7.08 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

vérification pour  $SP_2$ :

$$Q = 82.759 \text{ t}, Q_s = 5.600 \text{ t} \Rightarrow Q_T = Q + Q_s = 82.759 + 5.600 = 88.359 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{Q_T}{S} = \frac{Q_T}{B_x B_y} = \frac{88359}{260 \times 200} = 1.67 \text{ Kg/cm}^2 < 1.3 \bar{\sigma}_s = 1.95 \text{ Kg/cm}^2$$

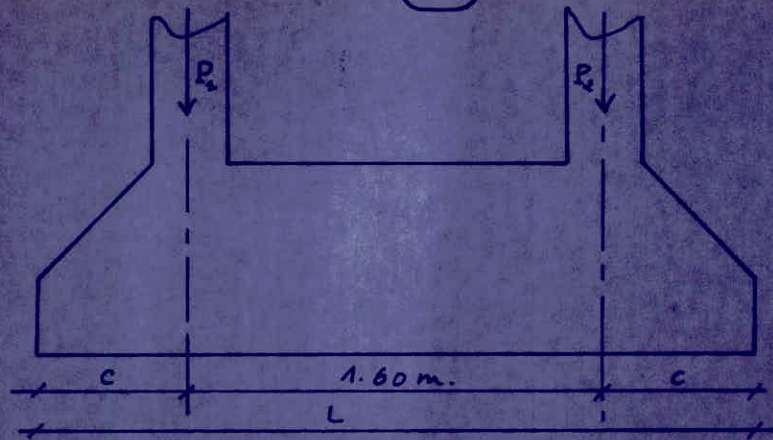
donc vérifiée.

Semelle:  $S_3$

on prévoit une semelle commune (filante) sous deux poteaux pour éviter l'interférence des contraintes.

on calcule cette poutre comme une poutre élastique.

167



$$P_1 = P_2 = 45.320 \text{ t}$$

Dimensionnement de la semelle:

$$R = P_1 + P_2 = 90.640 \text{ t}$$

$$\text{soit : } L = 3.60 \text{ m} \Rightarrow B \cdot L \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow B \geq \frac{R}{L \cdot \bar{\sigma}_s} = 167.9 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } B = 200 \text{ cm}$$

la hauteur de la poutre de rigidité doit être telle que:

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \quad \text{soit } h_t = 60 \text{ cm}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \text{soit } \phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

on prend  $e = 20 \text{ cm}$ .

calcul du poids propre de la semelle:  $Q_s$

$$Q_s = \left[ B \cdot e + \left( \frac{B + b_x}{2} \right) (h_t - e) \right] L \times 2.5$$

$$Q_s = 2 \times 0.2 + \left( \frac{2 + 0.4}{2} \right) (0.6 - 0.2) \times 3.6 \times 2.5$$

$$Q_s = 7.92 \text{ t}$$

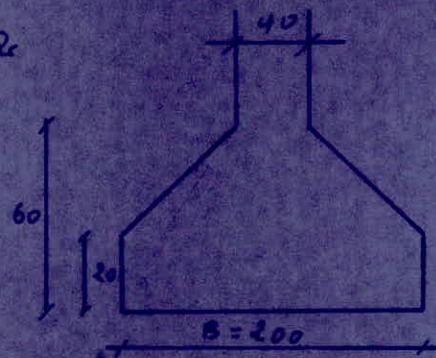
$$\text{d'où } Q_T = Q + Q_s = R + Q_s$$

$$Q_T = 90.64 + 7.92 = 98.56 \text{ t}$$

vérification de la contrainte:  $\bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q_T}{B \cdot L} = \frac{98560}{360 \times 200} = 1.37 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

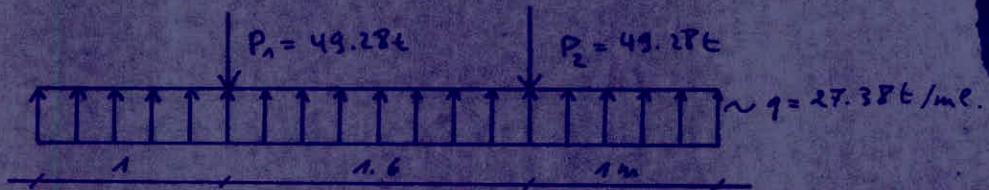
$$\text{Longueur des consoles: } c = \frac{3.60 - 1.6}{2} = 1.0 \text{ m}$$



Pression sur le sol:

puisque  $Q_T$  est centrée  $\Rightarrow p = \frac{Q_T}{B \times L} = \frac{98.560}{3.60 \times 2.00} = 13.69 \text{ t/m}^2$ .

$\Rightarrow q = p \cdot B = 13.69 \times 2.00 = 27.38 \text{ t/m}$ .



Moments fléchissants et efforts tranchants:

$0 \leq x \leq 1 \text{ m} \Rightarrow M(x) = q \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(0) = 0, M(1) = 13.69 \text{ tm}$

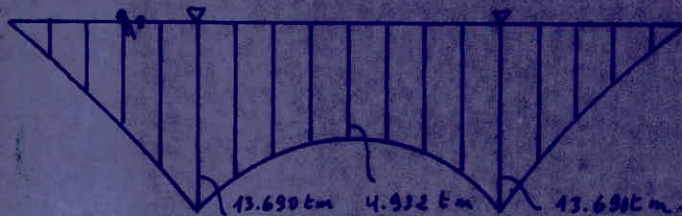
$1 \leq x \leq 1.8 \text{ m} \Rightarrow M(x) = q \cdot \frac{x^2}{2} - P(x-1) \Rightarrow M(1.8) = 4.932 \text{ tm}$

$0 \leq x \leq 1 \text{ m} \Rightarrow T(x) = q \cdot x \Rightarrow T(0) = 0, T(1) = 27.38 \text{ t}$

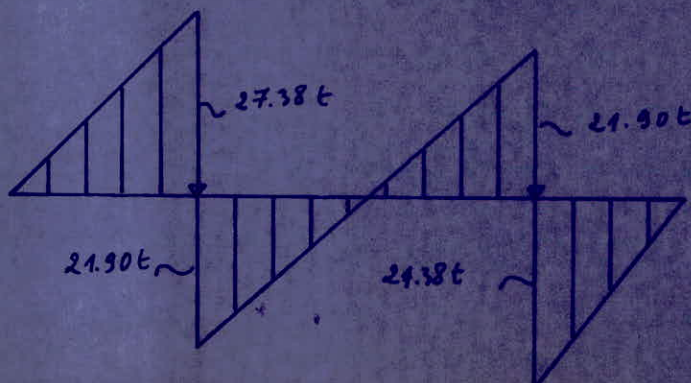
$1 \leq x \leq 1.8 \text{ m} \Rightarrow T(x) = q \cdot x - P \Rightarrow T(1) = -21.90 \text{ t}$

$T(1.8) = 0 \text{ t}$

moment fléchissant



Effort tranchant



## Calcul des armatures longitudinales:

Section aux appuis:

$$M_a = 13.69 \text{ tm} \quad T = 27.38 \text{ t} \quad d = d' = 5 \text{ cm.}$$

méthode de Pierre CHARON:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 13.69 \cdot 10^5}{2800 \times 40 \times 55^2} = 0.0606 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 34 \\ \Sigma = 0.8980 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{34} = 82.4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \Sigma h} = \frac{13.69 \cdot 10^5}{2800 \times 0.8980 \times 55} = 9.90 \text{ cm}^2.$$

on adopte donc 8T14 = 12.32 cm<sup>2</sup>.

Les fibres tendues sont celles du bas, donc la table de la section est tendue, par conséquent on néglige les deux ailes du béton tendu. Le calcul est fait pour une section (b, h<sub>t</sub>) = (40, 60 cm).

vérification de la condition aux appuis:

$$A \geq \left( T + \frac{M}{z} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} = \left( 27380 - \frac{13.69 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 55} \right) \frac{1}{2800} = -0.38 \text{ cm}^2 < 0$$

donc: A = 8T14 = 12.32 cm<sup>2</sup> > -0.38 cm<sup>2</sup> (vérifiée).

Entraînement des barres: T<sup>max</sup> = 27.380 t.

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T^{\max}}{n p \rho} = \frac{27380}{10 \pi \times 1.4 \times \frac{7}{8} \cdot 55} = 12.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.7 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_d = 12.94 \text{ Kg/cm}^2$$

donc pas de risque d'entraînement des barres.

Section en travée :

$$M^t = 4.932 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 4.932 \cdot 10^5}{2800 \times 200 \cdot 55^2} = 0.0044$$

$$\mu = 0.0044 \rightarrow \begin{cases} K = 150 \\ \xi = 0.9697 \end{cases}$$

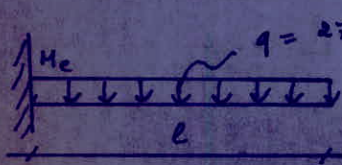
$K = 150 \gg \bar{K} = 20.4 \rightarrow$  pas d'aciers comprimés.

Aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{4.932 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9697 \times 55} = 3.30 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T14 = 6.16 cm<sup>2</sup>.

calcul des armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité.



$$q = 27.38 \text{ t/m}$$

la section dangereuse étant celle de l'encastrement.

$$M_e = q \frac{l^2}{2} \text{ avec } : l = \frac{200 - 40}{2} = \frac{160 \text{ cm}}{2} = 0.8 \text{ m}$$

$$M_e = 27.38 \times \frac{0.8^2}{2} = 8.762 \text{ tm}, \quad T_c = q l = 27.38 \times 0.8 = 21.904 \text{ t}$$

soit  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 55 \text{ cm}$ ,  $d = 5 \text{ cm}$ ,  $h_e = 60 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 8.762 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 55^2} = 0.0155 \rightarrow \begin{cases} K = 76 \\ \xi = 0.9451 \end{cases}$$

$K = 76 > \bar{K}$  donc pas d'aciers comprimés.

Aciers tendus :

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{8.762 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9451 \times 55} = 6.02 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

par mètre linéaire.

contrainte de cisaillement au niveau de l'encastrement.

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 s} = \frac{21904}{100 \cdot \frac{7.55}{8}} = 4.55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3.5 \sigma_a = 20.65 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas de risque de cisaillement.

donc on utilise des armatures transversales perpendiculaires à ligne moyenne.

pour 2 cadres T8  $\rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

calcul de l'espacement:

$$t = \frac{A_t \times \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2.01 \times 2800}{27.38 \times 10^3} = 9.9 \text{ cm}$$

espacement admissible:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0.2 h = 0.2 \times 55 = 11 \text{ cm} \\ \left(1 - 0.3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = \left(1 - 0.3 \frac{14.22}{5.9}\right) \times 55 = 15.2 \text{ cm} \end{cases}$$

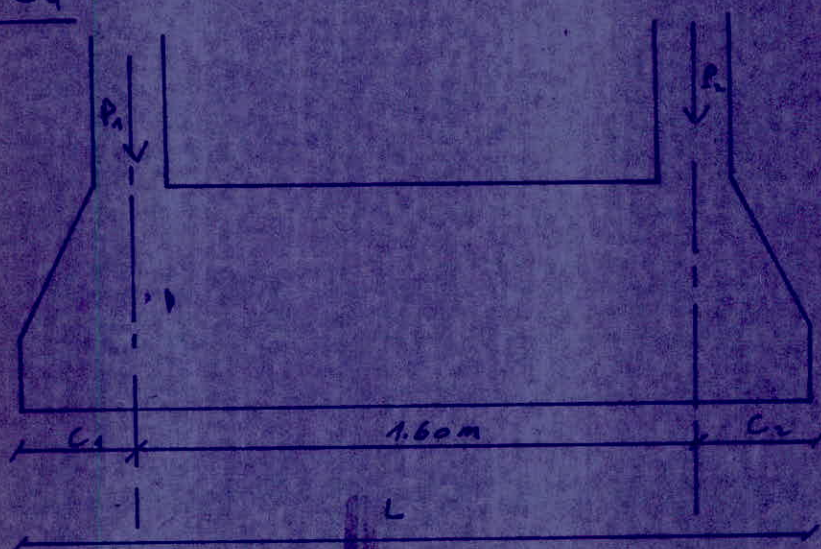
on prend  $t = 10 \text{ cm}$ .

condition de non poinçonnement:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1.5 N}{P_c h_t} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b \quad \left| \quad P_c = 2(b_x + b_y + 2 h_t) = 380 \text{ cm} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1.5 \times 98.56}{380 \times 60} = 6.48 \text{ kg/cm}^2 < 1.2 \bar{\sigma}_b = 7.08 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

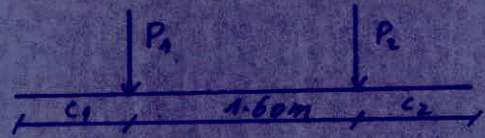
semelle: S<sub>4</sub>:



$$P_1 = 43.094 + 11.414 = 54.508 \text{ t}$$

$$P_2 = 44.977 + 11.414 = 56.391 \text{ t}$$

$$R = P_1 + P_2 = 54.508 + 56.391 = 110.899 \text{ t}$$



$$\text{soit } L = 420 \text{ cm} \rightarrow B \geq \frac{R}{\sqrt{s} L} = \frac{110899}{1.5 \times 420} = 176 \text{ cm}$$

$$\text{soit } B = 200 \text{ cm}$$

Hauteur de la poutre de rigidité:  $h_t$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 70 \text{ cm}$$

épaisseur de la semelle:  $e \geq 6\phi + 6$

$$\text{soit } \phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm} \text{ soit } e = 20 \text{ cm}$$

poids propre de la semelle:  $N_s$

$$N_s = \left[ 2 \times 0.2 + \left( \frac{2.4}{2} \right) \times 0.5 \right] 4.2 \times 2.5 = 10.5 \text{ t}$$

charge totale transmise à la semelle:  $N$

$$N = R + N_s = 110.899 + 10.5 = 121.399 \text{ t}$$

vérification de la contrainte du sol:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{121399}{420 \times 200} = 1.45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Détermination des efforts:

pressions exercées par lesol:

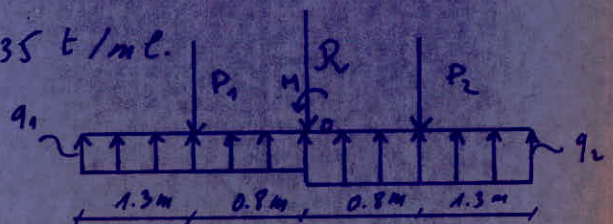
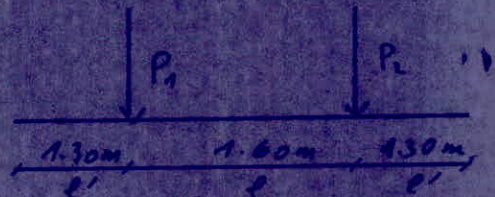
$$P_1 = \frac{P_1}{B \left( \frac{e}{2} + e' \right)}, \quad P_2 = \frac{P_2}{B \left( \frac{e}{2} + e' \right)}$$

charges:

$$q_1 = \frac{P_1 \times B}{B \left( \frac{e}{2} + e' \right)}, \quad q_2 = \frac{P_2 \times B}{B \left( \frac{e}{2} + e' \right)}$$

$$q_1 = 28.46 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = 29.35 \text{ t/ml}$$





calcul du moment dû à l'excentricité de la résultante des forces.

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow M = (P_2 - P_1) \times 0.8 + (q_2 - q_1) \frac{2.1^2}{2} = -0.83 \text{ tm.}$$

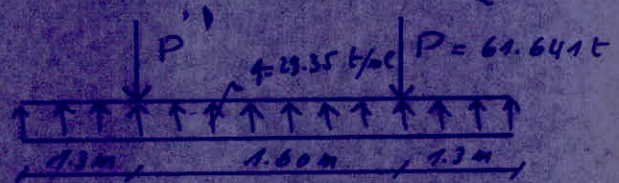
calcul de l'excentricité: e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.83 \cdot 10^5}{121.399 \cdot 10^3} = 0.68 \text{ cm.}$$

vue que l'excentricité est très faible donc on peut centrer

R et prendre:  $q_1 = q_2 = q = 29.35 \text{ t/m}$ ,  $P_1 = P_2 = 56.394 + \frac{N_1}{2} = 61.641 \text{ t}$ .

schéma statique:



$$0 \leq x \leq 1.3 \text{ m.}$$

$$M(x) = q \frac{x^2}{2} \rightarrow M(0) = 0, \quad M(1.3) = 28.40 \text{ tm.}$$

$$T(x) = q x \rightarrow T(0) = 0, \quad T(1.3) = 38.16 \text{ t.}$$

$$1.3 \leq x \leq 2.1 \text{ m}$$

$$M(x) = q \frac{x^2}{2} - P(x - 1.3) \rightarrow M(1.3 + 0.8) = 15.40 \text{ tm.}$$

$$T(x) = q x - P \rightarrow T(1.3) = -23.306 \text{ t}, \quad T(2.1) = 0$$

CALCUL des armatures:

aux appuis:  $M_a = 28.40 \text{ tm}$ ,  $T = 38.16 \text{ t}$ .

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 28.40 \cdot 10^5}{2800 \times 40 \times 65^2} = 0.0900 \rightarrow \begin{cases} k = 26.5 \\ \xi = 0.8795 \end{cases}$$

$K = 26.5 > \bar{K} = 20.4$  donc pas d'acier comprimé.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{28.40 \cdot 10^5}{2800 \times 0.8795 \times 65} = 17.74 \text{ cm}^2 \text{ soit: soit: } 10 \text{ T} 16 = 20.4 \text{ cm}^2$$

conditions aux appuis:

$$A \bar{\sigma}_a = 56.28 \text{ t} > T + \frac{M}{z} = -11.77 \text{ t} \text{ vérifié.}$$

condition d'entraînement des barres.

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p z} = \frac{38.16 \cdot 10^3}{10 \cdot 1.6 \pi \times \frac{7}{8} \cdot 65} = 13.35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 17.7 \text{ kg/cm}^2$$

section en travée:  $M^t = 15.40 \text{ tm}$ .

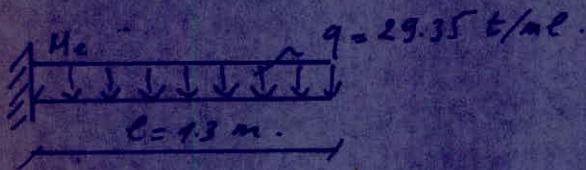
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 15.40 \cdot 10^5}{2800 \times 200 \times 65^2} = 0.0098 \rightarrow \begin{cases} k = 97.5 \\ \xi = 0.9556 \end{cases}$$

$K = 97.5 > \bar{K} = 20.4$  donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{15.40 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9556 \times 65} = 9.85 \text{ cm}^2. \text{ soit } 5 T16 = 10.05 \text{ cm}^2.$$

Calcul des armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité.



$$M_e = q \frac{l^2}{2} = 29.35 \times \frac{1.3^2}{2} = 24.80 \text{ tm}.$$

$$T = q \frac{l}{2} = 19.08 \text{ t}.$$

en prenant une bande d'un mètre  $\rightarrow b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 65 \text{ cm}$

$$d = 5 \text{ cm}, \rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 24.80 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 65^2} = 0.0314$$

$$\mu = 0.0314 \rightarrow \begin{cases} k = 50.5 \\ \xi = 0.9237 \end{cases}$$

$K = 50.5 > \bar{K} = 20.4$  donc les aciers comprimés ne sont pas nec.

Aciers tendus:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{20.8 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9237 \times 65} = 12.37 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 7 T16 \text{ / m}.$$

$$7 T16 = 14.07 \text{ cm}^2.$$

contrainte de cisaillement max:

$$\tau_b^{\max} = \frac{T}{b z} = \frac{19.08 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 65} = 3.35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3.5 \bar{\sigma}_b = 20.65 \text{ kg/cm}^2.$$

donc pas de risque de cisaillement.

on utilise donc des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

Soient: 2 cadres + rétrier T8  $\rightarrow A_t = 2.51 \text{ cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

calcul de l'espacement: t

$$t = \frac{A_t \sum \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2.51 \times \frac{7}{8} \times 65 \times 2800}{38.16 \times 10^3} = 10.5 \text{ cm.}$$

Espacement admissible:  $\bar{t}$

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2 h = 0.2 \times 65 = 13 \text{ cm.} \\ \left(1 - 0.3 \frac{\sum \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = \left(1 - 0.3 \frac{16.77}{5.9}\right) 65 = 9.6 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

on prend  $t = 12 \text{ cm.}$

vérification de non poinçonnement:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1.5 N}{P_c h_t} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{avec: } P_c = 2(b_x + b_y + 2h_t) = 2(30 + 40 + 2 \times 70) = 420 \text{ cm.}$$

$$h_t = 70 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1.5 \times 121.399 \times 10^3}{420 \times 70} = 6.2 \text{ kg/cm}^2 < 1.2 \bar{\sigma}_b = 7.08 \text{ kg/cm}^2$$

condition vérifiée.

# calcul des longrines

Les longrines sont indispensables au droit de chaque file perpendiculaire à la semelle filante et au droit de chaque file de poteaux dans le cas des semelles isolées car la distance verticale entre le dessus des fondations et la sous face du plancher référence est supérieur à 1m.

## principe de calcul :

Les longrines auront comme dimensions minimales ci après :

25 x 30 pour les sols de fondation de consistance moyenne.

30 x 30 pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

elles doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction égale à 10% de la plus grande charge verticale. à cette sollicitation, il faut ajouter les effets des charges et moments appliqués directement aux longrines.

Le ferrailage minimum doit être 4  $\Phi_{14}$  ou 4 T12 avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

en compression :  $A_L \geq \frac{1}{\alpha} \left( \frac{N}{\sigma_{b0}} - B \right)$

en traction :  $A_L \geq \frac{N}{\sigma_a}$

L'effort normal max. qui sollicite la longrine la plus sollicitée est :

$N = 82.759 \text{ t}$ . on prend des longrines de  $30 \times 60 \text{ cm}^2$ .

## Ferrailage :

en compression simple :  $A_L \geq \frac{1}{15} \left( \frac{82759}{10 \times 67.5} - 30 \times 60 \right) < 0$

en traction :

$$A_L \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{82759}{10 \times 2800} = 2.96 \text{ cm}^2.$$

En flexion composée:  $N^{\max} = 82.759 \text{ t} \rightarrow M_{\max}^{\text{cor}} = 11.82 \text{ t.m.}$

l'effort normal sollicitant la longrine est donc  $N = \frac{N^{\max}}{10} = 8.276 \text{ t.}$

Calcul de l'excentricité  $e_0$ :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{11.82 \cdot 10^5}{8.276 \cdot 10^3} = 142.8 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} = 30 \text{ cm.}$$

$e_0 = 142.8 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} = 30 \text{ cm}$  donc le point de passage de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée que ce soit l'effort normal de traction ou de compression.

x N: effort de traction.

$$M_{\text{at}} = \text{moment par rapport aux aciers tendus} = M + N \left( \frac{h_t}{2} - d \right).$$

$$M_{\text{at}} = 11.82 + 8.276 \left( \frac{0.60}{2} - 0.04 \right) = 13.97 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 13.97 \cdot 10^5}{4200 \times 30 \times 56^2} = 0.0530 \rightarrow \begin{cases} K = 37 > \bar{K} = 20.4 \\ \xi = 0.9038 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{13.97 \cdot 10^5}{4200 \times 0.9038 \times 56} = 6.57 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 + \frac{N}{\sigma_a} = 6.57 + \frac{8276}{4200} = 8.54 \text{ cm}^2.$$

N: effort de compression:

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 6.57 - \frac{8276}{4200} = 4.60 \text{ cm}^2.$$

on adopte la même section d'acier en haut et en bas, soit:

$2(HA16 + HA20) = 10.30 \text{ cm}^2$ . pour les armatures transversales on prendra des barres  $\phi_8$  avec  $t = 16 \text{ cm}$ .

pour ce qui est des longrines longitudinales, les moments aux bases des poteaux sont faibles, donc on ferraillera avec le min soit 4 HA14 et on prendra des armatures transversales  $\phi_8$  avec  $t = 16 \text{ cm}$ .

# voile périphérique

Le CTC recommande de prévoir un voile périphérique dans l'infrastructure continue entre le niveau de fondation et le niveau du premier plancher au dessus du sol extérieur (niveau de référence) pour assurer un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble du bâtiment.

Ce voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

hauteur du voile  $\geq \max \left( \frac{1}{10} \text{ de la hauteur du bâtiment, } 0.8 \text{ m} \right)$ .

dans votre cas on prévoit un voile périphérique de 1.60 m de hauteur.

l'épaisseur du voile doit être  $\geq 0.15 \text{ m}$  soit  $e = 20 \text{ cm}$ .

Ferrailage: le CTC recommande de prendre :

des armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures  $> 20\%$  de la section transversale du voile.

$$A_L \geq 20\% \frac{h \times e}{100} = 0.2 \times 1.6 \times 20 = 6.4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2.$$

Armatures longitudinales de peau :

$$A \geq 2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T12 / \text{ml} \quad (A = 4.52 \text{ cm}^2 = 4T12)$$

Dans les angles du voile périphérique, on met des équiers de renforcement.

# dallage

on prévoit un plancher dallage de 10 cm d'épaisseur au niveau de référence (R). ce dallage joue le rôle :

- x d'un vide sanitaire plus économique.
- x d'un plancher de circulation.
- x résistance aux remontées capillaires.
- x résistance au gel.

Le dallage se compose :

x corps du dallage : ouvrage plan de grande surface et de faible épaisseur relative reposant sur le sol auquel il transmet les actions qui lui sont appliquées.

x Forme (ou sous-couche) : constituée d'une certaine épaisseur de matériaux choisis et mis en œuvre pour obtenir une bonne assise sur laquelle est exécuté le corps du dallage.

d'après la documentation française du bâtiment, le dallage sera armé d'un treillis soudé à raison de  $1.10 \text{ kg/m}^2$ .

soit 4  $\phi 5$  par mètre linéaire dans chaque sens avec un espacement  $t = 25 \text{ cm}$ .  $2 \times 4 \phi 5 / \text{m}^2 \rightarrow \text{Poids} = 2 \times 4 \times 0.154 = 1.232 \text{ kg/m}^2 > 1.10 \text{ kg/m}^2$ .

Remarque :

Les matériaux constituant la forme du dallage ne doivent être ni plastiques, ni sujets au phénomène de capillarité. Ils doivent en outre chimiquement neutre, ne pas comporter de gravois, et tout au plus de 2% des matières organiques.

# exemple de programmation

Portique: G (voir portique transversal G (schéma du portique)) à la page :

structure portique transversal G	15	0.	10.4
type plane frame	16	1.45	10.4
NUMBER OF JOINTS	17	4.75	10.4
NUMBER OF MEMBER	18	6.35	10.4
NUMBER OF SUPPORT	19	9.65	10.4
NUMBER OF LOADING	20	0.	13.6
JOINT COORDINATE	21	1.45	13.6
1	1.45	0.	S
2	4.75	0.	S
3	6.35	0.	S
4	9.65	0.	S
5	0.	4.	
6	1.45	4.	
7	4.75	4.	
8	6.35	4.	
9	9.65	4.	
10	0.	7.2	
11	1.45	7.2	
12	4.75	7.2	
13	6.35	7.2	
14	9.65	7.2	
	22	4.75	13.6
	23	6.35	13.6
	24	9.65	13.6
	25	0.	16.8
	26	1.45	16.8
	27	4.75	16.8
	28	6.35	16.8
	29	9.65	16.8
	MEMBER INCIDENCE		
	1	1	6
	2	2	7
	3	3	8
	4	4	9
	5	6	11



6	7	12	31	17	18	25	FORCE Y - 0.038
7	8	13	32	18	19	LOADING 2 SURCHARGES	
8	9	14	33	20	21	MEMBER LOAD	
9	11	16	34	21	22	21 THRU 36 FORCE Y UNIF - 0.523	
10	12	17	35	22	23	37 THRU 40 FORCE Y UNIF - 0.239	
11	13	18	36	23	24	LOADING 3 SIH	
12	14	19	37	25	26	JOINT LOAD	
13	16	21	38	26	27	6 FORCE Z 0.344	
14	17	22	39	27	28	7 THRU 8 FORCE Z 0.427	
15	18	23	40	28	29	9 FORCE Z 0.344	
16	19	24	MEMBER PROPERTIES PRISMATIC			11 FORCE Z 0.567	
17	21	26	1 THRU 20 $A_z = 0.12$ $I_x = 0.0009$			12 THRU 13 FORCE Z 0.836	
18	22	27	21 THRU 40 $A_z = 0.135$ $I_x = 0.002278125$			14 FORCE Z 0.567	
19	23	28	CONSTANT E 3450000. ALL			16 FORCE Z 0.818	
20	24	29	TABULATE ALL			17 THRU 18 FORCE Z 1.207	
21	5	6	LOADING 1 CHARGES PERMANENTES			19 FORCE Z 0.818	
22	6	7	MEMBER LOAD			21 FORCE Z 1.070	
23	7	8	21 THRU 24 FORCE Y UNIF - 3.206			22 THRU 23 FORCE Z 1.579	
24	8	9	25 THRU 36 FORCE Y UNIF - 3.156			24 FORCE Z 1.070	
25	10	11	37 THRU 40 FORCE Y UNIF - 2.522			26 FORCE Z 1.144	
26	11	12	JOINT LOAD			27 THRU 28 FORCE Z 1.688	
27	12	13	5 FORCE Y - 0.038			27 FORCE Z 1.144	
28	13	14	10 FORCE Y - 0.038			LOADING 4 G + 1.2 P	
29	15	16	15 FORCE Y - 0.038			COMBINE 1.1. 2 1.2	
30	16	17	20 FORCE Y - 0.038			LOADING 5 G + P + SIH	

COMBINE 1 1. 2 1. 3 1.  
LOADING 6 G+P-SIH  
COMBINE 1 1. 2 1. 3 -1.  
LOADING 7 G+P+1.2 SIH  
COMBINE 1 1. 2 1. 3 1.2  
LOADING 8 G+P-1.2 SIH  
COMBINE 1 1. 2 1. 3 -1.2  
LOADING 9 0.8G+SIH  
COMBINE 1 0.8 3 1.  
LOADING 10 0.8G-SIH  
COMBINE 1 0.8 3 -1.  
SOLVE  
LENGHT 4 MEMBER 21 THRU 40  
END  
STOP

# BIBLIOGRAPHIE

1. Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé de P. CHARON.
2. Calcul pratique des sections de béton armé de P. CHARON.
3. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé CCBA 68.
4. Règles parasismiques ALGÉRIENNES RPA81.
5. Règles NV 65.
6. Aide mémoire de béton armé DUNOD.
7. Aide mémoire de résistance des matériaux.
8. Ossatures des bâtiments ANDRÉ COIN.
9. traité de béton armé tome III et IV DUNOD.
10. METHODE de MUTO Bulletin n° 5 du CTC.
11. Documentation française du bâtiment.
12. Cours de béton I, II et III.

