

10/84

1ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **DE GENIE CIVIL**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT A USAGE
D'HABITATION

Proposé par : **BEA.B**

Etudié par :

BENCHEIKH.B
MESSAOUDI.A

Dirigé par :

ME R. BLOUD



PROMOTION : JAN 84

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
—»O«—

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique
—»O«—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
—»O«—

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL
—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

**Batiment à Usage
D'ABITATION**

Proposé par :

B. E. A. B.

Suivi par :

Mr R. BIOUD

Etudié par :

B. BENCHEIKH

A. MESSAOUDI

Promotion Janvier 1984

DEDICACES

je dedie ce modeste travail :

- à la memoire de mon père.
- à ma mère.
- à mes freres et soeurs.
- à toute ma famille.
- à tous mes amis.

B. Bencheikh .

بن الشيخ

je dedie ce travail :

- A chacun de ma famille
- A tous mes amis et en particulier :
S- Smail, Saïd et chérif.

A - Messaoudi

أحمد

REMERCIEMENTS

- Nous tenons à remercier vivement notre promoteur M^E BLOUD pour l'aide qu'il nous a apporté et ses Conseils judicieux
- Nous tenons aussi à témoigner notre gratitude à M^E J. NEIRYNCK du BEAB qui par ses conseils fructueux, nous a guidé dans la bonne marche de cette étude, et pour nous avoir fait profiter de sa longue expérience. et qu'il veuille bien trouver ici l'assurance de notre vive reconnaissance.
- Nos remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- que tous ceux qui nous ont aidé dans l'élaboration de ce travail trouvent ici l'expression de nos profonds remerciements :-

M^E CHAABANE chef département technique BEAB

M^E A. ZOUYED (pour le tirage)

B. Bencheikh.

A. Messaoudi.

présentation de l'ouvrage

Le projet dont suit consiste à l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté en zone de moyenne sismicité. Notre bâtiment est constitué d'un seul bloc qui comporte un vide sanitaire un rez de chaussée et 4 étages.

Les dimensions du bâtiment sont les suivantes :-

largeur totale :- 14 m

longueur totale :- 22,7 m

Hauteur totale (y compris l'acrotère) :- 16,33 m

Hauteur d'étage : 2,91 m

- Taux du travail du sol :-

le rapport du sol a fournit une contrainte admissible de 2 bars à une profondeur de (1,5 m).

- Béton Armé :-

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

- pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (FeE40) et de l'acier doux (FeE24); l'acier doit être propre et débarrassé de toute rouille non adhérente (peinture, graisse, ...)

- Ossature :-

le bâtiment est contreventé par des portiques longitudinaux et transversaux, le remplissage sera fait par de la maçonnerie.

- planchers :-

les planchers seront à corps creux : hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces planchers auront une épaisseur de (16+4) cm et conformément aux règlements du "C.T.C" le plancher sur vide sanitaire aura une épaisseur de (16+6) cm.

- Escalier :-

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

revêtements de carrelage.

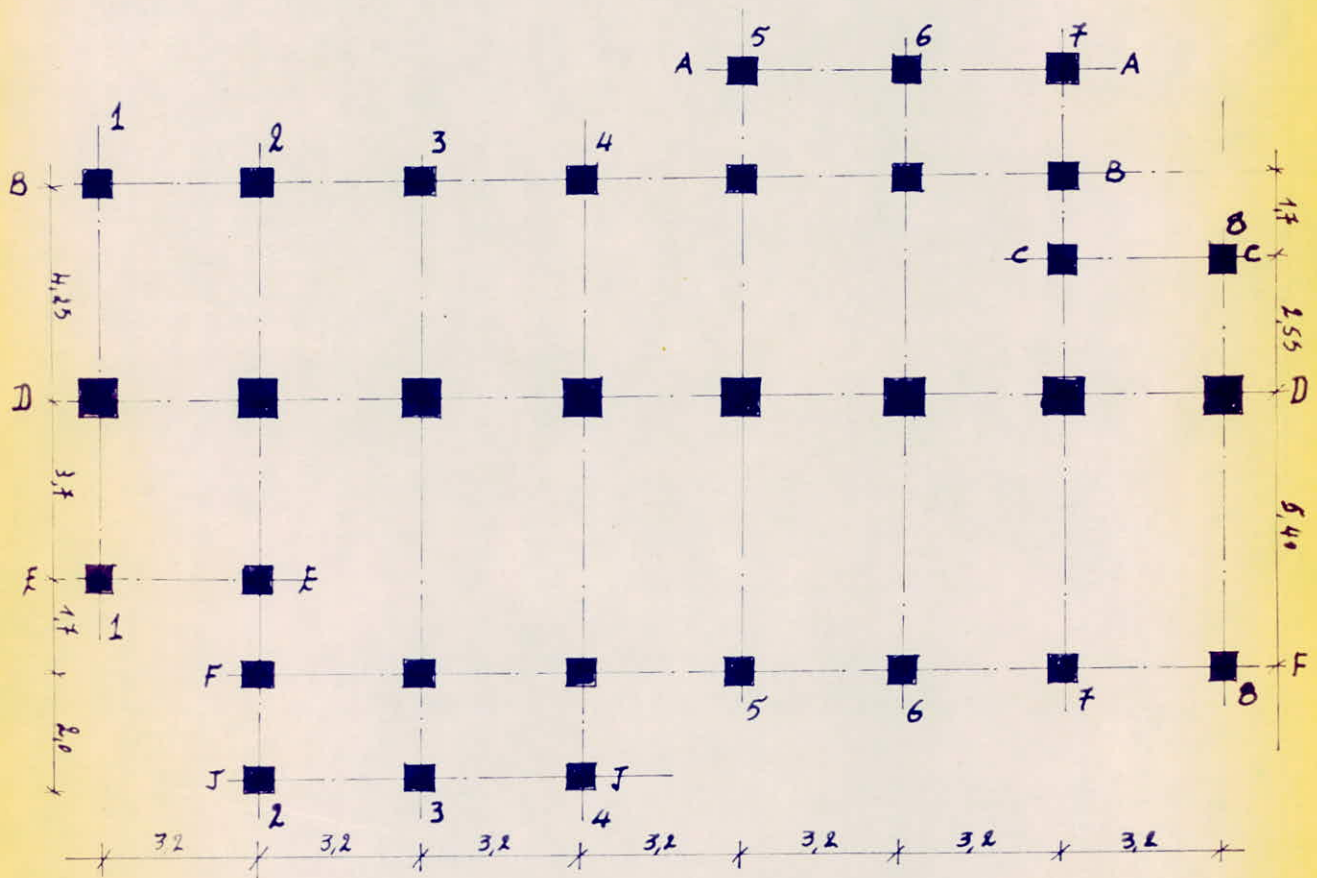
- Maçonnerie :-

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses. Les murs extérieurs seront constitués de deux cloisons séparés par un vide d'air de 5cm : (15+5+5). Les murs intérieurs seront des cloisons de séparation de (10cm) d'épaisseur.

- Revetement :-

- Enduit plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les Blanchers et les escaliers.
- Céramique dans les Salles d'eau.

- NOTATION des portiques :-



R.D.C

caracteristiques et contraintes admissibles des materiaux utilises

* beton :-

Il est dosé à 350 kg/m^3 de C.P.A 325 ; Controle attenué

La grosseur des granulats C_g : 5/15 mm

la resistance nominale de la compression $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

la resistance nominale de la traction $\sigma'_t = \sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars}$

la composition d'un m^3 de beton est la suivante :-

800 l de gravillon ; 400 l de sable ; 350 kg de ciment C.P.A 325 ;
175 l d'eau

• Contrainte de compression admissible :-

Elle est donnée par : $\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28}$ avec $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$

Où :- α : dépend de la classe de ciment utilisé ; pour le ciment de classe 325 $\rightarrow \alpha = 1$

- β : dépend de l'efficacité de controle ; controle attenué $\rightarrow \beta = 5/6$

- γ : dépend des épaisseurs relatives (hm) des éléments de construction et des dimensions des granulats (C_g)

si $hm < 4C_g \rightarrow \gamma = \frac{hm}{4C_g}$; si $hm \geq 4C_g \rightarrow \gamma = 1$

- δ : dépend de la nature des sollicitations

$\delta = 0,3$ en compression simple

$\delta = 0,6$ en flexion simple ou flexion composée lorsque l'effort normal est une traction

$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3(1 + e_0/3e_1) \\ 0,6 \end{array} \right\} \rightarrow$ dans une flexion composée si l'effort normal est une compression

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 centrale au c.d.g du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

Quand il s'agira d'une sollicitation du 2^e genre les valeurs de δ seront multipliées par 1,5

- ε :- dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre

$\varepsilon = 1$ dans le cas de la compression simple

$0,5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas avec $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_b$

σ'_m : étant la contrainte du béton de la section rendue homogène si elle est entièrement comprimée, ou du béton de la zone comprimée de la section homogène réduite.

Résumé :-

- En compression simple :-

Sous SP₁ $\bar{\sigma}'_b = 1,5/6 \cdot 1,03 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP₂ $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

- En flexion simple :-

Sous SP₁ $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP₂ $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

• Contrainte de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

α, β, γ prennent les mêmes valeurs que précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258 \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars})$$

Sous SP₁ $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP₂ $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

* Aciers :-

1. Aciers doux (ronds lisses) :-

Nuance Fe E 24

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

Contraintes admissibles

Sous SP₁ $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP₂ $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 1600 = 2400 \text{ kg/cm}^2$

2. Aciers à haute adhérence :-

Nuance Fe E 40

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

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

Contraintes admissibles

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_2 \end{cases}$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous SP}_2 \end{cases}$$

3- treillis soudés :-

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles :-

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 5300 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous } SP_2 \end{cases}$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ kg/cm}^2 & \text{Sous } SP_2 \end{cases}$$

4- Armatures transversales (\perp à la ligne moyenne)

la contrainte de traction admissible est donnée par :-

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \sigma_{en}$$

avec $f_{at} = 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b} \rightarrow$ si f_{at} est supérieur à $\frac{2}{3}$ et si la section ne comporte ^{pas} de reprise de bétonnage

$$f_{at} = \frac{2}{3} \rightarrow \text{si non}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration :-

les contraintes admissibles doivent rester inférieures ou égales à :-

$$\max \begin{cases} \sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)} \rightarrow \text{fissuration systématique} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b} \rightarrow \text{fissuration accidentelle} \end{cases}$$

η : coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{pour l'acier doux} \\ 16 & \text{pour l'acier à haute adhérence} \end{cases}$

ϕ : diamètre (en mm) de la plus grosse barre

\bar{w}_f : A/B_f pourcentage de fissuration

A : section de l'acier tendue

B_f : section du béton enrobant les barres tendues

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

K : coefficient caractérisant le préjudice des fissures sur l'ouvrage

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

charges et surcharges

* charges :-

● Plancher terrasse

1- protection solaire (gravillon: 5 cm)

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

2- Etanchéité multicouche 10 Kg/m²

3- Isolation thermique (liège: 4 cm)

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

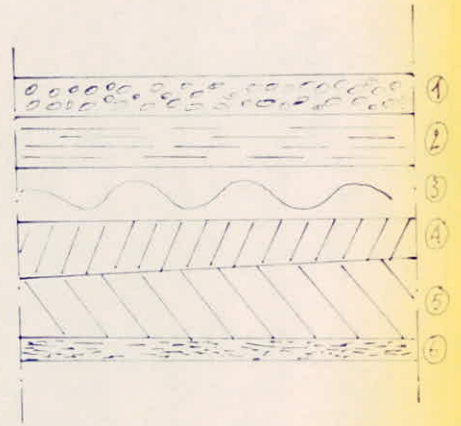
4- forme de pente (2%) 120 Kg/m²

5- Dalle de compression + hourdis (4+16) cm

$$285 \text{ Kg/m}^2$$

6- Enduit de plâtre (1,5 cm) 30 Kg/m²

$$G = 551 \text{ Kg/m}^2$$



● Plancher courant

1- carrelage (2 cm) 0,02 \cdot 2200 = 44 Kg/m²

2- mortier de pose (2 cm) 0,02 \cdot 2000 = 40 Kg/m²

3- sable (1 cm) 0,01 \cdot 1800 = 18 Kg/m²

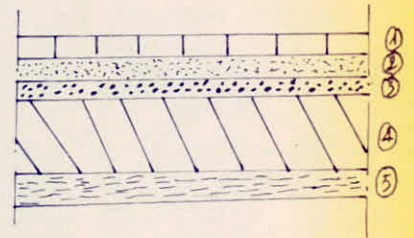
4- Hourdis + table de compression (16+4) cm:

$$285 \text{ Kg/m}^2$$

5- Enduit de plâtre 30 Kg/m²

6 Cloisons 75 Kg/m²

$$G = 492 \text{ Kg/m}^2$$



● Plancher R.D.C

1- Carrelage (2 cm) 0,02 \cdot 2200 = 44 Kg/m²

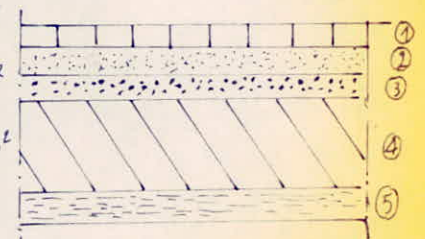
2- mortier de pose (2 cm) 0,02 \cdot 2000 = 40 Kg/m²

3- sable (1 cm) 0,01 \cdot 1800 = 18 Kg/m²

4- Hourdis + table de compression (16+6) cm:

$$325 \text{ Kg/m}^2$$

5- Enduit 18 Kg/m²



6- cloisons ----- 75 kg/m²

G = 520 kg/m²

• Acrotère :-

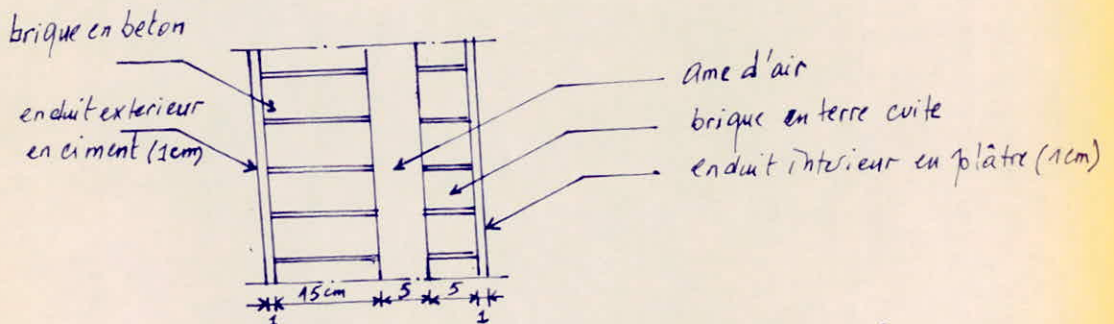
2500. 0,12. 0,65 = 195,0 kg/ml

* Surcharges :-

- terrasse non accessible (sauf entretien) ----- 100 kg/m²
- Etage courant ----- 175 kg/m²
- Balcons ----- 350 kg/m²
- Escaliers ----- 250 kg/m²
- Acrotère : on considère une force horizontale due à la main courante ----- 100 kg/ml

• Remplissage :-

le mur extérieur est formé d'une double cloison, l'une de (15cm), l'autre de (5cm) et d'un vide d'air entre elles de (5cm)



- brique creuse (15cm) ----- 157 kg/m²
 - brique creuse (5cm) ----- 68 kg/m²
 - enduit en ciment ----- 18 kg/m²
 - enduit en plâtre ----- 10 kg/m²
-
- Σ = 253 kg/m²

Predimensionnement

* poutres :-

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_f \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{en Zone II}$$

On prend: pour les poutres porteuses $b \times h_f = 30 \times 50$
pour les poutres non porteuses $b \times h_f = 30 \times 40$

* poteaux :-

les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivante (R.P.A 81 - Art 4.2.1) :-

- $A = b \cdot h \geq \frac{K N'}{\sigma_{28}}$ ($\sigma_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2$; $K = 4 \rightarrow \text{Zone II}$)
- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en Zone II)
- $\frac{1}{3} \leq b/h \leq 3$
- $\text{Min}(b, h) \geq h/20$ / h : hauteur de l'étage.

• Calcul de N' :-

Surface revenant au poteau le plus chargé:

$$S = 3,2 (5,4 + 4,25) \cdot 0,5 = 15,44 \text{ m}^2$$

On prend la charge et la surcharge les plus défavorable de tous les niveaux soit: $G = 9,551 \text{ t/m}^2$, $P = 0,975 \text{ t/m}^2$

$$N' \text{ (par niveau)} = S(G + 1,2P) = (9,551 + 1,2 \cdot 0,975) \cdot 15,44 = 11,75 \text{ t}$$

$$N' \text{ (pour les 6 niveaux)} = 11,75 \cdot 6 = 70,5 \text{ t}$$

$$\text{D'où } A = b \cdot h \geq \frac{K N'}{\sigma_{28}} = 4 \cdot \frac{70,5 \cdot 10^3}{275} = 1025,45 \text{ cm}^2$$

On choisit une section carrée afin que les poteaux présentent la même inertie dans les deux sens, soit: $b = h \geq 32 \text{ cm}$

On prend pour les poteaux de la file centrale: $b \times h = (35 \times 35)$, et pour les autres poteaux qui sont moins chargés: $b \times h = (30 \times 30)$

calcul des elements

1/ Acrotère :-

L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse.

le calcul se fera pour une bande de (1m) dont les dimensions sont les suivantes :

épaisseur : $e = 0,12 \text{ m}$

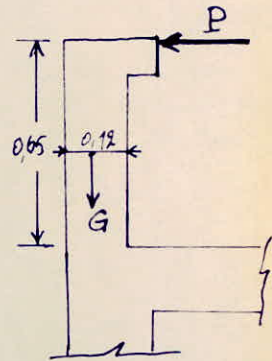
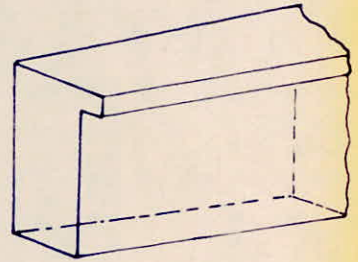
largeur : $b = 1,00 \text{ m}$

hauteur : $h = 0,65 \text{ m}$

On distingue les efforts suivants :

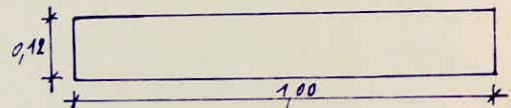
pooids propre : $G = 0,12 \cdot 0,65 \cdot 2500 = 195 \text{ kg/ml}$

Surcharge : $p = 100 \text{ kg/ml}$ (appliquée horizontalement et qui est due à la main courante)



pour le calcul on considère une section rectangulaire (0,12 x 1) soumise à la flexion composée sous un effort normal N et un moment de flexion M
 $N = G = 195 \text{ kg/ml}$, $M = 1,2 \cdot P \cdot 0,65 = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 78 \text{ kg.m/ml}$
 la section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

- Excentricité (e_0) :-



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{78}{195} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm} ; e_1 = ht/2 = 12/2 = 6 \text{ cm}$$

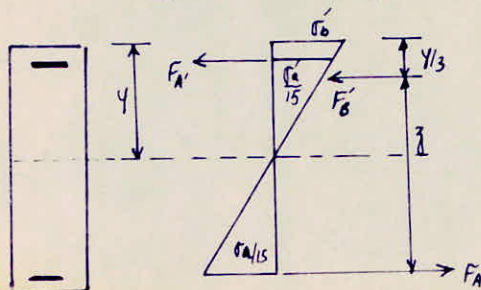
$e_0 > e_1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

- Moment fictif (M_f) :-

$$M_f = N(e_0 + ht/2 - d) = 195(40 + 6 - 2) = 8580 \text{ kg.cm} = 85,8 \text{ kg.m/ml}$$

- Moment résistant du béton (M_{rb}) :-

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_b \cdot \eta (h - y/3) \quad \text{avec} \quad \eta = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \quad / n = 15$$



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

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

$$h = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

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

$$\eta = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} \cdot 10 = 4,23 \implies M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 137 \cdot \left(10 - \frac{4,23}{3}\right) = 2490 \text{ kg.cm}$$

$M_{rb} \gg M_f \implies$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

- Armatures tendues :-

On calcule la section à la flexion simple sous l'effet du moment M_f puis on déduit la section en flexion composée.

$$M = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 8580}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0046 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,969 \\ k = 146 \end{cases}$$

$$A_{f,s} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{8580}{2800 \cdot 0,969 \cdot 10} = 0,396 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_{f,c} = A_{f,s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,396 - \frac{195}{2800} = 0,247 \text{ cm}^2$$

Cette section étant très faible on adoptera la section d'armature minimale donnée par la condition de non fragilité

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

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_0}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 10 = 0,97 \text{ cm}^2$$

On optera (5T6/ml) $\rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$; avec un espacement constant de 20 cm et on prévoit également des armatures perpendiculaires aux armatures principales, vu que l'actotère est exposé au intempéries pour empêcher les ouvertures excessives des fissures, ces armatures sont dites de peau on choisit (4T16)

* Vérification de la contrainte de compression du béton :-

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{146} = 19,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

* Condition de non fissuration :-

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2d \cdot b} = \frac{1,41}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0035$$

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable

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

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

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0035}{6 (1 + 0,035)} = 901,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 16 \cdot 5,9}{6}} = 3010,4 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010,4 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ la fissuration est vérifiée

* Vérification à l'effort tranchant :-

On doit vérifier que $A\bar{\sigma}_a \geq T + M/z$

$$T = 1,2P = 120 \text{ kg}, \quad M = -8580 \text{ kg}\cdot\text{cm}, \quad z = 7/8h = 7 \cdot 10/8 = 8,75 \text{ cm}$$

$$T + M/z = 120 - \frac{8580}{8,75} = -860,6 \text{ kg} < 0$$

L'armature ne sera soumise à aucun effort de traction supplémentaire.

* Vérification au séisme :-

On doit vérifier que l'acrotère est capable de résister à une sollicitation horizontale agissant seule donnée par la formule suivante :-

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{R.P.A P: 36})$$

Où :

$$Z = \frac{\text{Valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{Valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage en Zone III}} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

A: coefficient d'accélération de Zone et les valeurs de A sont tirées du tableau-1- (R.P.A P: 14)

$$I = \frac{\text{Valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{Valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage "2"}} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

C_p : la valeur de C_p est tirée du tableau -4- (R.P.A-P: 37) en fonction de la partie ou position de l'immeuble et de la direction horizontale de la force

$$C_p = 0,8$$

$$W_p: \text{ poids propre de l'acrotère} = 1,0/12 \cdot 0,05 \cdot 2500 = 104,17 \text{ kg/ml}$$

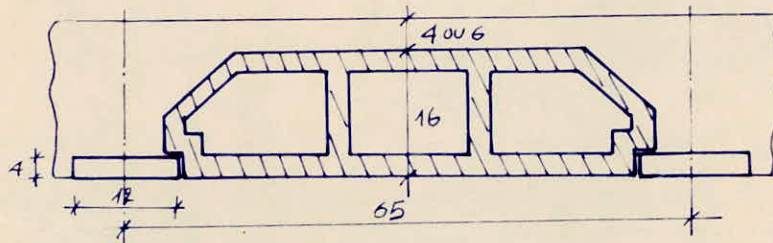
$$\text{D'où } F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 104,17 = 50,16 \text{ kg/ml} < 1,2P = 120 \text{ kg/ml} \rightarrow \text{vérifié}$$

2/ Poutrelles et tables de compression :-

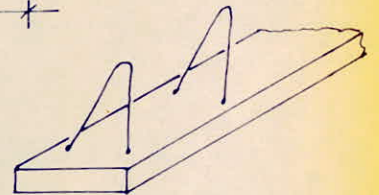
Tout les planchers sont à corps creux constitués par des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux (16+4) cm et (16+6) cm pour le plancher R.D.C.

4 cm et 6 cm étant les épaisseurs de la table de compression.

Ces poutrelles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton de la table de compression, et elles seront disposées suivant le sens longitudinal du bâtiment.



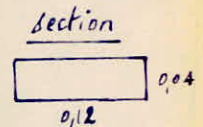
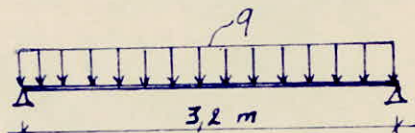
les poutrelles sont calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre ($G+1,2P$); le calcul se fait en deux étapes :-



* 1^{er} étape :-

Avant le coulage du béton la poutrelle est considérée comme simplement appuyée; elle supporte son poids propre, l'hourdis et la surcharge de l'ouvrier qui pose l'hourdis

- Schéma Statique



- Charge supportée par la poutrelle :-

$$\text{poids propre} : 0.04 \cdot 0.12 \cdot 25 = 0.12 \text{ t/ml}$$

$$\text{corps creux} : 0.65 \cdot 95 = 0.062 \text{ t/ml}$$

$$\text{surcharge pondérée} : 1.2 \cdot \frac{100 \cdot 0.65}{100} = 0.78 \text{ t/ml}$$

$$q = 0.152 \text{ t/ml}$$

$$\text{- Moment en travée} : M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0.152 \cdot \frac{3.2^2}{8} = 0.195 \text{ t.m}$$

$$\text{- Effort tranchant sur appui} : T_{\max} = q \frac{l}{2} = 0.152 \cdot \frac{3.2}{2} = 0.243 \text{ t}$$

• Calcul des armatures (Méthode de P. CHARDON)

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

$$M = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0.195 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.12 \cdot 2^2 \cdot 100} = 2.17 \rightarrow K = 2.2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{2.2} = 1272.7 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \text{les armatures comprimées sont nécessaires. Vu les dimensions de la section du béton ceci est}$$

impossible. On prévoira des échafaudages pour aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges avant le coulage de la table de compression.

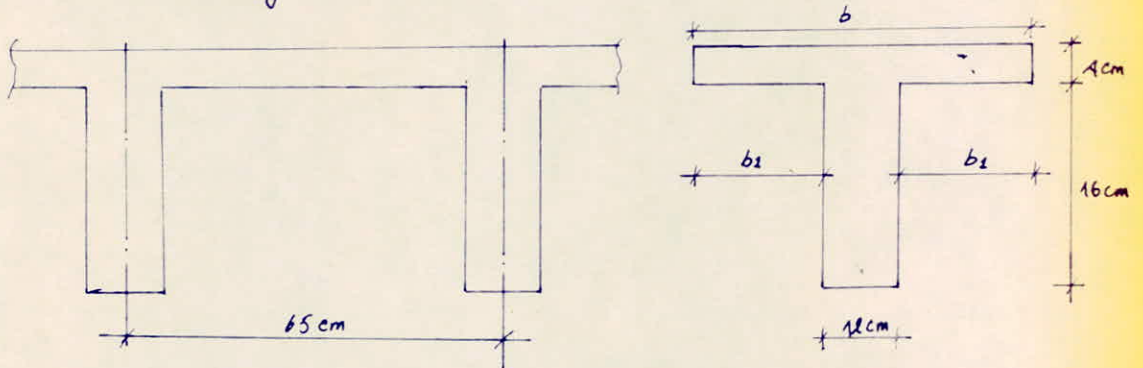
* 2^e Etape :-

la poutrelle repose sur plusieurs appuis et travaille comme une poutre continue, elle sera calculée comme une section en T^e entravée et comme une section rectangulaire sur appuis.

A/ Poutrelles du plancher terrasse et planchers courants :-

On a plusieurs type de poutrelles, donc le calcul sera fait seulement avec le moment max entravée, le moment max sur appui et l'effort tranchant max de toutes les travées et appuis.

A-1/ Calcul de la largeur de la table de compression (C.C.B.A 68 - Art 55)



l : distance entre de faces voisines de 2 nervures consecutives $= 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

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

- $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$

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

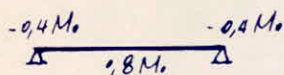
la première condition est la plus restrictive donc $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \cdot 2 + 12 = 65 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$

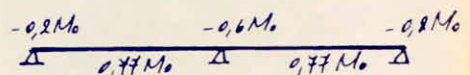
A-2/ Determination des efforts agissant sur la poutrelle :-

le plancher est à surcharges modérées, on peut utiliser la méthode forfaitaire (C.C.B.A 68 - Art 55). Si on appelle M_0 le moment isostatique entravée on aura :-

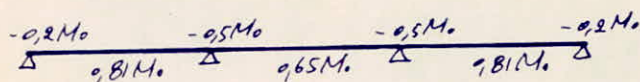
• poutrelle type ①



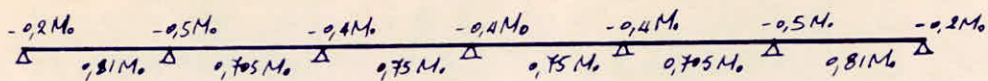
• poutrelle type ② :-



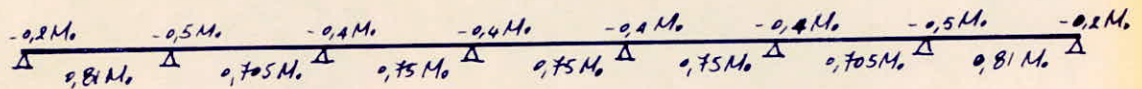
• poutrelle type ③



• poutrelle type (A) :-



• poutrelle type (B) :-



A-2-1/ Charges et surcharges :-

pour une poutrelle :

- plancher terrasse $q = 0,65 (0,551 + 1,2 \cdot 0,100) = 0,436 \text{ t/ml}$

- plancher courant $q = 0,65 (0,492 + 1,2 \cdot 0,175) = 0,456 \text{ t/ml}$

On calculera le ferrailage de tous les poutrelles des planchers terrasse et courants avec $q = 0,456 \text{ t/ml}$

- $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,456 \cdot \frac{3,2^2}{8} = 0,584 \text{ t.m}$

- Les moments maximums qui serviront aux calculs sont :-

$M_t = 0,81 M_0 = 0,474 \text{ t.m}$

$M_a = -0,6 M_0 = 0,351 \text{ t.m}$

- Effort tranchant max :-

$T^{\max} = q \frac{l}{2} + \frac{0,6 M_0 - 0,2 M_0}{l} = 0,456 \cdot \frac{3,2}{2} + \frac{0,234}{3,2} = 0,803 \text{ t}$

$M_t^{\max} = 0,474 \text{ t.m}$
$M_a^{\max} = 0,351 \text{ t.m}$
$T^{\max} = 0,803 \text{ t}$

A-3/ Ferrailage : (Methode P. CHARON)

a/ Armatures longitudinales :

* Entravée : $\mu = \frac{15 \cdot 0,474 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 18} = 0,0121 \rightarrow \kappa = 0,9507, K = 86,5$

$\alpha = 0,1478 \rightarrow \alpha h = 0,1478 \cdot 18 = 2,7 < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe

neutre tombe dans la table de compression et la section sera calculée comme une section rectangulaire de $(b \cdot h) = (65 \times 18)$

$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{86,5} = 32,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \kappa \cdot h} = \frac{0,474 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9507 \cdot 18} = 0,99 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2 (2T10)$

* Aux appuis :- $M = \frac{15 \cdot 0,351 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 18} = 0,0484 \rightarrow \varepsilon = 0,9074 ; K = 39$

$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K = 2800 / 39 = 72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{0,351 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9074 \cdot 18} = 0,767 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (1712)}$

• Verifications :-

1) contraintes :-

* En travée : $\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{157}{65 \cdot 18} = 0,134 \rightarrow \varepsilon = 0,9394 ; K = 67,5$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,474 \cdot 10^5}{1,57 \cdot 0,9394 \cdot 18} = 1785 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{verifié}$

$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K = 2800 / 67,5 = 26,44 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow \text{verifiée}$

* aux appuis : $\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{113}{12 \cdot 18} = 0,52 \rightarrow \varepsilon = 0,8918, K = 31,2$

$\bar{\sigma}_a = \frac{0,351 \cdot 10^5}{1,13 \cdot 0,8918 \cdot 18} = 1935 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{verifiée}$

$\bar{\sigma}_b' = 1935 / 31,2 = 62,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow \text{verifiée}$

2) Condition de non fragilité :-

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

* En travée $A_e = 157 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifié}$

* Sur appuis : $A_a = 113 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifiée}$

3) Condition de la flèche :- (C.C.B.A 68 - Art 58.4)

- $h_t / l = 20 / 320 = 0,06 > \frac{1}{15} \frac{0,474}{0,584} = 0,05$

- $h_t / l = 0,06 > \frac{1}{22,5} = 0,044$

- $A = 157 < 36 \cdot \frac{b \cdot h}{\bar{\sigma}_{en}} = 36 \cdot \frac{12 \cdot 18}{4200} = 1,85$

Aucune justification de flèche n'est nécessaire.

4) Vérification de la fissuration :-

* En travée : $\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{verifiée}$

* Au appui : $\bar{w}_f = \frac{1,13}{4 \cdot 12} = 0,0235$

$\bar{\sigma}_1 = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,0235}{12 (1 + 0,235)} = 2806 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{verifiée}$

5/ Verification de l'adhérence :-

on doit vérifier que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\tau_d = \frac{T_{max}}{n.p.z} = \frac{803}{2.314 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 15,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 24 \sigma_b = 2,15 \cdot 5,9 = 12,7 \text{ kg/cm}^2$$

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

6/ Condition aux appuis :

$$A \gg T + M_j = 803 - \frac{9,351 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 18} < 0 \rightarrow \text{vérifiée}$$

A-4/ Armatures transversales :-

la contrainte de cisaillement est $\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{0,803 \cdot 10^3}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 4,25 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = 62,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,8 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ les armatures transversales droites suffisent. On choisit des cadres ϕ_6 ($A_T = 0,565 \text{ cm}^2$) en acier doux.

- contrainte admissible des armatures transversales :-

avec reprise de bétonnage : $f_{at} = \frac{2}{3} f_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

- Espacement admissible :-

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 3,6 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{4,25}{20,65} \right) = 14,1 \text{ cm} \end{array} \right\} = 14,1 \text{ cm}$$

- l'ecartement des armatures transversales est donné par :-

$$t = \frac{A_T \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7 \cdot 18 \cdot 1600}{803 \cdot 8} = 17,6 \text{ cm}$$

On prend un espacement constant : $t = 14 \text{ cm}$

le premier cours d'armatures sera à $\frac{t}{2} = 7 \text{ cm}$ du nu de l'appui

A-5/ Ferraillage de la table de compression (C.E.B.A 68 - Art 5B-2)

Afin de limiter les risques de fissuration et pour faire répartir les charges on prévoit un treillis soudé (quadrillage) de maille 20×20 , les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :-

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures \perp aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures \parallel aux nervures.

- les sections de ces armatures doivent vérifier les conditions suivantes :-

• Armatures \perp aux nervures :-

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

$A_{IN} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} \rightarrow 50 < l_n \leq 80 \text{ cm}$
 dans notre cas $l_n = 65 \text{ cm}$, $\sigma_c = 5300 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi \leq 6 \text{ mm}$)

D'où $A_{IN} \geq \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2 < A_{IN} = 1,41 \text{ cm}^2 = 5\phi 6 / \text{ml}$

• Armatures // aux nervures :-

$A_{II N} \geq \frac{A_{IN} / \text{ml}}{2} = 1,41 / 2 = 0,705 \text{ cm}^2 < A_{II N} = 5\phi 6 / \text{ml} = 1,41 / \text{ml}$

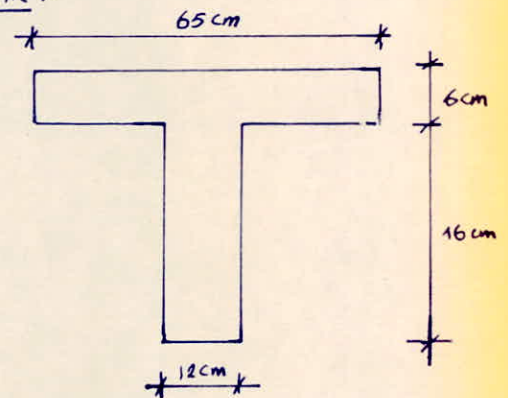
On adopte un treillis soudé $\phi 6$ maille 20×20 .

B/ Poutrelles du rez-de-chaussée :-

On a un rez-de-chaussée sur vide sanitaire, le règlement oblige à prendre 6 cm au lieu de 4 cm pour la table de compression. Comme pour les poutrelles des autres planchers on doit prévoir des échafaudages avant le coulage du béton. Les dimensions de la section à étudier ne changent pas $b = 65 \text{ cm}$

B-1/ Détermination des efforts agissant sur la poutrelle :-

on a plusieurs types de poutrelles pour cela on procède comme pour les poutrelles des planchers précédents.



B-1-1/ charges et surcharges à considérer :-

pour une poutrelle :-

- poids propre du plancher :-

$$0,65 \cdot 0,520 = 0,338 \text{ t/ml}$$

- surcharge pondérée : $1,2 \cdot 0,65 \cdot 0,775 = 0,617 \text{ t/ml}$

$$q = 0,475 \text{ t/ml}$$

- $M_o^{\max} = q \frac{l^2}{8} = 0,475 \cdot \frac{3,2^2}{8} = 0,608 \text{ t.m}$

- les moments maximums qui serviront aux calculs :

$$M_t^{\max} = 0,81 M_o^{\max} = 0,492 \text{ t.m}$$

$$M_a^{\max} = -0,6 M_o^{\max} = -0,365 \text{ t.m}$$

- Effort tranchant max :

$$T^{\max} = q \frac{l}{2} + \frac{0,6 M_o - q l M_o}{l} = 0,475 \cdot \frac{3,2}{2} + \frac{0,365 - 0,122}{3,2} = 0,836 \text{ t}$$

$$M_t^{\max} = 0,492 \text{ t.m}, M_a^{\max} = -0,365 \text{ t.m}, T^{\max} = 0,836 \text{ t}$$

B-2/ Ferrailage :-

* Entrée : $\mu = \frac{15 \cdot 0,492 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 20^2} = 0,0102 \rightarrow \epsilon = 0,9548, K = 95,5$

$\alpha = 0,1357 \Rightarrow \alpha h = 0,1357 \cdot 20 = 2,714 \text{ cm} < h_0 = 6 \text{ cm} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression et la section sera calculée comme une section rectangulaire (65 x 20).

$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K = 2800 / 95,5 = 29,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{0,492 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9548 \cdot 20} = 0,92 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2 (2T10)$

* Aux appuis :- $\mu = \frac{15 \cdot 0,365 \cdot 10^5}{2800 \cdot 42 \cdot 20^2} = 0,0407 \rightarrow \epsilon = 0,9143, K = 43,3$

$\sigma'_b = 2800 / 43,3 = 64,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{0,365 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9143 \cdot 20} = 0,72 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$

• Vérifications :-

1/ contraintes :-

* Entrée :- $\tilde{w} = \frac{1,57 \cdot 10^3}{15 \cdot 20} = 0,1208 \rightarrow \begin{cases} K = 71,5 \\ \epsilon = 0,9422 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{0,492 \cdot 10^5}{1,57 \cdot 0,9422 \cdot 20} = 1666 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow$ vérifiée

$\sigma'_b = 2800 / 71,5 = 23,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ "

* Sur appui :- $\tilde{w} = \frac{1,13}{12 \cdot 20} = 0,4708 \rightarrow \epsilon = 0,896, K = 33,1$

$\sigma_a = \frac{0,365 \cdot 10^5}{1,13 \cdot 0,896 \cdot 20} = 1802,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow$ vérifiée

$\sigma'_b = 1802,5 / 33,1 = 54,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ vérifiée

2/ Condition de non fragilité :-

- Entrée : $A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 65 \cdot 20 \cdot 5,9 / 4200 = 1,26 \text{ cm}^2$
 - Sur appui : $A = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 42 \cdot 20 \cdot 5,9 / 4200 = 0,93 \text{ cm}^2$ } \rightarrow vérifiée

3/ Vérification de la flèche :-

- $h_t/L = 22/320 = 0,069 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{0,492}{15 \cdot 0,608} = 0,054$
 - $h_t/L = 0,069 > \frac{1}{22,5} = 0,044$
 - $A/b \cdot h = 0,065 < 43/4200 = 0,044$ } \rightarrow vérifiée

4/ fissuration

- Entravée : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2d \cdot b} = \frac{757}{2 \cdot 22 \cdot 12} = 0,0327$

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,0327}{10 (1 + 0,327)} = 5914 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{vérifiée}$

- Sur appui : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2d \cdot b} = \frac{113}{4 \cdot 12} = 0,235$

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,235}{12 (1 + 0,235)} = 2806 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{vérifiée}$

5/ Vérification de l'adhérence :-

$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot \bar{z}} = \frac{9,836 \cdot 10^3}{1 \cdot 3,14 \cdot 7/8 \cdot 20} = 15,21 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_d = 1,5 \cdot 2 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}'_d \longrightarrow \text{vérifiée}$

6/ Condition aux appuis :

$T + M/f = 836 - \frac{0,365 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 20} < 0 \longrightarrow \text{vérifiée}$

B-3/ Armatures transversales :-

$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{z}} = \frac{0,836 \cdot 10^5 \cdot 8}{12 \cdot 7 \cdot 20} = 4 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = 54,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ les armatures transversales droites suffisent, on choisit des cadres $\Phi 6$ ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$)

- contraintes admissible des armatures transversales :-

On suppose qu'il y a reprise de bétonnage :- $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

- Espacement admissible :-

$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 4 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{4}{5,9} \right) = 16 \text{ cm} \end{array} \right\} = 16 \text{ cm}$

- l'espacement est : $t = \frac{A_t \cdot \bar{z} \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7 \cdot 20 \cdot 1600}{836 \cdot 8} = 18,8 \text{ cm}$

On prend un espacement constant $t = 15 \text{ cm}$. le premier cadre est à $7,5 \text{ cm}$ du nu de l'appui

B-4/ Table de Compression :-

On adopte le même treillis que celui des planchers précédents, treillis $\Phi 6$ (20x20)

$$A_{LN} = A_{11N} = 1,41 \text{ cm}^2, \quad l_n = 65 \text{ cm.} \quad \text{On a bien :-}$$

$$A_{LN} \geq 43 \cdot \frac{l_n}{600} = 43 \cdot \frac{65}{600} = 0,527 \text{ cm}^2$$

$$A_{11N} \geq A_{LN} / 2 = 1,81 \cdot 0,5 = 0,705 \text{ cm}^2$$

C/ Cas particulier des poutrelles des décroirs et terrasses :-

Une étude particulière doit être menée pour les poutrelles de décroirs et terrasses

$$(p = 350 \text{ kg/m}^2)$$

$$q = (G + 1,2p) \cdot 0,65 = (0,492 + 1,2 \cdot 0,35) \cdot 0,65 = 0,593 \text{ t/m}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,593 \cdot \frac{3,2^2}{8} = 0,76 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 0,8 \cdot 0,76 = 0,608 \text{ t.m}$$

$$M_a = -0,4 \cdot 0,76 = -0,304 \text{ t.m}$$

c-1/ Ferraillage :-

$$\text{- En travée : } \mu = \frac{15 \cdot 0,608 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0155 \rightarrow \varepsilon = 0,9451, K = 76$$

$\alpha = 0,1648 \rightarrow \alpha h = 0,1648 \cdot 18 = 2,97 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$ la section sera calculée comme une section rectangulaire (65x18)

$$\sigma'_b = 2800 / K = 2800 / 76 = 36,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{0,608 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9451 \cdot 18} = 1,28 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (2T10)}$$

$$\text{- Sur appui : } \mu = \frac{15 \cdot 0,304 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0418 \rightarrow \varepsilon = 0,9132, K = 42,6$$

$$\sigma'_b = 2800 / 42,6 = 65,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

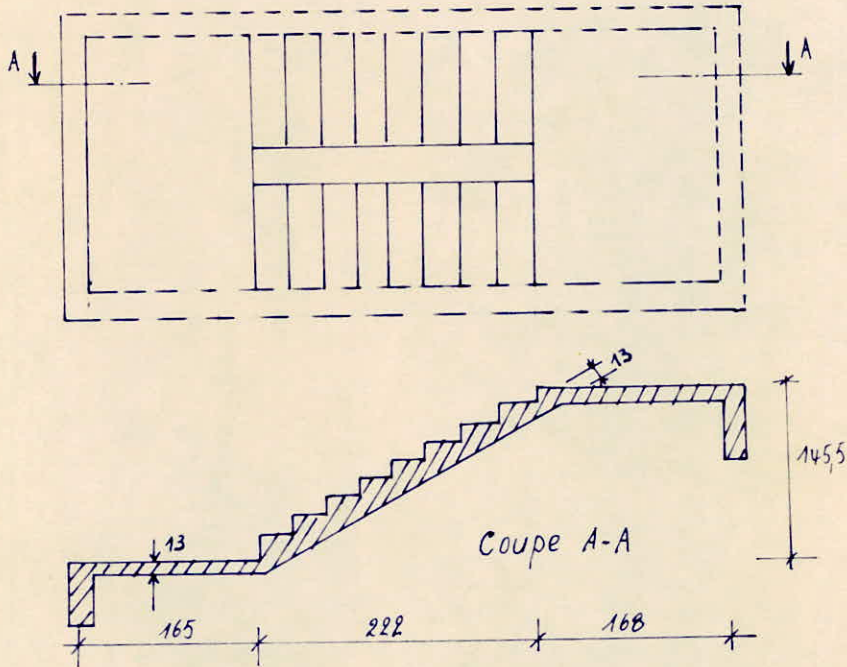
$$A = \frac{0,304 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9132 \cdot 18} = 0,66 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (1T12)}$$

⊙ Remarque :- Comme on a les mêmes sections que pour les autres poutrelles et mêmes caractéristiques géométriques, il n'est pas nécessaire de faire les vérifications et on adoptera un seul type de poutrelle pour tous les niveaux.

3/ Escaliers:-

On a deux types d'escalier à étudier :

- ⊗ 1^{er} type : escalier à paillasse non adjacentes, comporte un palier courant et un palier intermédiaire liés par une paillasse.



La paillasse est inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontal :-

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{145,5}{222} = 0,6554 \Rightarrow \alpha = 33,24$$

$$\text{D'où } \sin \alpha = 0,5482, \quad \cos \alpha = 0,8364$$

- Vérification de la condition de "BLONDEL" :-

la hauteur de la marche : $h = \frac{145,5}{9} = 16,2 \text{ cm}$

la largeur d'une marche : $g = \frac{222}{8} = 28 \text{ cm}$

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

$$2h + g = 39,4 + 28 = 67,4 ; \quad 60 < 67,4 < 64 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Prédimensionnement :-

On prend pour la paillasse et les paliers la même épaisseur

$$l_{/30} \leq e \leq l_{/20}, \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{222}{0,8364} = 265,4 \text{ cm.}$$

$$265,4 /_{30} = 8,85 \leq e_p \leq l_{/20} = 13,27 \text{ cm, on prend } \underline{e = 13 \text{ cm}}$$

- Evaluation de la charge de calcul :-

1/ paillasse :

- poids propre : $\dots\dots\dots \frac{2500 \cdot 9,13}{0,8364} = 3,88,6 \text{ kg/m}^2$

- poids des marches - - - - - $2200 \cdot 0,162 = 178,2 \text{ Kg/m}^2$
 - Revêtement (carrelage + mortier) - - - - - 84 Kg/m^2
 - garde-corps (en acier) - - - - - 50 Kg/m^2
- charge permanente $G = 700,8 \text{ Kg/m}^2$
 Surcharge $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

pour une tranche de 1m on a : $G = 700,8 \text{ Kg/ml}$, $P = 250 \text{ Kg/ml}$

En appelant q_1 la charge totale de la pailleasse on a :

$$q_1 = G + 1,2P = 700,8 + 1,2 \cdot 250 = 1000,8 \text{ Kg/ml}$$

2) palier :-

- poids propre - - - - - $2500 \cdot 0,13 = 325 \text{ Kg/m}^2$
 - Revêtement (carrelage + mortier) - - - - - 84 Kg/m^2
- charge permanente $G = 409 \text{ Kg/m}^2$
 Surcharge $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

pour une tranche de 1m on a :- $G = 409 \text{ Kg/ml}$, $P = 250 \text{ Kg/ml}$

En appelant q_2 la charge totale du palier on a :-

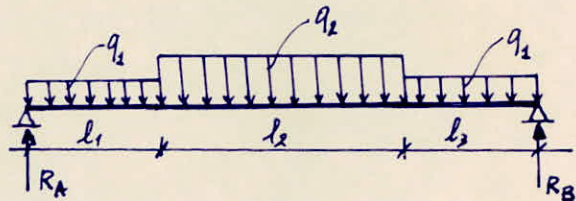
$$q_2 = 409 + 1,2 \cdot 250 = 709 \text{ Kg/ml}$$

• Determination des efforts :-

- Schéma Statique

$$l_1 = 1,65 \text{ m} ; l_2 = 2,22 \text{ m}$$

$$l_3 = 1,68 \text{ m}$$



- Calcul des reactions aux appuis :-

$$\cdot \sum F/y = q_1(l_1 + l_3) + q_2 l_2 - R_A - R_B = 0$$

$$\cdot \sum M/A = R_B(l_1 + l_2 + l_3) - q_1 \frac{l_1^2}{2} - q_2 l_2 (l_1 + l_2/2) - q_1 (l_1 + l_2 + l_3/2) l_3$$

D'où on tire $R_A = 2293,15 \text{ Kg/ml}$, $R_B = 2289,6 \text{ Kg/ml}$

$$R_A = T_A = 2293,15 \text{ Kg/ml}$$

$$R_B = T_B = 2289,6 \text{ Kg/ml}$$

- Calcul du moment isostatique max :-

$$M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} - (q_2 - q_1) \frac{(x - l_1)^2}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = R_A - q_1 x - (q_2 - q_1)(x - l_1) = 0 \quad \Rightarrow x = 2,77 \text{ m}$$

$$M_0^{max} = M(2,77) = 3450 \text{ Kg.m/ml}$$

- Moments hyperstatiques :-

En tenant compte de la semi-encastrement aux appuis on aura :

$$M_t = 0,85 M_0^{max} = 2932,5 \text{ kg.m/ml} ; M_a = M_0^{max} = 1035 \text{ kg.m/ml}$$

• Calcul des armatures :-

On utilise la méthode de "P. CHARON"

- En travée :

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2932,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,1298 \rightarrow \varepsilon = 0,8603, K = 20,8$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{20,8} = 134,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{2932,5 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8603 \cdot 11} = 11,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera (6T14+2T12)/ml avec un espacement $t = 12 \text{ cm}$

ainsi que dans l'autre sens on adopte des armatures de répartition qui sont données par $A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{11,49}{4} = 2,87 \text{ cm}^2$ soit (7T18)/ml avec un espacement $t = 14 \text{ cm}$.

- Sur appui :

$$\mu = \frac{15 \cdot 1035 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0458 \rightarrow \varepsilon = 0,9098 ; K = 40,4$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{40,4} = 69,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{1035 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9098 \cdot 11} = 3,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adoptera (5T10)/ml avec un espacement $t = 17 \text{ cm}$, et pour les armatures de répartition on choisit (6T8)/ml avec $t = 16 \text{ cm}$

• Verifications :-

1- Contraintes

- En travée : $A(6T14+2T12) = 11,49 \text{ cm}^2 ; \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{11,49}{11} = 1,045$

$$\bar{\omega} = 1,045 \rightarrow \varepsilon = 0,8584 ; K = 20,3$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_t}{A_t \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{2932,5 \cdot 100}{11,49 \cdot 0,8584 \cdot 11} = 2703 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{20,3} = 136,7 = \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Sur appui : $A(5T10) = 3,92 \text{ cm}^2 , \bar{\omega} = \frac{3,92}{100 \cdot 11} = 0,356$

$$\bar{\omega} = 0,356 \rightarrow \varepsilon = 0,9074 , K = 39$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{1035 \cdot 100}{392 \cdot 0,9074 \cdot 11} = 2645,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{vérifié}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{39} = 71,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow \text{vérifié}$$

2. Condition de non fragilité :-

$$A \gg b \cdot h \cdot 0,69 \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 100 \cdot 11 \cdot 0,69 \cdot 5,9 / 4200 = 1,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En travée : } A_t = 11,49 \text{ cm}^2 > 1,1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{- Sur appui : } A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,1 \text{ cm}^2 \longrightarrow "$$

3. Vérification de la flèche :-

pour la flèche en travée il suffit de vérifier l'inégalité suivante :

$$A \leq b \cdot h \cdot 43 / \sigma_{en} = 100 \cdot 11 \cdot \frac{43}{4200} = 11,5 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

4. Vérification de la fissuration :

$$\text{- En travée : } \bar{\omega}_f = \frac{A}{2d \cdot B} = \frac{11,48}{4 \cdot 100} = 0,0287$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,0287}{14 (1 + 0,287)} = 3823 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{pas de risque de fissuration.}$$

$$\text{- Sur appui : } \bar{\omega}_f = \frac{3,92}{4 \cdot 100} = 0,098$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 5,9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{pas de fissuration.}$$

5. Condition aux appuis :

$$\text{On doit vérifier que } A_a \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$$

$$T + M/3 = 22935 - \frac{103500}{3,625} < 0$$

donc les armatures inférieures au niveau des appuis ne sont soumises à aucun effort de traction.

• Armatures transversales :-

la contrainte de cisaillement est donnée par $\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{22935}{100 \cdot 9,625} = 2,38 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

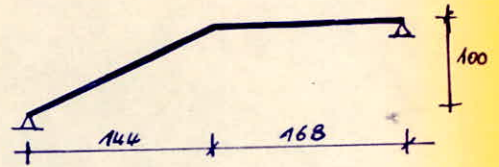
donc on a pas besoin d'armatures transversales.

2^e type :- c'est l'escalier qui mène vers le plancher R.D.C, il se compose d'un seul palier et d'une paillasse.

- la paillasse est inclinée d'un angle α

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{100}{144} = 0,6944 \rightarrow \alpha = 34,78^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,57, \quad \cos \alpha = 0,821$$



• Vérification de la condition de "BLONDEL"

hauteur de la marche $h = \frac{100}{6} = 16,7 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$

largeur d'une marche $g = \frac{144}{5} = 28,8 \text{ cm} \approx 29 \text{ cm}$

$$2h + g = 2 \cdot 16,7 + 28,8 = 62,2 \quad 60 < 62,2 < 64 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

• prédimensionnement :-

on prend la même épaisseur pour le palier et la paillasse

$$e = 14 \text{ cm.}$$

• Évaluation de la charge de calcul :-

1/ paillasse :

- poids propre - - - - - $\frac{2500 \cdot 0,14}{0,821} = 426,31 \text{ Kg/m}^2$

- poids des marches - - - - - $\frac{2200 \cdot 0,167}{2} = 183,7 \text{ Kg/m}^2$

- Revêtement - - - - - $= 84 \text{ Kg/m}^2$

- garde corps (en Acier) - - - - - $= 50 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 744 \text{ Kg/m}^2$$

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

pour une bande de (1m) on a : $G = 744 \text{ Kg/ml}$, $P = 250 \text{ Kg/ml}$

soit q_2 la charge totale $q_2 = G + 1,2 P = 1044 \text{ Kg/ml}$.

2/ palier :

- poids propre - - - - - $2500 \cdot 0,14 = 350 \text{ Kg/m}^2$

- Revêtement - - - - - $= 84 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 434 \text{ Kg/m}^2$$

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

pour une bande de (1m) on a : $G = 434 \text{ Kg/ml}$, $P = 250 \text{ Kg/ml}$

soit q_1 la charge totale $q_1 = 434 + 1,2 \cdot 250 = 734 \text{ Kg/ml}$

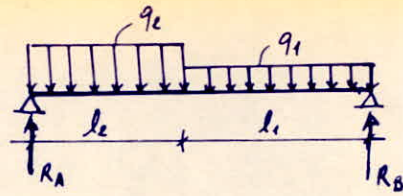
$$q_2 = 1044 \text{ Kg/ml}$$

$$q_1 = 734 \text{ Kg/ml}$$

• Détermination des efforts :-

- Schéma statique:

$$l_2 = 1,44 \text{ m}, \quad l_1 = 1,68 \text{ m}$$



- Calcul des réactions aux appuis :-

$$R_A + R_B = q_2 l_2 + q_1 l_1$$

$$\sum M_A = R_B (l_1 + l_2) - q_1 l_1 (l_2 + l_1/2) - q_2 \frac{l_2^2}{2}$$

Donc on tire $R_A = T_A = 1488,5 \text{ kg/ml}$; $R_B = T_B = 1248 \text{ kg/ml}$

- Calcul du moment isostatique max :-

$$M_0(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM_0(x)}{dx} = R_A - q_2 x = 0$$

$$x = \frac{R_A}{q_2} = \frac{1488,5}{1044} = 1,43 \text{ m}$$

$$M_0^{\max} = M_0(x) = M_0(1,43) = 1061,2 \text{ kg.m/ml}$$

- Moments hyperstatiques: en tenant compte de la semi-encastrement on aura:

$$M_f = 0,85 M_0^{\max} = 902,02 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_a = 0,3 M_0^{\max} = 318,36 \text{ kg.m/ml}$$

• Calcul des Armatures :-

- En travée : $\mu = \frac{15 \cdot 902,02 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0399 \rightarrow \epsilon = 0,915 ; K = 43,8$

$$A_t = \frac{902,02 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,915 \cdot 11} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera (6T12)/ml avec un espacement $t = 17$ et (4T8)/ml dans l'autre sens avec un espacement $t = 25 \text{ cm}$.

- Sur appui : $\mu = \frac{15 \cdot 318,36 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0141 \rightarrow \epsilon = 0,9471 ; K = 79,5$

$$A_a = \frac{318,36 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9471 \cdot 11} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on optera (4T10)/ml avec $t = 25$ et (4T8)/ml comme armature de repartition dans l'autre sens avec $t = 25 \text{ cm}$

• Vérifications:-

1- contraintes:-

- en travée : $\tilde{\omega} = \frac{678}{100 \cdot 11} = 0,616 \rightarrow \epsilon = 0,8843 ; K = 28,2$

$$\sigma_a = \frac{902,02 \cdot 10^2}{678 \cdot 0,8843 \cdot 11} = 1367,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_b = \frac{2800}{28,2} = 99,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Sur appui : $\bar{\omega} = \frac{3,14 \cdot 100}{100 \cdot 11} = 0,285 \longrightarrow \varepsilon = 0,9158 ; K = 44,4$

$\bar{\sigma}_a = \frac{318,36 \cdot 10^2}{3,41 \cdot 0,9158 \cdot 11} = 1006,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{vérifiée}$

$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{44,4} = 63,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$

2- Condition de non fragilité :-

$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 0,69 \cdot 100 \cdot 11 \cdot 5,9 / 4200 = 1,1 \text{ cm}^2$

- Entravée : $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$

- Sur appui : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$

3- Vérification de la flèche :-

$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{6,78}{100 \cdot 11} = 0,006 \text{ cm}^2 < \frac{43}{4200} = 0,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$

4- fissuration :-

- Entravée : $\bar{\omega}_f = \frac{6,78}{4 \cdot 100} = 0,017$

$\bar{\sigma}_1 = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,017}{12 \cdot (1 + 0,17)} = 2906 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

- Sur appui : $\bar{\omega}_E = 2,4 \sqrt{\frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 5,9}{10}} = 2856 > \bar{\sigma}_a$
pas de risque de fissuration.

5- Condition aux appuis :-

On doit vérifier $A_a \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$

$T + M/3 = 1488,5 - \frac{31836}{9,625} < 0 \longrightarrow$ les armatures inférieures au niveau des appuis ne sont soumises à aucun effort de traction

• Armatures transversales :-

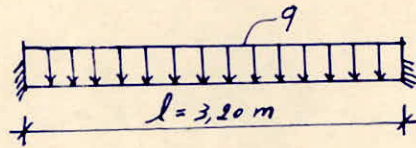
$\bar{\sigma}_b = \frac{T \text{ max}}{b \cdot g} = \frac{1488,5}{100 \cdot 9,625} = 1,55 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$

donc on a pas besoin des armatures transversales.

4/ Poutre palière :-

Cette poutre palière d'une section (35x25) est supposée semi-encastree aux poteaux à mi-hauteur

1- Schéma statique :-



2- charges à considérer :-

- Son poids propre - - - - - $2500 \cdot 0,35 \cdot 0,25 = 218,75 \text{ kg/ml}$
 - la réaction du palier - - - - - $= 2293,15 \text{ kg/ml}$
 - Poids d' $\frac{1}{2}$ mur - - - - - $\frac{2,65 \cdot 253}{2} = 323,84 \text{ kg/ml}$
-
- $q = 2835,74 \text{ kg/ml}$

3- Moment isostatique :-

$$M_0^{\max} = q \frac{l^2}{8} = 3629,75 \text{ kg.m}$$

4- Moments en travée et sur appui :-

En tenant compte de la semi-encastrement on aura :

$$M_t = 0,85 M_0^{\max} = 3085,5 \text{ kg.m.}$$

$$M_a = 0,3 M_0^{\max} = 1089 \text{ kg.m.}$$

5- ferraillage :-

- En travée : $N = \frac{15 \cdot 3085,5 \cdot 100}{2800 \cdot 25 \cdot 32^2} = 0,0646 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8952 \\ K = 32,7 \end{cases}$

$$\sigma_0' = 2800 / 32,7 = 85,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{3085,5 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8952 \cdot 32} = 3,85 \text{ cm}^2 \text{ soit } (3T14) = 4,62 \text{ cm}^2$$

- Sur appui : $N = \frac{15 \cdot 1089 \cdot 100}{2800 \cdot 25 \cdot 32^2} = 0,0228 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9342 \\ K = 61,0 \end{cases}$

$$\sigma_0' = \frac{2800}{61} = 46 < \bar{\sigma}_0' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{1089 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9342 \cdot 32} = 1,3 \text{ cm}^2 \text{ soit } (3T10) = 2,35 \text{ cm}^2$$

6- Verifications :-

a/ contraintes

- En travée :- $\bar{w} = \frac{462}{25 \cdot 32} = 0,578 \rightarrow \xi = 0,8871 ; K = 29,3$

$$\sigma_a = \frac{3085,3 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8871 \cdot 32} = 2352,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{29,3} = 95,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \longrightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

- Sur appui : $\bar{w} = \frac{2,35 \cdot 100}{25 \cdot 32} = 0,2938 \longrightarrow z = 0,9147 ; K = 43,6$

$$\sigma_a = \frac{1089 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9147 \cdot 32} = 1583,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \longrightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{43,6} = 64,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \longrightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

b- Condition de non fragilit\u00e9 :-

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{sen} = 0,69 \cdot 25 \cdot 32 \cdot 5,9 / 4200 = 0,78 \text{ cm}^2$$

- Entr\u00e9e : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,78 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$

- Sur appui : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,78 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{"}$

c- V\u00e9rification de la fl\u00eache :-

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{4,62}{25 \cdot 32} = 0,006 < \frac{43}{4200} = 0,01 \longrightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

d- fissuration :-

- En trav\u00e9e : $\bar{w}_f = \frac{4,62}{6 \cdot 25} = 0,0308$

$$\sigma_1 = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,0308}{14 \cdot (1 + 0,308)} = 4037 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

- Sur appui : $\bar{w}_f = \frac{2,35}{6 \cdot 25} = 0,0157$

$$\sigma_1 = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,0157}{10 \cdot (1 + 0,157)} = 3257 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

donc pas de risque de fissuration

f- Armatures transversales :-

$$T^{\max} = q \frac{l}{2} = 4537,2 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = T^{\max} / b \cdot z = 4537,2 / 25 \cdot 28 = 6,48 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

On peut utiliser des cadres et des \u00e9triers \perp \u00e0 la ligne moyenne

on prend (1 cadre + 1 \u00e9trier) $\phi 6 \longrightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$

- espacement admissible : $\bar{e} = \max \begin{cases} 9,2 h = 6,4 \text{ cm} \\ 29,45 \text{ cm} \end{cases}$

- espacement $t = \frac{28 \cdot 1,13 \cdot 1600}{4537,2} = 11,2 \text{ cm}$

on prend un espacement constant $t = 11 \text{ cm}$

calcul des rigidités

Le calcul des rigidités ainsi le calcul des effets sous les charges horizontales sera fait par la méthode de "MUTO"

⊗ Exposé de la méthode :-

c'est une méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (séisme, vent), basée sur les rigidités des niveaux, des étages, dont "MUTO" propose des formules approchées.

Elle nous permet en une première étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents portiques et en deuxième étape d'en déduire les moments fléchissants dans les poteaux et les poutres.

⊗ Conditions d'application :-

- Cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leur plan, ayant une ossature composée de portiques 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 soit rectangulaire (cas du vent) ou triangulaire (cas du séisme)
- pour obtenir une précision convenable il faut que la raideur (I_p) des poutres ne soit pas très faible devant celle des poteaux, on doit avoir $K \geq 0,2$ pour tous les nœuds de l'ossature.
- les poteaux dont $K < 0,2$ doivent être considérés comme ne faisant pas partie de la structure résistante aux charges horizontales.
- les raideurs (I_p) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport compris entre $0,5 \div 2$)
- la raideur (I_h) d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris $0,5 \div 2$)
- on ne doit pas avoir de variation brusque de rigidité entre deux niveaux adjacents

⊗ Étapes de Calcul :-

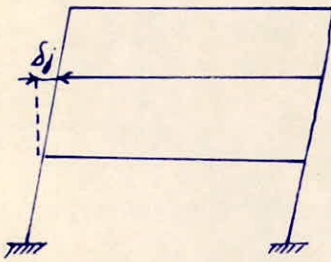
1- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :-

$$K_{pot} = I_h \quad , \quad I_p = K_{pout}$$

- 2- Calcul des coefficients \bar{k} et du coefficient de correction a_j dans les 2 sens
- 3- Calcul des raideurs corrigées des poteaux $a_j k_j$ dans les deux sens
- 4- Calcul de la rigidité de niveau dans les 2 sens.
- 5- Détermination du centre de masse et du centre de torsion.
- 6- Calcul de la rigidité à la torsion.

* Pour avoir une bonne compréhension des étapes de calcul, on a jugé bon de donner les définitions et les explications avant les applications numériques.

a) Déplacement relatif du niveau "j"



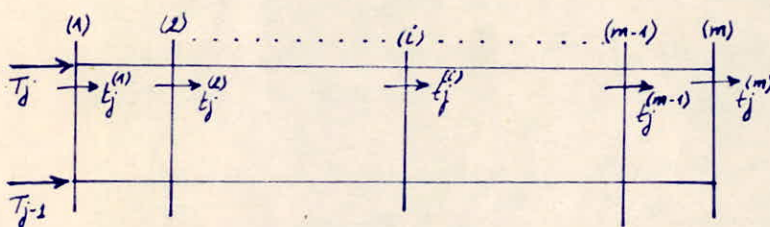
c'est le déplacement du plancher (j) par rapport au plancher immédiatement inférieur (j-1)

b) Rigidité de niveau "j" d'un portique :

la rigidité (R_j) relative de niveau "j" représente l'effort tranchant de niveau qui produit un déplacement relatif de niveau égal à l'unité

$$R_j = T_j / \delta_j$$

c) Rigidité d'un poteau appartenant à un niveau "j" :-



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

la rigidité du poteau (i) est donnée par :-

$$r_j^{(i)} = t_j^{(i)} / \delta_j$$

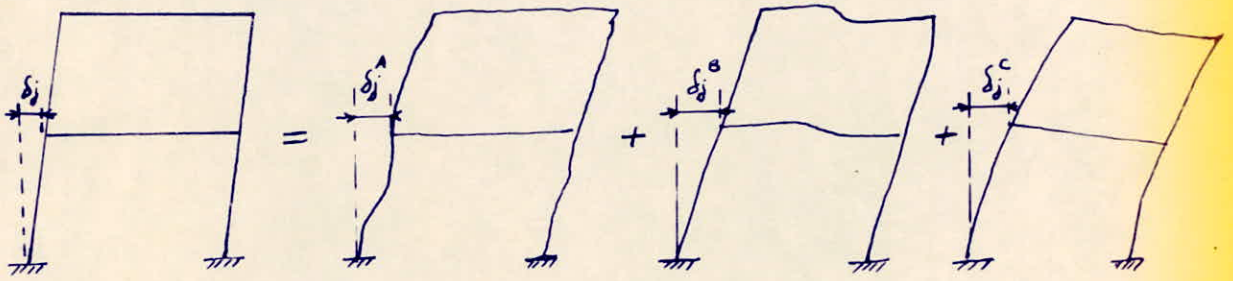
d) Expression de la rigidité relative de niveau "j" en fonction de celle du poteau :-

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

(on suppose que tous les poteaux du même niveau ont le même déplacement)

e) Rigidité de niveau :-

Un portique à plusieurs niveaux soumis à des forces horizontales a une déplacement qui peut être décomposée en 3 composantes : $\delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B + \delta_j^C$



δ_j^A : déplacement de translation dû à la déformation de flexion des poteaux en supposant les poutres infiniment rigides.

δ_j^C : déplacement de console dû aux déformations axiales relatives des poteaux tendus respectivement comprimés

δ_j^B : déplacement dû à la rotation des nœuds en fonction de la rigidité réelle des poutres.

Si le portique ne dépasse pas 15 niveaux $\delta_j^C \approx 0 \Rightarrow \delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B$
 et la rigidité de niveau deviendra : $R_j = \frac{T_j}{\delta_j^A + \delta_j^B} = \frac{T_j}{\delta_j^A} \cdot \frac{1}{(1 + \delta_j^B / \delta_j^A)} = \frac{T_j}{\delta_j^A} \cdot a_j$

$$R_j = T_j a_j / \delta_j^A = R_j^{\infty} a_j \quad \text{avec :}$$

$$a_j = \frac{1}{(1 + \delta_j^B / \delta_j^A)} \longrightarrow \text{coefficient de MUTO}$$

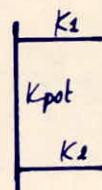
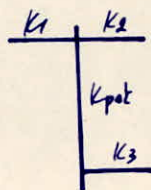
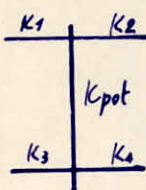
$R_j^{\infty} = T_j / \delta_j^A \longrightarrow$ rigidité de niveau avec des poteaux infiniment rigides.

- MUTO nous donne les coefficients a_j comme suit :-

* Etage courant :

$$a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$$\bar{K} = \frac{\sum K \text{ poutres}}{2K \text{ poteau}}$$



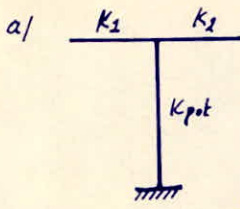
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}} ;$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}} ;$$

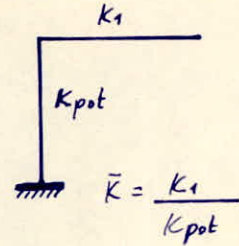
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

* 1^{er} niveau (R.D.C) :

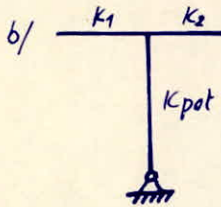
$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

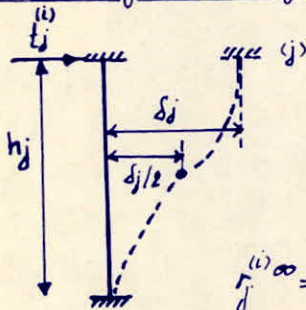


$$a_j = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

Remarque : dans cas et au niveau du 1^{er} étage les poteaux sont supposés encastrés dans les poutres qui eux même sont encastrées dans dans voile très rigides.

f/ Calcul de la rigidité corrigée d'un poteau (i) du niveau (j) :-



Soit $r_j^{(i)}$ la rigidité d'un poteau (i) du niveau (j) supposé encastré à ses extrémités (avec poutres infiniment rigides)

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

avec :

$K_j^{(i)} = I_j^{(i)} / h_j \rightarrow$ rigidité Linéaire du poteau (i)

$$E = E_j = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 21000 \sqrt{375 \cdot 12} = 381484 \text{ kg/cm}^2$$

$I_j^{(i)}$: moment d'inertie du poteau (i) par rapport à un axe passant par le c.d.g de la section du poteau et \perp à $t_j^{(i)}$

h_j : hauteur d'étage (j)

la rigidité corrigée du poteau (i) est donnée par :

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

J/ Rigidité relative de niveau corrigée d'un portique :-

$$R_j = \sum_{i=1}^{i=m} r_j^{(i)} = \sum_{i=1}^{i=m} \frac{12 E}{h_j^2} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$$

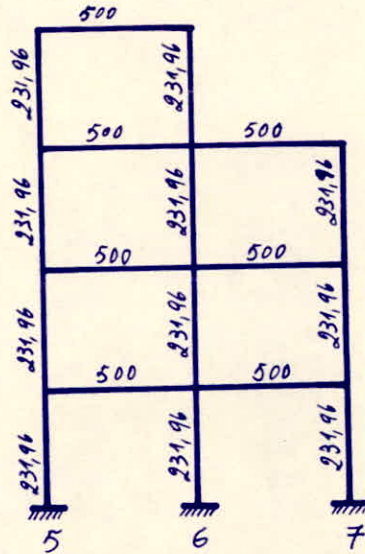
pour le même étage ($h_j = \text{cte}$) $\rightarrow R_j = \frac{12 E}{h_j^2} D_j$

$$D_j = \sum_{i=1}^{i=m} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$$

Calcul des rigidités relatives de niveau corrigées :-

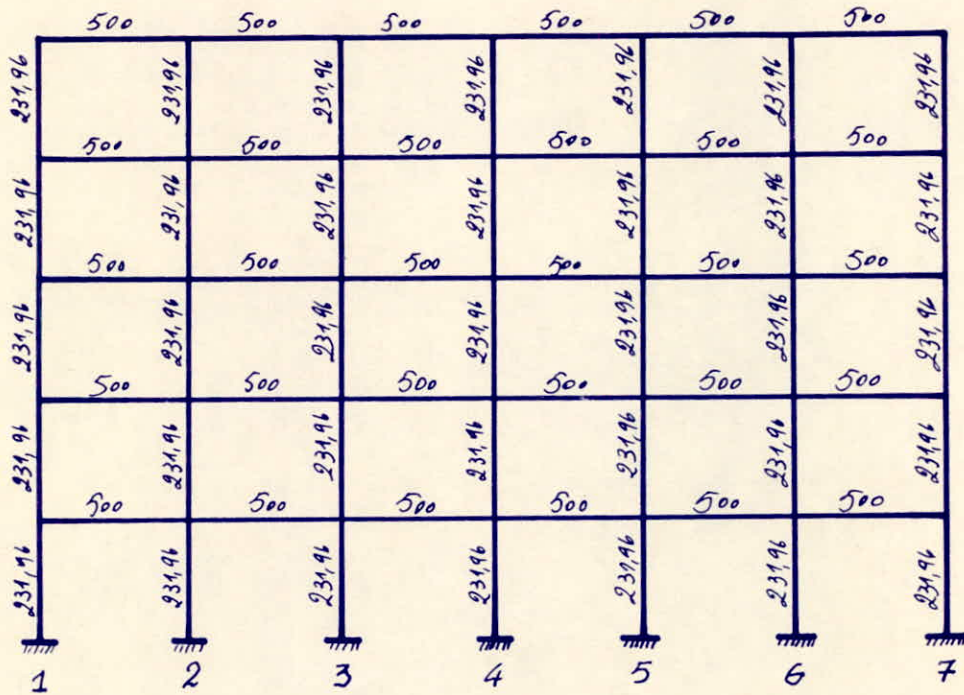
A/ Portiques longitudinaux :-

* portique "A-A" :-



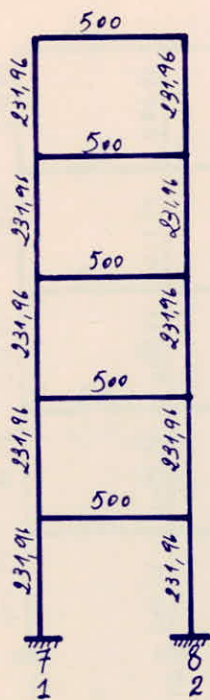
Niv	pot	\bar{K}	a_j	$K_p = I/h$	$a_j \cdot K_p$	$D_j = \sum a_j K_p$	$R_j = 12 E D_j / h_j^3$
4 ^e	5	2,16	0,52	231,96	120,62	264,44	14295,63
	6	3,23	0,62	231,96	143,82		
3 ^e x 2 ^e	5	2,16	0,52	231,96	120,62	398,97	21568,32
	6	4,31	0,68	231,96	157,73		
	7	2,16	0,52	231,96	120,62		
1 ^e	5	2,16	0,64	231,96	148,45	479,19	25580,65
	6	4,31	0,78	231,96	178,29		
	7	2,16	0,64	231,96	148,45		

* portiques "B-B" et "F-F" :-



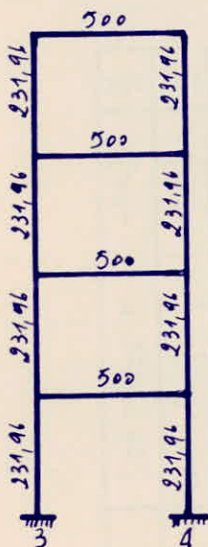
Niv	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j \cdot K_p$	D_j	R_j
5° + 4° + 3° + 2°	1	2,16	0,52	231,96	120,62	1029,9	55676,4
	2	4,31	0,68	231,96	157,73		
	3	4,31	0,68	231,96	"		
	4	4,31	0,68	"	"		
	5	4,31	0,68	"	"		
	6	4,31	0,68	"	"		
	7	2,16	0,52	"	120,62		
1°	1	2,16	0,64	"	148,45	1178,35	63701,6
	2	4,31	0,76	"	176,29		
	3	4,31	0,76	"	"		
	4	4,31	0,76	"	"		
	5	4,31	0,76	"	"		
	6	4,31	0,76	"	"		
	7	2,16	0,64	"	148,45		

* pontiques "C-C" et "E-E"



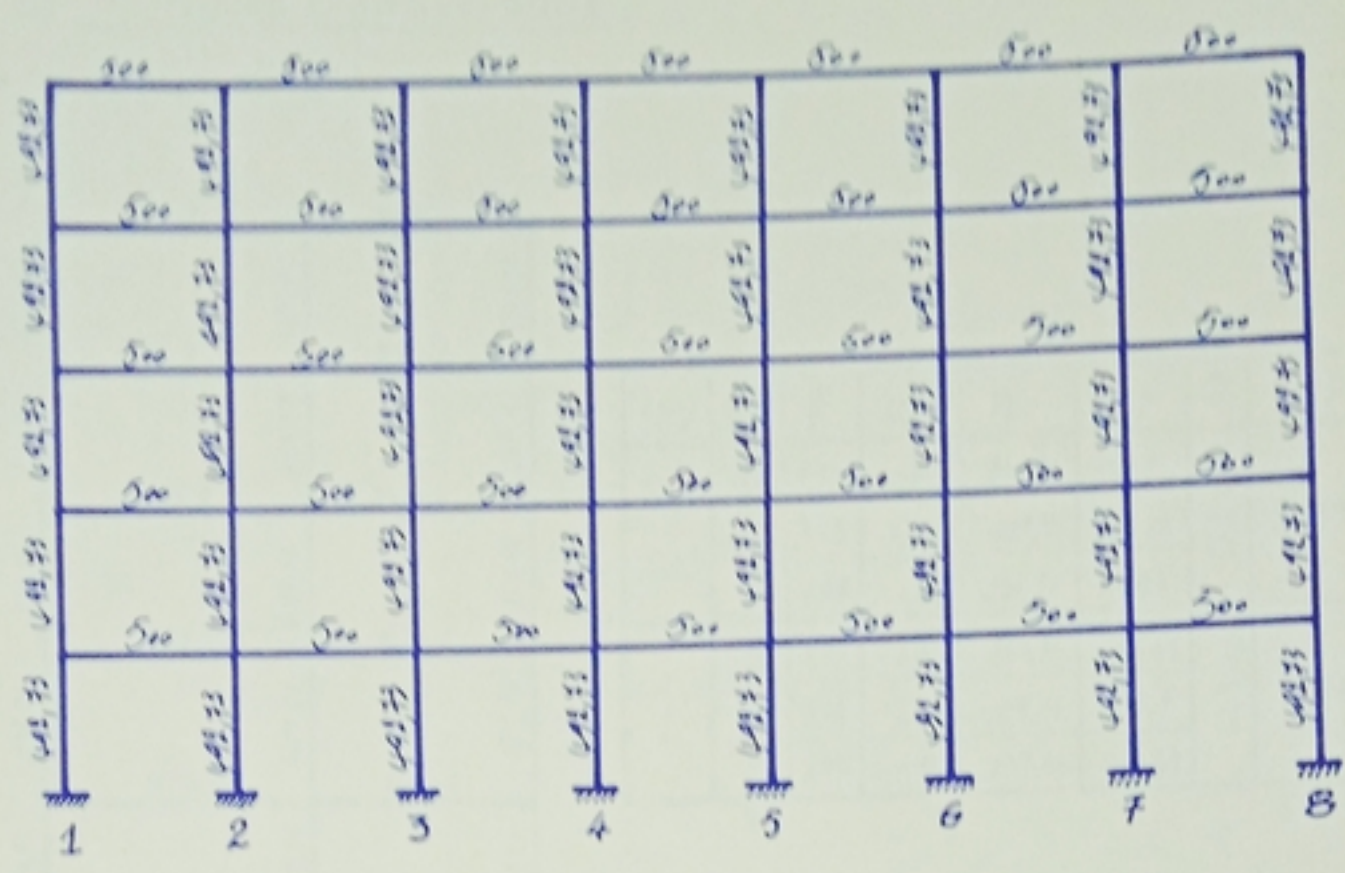
Niv	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
5 ⁺ 4 ⁺	1	2,16	0,52	231,96	120,62	241,24	13041,43
	2	2,16	0,52	231,96	120,62		
1 ⁺	1	2,16	0,64	231,96	148,45	296,9	16050,41
	2	2,16	0,64	231,96	148,45		

* pontique "I-J"



Niv	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j \cdot K_p$	D_j	R_j
4 ⁺ 3 ⁺ et 2 ⁺	3	2,16	0,52	231,96	120,62	241,24	13041,43
	4	2,16	0,52	231,96	120,62		
1 ⁺	3	2,16	0,64	231,96	148,45	296,9	16050,41
	4	2,16	0,64	231,96	148,45		

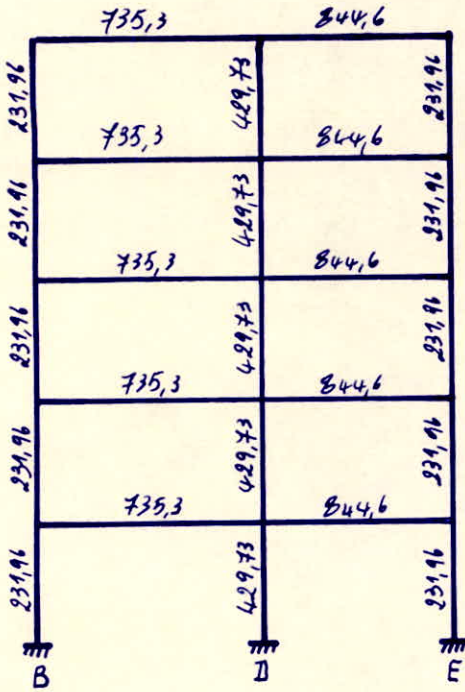
* portique "D-I" :



Niv	pot	E	a_j	K_p	$a_j \cdot K_p$	D_j	R_j
5° + 4° + 3° + 2°	1	1,16	0,37	429,77	159,0	1710,3	92458,82
	2	2,33	0,50	"	232,05		
	3	"	"	"	"		
	4	"	"	"	"		
	5	"	"	"	"		
	6	"	"	"	"		
	7	"	"	"	"		
	8	1,16	0,37	"	159,0		
1°	1	1,16	0,53	"	227,76	2131,44	115225,56
	2	2,33	0,65	"	279,32		
	3	"	"	"	"		
	4	"	"	"	"		
	5	"	"	"	"		
	6	"	"	"	"		
	7	"	"	"	"		
	8	1,16	0,53	"	227,76		

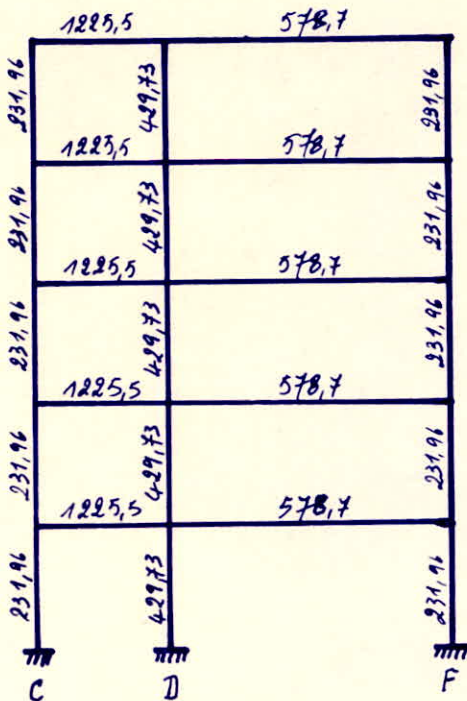
B/ portiques transversaux :-

* portique "1-1" :-



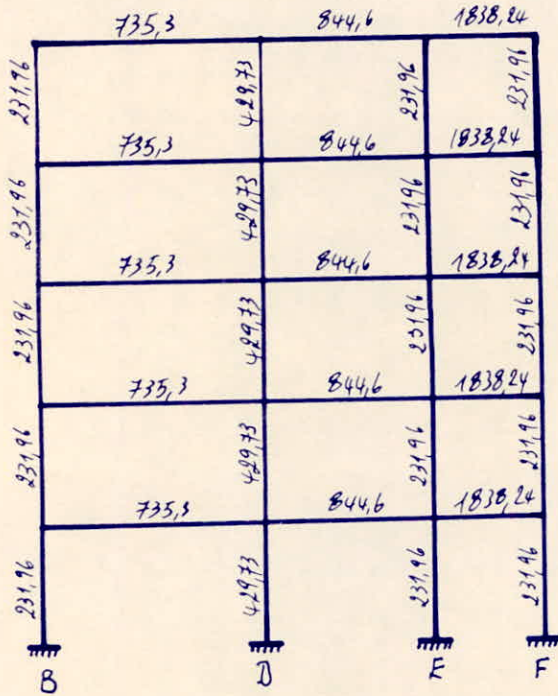
Niv	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
5:4:	B	3,77	0,61	231,96	141,5	562,32	30399,02
	D	3,68	0,65	429,73	279,32		
	F	3,64	0,62	231,96	148,5		
1:	B	3,77	0,71	231,96	164,69	643,08	34764,9
	D	3,68	0,73	429,73	313,7		
	E	3,64	0,73	231,96	169,33		

* portique "8-8" :-



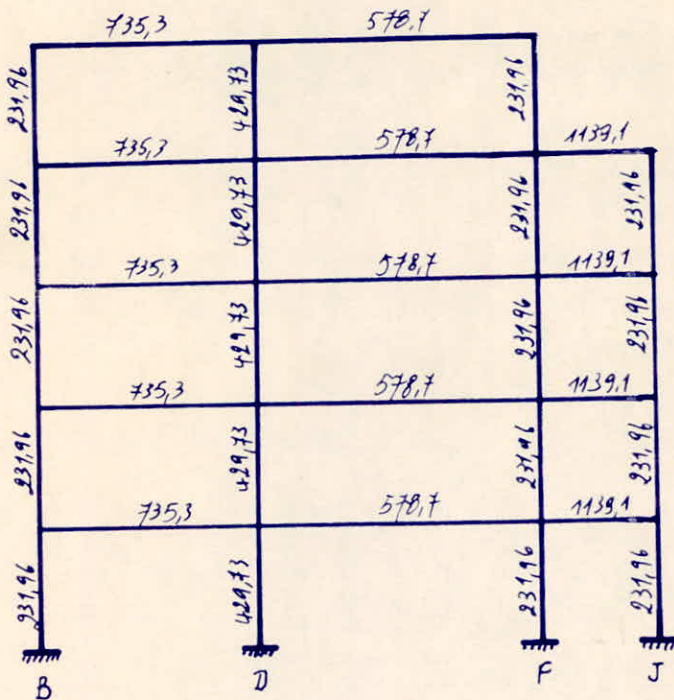
Niv	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j K_p$	D_j	R_j
5:4:	C	5,28	0,73	231,96	169,33	589,13	31848,37
	D	4,2	0,68	429,73	292,22		
	F	2,49	0,55	231,96	127,58		
1:	C		0,79	231,96	183,25	665,25	35963,42
	D		0,76	429,73	326,59		
	F		0,67	231,96	155,47		

* portique "2-2" :-



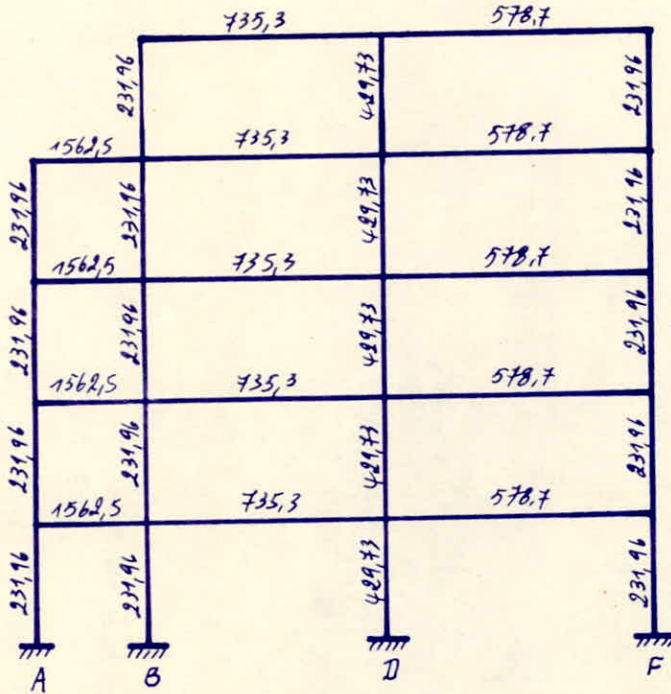
Niv	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j \cdot K_p$	D_j	R_j
5:4:	B	3,17	0,61	231,96	141,5	803,56	43440,45
	D	3,68	0,65	429,73	279,32		
	E	11,57	0,85	231,96	197,17		
3:2:	F	7,92	0,8	231,96	185,57		
	B	3,17	0,71	231,96	164,69	886,3	47913,38
D	3,68	0,74	429,73	318,0			
E	11,57	0,89	231,96	266,44			
F	7,92	0,85	231,96	197,17			

* portiques "3-3" et "A-A" :-



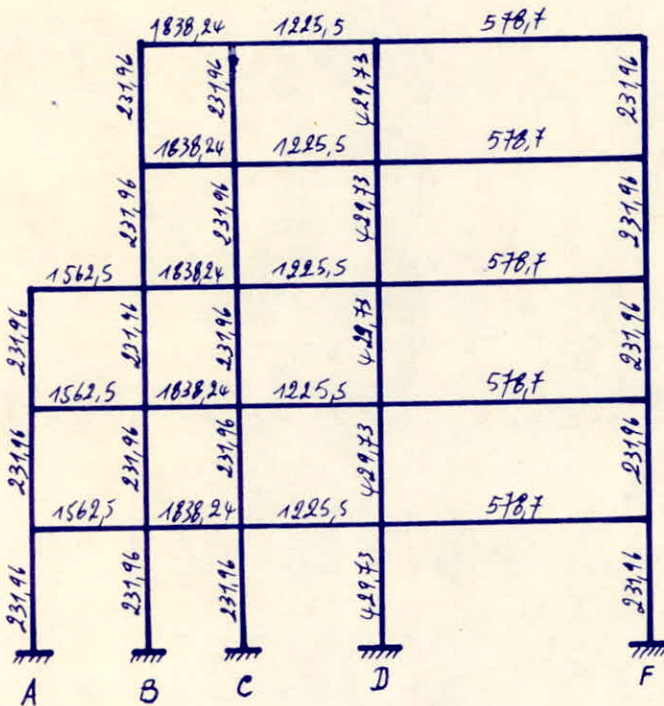
Niv	pot	\bar{K}	a_j	K_p	$a_j \cdot K_p$	D_j	R_j
5:	B	3,17	0,61	231,96	141,5	564,03	30491,46
	D	3,06	0,6	429,73	257,84		
	F	4,95	0,71	231,96	164,69		
4: 3: et 2:							
	B	3,17	0,61	231,96	141,5	747,28	40397,96
	D	3,06	0,6	429,73	257,84		
	F	7,41	0,79	231,96	183,25		
J	4,91	0,71	231,96	164,69			
1:	B	3,17	0,71	231,96	164,69	841,3	45480,68
	D	3,06	0,7	429,73	308,63		
	F	7,41	0,84	231,96	194,85		
	J	4,91	0,78	231,96	180,93		

* portiques "5-5" et "6-6" :-



Niv	pot	\bar{k}	a_j	K_p	$a_j \cdot K_p$	D_j	R_j
5°	B	6,54	0,77	231,96	178,61	566,35	30616,88
	D	3,06	0,6	429,73	257,84		
	F	2,5	0,56	231,96	129,9		
4°	A	6,74	0,77	231,96	178,61	759,88	41025,1
	B	9,91	0,83	231,96	192,53		
	D	3,06	0,6	429,73	257,84		
et 2°	F	2,5	0,56	231,96	129,9	850,56	45981,27
	A	6,74	0,83	231,96	192,53		
	B	9,91	0,87	231,96	201,81		
1°	D	3,06	0,7	429,73	309,81	155,41	
	F	2,5	0,67	231,96	155,41		

* portique "7-7" :-



Niv	pot	\bar{k}	a_j	K_p	$a_j \cdot K_p$	D_j	R_j		
5°	B	7,92	0,8	231,96	185,57	809,5	43761,57		
	C	13,21	0,87	231,96	201,81				
	D	4,2	0,68	429,73	292,22				
	F	2,5	0,56	231,96	129,9				
4°	B	11,3	0,85	231,96	197,77	821,1	44388,67		
	C	13,21	0,87	231,96	201,81				
	D	4,2	0,68	429,73	292,22				
	F	2,5	0,56	231,96	129,9				
3°	A	6,74	0,77	231,96	178,61	1006,66	54420,04		
	B	14,06	0,88	231,96	204,12				
	C	13,21	0,87	231,96	201,81				
	D	4,2	0,68	429,73	292,22				
et 2°	F	2,5	0,56	231,96	129,9	1094,37	59161,64		
	A	6,74	0,83	231,96	192,53				
	B	14,06	0,91	231,96	211,08				
	C	13,21	0,9	231,96	208,76				
1°	D	4,2	0,76	429,73	326,59	155,41			
	F	2,5	0,67	231,96	155,41				

Détermination du centre de masse et du centre de torsion :-

a) Centre de masse :-

Comme on a une répartition presque uniforme de la masse sur la surface, donc les coordonnées du centre de masse sont données par les formules suivantes par rapport un repère (xoy) déterminé :-

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^m S_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^m S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^m S_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^m S_i}$$

NIVEAU	5 ^e	4 ^e	3 ^e , 2 ^e et 1 ^e
X _G (m)	11,2	11,2	11,223
Y _G (m)	6,825	6,825	7,096

b) Centre de torsion :-

par rapport au repère (xoy) ; les coordonnées du centre de torsion de l'étage (j) seront données par la formule du barycentre :-

$$X_{C_j} = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)} \cdot x_j^{(t)}}{R_{jy}^{(t)}} \quad ; \quad Y_{C_j} = \frac{\sum_{x=1}^m R_{jx}^{(x)} \cdot y_j^{(x)}}{R_{jx}^{(x)}}$$

avec :

l : sens longitudinal ; t : sens transversal

$$R_{jy}^{(t)} = \sum_{x=1}^m R_{jy}^{(t)} \quad ; \quad R_{jx}^{(x)} = \sum_{t=1}^k R_{jx}^{(x)}$$

qui sont respectivement les rigidités relatives de l'étage (j) dans les sens transversal et longitudinal.

b-1) Calcul de la rigidité relative de l'étage (j) :-

- sens longitudinal $\rightarrow R_{jx} = \sum_{x=A,B,C,D,E,F,J} R_{jx}^{(x)}$ (en kg/cm)

- sens transversal $\rightarrow R_{jy} = \sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)}$ (en kg/cm)

NIV	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e
R _{jx}	229894,5	257231,54	264504,23	264504,23	316360,73
R _{jy}	271666,09	312922,63	322954	322954	360727,24

b-2) calcul de $\sum R_{jy} \cdot x_j$ et $\sum R_{jx} \cdot y_j$:-

les résultats sont données dans des tableaux :-

• portiques transversaux :-

Niv	port	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7	8-8	$\sum R_{jv} \cdot X_j^{(t)}$
5 ^e	X _j	0,0	3,2	6,4	9,6	12,8	16,0	19,2	22,4	3062264,58
	R _{jv}	30399,02	43440,45	30491,46	30491,46	30616,88	30616,88	43761,57	31848,37	
4 ^e	X _j	0,0	3,2	6,4	9,6	12,8	16,0	19,2	22,4	3532565,38
	R _{jv}	30399,02	43440,45	40397,96	40397,96	41025,1	41025,1	44388,67	31848,37	
3 ^e	X _j	0,0	3,2	6,4	9,6	12,8	16,0	19,2	22,4	3725167,94
	R _{jv}	30399,02	43440,45	40397,96	40397,96	41025,1	41025,1	54420,04	31848,37	
1 ^e	X _j	0,0	3,2	6,4	9,6	12,8	16,0	19,2	22,4	4146758,37
	R _{jv}	34764,9	47913,38	45480,68	45480,68	45981,27	45981,27	59161,64	35963,42	

• portiques longitudinaux :-

Niv	port	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	F-F	J-J	$\sum R_{jx} \cdot Y_j$
5 ^e	Y _j	13,65	11,65	9,95	7,4	3,7	2,00	0,0	1622193,65
	R _{jx}	/	55676,4	13041,43	92458,82	13041,43	55676,4	/	
4 ^e	Y _j	13,65	11,65	9,95	7,4	3,7	2,00	0,0	1817329
	R _{jx}	14295,63	55676,4	13041,43	92458,82	13041,43	55676,4	13041,43	
3 ^e	Y _j	13,65	11,65	9,95	7,4	3,7	2,00	0,0	1916601,22
	R _{jx}	21568,32	55676,4	13041,43	92458,82	13041,43	55676,4	13041,43	
1 ^e	Y _j	13,65	11,65	9,95	7,4	3,7	2,00	0,0	2290460,62
	R _{jx}	25580,65	63701,6	16050,41	115225,65	16050,41	63701,6	16050,41	

b.3/ Coordonnées du centre de torsion :-

Niv	5 ^e	4 ^e	3 ^e et 2 ^e	1 ^e
X _c (m)	11,27	11,29	11,53	11,5
Y _c (m)	7,06	7,06	7,25	7,24

* Calcul des excentricités entre c et G :-

NIV	X _G	X _C	e _x = X _G - X _C	Y _G	Y _C	e _y = Y _G - Y _C
5 ^e	11,2	11,27	0,07	6,825	7,06	0,235
4 ^e	11,2	11,29	0,09	6,825	7,06	0,235
3 ^e et 2 ^e	11,223	11,53	0,307	7,096	7,25	0,154
1 ^e	11,223	11,5	0,277	7,096	7,24	0,144

D'après le (R.P.A) on a chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :-

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (excentricité accidentelle).
- excentricité théorique résultant du calcul.

$$\max(5\% l_x, 5\% l_y) = 5\% l_x = \frac{5 \cdot l_x}{100} = \frac{5 \cdot 22,7}{100} = 1,135 \text{ m}$$

donc on prend pour tous les niveaux les excentricités suivantes :-

$$e_x = e_y = 1,135 \text{ m} = 113,5 \text{ cm.}$$

* Calcul des coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion :-

par rapport un repère (oxy) qui a comme origine le centre de torsion "c"
les coordonnées des portiques sont :-

- portiques transversaux :-

NIV	port								
	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7	8-8	
5 ^e	-11,27	-8,07	-4,87	-1,67	1,53	4,73	7,93	11,13	
4 ^e	-11,29	-8,09	-4,89	-1,69	1,51	4,71	7,91	11,11	
3 ^e et 2 ^e	-11,53	-8,33	-5,13	-1,93	1,27	4,47	7,67	10,87	
1 ^e	-11,5	-8,3	-5,1	-1,9	1,3	4,5	7,7	10,9	

- portiques longitudinaux :-

Niv	Port							
	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	F-F	J-J	
5 ^e	/	4,59	2,89	0,34	-3,36	-5,06	/	
4 ^e	6,59	4,59	2,89	0,34	-3,36	-5,06	-7,06	
3 ^e et 2 ^e	6,4	4,4	2,7	0,15	-3,55	-5,25	-7,25	
1 ^e	6,41	4,41	2,71	0,16	-3,54	-5,24	-7,24	

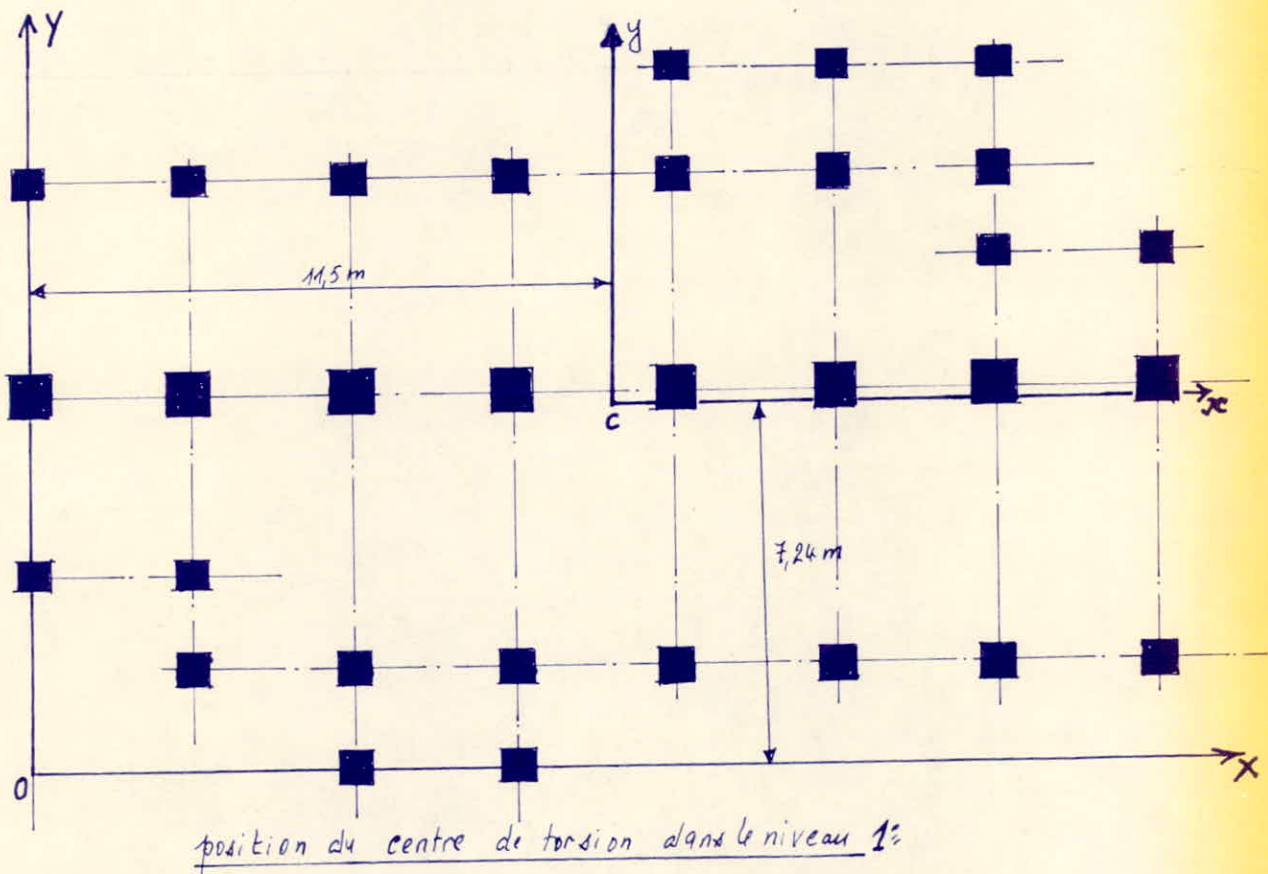
* Calcul de la rigidité à la torsion ($R_{j\theta}$) :-

la rigidité à la torsion de l'étage (j) est donnée par la formule suivante :-

$$R_{j\theta} = \sum_{k=1}^8 R_{jY}^{(k)} [x_j^{(k)}]^2 + \sum_{l=A, B, C, D, E, F, J} R_{jX}^{(l)} [y_j^{(l)}]^2$$

où : x_j et y_j sont les coordonnées des portiques par rapport au repère (oxy)

NIV	5 ^e	4 ^e	3 ^e et 2 ^e	1 ^e
$R_{j\theta} (\text{kg cm}^2)$	$17,8 \cdot 10^{10}$	$19,65 \cdot 10^{10}$	$20,56 \cdot 10^{10}$	$23,24 \cdot 10^{10}$



ETUDE AU SEISME

* Généralités :-

- Le séisme par ses secousses engendre dans les constructions des accélérations particulières atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
De ces accélérations résultent des forces pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.
- Une grande partie de l'ALGERIE est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques; l'intensité de ses secousses est suffisante pour causer d'importants dégâts aux constructions. A moins que celles-ci soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces efforts.
- Voici par ailleurs quelques recommandations de conception générale de bâtiments :-
 - Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments, ainsi que le rapport de sa hauteur avec sa largeur.
 - Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie et les éléments de construction mal liés à l'ossature.
 - Prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvements dus au séisme.
 - Prévoir si possible un solus-sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la construction dans le sol.
 - Éviter les ouvertures de très grandes dimensions.
 - Abaisser le plus possible le c. d. g de la construction.
 - Réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition d'armatures
 - Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.
 - Dans les poteaux les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisés sans crochets.
 - Assurer l'indeformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.

* Règlement suivi :-

Depuis le séisme d'El-ASNAM le 10 octobre 1980, le C.T.C a élaboré un règlement parasismique Algérien (R.P.A B1), rendant les conditions de sécurité plus strictes, donc le règlement suivi est: (R.P.A B1)

* Principe de calcul :-

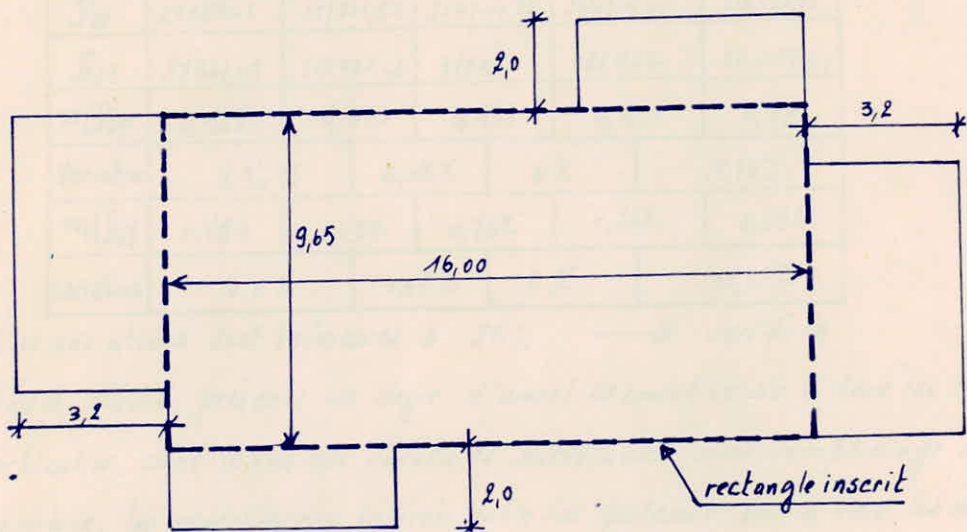
On va faire un calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels, des sollicitations statiques basées ^{Aur} sur des coefficients (A, B, D, Q). Ces sollicitations sont considérées être équivalentes à celles des efforts sismiques.

Ce calcul n'est valable que si les conditions suivantes sont vérifiées (R.P.A Art. 3-2-1-1) :-

1- le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur au plus égale à 45 m en Zone (II) :-

la hauteur de notre bâtiment (y compris l'acrotère) $h = 15,2 \text{ m}$ → vérifiée

2- la forme du bâtiment étudié est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ou en retrait ne dépassent pas 25% des dimensions du rectangle inscrit de référence dans le sens considéré.



$$2 < 9,65/4 = 2,42 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$3,2 < 16/4 = 4 \rightarrow \text{vérifiée}$$

3- Dans le cas des décrochements en élévation, la variation des dimensions dans les deux directions ne dépasse pas 25% entre deux niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante → vérifiée

* Détermination des charges somises à l'action sismique :-

les charges sont supposées concentrées au niveau des plancher, la charge sismique est : $W = G + P/5$

G : poids propre (charge permanente)

$P/5$: poids des équipements fixes (lits, armoires, ...)

• Niveau (5) : surface du plancher terrasse $S = 205,28 \text{ m}^2$

- Acrotère $0,12 \cdot 0,65 \cdot 82,2 \cdot 2,5 = 16,02 \text{ t}$
 - plancher terrasse $0,551 \cdot 205,28 = 113,11 \text{ t}$
 - poutres transversales $(6 \cdot 9,65 + 7,95 \cdot 2) \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 27,675 \text{ t}$
 - poutres longitudinales $22,4 \cdot 3 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 2,5 = 20,16 \text{ t}$
 - $\frac{1}{2}$ poteaux (8 poteaux "35x35" + 18 poteaux "30x30") :-
 $2,91 \cdot 0,5 \cdot 2,5 (8 \cdot 0,35 \cdot 0,35 + 18 \cdot 0,3 \cdot 0,3) = 9,46 \text{ t}$
 - $\frac{1}{2}$ Murs extérieurs $0,5 \cdot 0,253 (22,4 \cdot 2 + 9,65 \cdot 2) \cdot 2,65 = 24,49 \text{ t}$
- $G = 207,92 \text{ t}$
- $\frac{1}{5} P$ $205,28 \cdot 0,1 \cdot 0,2 = 4,11 \text{ t}$

$W = 212,1 \text{ t}$

• Niveau (4) : surface du plancher $S : 200,8 \text{ m}^2$

- poids du plancher $200,8 \cdot 0,492 = 98,8 \text{ t}$
 - poutres transversales $(2 \cdot 9,65 + 4 \cdot 11,65 + 2 \cdot 7,95) \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 30,675 \text{ t}$
 - poutres longitudinales $(3 \cdot 22,4 + 2 \cdot 3,2) \cdot 0,3 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 22,08 \text{ t}$
 - poteaux $= 19,682 \text{ t}$
 - Murs extérieurs $= 42,98 \text{ t}$
 - Murs (terrasse) $= 3,53 \text{ t}$
 - Escalier $= 4,85 \text{ t}$
- $G = 222,6 \text{ t}$
- $\frac{1}{5} P$ $200,8 \cdot 0,115 \cdot 0,2 = 7,028 \text{ t}$

$W = 229,63 \text{ t}$

• Niveaux: (3^e), (2^e) et (1^e)

Surface du plancher $S = 211,68 \text{ m}^2$

- poids du plancher $0,492 \cdot 211,68 = 104,15 \text{ t}$
 - poutres transversales $= 32,475 \text{ t}$
 - poutres longitudinales $= 24,0 \text{ t}$
 - poteaux $= 20,94 \text{ t}$
 - murs extérieurs $= 42,98 \text{ t}$
 - Murs (des terrasses) $= 4,5 \text{ t}$
 - Escaliers $= 9,7 \text{ t}$
-
- $G = 238,75 \text{ t}$
- $1/5 P$ $211,68 \cdot 0,175 \cdot 0,2 = 7,41 \text{ t}$

$W = 246,16 \text{ t}$

⊗ Calcul des forces sismiques :-

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

Pour ce calcul, on a l'intensité de la force horizontale totale qui est donnée par la formule de (R.P.A 81 - Art 3.3.1) :- $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

- V : force horizontale totale

- A : coefficient d'accélération des Zones, il dépend du groupe d'usage de la structure et de la Zone sismique.

pour notre cas (groupe d'usage "2"; Zone II) $\rightarrow A = 0,15$ (R.P.A - Tab 1)

- D : facteur d'amplification dynamique, la valeur de D sera déterminée d'après le type du sol en fonction de la période T du bâtiment à partir du graphe de (R.P.A 81, P: 37)

• Détermination de la période T :-

D'après le R.P.A 81, la valeur de T pour les bâtiments dans lesquels le système de contreventement est une ossature autostable capable de reprendre à 100% les forces horizontales, peut être déterminée par la formule :-

$$T = 0,1 N \quad , \quad \text{avec } N: \text{ nombre d'étage du bâtiment}$$

pour notre cas $N = 0,5 \Rightarrow T = 0,1 \cdot 0,5 = 0,05 \text{ s.}, e$

$$(T = 0,05, \text{ sol meuble}) \rightarrow D = 2,0$$

- B : facteur de comportement de la structure, il dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements. les valeurs de B sont dans le tableau -2- (R.P.A 81)

$$\text{portique autostable} \rightarrow B = 1/4$$

- Q : facteur de qualité, les valeurs de Q sont données par la formule :

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

où q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non des critères de qualité q , les critères ainsi que les valeurs de P_q correspondantes sont données dans les tableaux suivants :-

• Sens longitudinal :-

q	Critères	valeur P_q	
		critère observé	critère non observé
1	Conditions minimales des files porteuses	0	0,1 *
2	Surabondance en plan	0	0,1 *
3	Symétrie en plan	0 *	0,1
4	Régularité en élévation	0	0,1 *
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,1 *
6	Contrôle de la qualité de la construction	0	0,1 *

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 = 1,5$$

• Sens transversal :-

pour ce sens on a 4 critères non observés $\Rightarrow Q = 1,4$

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

$$W = 1426,37 \text{ t}$$

* Distribution des forces latérales :-

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

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

- la force F_t concentrée au sommet est calculée à partir de la formule :-

$$F_t = 0,07 T V \quad (F_t \text{ doit être inférieure à } 0,25 V)$$

F_t peut être prise égale à zéro si $T \leq 0,75$, dans notre cas ($F_t = 0$)

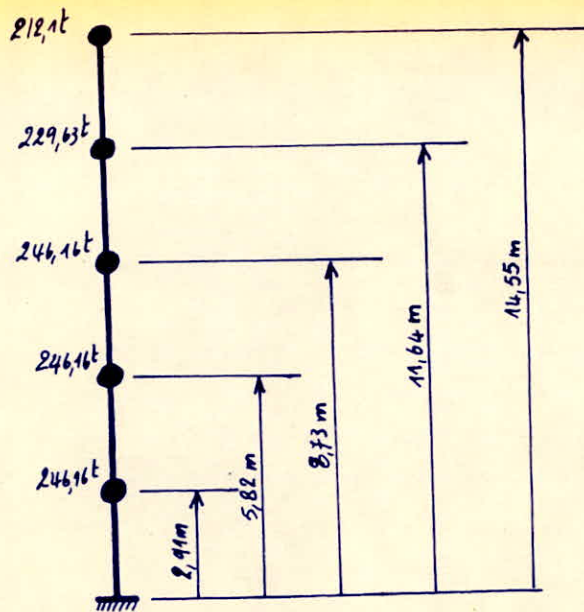
- la partie restante de l'effort horizontal V doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule suivante :

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

avec : F_k : effort horizontal au niveau k

$W_{i,k}$: partie W qui se trouve au niveau i, k respectivement

* Modélisation sous forme de console :-

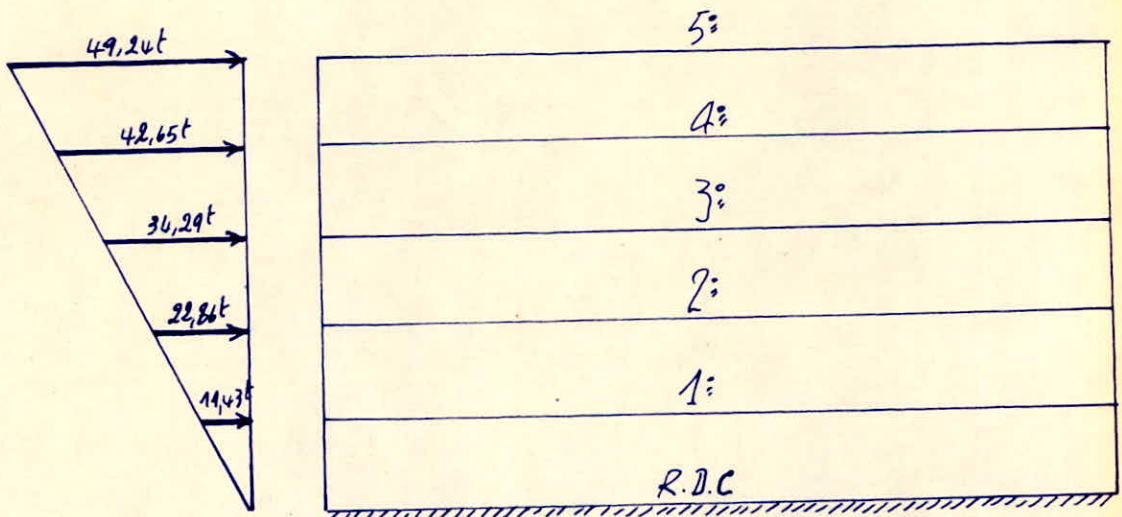


* Seisme longitudinal :-

$$V_L = 0,15 \cdot 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,5 \cdot 1426,37 = 160,47t$$

$$\sum W_i h_i = 212,1 \cdot 14,55 + 229,63 \cdot 11,64 + 246,16(2,91 + 5,82 + 8,73) = 10056,91t \cdot m$$

Niv	5:	4:	3:	2:	1:
$W_k(t)$	212,1	229,63	246,16	246,16	246,16
$h_k(m)$	14,55	11,64	8,73	5,82	2,91
$W_k \cdot h_k(t \cdot m)$	3086,1	2672,9	2148,98	1432,65	716,33
$F_k(t)$	49,24	42,65	34,29	22,86	11,43

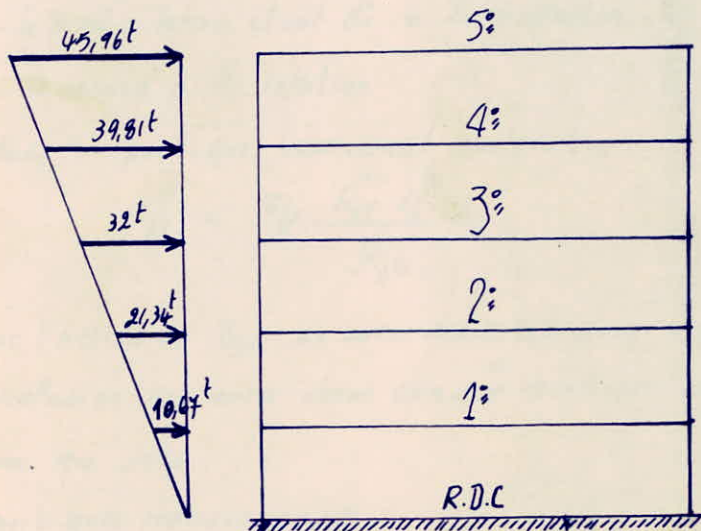


* Seisme transversal :-

$$V_f = 0,15 \cdot 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,4 \cdot 1426,37 = 149,77t$$

$$\sum W_k h_i = 10056,91 \text{ t.m}$$

Niv	5%	4%	3%	2%	1%
$W_k(t)$	212,1	229,63	246,16	246,16	246,16
$h_k(t)$	14,55	11,64	8,73	5,82	2,91
$W_k \cdot h_k(t.m)$	3086,1	2672,9	2148,98	1432,65	716,33
$F_k(t)$	45,96	39,81	32,00	21,34	10,67



* Effort tranchant d'étage "j" (E_j) :-

c'est la somme des forces agissantes au dessus du niveau j) considéré soit

$$E_j = \sum_{i=j}^n F_i \quad , \text{ pour un batiment comportant } n \text{ etages}$$

• sens longitudinal

$$E_{x5} = 49,24t$$

$$E_{x4} = 91,89t$$

$$E_{x3} = 126,18t$$

$$E_{x2} = 149,04t$$

$$E_{x1} = 160,47t$$

• sens transversal

$$E_{y5} = 45,96t$$

$$E_{y4} = 85,77t$$

$$E_{y3} = 117,77t$$

$$E_{y2} = 139,11t$$

$$E_{y1} = 149,78t$$

⊗ Détermination de l'effort de niveau (T_j) revenant à chaque portique :-

L'effort tranchant d'étage (E_j) s'applique au c.d.g de l'étage (j) c.à.d en G ,
 Comme on a une rotation de plancher autour du centre de torsion e , E_j
 appliqué en G est équivalent à E_j appliqué en e plus un couple de
 torsion M_j avec : $M_j = E_j \cdot e$

Il ou sous l'action de E_{jx} , on a un effort de niveau (j) qui sera :-

a) dans les portiques longitudinaux :-

$$T_{jx}^{(l)} = E_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)}}{R_{jx}} + E_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(l)} \cdot y_i^{(l)}}{R_{j\theta}} \cdot e_y$$

- le premier terme étant dû à la translation
- le second à la rotation

b) dans un portique transversal quelconque :-

$$T_{jy}^{(t)} = E_{jx} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)} \cdot x_i^{(t)}}{R_{j\theta}} \cdot e_y$$

pour l'action de E_{jy} , on aura des expressions analogues

- En conclusion on aura dans chaque portique un effort tranchant de
 niveau qui sera :

~ portiques transversaux :-

$$T_{jy} = E_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + E_{jy} \cdot \frac{R_{jy} \cdot x_j \cdot e_x}{R_{j\theta}} + E_{jx} \cdot \frac{R_{jy} \cdot e_y \cdot x_j}{R_{j\theta}}$$

~ portiques longitudinaux :-

$$T_{jx} = E_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + E_{jx} \cdot \frac{R_{jx} \cdot y_i \cdot e_y}{R_{j\theta}} + E_{jy} \cdot \frac{R_{jx} \cdot y_j \cdot e_x}{R_{j\theta}}$$

⊗ Calcul du déplacement relatif (δ_j)

le déplacement relatif (δ_j) d'un étage est donné par :

$$\delta_j = T_j / R_j$$

les valeurs de T_j et de δ_j sont données dans les tableaux qui suivent.

• portiques transversaux :-

NIV	G_j (t)	R_{jy} (kg/cm)	R_{j0} (kg/cm)	G_j (t)	portiques	R_{jy} (kg/cm)	X_j (cm)	$G_j \cdot R_{jy} / R_{j0}$	$G_j \cdot R_{jy} \cdot X_j / R_{j0}$	$G_j \cdot R_{jy} \cdot X_j^2 / R_{j0}$	$T_j = 2T_j$	$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$
5 ^e	42,24	271666,09	17,82 · 10 ¹⁰	45,96	1	30399,02	-1127	5,143	-1,003	-1,074	5,143	0,17
					2	43440,45	-807	7,349	-1,026	-1,099	7,349	0,17
					3	30491,46	-487	5,158	-0,435	-0,466	5,158	0,17
					4	30491,46	-167	5,158	-0,149	-0,16	5,158	0,17
					5	30616,88	453	5,18	+0,137	+0,147	5,464	0,18
					6	30616,88	473	5,18	+0,424	+0,454	6,058	0,20
					7	43761,57	793	7,404	+1,016	+1,088	9,508	0,22
					8	31848,37	1193	5,388	+1,038	+1,112	7,538	0,24
4 ^e	91,89	312922,63	19,65 · 10 ¹⁰	85,77	1	30399,02	-1129	8,332	-1,7	-1,822	8,332	0,27
					2	43440,45	-809	11,907	-1,741	-1,865	11,907	0,27
					3	40397,96	-489	11,073	-0,979	-1,049	11,073	0,27
					4	40397,96	-169	11,073	-0,338	-0,362	11,073	0,27
					5	41025,1	151	11,245	0,307	0,329	11,881	0,29
					6	41025,1	471	11,245	0,957	1,026	13,228	0,32
					7	44388,67	791	12,167	1,739	1,864	15,77	0,36
					8	31848,37	1111	8,729	1,735	1,878	12,36	0,39
3 ^e	126,18	322954,0	20,56 · 10 ¹⁰	117,77	1	30399,02	-1153	11,086	-2,279	-2,441	11,086	0,36
					2	43440,45	-833	15,841	-2,353	-2,521	15,841	0,36
					3	40397,96	-513	14,732	-0,947	-1,044	14,732	0,36
					4	40397,96	-193	14,732	-0,507	-0,543	14,732	0,36
					5	41025,1	+127	14,96	0,339	0,363	15,662	0,38
					6	41025,1	447	14,96	1,192	1,277	17,429	0,42
					7	54420,04	767	19,845	2,714	2,907	25,466	0,47
					8	31848,37	1087	11,674	2,251	2,411	16,276	0,51
2 ^e	142,04	322954,0	20,56 · 10 ¹⁰	139,11	1	30399,02	-1153	13,094	-2,692	-2,884	13,094	0,43
					2	43440,45	-833	18,712	-2,779	-2,977	18,712	0,43
					3	40397,96	-513	17,401	-1,592	-1,765	17,401	0,43
					4	40397,96	-193	17,401	-0,599	-0,641	17,401	0,43
					5	41025,1	127	17,671	0,400	0,429	18,60	0,45
					6	41025,1	447	17,671	1,408	1,509	20,588	0,5
					7	54420,04	767	23,441	3,205	3,434	30,08	0,55
					8	31848,37	1087	13,718	2,659	2,848	19,225	0,6
1 ^e	160,47	360727,24	23,24 · 10 ¹⁰	149,78	1	34764,9	-1150	14,435	-2,925	-3,133	14,35	0,42
					2	47913,38	-830	19,894	-2,409	-3,117	19,894	0,42
					3	45480,68	-510	18,884	-1,697	-1,818	18,884	0,42
					4	45480,68	-190	18,884	-0,632	-0,677	18,884	0,42
					5	45981,27	130	19,092	+0,437	0,468	19,947	0,43
					6	45981,27	450	19,092	1,514	1,622	22,228	0,48
					7	59161,64	770	24,565	3,332	3,57	31,467	0,57
					8	35913,42	1090	14,993	2,867	3,072	20,872	0,58

• portiques longitudinaux :-

NIV	$R_{jx}(kg/cm)$	$R_{jo}(kg/cm)$	$S_{jy}(t)$	$S_{jx}(t)$	portiques	$R_{jx}(kg/cm)$	$S_{jy}(cm)$	$\frac{S_{jx} \cdot R_{jx}}{S_{jy}}$	$\frac{S_{jx} \cdot R_{jx} \cdot S_{jy}}{S_{jo}}$	$\frac{S_{jx} \cdot R_{jx} \cdot S_{jy}}{S_{jo}}$	$T_{jx} = \frac{T_{jx}}{t}$	$\frac{S_{jx} \cdot T_{jx}}{S_{jy}}$
5 ^o	22989,5	$17,82 \cdot 10^{10}$	45,96	49,24	B	55676,4	+459	11,925	0,801	0,748	13,474	0,24
					C	13041,43	+289	2,793	0,118	0,11	3,021	0,23
					D	92458,82	+34	19,803	0,099	0,092	19,994	0,22
					E	13041,43	-336	2,793	-0,137	-0,128	2,793	0,21
					F	55676,4	-506	11,925	-0,884	-0,825	11,925	0,21
					A	14295,62	659	5,107	0,5	0,467	6,074	0,42
4 ^o	257231,54	$19,65 \cdot 10^{10}$	85,77	91,89	B	55676,4	459	19,889	1,356	1,266	22,511	0,4
					C	13041,43	289	4,659	0,2	0,187	5,046	0,39
					D	92458,82	34	33,029	0,167	0,156	33,352	0,36
					E	13041,43	-336	19,889	-0,233	-0,217	4,659	0,36
					F	55676,4	-506	4,659	-1,495	-1,396	19,889	0,36
					J	13041,43	-706	4,659	-0,489	-0,456	4,659	0,36
					A	24568,32	640	10,289	0,962	0,897	12,148	0,56
3 ^o	264504,23	$20,56 \cdot 10^{10}$	117,77	126,18	B	55676,4	440	26,56	1,706	1,593	29,859	0,54
					C	13041,43	270	6,221	0,245	0,229	6,695	0,51
					D	92458,82	15	44,107	0,097	0,09	44,294	0,48
					E	13041,43	-355	6,221	-0,322	-0,301	6,221	0,48
					F	55676,4	-525	26,56	-2,036	-1,9	26,56	0,48
					J	13041,43	-725	6,221	-0,659	-0,615	6,221	0,48
					A	24568,32	640	12,153	1,136	1,06	14,349	0,67
2 ^o	264504,23	$20,56 \cdot 10^{10}$	139,11	149,04	B	55676,4	440	31,372	2,016	1,881	35,269	0,63
					C	13041,43	270	7,348	0,29	0,27	7,908	0,61
					D	92458,82	15	52,098	0,114	0,107	52,319	0,57
					E	13041,43	-355	7,348	-0,381	-0,356	7,348	0,56
					F	55676,4	-525	31,372	-2,405	-2,245	31,372	0,56
					J	13041,43	-725	7,348	-0,778	-0,726	7,348	0,56
					A	24568,32	640	12,153	1,136	1,06	14,349	0,67
1 ^o	316360,73	$23,24 \cdot 10^{10}$	149,78	160,47	B	63701,6	441	32,312	2,202	2,055	36,569	0,57
					C	16050,41	271	8,141	0,341	0,318	8,8	0,55
					D	115225,65	16	58,447	0,144	0,135	58,726	0,51
					E	16050,41	-354	8,141	-0,445	-0,416	8,141	0,51
					F	63701,6	-524	32,312	-2,616	-2,442	32,312	0,51
					J	16050,41	-724	8,141	-0,911	-0,85	8,141	0,51
					A	24568,32	640	12,153	1,136	1,06	14,349	0,67
					A	25580,65	641	12,975	1,285	1,199	15,459	0,6

⊗ Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau :-

On prend les portiques les plus sollicités soit :-

- portiques longitudinaux :- "B-B" et "D-D"
- portiques transversaux :- "3-3", "7-7" et "8-8"

On a déjà calculé le déplacement relatif de niveau (Δ_j) pour chaque portique, mais comme les poteaux d'un même niveau doivent avoir le même déplacement donc si on a (m) poteaux par niveau on aura :-

$$\Delta_j^{(1)} = \Delta_j^{(2)} = \dots = \Delta_j^{(i)} = \dots = \Delta_j^{(m)}$$

$$\text{D'où : } \frac{x_j^{(1)}}{r_j^{(1)}} = \frac{x_j^{(2)}}{r_j^{(2)}} = \dots = \frac{x_j^{(i)}}{r_j^{(i)}} = \dots = \frac{x_j^{(m)}}{r_j^{(m)}}$$

avec : $x_j^{(i)}$: part de l'effort tranchant revenant au poteau (i) du niveau (j)
 $r_j^{(i)}$: rigidité corrigée du poteau (i) du niveau (j)

$$\text{donc on a : } x_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} T_j = \frac{r_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^m r_j^{(i)}} T_j$$

$$\text{or : } r_j^{(i)} = \frac{12 E}{h_j^3} \cdot a_j^{(i)} \cdot I_j^{(i)} \quad \text{avec } h_j = \text{cote}$$

$$\Rightarrow \boxed{x_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} I_j^{(i)}}{\sum a_j^{(i)} I_j^{(i)}} \cdot T_j = \frac{a_j^{(i)} I_j^{(i)}}{D_j} \cdot T_j}$$

Portiques longitudinaux

D-D			Pot	1	2	3	4	5	6	7	8
Niv	T _j	D _j	a _j K _j	159	232,05	232,05	232,05	232,05	232,05	232,05	159
5°	19,994	1710,3	t _j	1,859	2,713	2,713	2,713	2,713	2,713	2,713	1,859
4°	33,352	1710,3	a _j K _j	159	232,05	232,05	232,05	232,05	232,05	232,05	159
			t _j	3,101	4,525	4,525	4,525	4,525	4,525	4,525	3,101
3°	44,294	1710,3	a _j K _j	159	232,05	232,05	232,05	232,05	232,05	232,05	159
			t _j	4,118	6,01	6,01	6,01	6,01	6,01	6,01	4,118
2°	52,319	1710,3	a _j K _j	159	232,05	232,05	232,05	232,05	232,05	232,05	159
			t _j	4,864	7,099	7,099	7,099	7,099	7,099	7,099	4,864
1°	58,726	2131,44	a _j K _j	227,76	279,32	279,32	279,32	279,32	279,32	279,32	227,76
			t _j	6,275	7,696	7,696	7,696	7,696	7,696	7,696	6,275

B-B			Pot	1	2	3	4	5	6	7
Niv	T _j	D _j	a _j K _j	120,62	157,73	157,73	157,73	157,73	157,73	120,62
5°	13,474	1029,9	t _j	1,578	2,064	2,064	2,064	2,064	2,064	1,578
4°	22,511	1029,9	a _j K _j	120,62	157,73	157,73	157,73	157,73	157,73	120,62
			t _j	2,636	3,448	3,448	3,448	3,448	3,448	2,636
3°	29,859	1029,9	a _j K _j	120,62	157,73	157,73	157,73	157,73	157,73	120,62
			t _j	3,497	4,573	4,573	4,573	4,573	4,573	3,497
2°	35,269	1029,9	a _j K _j	120,62	157,73	157,73	157,73	157,73	157,73	120,62
			t _j	4,131	5,401	5,401	5,401	5,401	5,401	4,131
1°	36,569	1178,35	a _j K _j	148,45	176,29	176,29	176,29	176,29	176,29	148,45
			t _j	4,607	5,471	5,471	5,471	5,471	5,471	4,607

Portiques longitudinaux

portique A-A

			Pot	5	6	7
Niv	Tj	Dj	ajKj	/	/	/
5°	/	/	tj	/	/	/
4°	6,074	264,44	ajKj	120,62	143,82	/
			tj	2,771	3,303	/
3°	12,148	398,97	ajKj	120,62	157,73	120,62
			tj	3,673	4,803	3,673
2°	14,349	398,97	ajKj	120,62	157,73	120,62
			tj	4,338	5,673	4,338
1°	15,459	473,19	ajKj	148,45	176,29	148,45
			tj	4,85	5,759	4,85

portique C-C

			Pot	7	8	/
Niv	Tj	Dj	ajKj	120,62	120,62	/
5°	3,051	241,24	tj	1,511	1,511	/
4°	5,046	241,24	ajKj	120,62	120,62	/
			tj	2,523	2,523	/
3°	6,695	241,24	ajKj	120,62	120,62	/
			tj	3,348	3,348	/
2°	7,908	241,24	ajKj	120,62	120,62	/
			tj	3,954	3,954	/
1°	8,8	296,9	ajKj	148,45	148,45	/
			tj	4,4	4,4	/

Portiques transversaux

portique 7-7

			Pot	A	B	C	D	F
Niv	Tj	Dj	ajKj	/	185,57	201,81	292,22	129,9
5	9,508	809,5	tj	/	2,18	2,37	3,432	1,526
4	15,77	821,1	ajKj	/	197,17	201,81	292,22	129,9
			tj	/	3,787	3,876	5,612	2,495
3	25,466	1006,66	ajKj	178,61	204,12	201,81	292,22	129,9
			tj	4,518	5,164	5,105	7,392	3,286
2	30,08	1006,66	ajKj	178,61	204,12	201,81	292,22	129,9
			tj	5,337	6,099	6,03	8,732	3,882
1	31,467	1094,37	ajKj	192,53	211,08	208,76	326,59	155,41
			tj	5,536	6,069	6,003	9,391	4,469

portiques 5-5 6-6

			Pot	A	B	D	F
Niv	Tj	Dj	ajKj	/	178,61	257,84	129,9
5	6,058	566,35	tj	/	1,911	2,758	1,389
4	13,228	758,88	ajKj	178,61	192,53	257,84	129,9
			tj	3,113	3,356	4,494	2,264
3	17,429	758,88	ajKj	178,61	192,83	257,84	129,9
			tj	4,102	4,422	5,922	2,983
2	20,588	758,88	ajKj	178,61	192,53	257,84	129,9
			tj	4,846	5,223	6,995	3,524
1	22,228	850,56	ajKj	192,53	201,81	300,81	155,41
			tj	5,031	5,274	7,861	4,061

Portiques transversaux

portique 1-1

			Pot	B	D	E
Niv	Tj	Dj	$a_j K_j$	141,5	279,32	141,5
5°	5,143	562,32	t_j	1,294	2,555	1,294
4°	8,332	562,32	$a_j K_j$	141,5	279,32	141,5
			t_j	2,097	4,139	2,097
3°	11,086	562,32	$a_j K_j$	141,5	279,32	141,5
			t_j	2,79	5,507	2,79
2°	13,094	562,32	$a_j K_j$	141,5	279,32	141,5
			t_j	3,295	6,504	3,295
1°	14,435	643,08	$a_j K_j$	164,69	313,7	164,69
			t_j	3,697	7,042	3,697

portique 2-2

			Pot	B	D	E	F
Niv	Tj	Dj	$a_j K_j$	141,5	279,32	197,17	185,57
5°	7,349	803,56	t_j	1,294	2,555	1,803	1,697
4°	11,907	803,56	$a_j K_j$	141,5	279,32	197,17	185,57
			t_j	2,097	4,139	2,922	2,75
3°	15,841	803,56	$a_j K_j$	141,5	279,32	197,17	185,57
			t_j	2,789	5,506	3,887	3,658
2°	18,712	803,56	$a_j K_j$	141,5	279,32	197,17	185,57
			t_j	3,295	6,504	4,591	4,321
1°	19,894	886,3	$a_j K_j$	164,69	318	206,44	197,17
			t_j	3,697	7,138	4,634	4,426

portique 8-8

			Pot	C	D	F
Niv	Tj	Dj	$a_j K_j$	169,33	292,22	127,58
5°	7,538	589,13	t_j	2,167	3,739	1,632
4°	12,36	589,13	$a_j K_j$	169,33	292,22	127,58
			t_j	3,553	6,131	2,677
3°	16,276	589,13	$a_j K_j$	169,33	292,22	127,58
			t_j	4,678	8,073	3,525
2°	19,225	589,13	$a_j K_j$	169,33	292,22	127,58
			t_j	5,526	9,536	4,163
1°	20,872	665,25	$a_j K_j$	183,25	326,59	155,41
			t_j	5,749	10,247	4,876

portiques³⁻³
4-4

			Pot	B	D	F	J
Niv	Tj	Dj	$a_j K_j$	141,5	257,84	164,69	/
5°	5,158	564,03	t_j	1,294	2,358	1,506	/
4°	11,073	747,28	$a_j K_j$	141,5	257,84	183,25	164,69
			t_j	2,097	3,821	2,715	2,44
3°	14,732	747,28	$a_j K_j$	141,5	257,84	183,25	164,69
			t_j	2,79	5,083	3,613	3,247
2°	17,401	747,28	$a_j K_j$	141,5	257,84	183,25	164,69
			t_j	3,295	6,004	4,267	3,835
1°	18,884	841,3	$a_j K_j$	164,69	300,83	194,85	180,93
			t_j	3,697	6,752	4,374	4,061

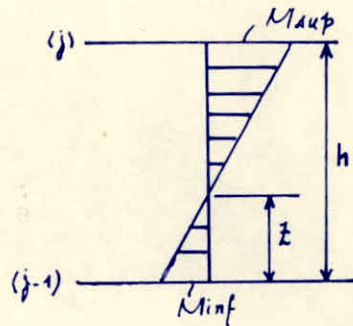
⊗ Calcul des moments dans les poteaux :-

la position du point d'inflexion est calculée en fonction des caractéristiques du portique :-

$$z = y h \quad | \quad y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

$$M_{sup} = k_j^{(i)} (h - z)$$

$$M_{inf} = k_j^{(i)} z$$



avec : - y_0 : coefficient donné par les tableaux du bulletin N°5 - C.T.C en fonction de \bar{k} , du nombre total de niveau de portique et du N° de niveau.

- y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I_p) des poutres supérieures et inférieures, il est donné par des tableaux en fonction de α_1 et de \bar{k} , $\alpha_1 = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4}$ → poutres supérieures

- y_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à l'étage supérieur, il est donné en fonction de :

$$\alpha_2 = \frac{h_0}{h} \quad (\text{pour le dernier niveau } y_2 = 0) \quad \text{et de } \bar{k}$$

- y_3 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur de l'étage inférieur adjacent, il est donné en fonction de α_3 et \bar{k} , $\alpha_3 = \frac{h_i}{h}$ ($y_3 = 0$ pour le premier niveau)

• Remarque :-

- dans notre cas $h_j = 2,91 \text{ m}$ pour tous les niveaux $\Rightarrow y_2 = y_3 = 0$
- les coefficients y_0, y_1, y_2 et y_3 sont donnés dans le bulletin du C.T.C N°5 (1980)

Portiques longitudinaux

portique: D-D

portique: B-B

Niv	Pot	$t_j(t)$	\bar{K}	γ_0	α_1	γ_1	$\gamma = \sum \gamma_i$	$\bar{z} = \gamma \cdot h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$h - \bar{z}$ (m)	M_{sup} (t.m)
5°	1	1,859	1,16	0,36	1	0	0,36	1,048	1,948	1,862	3,461
	2	2,713	2,33	0,42	"	"	0,42	1,222	3,315	1,688	4,58
	3-7	2,713	2,33	0,42	"	"	0,42	1,222	3,315	1,688	4,58
	8	1,859	1,16	0,36	"	"	0,36	1,048	1,948	1,862	3,461
4°	1	3,101	1,16	0,45	1	0	0,45	1,31	4,062	1,6	4,962
	2	4,525	2,33	0,47	"	"	0,47	1,368	6,19	1,542	6,978
	3-7	4,525	2,33	0,47	"	"	0,47	1,368	6,19	1,542	6,978
	8	3,101	1,16	0,45	"	"	0,45	1,31	4,062	1,6	4,962
3°	1	4,118	1,16	0,46	1	0	0,46	1,339	5,514	1,571	6,469
	2	6,01	2,33	0,5	"	"	0,5	1,455	8,745	1,455	8,745
	3-7	6,01	2,33	0,5	"	"	0,5	1,455	8,745	1,455	8,745
	8	4,118	1,16	0,46	"	"	0,46	1,339	5,514	1,571	6,469
2°	1	4,864	1,16	0,5	1	0	0,5	1,455	7,077	1,455	7,077
	2	7,099	2,33	0,5	"	"	0,5	1,455	10,329	1,455	10,329
	3-7	7,099	2,33	0,5	"	"	0,5	1,455	10,329	1,455	10,329
	8	4,864	1,16	0,5	"	"	0,5	1,455	7,077	1,455	7,077
1°	1	6,275	1,16	0,64	1	0	0,64	1,862	11,684	1,048	6,576
	2	7,696	2,33	0,58	1	"	0,58	1,688	12,991	1,222	9,405
	3-7	7,696	2,33	0,58	1	"	0,58	1,688	12,991	1,222	9,405
	8	6,275	1,16	0,64	1	"	0,64	1,862	11,684	1,048	6,576

Niv	Pot	$t_j(t)$	\bar{K}	γ_0	α_1	γ_1	$\gamma = \sum \gamma_i$	$\bar{z} = \gamma \cdot h$ (m)	M_{inf} (t.m)	$h - \bar{z}$ (m)	M_{sup} (t.m)
5°	1	1,578	2,16	0,41	1	0	0,41	1,193	1,883	1,717	2,709
	2	2,064	4,31	0,45	"	"	0,45	1,31	2,704	1,6	3,308
	3-6	2,064	4,31	0,45	"	"	0,45	1,31	2,704	1,6	3,308
	7	1,578	2,31	0,41	"	"	0,41	1,193	1,883	1,717	2,709
4°	1	2,636	2,16	0,46	1	0	0,46	1,339	3,53	1,571	4,141
	2	3,448	4,31	0,5	"	"	0,5	1,455	5,017	1,455	5,017
	3-6	3,448	4,31	0,5	"	"	0,5	1,455	5,017	1,455	5,017
	7	2,636	2,16	0,46	"	"	0,46	1,339	3,53	1,571	4,141
3°	1	3,497	2,16	0,5	1	0	0,5	1,455	5,088	1,455	5,088
	2	4,573	4,31	0,5	"	"	0,5	1,455	6,654	1,455	6,654
	3-6	4,573	4,31	0,5	"	"	0,5	1,455	6,654	1,455	6,654
	7	3,497	2,16	0,5	"	"	0,5	1,455	5,088	1,455	5,088
2°	1	4,131	2,16	0,5	1	0	0,5	1,455	6,011	1,455	6,011
	2	5,401	4,31	0,5	"	"	0,5	1,455	7,858	1,455	7,858
	3-6	5,401	4,31	0,5	"	"	0,5	1,455	7,858	1,455	7,858
	7	4,131	2,16	0,5	"	"	0,5	1,455	6,011	1,455	6,011
1°	1	4,607	2,16	0,59	1	0	0,59	1,717	7,91	1,193	5,496
	2	5,471	4,31	0,55	1	"	0,55	1,601	8,759	1,309	7,162
	3-6	5,471	4,31	0,55	1	"	0,55	1,601	8,759	1,309	7,162
	7	4,607	2,16	0,59	1	"	0,59	1,717	7,91	1,193	5,496

Portiques transversaux

portique: 3-3

portique: 8-8

Niv	Pot	t _j (t)	\bar{K}	γ_0	α_1	γ_1	$\gamma = \sum \gamma_i$	$\bar{z} = \gamma \cdot h$ (m)	M _{inf} (t.m)	h-z (m)	M _{sup} (t.m)
5°	B	1,294	3,17	0,45	1	0	0,45	1,31	1,695	1,6	2,07
	D	2,358	3,06	0,45	"	"	0,45	1,31	3,089	1,6	3,773
	F	1,506	4,95	0,45	"	"	0,45	1,31	1,973	1,6	2,41
4°	B	2,097	3,17	0,5	1	0	0,5	1,455	3,051	1,455	3,051
	D	3,821	3,06	0,5	"	"	0,5	1,455	5,56	1,455	5,56
	F	2,715	7,41	0,5	"	"	0,5	1,455	3,95	1,455	3,95
	J	2,44	4,91	0,5	"	"	0,5	1,455	3,55	1,455	3,55
3°	B	2,79	3,17	0,5	1	0	0,5	1,455	4,059	1,455	4,059
	D	5,083	3,06	0,5	"	"	0,5	1,455	7,396	1,455	7,396
	F	3,613	7,41	0,5	"	"	0,5	1,455	5,257	1,455	5,257
	J	3,247	4,91	0,5	"	"	0,5	1,455	4,724	1,455	4,724
2°	B	3,295	3,17	0,5	1	0	0,5	1,455	4,794	1,455	4,794
	D	6,004	3,06	0,5	"	"	0,5	1,455	8,736	1,455	8,736
	F	4,267	7,41	0,5	"	"	0,5	1,455	6,208	1,455	6,208
	J	3,835	4,91	0,5	"	"	0,5	1,455	5,58	1,455	5,58
1°	B	3,697	3,17	0,55	1	0	0,55	1,6	5,915	1,31	4,843
	D	6,752	3,06	0,55	"	"	0,55	1,6	10,803	1,31	8,845
	F	4,374	7,41	0,55	"	"	0,55	1,6	6,998	1,31	5,73
	J	4,061	4,91	0,55	"	"	0,55	1,6	6,498	1,31	5,32

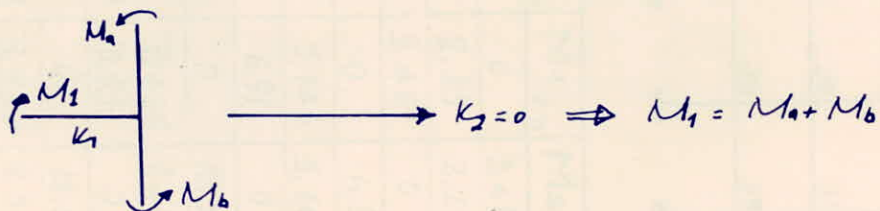
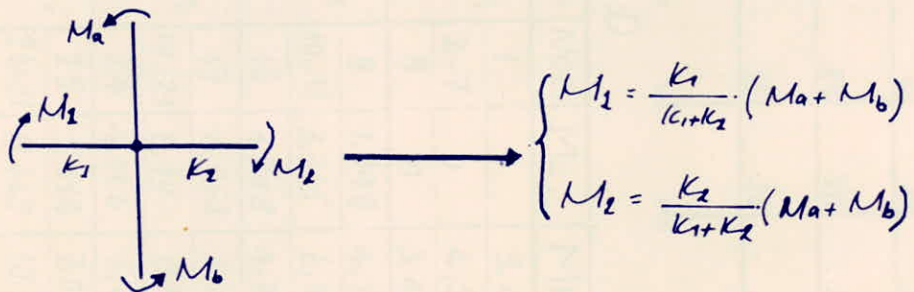
Niv	Pot	t _j (t)	\bar{K}	γ_0	α_1	γ_1	$\gamma = \sum \gamma_i$	$\bar{z} = \gamma \cdot h$ (m)	M _{inf} (t.m)	h-z (m)	M _{sup} (t.m)
5°	C	2,167	5,28	0,45	1	0	0,45	1,31	2,839	1,6	3,467
	D	3,739	4,20	0,45	"	"	0,45	1,31	4,898	1,6	5,982
	F	1,632	2,49	0,42	"	"	0,42	1,222	1,994	1,688	2,755
4°	C	3,553	5,28	0,5	1	0	0,5	1,455	5,17	1,455	5,17
	D	6,131	4,20	0,5	"	"	0,5	1,455	8,921	1,455	8,921
	F	2,677	2,49	0,47	"	"	0,47	1,368	3,662	1,542	4,128
3°	C	4,678	5,28	0,5	1	0	0,5	1,455	6,806	1,455	6,806
	D	8,073	4,20	0,5	"	"	0,5	1,455	11,746	1,455	11,746
	F	3,525	2,49	0,5	"	"	0,5	1,455	5,129	1,455	5,129
2°	C	5,526	5,28	0,5	1	0	0,5	1,455	8,04	1,455	8,04
	D	9,536	4,20	0,5	"	"	0,5	1,455	13,875	1,455	13,875
	F	4,163	2,49	0,5	"	"	0,5	1,455	6,057	1,455	6,057
1°	C	5,749	5,28	0,55	1	0	0,55	1,601	9,204	1,309	7,525
	D	10,247	4,20	0,55	"	"	0,55	1,601	16,405	1,309	13,413
	F	4,876	2,49	0,58	"	"	0,58	1,688	8,231	1,222	5,958

Portique transversal : 7-7

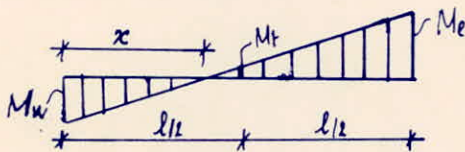
Niv	Pot	$t_j (t)$	\bar{K}	y_0	α_1	y_1	$y = \sum y_i$	$\bar{z} = y \cdot h_{(m)}$	$M_{inf} (t.m)$	$h - \bar{z}_{(m)}$	$M_{sup} (t.m)$
5°	B	2,18	7,92	0,45	1	0	0,45	1,31	2,856	1,6	3,488
	C	2,37	13,21	0,45	"	"	0,45	1,31	3,105	1,6	3,792
	D	3,432	4,20	0,45	"	"	0,45	1,31	4,496	1,6	5,491
	F	1,526	2,50	0,43	"	"	0,43	1,251	1,909	1,659	2,532
4°	B	3,787	11,30	0,50	0,54	0	0,50	1,455	5,51	1,455	5,51
	C	3,876	13,21	0,50	1	0	0,50	1,455	5,64	1,455	5,64
	D	5,612	4,20	0,50	"	"	0,50	1,455	8,165	1,455	8,165
	F	2,495	2,50	0,48	"	"	0,48	1,397	3,486	1,513	3,775
3°	A	4,518	6,74	0,50	1	0	0,50	1,455	6,574	1,455	6,574
	B	5,164	14,66	0,50	"	"	0,50	1,455	7,514	1,455	7,514
	C	5,105	13,21	0,50	"	"	0,50	1,455	7,428	1,455	7,428
	D	7,392	4,20	0,50	"	"	0,50	1,455	10,755	1,455	10,755
	F	3,286	2,50	0,50	"	"	0,50	1,455	4,781	1,455	4,781
2°	A	5,337	6,74	0,50	1	0	0,50	1,455	7,765	1,455	7,765
	B	6,099	14,66	0,50	"	"	0,50	1,455	8,874	1,455	8,874
	C	6,03	13,21	0,50	"	"	0,50	1,455	8,774	1,455	8,774
	D	8,732	4,20	0,50	"	"	0,50	1,455	12,705	1,455	12,705
	F	3,882	2,50	0,50	"	"	0,50	1,455	5,648	1,455	5,648
1°	A	5,536	6,74	0,55	1	0	0,55	1,601	8,863	1,309	7,247
	B	6,069	14,66	0,55	1	"	0,55	1,601	9,716	1,309	7,944
	C	6,003	13,21	0,55	1	"	0,55	1,601	9,611	1,309	7,858
	D	9,391	4,20	0,55	1	"	0,55	1,601	15,035	1,309	12,293
	F	4,469	2,50	0,58	1	"	0,58	1,688	7,544	1,222	5,461

⊗ 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 leurs rigidités linéaires.



- Moment en travée :-



$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_e} \Rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_e} \cdot l \quad (1)$$

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

(1) et (2) \longrightarrow
$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

- Effort tranchant :-

A partir des moments dans les poutres, on peut calculer les efforts tranchants pour une travée indépendante (fig au dessus), composons l'équation du moment :

$$M = ax + b \longrightarrow T = \frac{dM}{dx} = a$$

$$x=0 \Rightarrow b = M_w$$

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

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

- Effort normal :-

pour un nœud (i), l'effort normal dans le poteau sera :-

$$N_i = -(T_{i,e} - T_{i,w})$$

- Remarque: on a pris comme convention de signe :

$N > 0 \rightarrow$ compression, $N < 0 \rightarrow$ traction.

Portiques longitudinaux

	1	2	3	4	5	6	7	8
9	10	11	12	13	14	15	16	
17	18	19	20	21	22	23	24	
25	26	27	28	29	30	31	32	
33	34	35	36	37	38	39	40	

D.D

	1	2	3	4	5	6	7
8	9	10	11	12	13	14	
15	16	17	18	19	20	21	
22	23	24	25	26	27	28	
29	30	31	32	33	34	35	

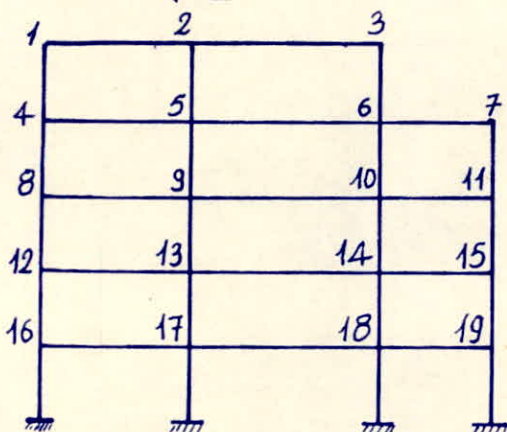
B.B

Niv	Noeu	Ma _{cm}	Mb _{cm}	M1 _{cm}	M2 _{cm}
5 ⁱ	1	0	3,461	0	3,461
	2÷7	0	4,58	2,29	2,29
4 ⁱ	8	0	3,461	3,461	0
	9	1,948	4,962	0	6,91
3 ⁱ	10÷15	3,315	6,978	5,146	5,146
	16	1,948	4,962	6,91	0
2 ⁱ	17	4,062	6,469	0	10,531
	18÷23	6,19	8,745	7,468	7,468
1 ⁱ	24	4,062	6,469	10,531	0
	25	5,514	7,077	0	12,591
2 ⁱ	26÷31	8,745	10,329	9,537	9,537
	32	5,514	7,077	12,591	0
1 ⁱ	33	7,077	6,576	0	13,653
	34÷39	10,329	9,405	9,867	9,867
1 ⁱ	40	7,077	6,576	13,653	0

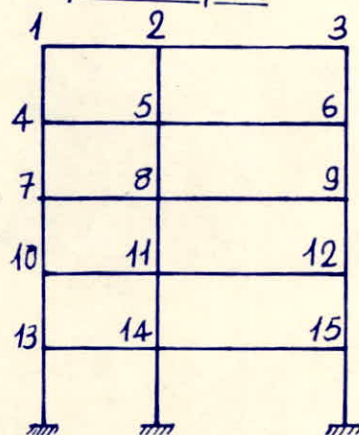
Niv	Noeu	Ma _{cm}	Mb _{cm}	M1 _{cm}	M2 _{cm}
5 ⁱ	1	0	2,709	0	2,709
	2÷6	0	3,302	1,651	1,651
4 ⁱ	7	0	2,709	2,709	0
	8	1,883	4,141	0	6,024
3 ⁱ	9÷13	2,704	5,017	3,861	3,861
	14	1,883	4,141	6,024	0
2 ⁱ	15	3,53	5,088	0	8,618
	16÷20	5,017	6,654	5,836	5,836
1 ⁱ	21	3,53	5,088	8,618	0
	22	5,088	6,011	0	11,099
2 ⁱ	23÷27	6,654	7,858	7,256	7,256
	28	5,088	6,011	11,099	0
1 ⁱ	29	6,011	5,496	0	11,507
	30÷34	7,858	7,162	7,51	7,51
1 ⁱ	35	6,011	5,496	11,507	0

Portiques transversaux

portique: 3-3



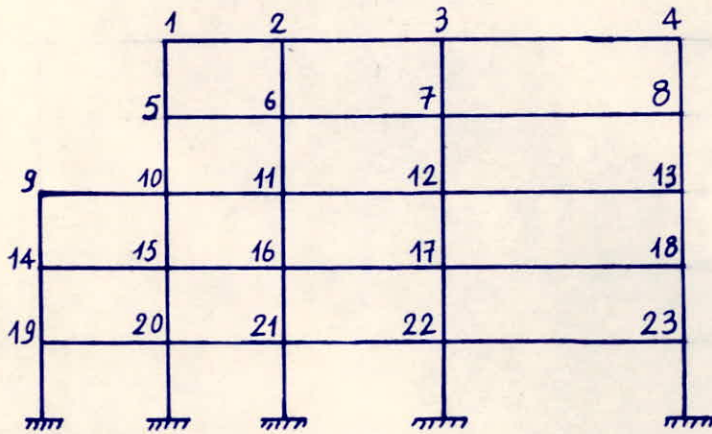
portique: 8-8



Niv	Noe	$M_{a_{t.m}}$	$M_{b_{t.m}}$	$M_{1_{t.m}}$	$M_{2_{t.m}}$
5°	1	0	2,07	0	2,07
	2	0	3,773	2,111	1,662
	3	0	2,41	2,41	0
4°	4	1,695	3,051	0	4,746
	5	3,089	5,56	4,84	3,809
	6	1,973	3,95	1,995	3,928
	7	0	3,55	3,55	0
3°	8	3,051	4,059	0	7,11
	9	5,56	7,396	7,25	5,706
	10	3,95	5,257	3,102	6,105
	11	3,55	4,724	8,274	0
2°	12	4,059	4,794	0	8,853
	13	7,396	8,736	9,027	7,105
	14	5,257	6,208	3,862	7,603
	15	4,724	5,58	10,304	0
1°	16	4,794	4,843	0	9,637
	17	8,736	8,845	9,838	7,743
	18	6,208	5,73	4,022	7,916
	19	5,58	5,32	10,9	0

Niv	Noe	$M_{a_{t.m}}$	$M_{b_{t.m}}$	$M_{1_{t.m}}$	$M_{2_{t.m}}$
5°	1	0	3,467	0	3,467
	2	0	5,982	4,063	1,919
	3	0	2,755	2,755	0
4°	4	2,839	5,17	0	8,009
	5	4,898	8,921	9,387	4,432
	6	1,994	4,128	6,112	0
3°	7	5,17	6,806	0	11,976
	8	8,921	11,746	14,038	6,629
	9	3,662	5,129	8,791	0
2°	10	6,806	8,04	0	14,846
	11	11,746	13,875	17,403	8,218
	12	5,129	6,057	11,186	0
1°	13	8,04	7,525	0	15,565
	14	13,875	13,413	18,535	8,753
	15	6,057	5,958	12,015	0

Portique transversal: 7-7



Niv	Noe	M_a t.m	M_b t.m	M_1 t.m	M_2 t.m
5°	1	0	3,488	0	3,488
	2	0	3,792	2,275	1,517
	3	0	5,491	3,73	1,761
	4	0	2,532	2,532	0
4°	5	2,856	5,51	0	8,366
	6	3,105	5,64	5,247	3,498
	7	4,496	8,165	8,6	4,061
	8	1,909	3,775	5,684	0
3°	9	0	6,574	0	6,574
	10	5,51	7,514	5,984	7,04
	11	5,64	7,428	7,841	5,227
	12	8,165	10,755	12,851	6,069
	13	3,486	4,781	8,267	0
2°	14	6,574	7,765	0	14,339
	15	7,514	8,874	7,53	8,858
	16	7,428	8,774	9,721	6,481
	17	10,755	12,705	15,935	7,525
	18	4,781	5,648	10,429	0
1°	19	7,765	7,247	0	15,012
	20	8,874	7,944	7,727	9,091
	21	8,774	7,858	9,979	6,653
	22	12,705	12,293	16,98	8,018
	23	5,648	5,461	11,109	0

~ Tableaux Récapitulatifs ~

Poutres sous SI

Portiques longitudinaux

D-D

B-B

Niv	pout	M _{w_{t.m}}	M _{e_{t.m}}	M _{t_{t.m}}	T _t
5°	1-2	3,461	2,29	0,586	-1,797
	2-3	2,29	2,29	0	-1,431
	3-4				
	4-5	2,29	2,29	0	-1,431
	5-6				
	6-7				
	7-8	2,29	3,461	-0,586	-1,797
4°	1-2	6,91	5,146	0,862	-3,768
	2-3	5,146	5,146	0	-3,216
	3-4				
	4-5	5,146	5,146	0	-3,216
	5-6				
	6-7				
	7-8	5,146	6,91	-0,862	-3,768
3°	1-2	10,531	7,468	1,532	-5,625
	2-3	7,468	7,468	0	-4,668
	3-4				
	4-5	7,468	7,468	0	-4,668
	5-6				
	6-7				
	7-8	7,468	10,531	-1,532	-5,625
2°	1-2	12,591	9,537	1,527	-6,915
	2-3	9,537	9,537	0	-5,961
	3-4				
	4-5	9,537	9,537	0	-5,961
	5-6				
	6-7				
	7-8	9,537	12,591	-1,527	-6,915
1°	1-2	13,653	9,867	1,893	-7,35
	2-3	9,867	9,867	0	-6,167
	3-4				
	4-5	9,867	9,867	0	-6,167
	5-6				
	6-7				
	7-8	9,867	13,653	-1,893	-7,35

Niv	pout	M _{w_{t.m}}	M _{e_{t.m}}	M _{t_{t.m}}	T _t
5°	1-2	2,709	1,651	0,529	-1,363
	2-3				
	3-4	1,651	1,651	0	-1,032
	4-5				
	5-6				
	6-7	1,651	2,709	-0,529	-1,363
4°	1-2	6,024	3,861	+1,082	-3,089
	2-3				
	3-4	3,861	3,861	0	-2,413
	4-5				
	5-6				
	6-7	3,861	6,024	-1,082	-3,089
3°	1-2	8,618	5,836	1,391	-4,517
	2-3				
	3-4	5,836	5,836	0	-3,648
	4-5				
	5-6				
	6-7	5,836	8,618	-1,391	-4,517
2°	1-2	11,099	7,256	1,922	-5,736
	2-3				
	3-4	7,256	7,256	0	-4,535
	4-5				
	5-6				
	6-7	7,256	11,099	-1,922	-5,736
1°	1-2	11,507	7,51	1,999	-5,943
	2-3				
	3-4	7,51	7,51	0	-4,694
	4-5				
	5-6				
	6-7	7,51	11,507	-1,999	-5,943

portique: 8.8 Portiques transversaux portique: 7-7

Niv	Pout	$M_{w_{t.m}}$	$M_{e_{t.m}}$	$M_{t_{t.m}}$	T_t
5°	C-D	3,467	4,063	-0,298	-2,953
	D-F	1,919	2,755	0,418	-0,866
4°	C-D	8,009	9,387	-0,689	-6,823
	D-F	4,432	6,112	-0,84	-1,953
3°	C-D	11,976	14,038	-1,031	-10,202
	D-F	6,629	8,791	-1,081	-2,856
2°	C-D	14,846	17,403	-1,279	-12,647
	D-F	8,218	11,186	-1,484	-3,593
1°	C-D	15,565	18,535	-1,485	-13,373
	D-F	8,753	12,015	-1,631	-3,846

portique: 3.3

Niv	Pout	$M_{w_{t.m}}$	$M_{e_{t.m}}$	$M_{t_{t.m}}$	T_t
5°	B-D	2,07	2,111	-0,021	-0,984
	D-F	1,662	2,41	-0,374	-0,754
4°	B-D	4,746	4,84	-0,047	-2,256
	D-F	3,809	1,995	+0,907	-1,075
	F-J	3,928	3,55	0,189	-3,739
3°	B-D	7,11	7,25	-0,07	-3,379
	D-F	5,706	3,102	1,302	-1,631
	F-J	6,105	8,274	-1,085	-7,19
2°	B-D	8,853	9,027	0,087	-4,207
	D-F	7,105	3,862	1,622	-2,031
	F-J	7,603	10,304	-1,351	-8,954
1°	B-D	9,637	9,838	-0,101	-4,582
	D-F	7,743	4,022	1,861	-2,179
	F-J	7,916	10,9	-1,492	-9,408

Niv	Pout	$M_{w_{t.m}}$	$M_{e_{t.m}}$	$M_{t_{t.m}}$	T_t
5°	B-C	3,488	2,275	0,607	-3,39
	C-D	1,517	3,73	-1,107	-2,058
	D-F	1,761	2,532	-0,386	-0,795
4°	B-C	8,366	5,247	1,56	-8,008
	C-D	3,498	8,6	-2,551	-4,744
	D-F	4,061	5,684	-0,812	-1,805
3°	A-B	6,574	5,984	0,295	-6,279
	B-C	7,04	7,841	-0,401	-8,754
	C-D	5,227	12,851	-3,812	-7,089
	D-F	6,069	8,267	-1,099	-2,655
2°	A-B	14,339	7,53	3,405	-10,935
	B-C	8,858	9,721	-0,432	-10,929
	C-D	6,481	15,935	-4,727	-8,791
	D-F	7,525	10,429	-1,452	-3,325
1°	A-B	15,012	7,727	3,643	-11,37
	B-C	9,091	9,979	-0,444	-11,218
	C-D	6,653	16,98	-5,164	-9,268
	D-F	8,018	11,109	-1,546	-3,542

Poteaux sous SI

portiques longitudinaux

D-D

B-B

Ni	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _{cum}
5 ^e	1	3,461	1,948	1,859	-1,797	-1,797
	2	4,58	3,315	2,713	+0,366	0,366
	3=6	4,58	3,315	2,713	0	0
	7	4,58	3,315	2,713	-0,366	-0,366
	8	3,461	1,948	1,859	1,797	1,797
4 ^e	1	4,962	4,062	3,101	-3,768	-5,565
	2	6,978	6,19	4,525	0,552	0,888
	3=6	6,978	6,19	4,525	0	0
	7	6,978	6,19	4,525	-0,552	-0,888
	8	4,962	4,062	3,101	3,768	5,565
3 ^e	1	6,469	5,514	4,118	-5,625	-11,19
	2	8,745	8,745	6,01	0,957	1,845
	3=6	8,745	8,745	6,01	0	0
	7	8,745	8,745	6,01	-0,957	-1,845
	8	6,469	5,514	4,118	+5,625	11,19
2 ^e	1	7,077	7,077	4,864	-6,915	-18,105
	2	10,329	10,329	7,099	0,954	2,799
	3=6	10,329	10,329	7,099	0	0
	7	10,329	10,329	7,099	-0,954	-2,799
	8	7,077	7,077	4,864	6,915	18,105
1 ^e	1	6,576	11,684	6,275	-7,35	-25,455
	2	9,405	12,991	7,696	1,183	3,982
	3=6	9,405	12,991	7,696	0	0
	7	9,405	12,991	7,696	-1,183	-3,982
	8	6,576	11,684	6,275	7,35	25,455

Ni	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _{cum}
5 ^e	1	2,709	1,883	1,578	-1,363	-1,363
	2	3,302	2,704	2,064	0,331	0,331
	3=5	3,302	2,704	2,064	0	0
	6	3,302	2,704	2,064	-0,331	-0,331
	7	2,709	1,883	1,578	1,363	1,363
4 ^e	1	4,141	3,53	2,636	-3,089	-4,452
	2	5,017	5,017	3,448	0,676	1,007
	3=5	5,017	5,017	3,448	0	0
	6	5,017	5,017	3,448	-0,676	-1,007
	7	4,141	3,53	2,636	3,089	4,452
3 ^e	1	5,088	5,088	3,497	-4,517	-8,969
	2	6,654	6,654	4,573	0,869	1,876
	3=5	6,654	6,654	4,573	0	0
	6	6,654	6,654	4,573	-0,869	-1,876
	7	5,088	5,088	3,497	4,517	8,969
2 ^e	1	6,011	6,011	4,131	-5,736	-14,705
	2	7,859	7,859	5,401	1,201	3,077
	3=5	7,859	7,859	5,401	0	0
	6	7,859	7,859	5,401	-1,201	-3,077
	7	6,011	6,011	4,131	5,736	14,705
1 ^e	1	5,496	7,91	4,607	-5,943	-20,648
	2	7,162	8,759	5,47	1,249	4,326
	3=5	7,162	8,759	5,47	0	0
	6	7,162	8,759	5,47	-1,249	-4,326
	7	5,496	7,91	4,607	5,943	20,648

portique: 3-3 Portiques transversaux portique: 7-7

Ni	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _{cum}
5 ^e	B	2,07	1,695	1,294	-0,984	-0,984
	D	3,773	3,089	2,358	0,23	0,23
	F	2,41	1,973	1,506	0,754	0,754
4 ^e	B	3,051	3,051	2,097	-2,256	-3,24
	D	5,56	5,56	3,821	1,181	1,411
	F	3,95	3,95	2,715	-2,664	-1,91
3 ^e	J	3,55	3,55	2,44	3,739	3,739
	B	4,059	4,059	2,79	-3,379	-6,619
	D	7,396	7,396	5,083	1,748	3,159
	F	5,257	5,257	3,613	-5,559	-7,469
2 ^e	J	4,724	4,724	3,247	7,19	10,929
	B	4,794	4,794	3,295	-4,207	-10,826
	D	8,736	8,736	6,004	2,176	5,335
	F	6,208	6,208	4,267	-6,923	-14,392
1 ^e	J	5,58	5,58	3,835	8,954	19,883
	B	4,843	5,915	3,697	-4,582	-15,408
	D	8,845	10,803	6,752	2,403	7,738
	F	5,73	6,998	4,374	-7,229	-21,621
	J	5,32	6,498	4,061	9,408	29,291

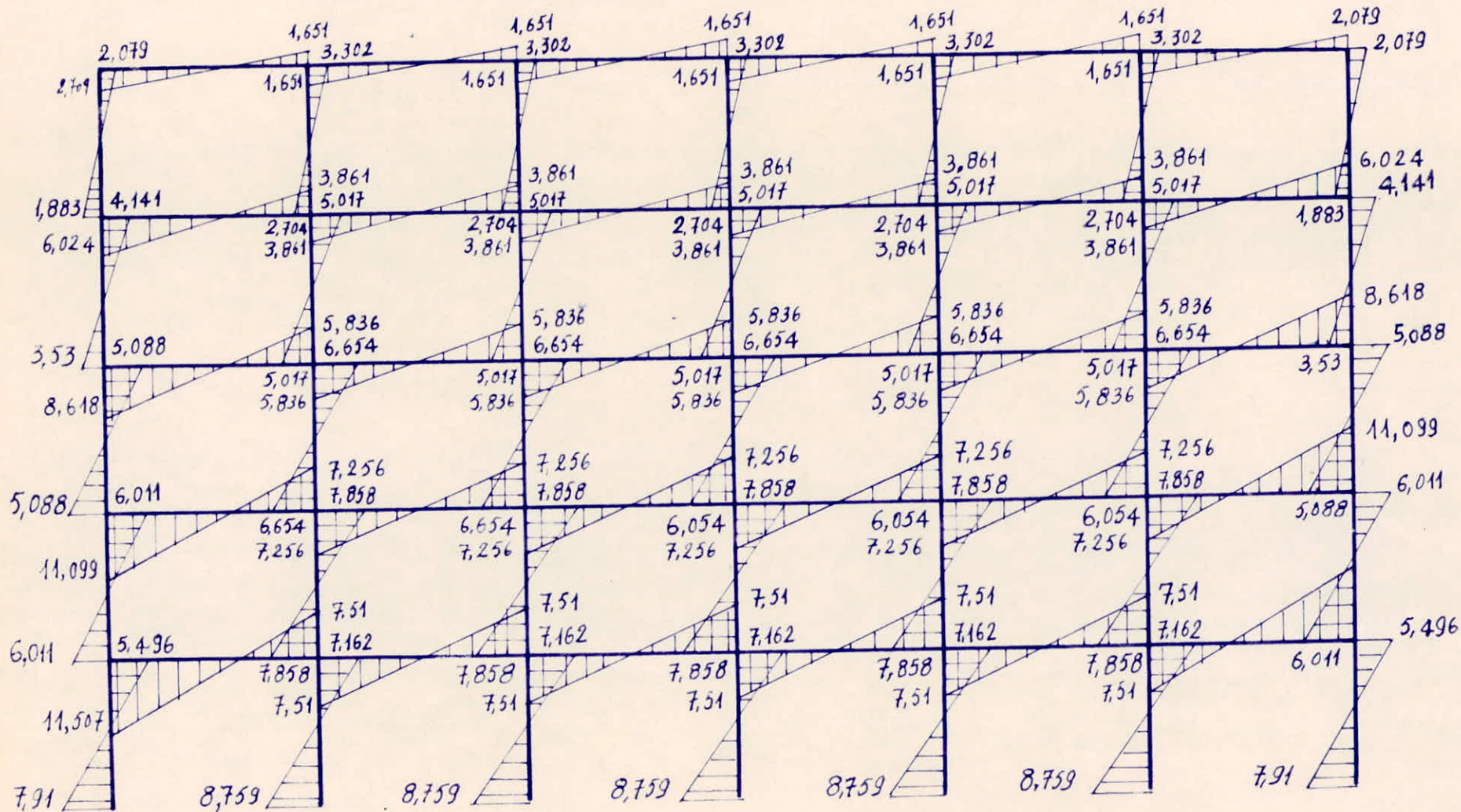
Ni	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _{cum}
5 ^e	B	3,488	2,856	2,18	-3,39	-3,39
	C	3,792	3,105	2,37	1,332	1,332
	D	5,491	4,496	3,432	1,263	1,263
	F	2,532	1,909	1,526	0,795	0,795
4 ^e	B	5,51	5,51	3,787	-8,008	-11,398
	C	5,64	5,64	3,876	3,264	4,596
	D	8,165	8,165	5,612	2,939	4,202
	F	3,775	3,486	2,495	1,805	2,60
3 ^e	A	6,574	6,574	4,518	-6,279	-6,279
	B	7,514	7,514	5,164	-2,475	-13,873
	C	7,428	7,428	5,105	1,665	5,867
	D	10,755	10,755	7,392	4,434	8,636
2 ^e	F	4,781	4,781	3,826	2,655	5,255
	A	7,765	7,765	5,337	-10,935	-17,214
	B	8,874	8,874	6,099	-0,006	-13,879
	C	8,774	8,774	6,03	2,138	8,005
1 ^e	D	12,705	12,705	8,732	5,466	14,102
	F	5,648	5,648	3,882	3,325	8,58
	A	7,247	8,863	5,536	-11,37	-28,584
	B	7,944	9,716	6,069	0,152	-13,727
1 ^e	C	7,858	9,611	6,003	1,95	9,955
	D	12,293	15,035	9,391	5,726	19,828
	F	5,461	7,544	4,469	3,542	12,122

portique: 8-8

Ni	Pot	M _{sup}	M _{inf}	T	N	N _{cum}
5 ^e	C	3,467	2,839	2,167	-2,953	-2,953
	D	5,982	4,898	3,739	2,087	2,087
	F	2,755	1,994	1,632	0,866	0,866
4 ^e	C	5,17	5,17	3,553	-6,823	-9,776
	D	8,921	8,921	6,131	4,87	6,957
	F	4,128	3,662	2,678	1,953	2,819
3 ^e	C	6,806	6,806	4,678	-10,202	-19,978
	D	11,746	11,746	8,073	7,346	14,303
	F	5,129	5,129	3,525	2,856	5,675
2 ^e	C	8,04	8,04	5,526	-12,647	-32,625
	D	13,875	13,875	9,536	9,054	23,357
	F	6,057	6,057	4,163	3,593	9,268
1 ^e	C	7,525	9,204	5,749	-13,373	-45,998
	D	13,413	16,405	10,247	9,527	32,884
	F	5,958	8,231	4,876	3,846	13,114

DIAGRAMME DES MOMENTS

Portique: B-B



déformations horizontales

le calcul des déplacements horizontaux relève du souci d'éviter la procréation du désordre dans les éléments de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement du fait que les pièces en béton-armé sont suffisamment rigides et que seulement une partie de l'énergie est dissipée sous forme d'énergie élastique. Ainsi sous les sollicitations horizontales, il y'a lieu d'éviter le heurt de deux constructions voisines affectées de tels déplacements.

On voit donc qu'une limitation des déplacements horizontaux est indispensable.

Détermination des déplacements relatifs d'étage:-

- le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $(1/2B)$ pour obtenir le déplacement relatif (R.P.A 81) donc le déplacement relatif est donné par la formule suivante :

$$\delta_j = \frac{E_j \cdot 1}{R_j \cdot 2B}$$

E_j :- effort tranchant d'étage (j)

R_j :- rigidité relatif de l'étage (j)

B :- facteur de comportement de la structure (structure autostable: $B = \frac{1}{2}$)

- les déplacements relatifs d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage (R.P.A 81 - Art 3.7.7-1)

⊗ Sens longitudinal :-

Niv	$E_{jx}(t)$	$R_{jx}(kg/cm)$	$\delta_{jx}(cm)$	$\bar{\delta}_{jx}(cm)$
5 ^e	49,24	229894,5	0,42	2,18
4 ^e	91,89	257231,54	0,72	2,18
3 ^e	124,18	264504,23	0,96	2,18
2 ^e	149,04	264504,23	1,12	2,18
1 ^e	160,47	315360,73	1,02	2,18

⊗ Sens transversal :-

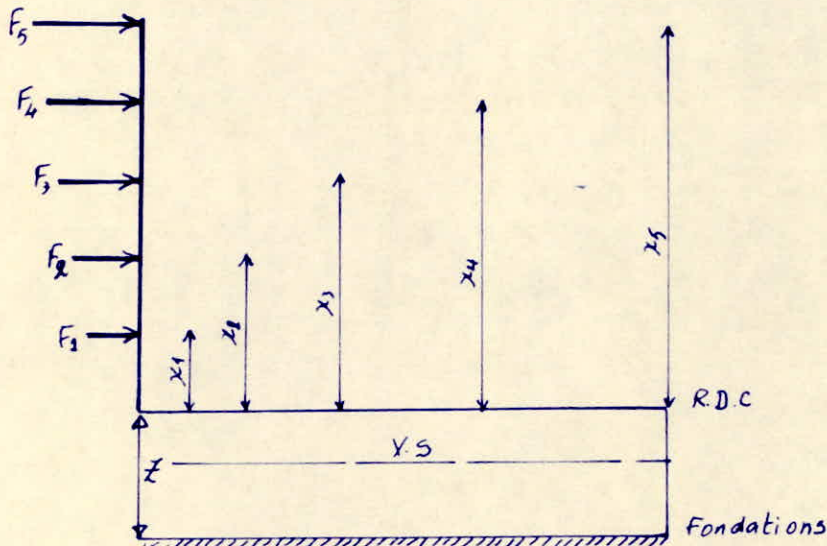
Niv	$E_{jy}(t)$	$R_{jy}(kg/cm)$	$\delta_{jy}(cm)$	$\bar{\delta}_{jy}(cm)$
5 ^e	45,96	271666,09	0,34	2,18
4 ^e	85,77	312922,63	0,54	2,18
3 ^e	117,77	322954	0,72	2,18
2 ^e	139,11	322954	0,86	2,18
1 ^e	149,78	360727,24	0,84	2,18

$$\delta_j < \bar{\delta}_j \longrightarrow \text{vérifié}$$

verification au renversement

Chaque structure doit être calculée afin de résister aux effets de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques.

$$\text{Moment de renversement} = \text{M}^t \text{ exterieur en console (R.D.C)} + \text{effort tranchant}_{(\text{base})} \times Z$$



$$\sim \text{Moment en console (R.D.C)} = \sum_{i=1}^5 F_i x_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 + F_4 x_4 + F_5 x_5$$

$$\sim \text{Effort tranchant à la base} : H = \sum_{i=1}^5 F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$$

$$\sim \text{Moment résistant} : M_r = b \sum_{i=1}^5 W_i \quad / \quad b = L/2$$

• Sens longitudinal :-

$$L = 22,4 \text{ m} \Rightarrow b = 0,5 \cdot 22,4 = 11,2 \text{ m}, \quad Z = 1,5 + 1,13 = 2,63 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Moment en console} &= 49,24 \cdot 14,55 + 42,65 \cdot 11,64 + 34,29 \cdot 8,73 + 22,86 \cdot 5,82 + 11,43 \cdot 2,91 \\ &= 1658,55 \text{ t.m.} \end{aligned}$$

$$H = 49,24 + 42,65 + 34,29 + 22,86 + 11,43 = 160,47 \text{ t}$$

$$H \cdot Z = 160,47 \cdot 2,63 = 422,04 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment résistant} = b \sum_{i=1}^5 W_i = 11,2 \cdot 1426,37 = 15975,34 \text{ t.m}$$

pour que le bâtiment soit stable vis à vis du renversement il faut que :

$$M_{\text{mt résistant}} \geq 15 M_{\text{mt de renversement}}$$

$$\frac{M_{\text{mt résistant}}}{M_{\text{mt de renversement}}} = \frac{15975,34}{1658,55 + 422,04} = 7,68 > 15$$

donc notre bâtiment est très stable vis à vis du renversement dans ce sens

• Sens transversal :-

$$L = 11,65 \Rightarrow b = 0,5 \cdot 11,65 = 5,825 \text{ m}$$

$$\text{Moment résistant} = 5,825 \cdot 1426,37 = 8308,6 \text{ k.m}$$

$$\text{Moment de renversement} :: \sum F_i \cdot x_i + z \sum F_i = 1960,64 \text{ t.m}$$

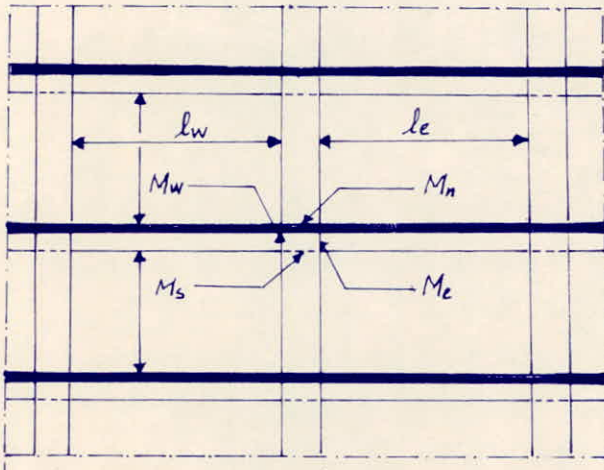
$$\frac{M^{\text{mt}} \text{ résistant}}{M^{\text{mt}} \text{ de renversement}} = \frac{8308,6}{1960,64} = 4,24 > 1,5$$

donc le renversement dans le sens transversal est vérifié

efforts dans les portiques engendrés par les forces verticales

le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de M^r CAQUOT exposé en annexe A du C.C.B.A 68

Exposé de la méthode :-



la méthode suppose que les moments d'inertie des poteaux sont constants. le principe consiste à choisir un noeud et à déterminer les moments agissants à gauche et à droite ainsi qu'en haut et en bas. Cela en tenant compte que des charges des travées encadrant le noeud

Considère notées respectivement "w" (gauche) et "e" (droite) et la résistance offerte par les tronçons "s" (inférieur) et "n" (supérieur) des poteaux aboutissant au noeud.

- On détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignées par (l') et portant en indice la travée considérée déterminée comme suit :-

$$\left. \begin{array}{l} - l'_w = 0,8 l_w \\ - l'_e = 0,8 l_e \end{array} \right\} \longrightarrow \text{pour les travées intermédiaires}$$

$$- h'_n = 0,9 h \longrightarrow \text{si le noeud considéré appartenant à l'avant dernier plancher avec } h_n : \text{ hauteur libre du poteau haut}$$

$$\left. \begin{array}{l} - h'_n = 0,8 h_n \\ - h'_s = 0,8 h_s \end{array} \right\} \longrightarrow \text{pour les autres cas.}$$

l_w, l_e : portées libres des travées respectivement gauche et droite

h_s : hauteur libre du poteau bas

• Soit :- q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche

q_e : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de droite.

Q_w : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui (Q_e et a_e pour la travée de droite)

On pose: $M_w' = q_w \frac{l_w^2}{8,5} + l_w \sum K_w Q_w$

$$M_e' = q_e \frac{l_e^2}{8,5} + l_e \sum K_e Q_e$$

les valeurs de K_w, K_e sont données en fonction de $\frac{a_w}{l_w}$ et $\frac{a_e}{l_e}$ par une échelle fonctionnelle.

I_w, I_e, I_s, I_n : désignent les moments d'inertie respectivement des éléments formant le nœud.

On pose: $K_w = I_w/l_w^3$; $K_e = I_e/l_e^3$; $K_n = I_n/h_n^3$; $K_s = I_s/h_s^3$
et $D = K_w + K_e + K_n + K_s$

• Les moments dans les sections dangereuses (nus d'appuis) sont en valeurs absolues:-

- au nu de l'appui dans la travée de gauche: $M_w = M_e' \frac{K_w}{D} + M_w' (1 - \frac{K_w}{D})$

- au nu de l'appui dans la travée de droite: $M_e = M_e' (1 - \frac{K_e}{D}) + M_w' \frac{K_e}{D}$

- au nu inférieur des poutres dans le poteau inf: $M_s = \frac{K_s}{D} (M_e' - M_w')$

- au nu supérieur des poutres dans le poteau sup: $M_n = \frac{K_n}{D} (M_e' - M_w')$

Pour les travées (poutres) les moments M_w et M_e sont négatifs.

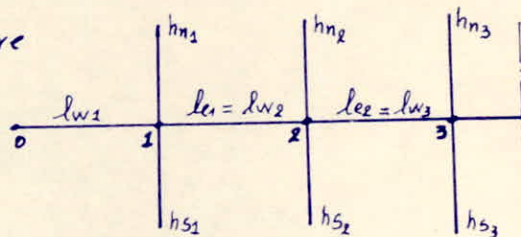
Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M_e' ou M_w' .

la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

• Travées de rive :-

les quantités relatives au nœud de rive

sont affectées de l'indice ① celle du nœud voisin de l'indice ②, ...



a) travée de rive avec console :-

* Nœud de rive :- le nœud de rive est étudié en faisant $K_w = 0$ dans les formules données ci-dessus et en y substituant M_{w1} à M_w' ; M_{w1} désignant la valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui 1. On suppose que la valeur algébrique de M_{w1} est négatif, c.à.d.:-
conventionnellement, que la face supérieure de la console est tendue

au voisinage de l'appui. Dans le cas contraire, on changera les signes devant la valeur de Mw_1 introduite dans les formules.

On a donc :-

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) + Mw_1 \frac{K_{e1}}{D_1}$$

$$M_{s1} = (M'_{e1} - Mw_1) \frac{K_{s1}}{D_1}$$

$$M_{n1} = (M'_{e1} - Mw_1) \cdot \frac{K_{n1}}{D_1}$$

avec : $M'_{e1} = \left(9,0 \frac{I_e^2}{8,5}\right) \text{noeud 1}$

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1}, \quad K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l_{e1}}; \quad K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h_{e1}}, \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h_{n1}}$$

* Noeud voisin de rive :-

la longueur lw_2 de la travée fictive de rive est prise égale à $X_1 lw_2$, X_1 étant un coefficient compris entre (0,8 ÷ 1). On prend :-

$$X_1 = 0,8 \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$X_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$$

la longueur le_2 de la travée fictive à droite de l'appui-2- si elle n'est pas une travée de rive, est prise égale à 0,8 le_2 . Dans le cas contraire, le noeud-3- est un noeud de rive, et la longueur le'_2 de la travée fictive de droite est prise égale à

$$X_3 le_2 \quad \text{avec : } X_3 = 0,8 \quad \text{pour } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3}$$

$$X_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{w3}} \quad \text{pour } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3}$$

b) travée de rive sans console :-

les mêmes formules que pour une travée dérivée avec console en prenant

$$(Mw_1 = 0) \quad :- \quad M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$$

$$M_{s1} = M'_{e1} \frac{K_{s1}}{D_1}$$

$$M_{n1} = M'_{e1} \cdot \frac{K_{n1}}{D_1}$$

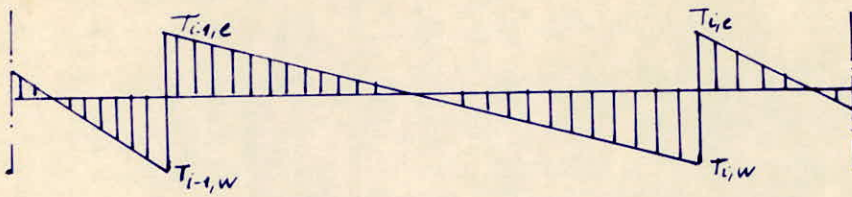
⊗ Efforts tranchants dans les poteaux, Efforts Normaux dans les poutres :-

par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

⊗ Efforts normaux dans les poteaux :-

Ils sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres et seront déterminés à partir de ceux-ci.

Ainsi pour les charges verticales uniformément réparties on a les efforts tranchants schématisés sur le diagramme ci-dessous :-



les réactions développées dans les appuis (i-1) et (i) donnent des efforts normaux de compression dans les poteaux dont les valeurs sont :-

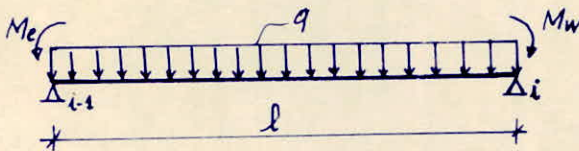
$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,W}$$

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,W}$$

$T_{i-1,W}$; $T_{i-1,e}$; $T_{i,e}$; $T_{i,W}$ en valeurs algébriques

① Efforts tranchants dans les poutres :-

Ils sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée (q/ml)



$$T_{i-1,e} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,W}}{l}$$

$$T_{i,e} = -q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,W}}{l}$$

Caracteristiques geometriques

Portique Longitudinal: D-D

Niv	Noeud	l_w (m)	l_e (m)	h_m (m)	h_s (m)	$I_w \cdot 10^{-3}$ (m ⁴)	$I_e \cdot 10^3$ (m ⁴)	$I_n \cdot 10^{-3}$ (m ⁴)	$I_s \cdot 10^{-3}$ (m ⁴)	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_m (m)	h'_s (m)	$K_w \cdot 10^3$	$K_e \cdot 10^3$	$K_m \cdot 10^3$	$K_s \cdot 10^3$	$D \cdot 10^3$
5 ^e	1	/	2,85	/	2,51	/	1,6	/	1,25	/	2,28	/	2,008	/	0,702	/	0,623	1,325
	2	2,85	2,85	/	2,51	1,6	1,6	/	1,25	2,51	2,28	/	2,008	0,637	0,702	/	0,623	1,962
	3	2,85	2,85	/	2,51	1,6	1,6	/	1,25	2,28	2,28	/	2,008	0,702	0,702	/	0,623	2,027
	4																	
	5																	
	6																	
	7	2,85	2,85	/	2,51	1,6	1,6	/	1,25	2,28	2,51	/	2,008	0,702	0,637	/	0,623	1,962
	8	2,85	/	/	2,51	1,6	/	/	1,25	2,28	/	/	2,008	0,702	/	/	0,623	1,325
4 ^e	1	/	2,85	2,51	2,51	/	1,6	1,25	1,25	/	2,28	2,259	2,008	/	0,702	0,553	0,623	1,878
	2	2,85	2,85	2,51	2,51	1,6	1,6	1,25	1,25	2,28	2,28	2,259	2,008	0,702	0,702	0,553	0,623	2,58
	3	2,85	2,85	2,51	2,51	1,6	1,6	1,25	1,25	2,28	2,28	2,259	2,008	0,702	0,702	0,553	0,623	2,58
	4																	
	5																	
	6																	
7	2,85	2,85	2,51	2,51	1,6	1,6	1,25	1,25	2,28	2,28	2,259	2,008	0,702	0,702	0,553	0,623	2,58	
8	2,85	/	2,51	2,51	1,6	/	1,25	1,25	2,28	/	2,259	2,008	0,702	/	0,553	0,623	1,878	
3 ^e	1	/	2,85	2,51	2,51	/	1,6	1,25	1,25	/	2,28	2,008	2,008	/	0,702	0,623	0,623	1,948
	2	2,85	2,85	2,51	2,51	1,6	1,6	1,25	1,25	2,28	2,28	2,008	2,008	0,702	0,702	0,623	0,623	2,65
2 ^e	3	2,85	2,85	2,51	2,51	1,6	1,6	1,25	1,25	2,28	2,28	2,008	2,008	0,702	0,702	0,623	0,623	2,65
	4																	
5																		
6																		
1 ^e	7	2,85	2,85	2,51	2,51	1,6	1,6	1,25	1,25	2,28	2,28	2,008	2,008	0,702	0,702	0,623	0,623	2,65
	8	2,85	/	2,51	2,51	1,6	/	1,25	1,25	2,28	/	2,008	2,008	0,702	/	0,623	0,623	1,948

81~

Sous: G

Moments aux noeuds

Sous: P

Niv	Noe	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
5 ^e	1	/	0,658	/	0,402	/	0,189	/	0,189
	2	0,658	0,658	0,488	0,402	0,46	0,433	/	-0,027
	3	0,658	0,658	0,402	0,402	0,402	0,402	/	0
	4	"	"	"	"	"	"	/	0
	5	"	"	"	"	"	"	/	0
	6	"	"	"	"	"	"	/	0
	7	0,658	0,658	0,402	0,488	0,433	0,46	/	0,027
	8	0,658	/	0,402	/	0,189	/	/	-0,189
4 ^e	1	/	0,62	/	0,379	/	0,237	0,112	0,126
	2	0,62	0,62	0,379	0,379	0,379	0,379	0	0
	3	0,62	0,62	0,379	0,379	0,379	0,379	0	0
	4	0,62	1,89	0,379	1,156	0,59	0,945	0,167	0,188
	5	1,89	0,62	1,156	0,379	0,954	0,59	-0,167	-0,188
	6	0,62	0,62	0,379	0,379	0,379	0,379	0	0
	7	0,62	0,62	0,379	0,379	0,379	0,379	0	0
	8	0,62	/	0,379	/	0,237	/	-0,112	-0,126
3 ^e	1	/	0,62	/	0,379	/	0,242	0,121	0,121
	2	0,62	0,62	0,379	0,379	0,379	0,379	0	0
	3	0,62	0,62	0,379	0,379	0,379	0,379	0	0
2 ^e	4	0,62	1,89	0,379	1,156	0,585	0,95	0,183	0,183
	5	1,89	0,62	1,156	0,379	0,95	0,585	-0,183	-0,183
1 ^e	6	0,62	0,62	0,379	0,379	0,379	0,379	0	0
	7	0,62	0,62	0,379	0,379	0,379	0,379	0	0
	8	0,62	/	0,379	/	0,379	/	-0,121	-0,121

Niv	Noe	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
5 ^e	1	/	0,065	/	0,04	/	0,019	/	0,019
	2	0,065	0,065	0,048	0,04	0,045	0,043	/	-0,003
	3	0,065	0,065	0,040	0,04	0,04	0,04	/	0
	4	"	"	"	"	"	"	/	0
	5	"	"	"	"	"	"	/	0
	6	"	"	"	"	"	"	/	0
	7	0,065	0,065	0,048	0,048	0,043	0,045	/	+0,003
	8	0,065	/	0,048	/	0,019	/	/	-0,019
4 ^e	1	/	0,114	/	0,07	/	0,044	0,021	0,023
	2	0,114	0,114	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	3	0,114	0,114	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	4	0,114	0,737	0,07	0,451	0,174	0,347	0,082	0,092
	5	0,737	0,114	0,451	0,07	0,347	0,174	-0,082	-0,092
	6	0,114	0,114	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	7	0,114	0,114	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	8	0,114	/	0,07	/	0,044	/	-0,021	-0,023
3 ^e	1	/	0,114	/	0,07	/	0,045	0,022	0,022
	2	0,114	0,114	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	3	0,114	0,114	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
2 ^e	4	0,114	0,737	0,07	0,451	0,171	0,35	0,09	0,09
	5	0,737	0,114	0,451	0,07	0,35	0,171	-0,09	-0,09
1 ^e	6	0,114	0,114	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	7	0,114	0,114	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	8	0,114	/	0,07	/	0,045	/	-0,022	-0,022

Sous: G

Moments et efforts tranchants dans les poutres

Sous: P

Niv	trav	l	q	M _w	M _e	T _w	T _e
5 ^e	1-2	2,85	0,658	0,189	0,46	0,843	-1,033
	2-3	2,85	0,658	0,433	0,402	0,949	-0,927
	3-4	2,85	0,658	0,402	0,402	0,938	-0,938
	4-5	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	"	"	"	"
	6-7	2,85	0,658	0,402	0,433	0,927	-0,949
	7-8	2,85	0,658	0,46	0,189	1,033	-0,843
4 ^e	1-2	2,85	0,62	0,237	0,379	0,834	-0,933
	2-3	2,85	0,62	0,379	0,379	0,884	-0,884
	3-4	2,85	0,62	0,379	0,59	0,809	-0,958
	4-5	2,85	1,89	0,945	0,945	2,693	-2,693
	5-6	2,85	0,62	0,59	0,379	0,958	-0,809
	6-7	2,85	0,62	0,379	0,379	0,884	-0,884
	7-8	2,85	0,62	0,379	0,237	0,933	-0,834
3 ^e	1-2	2,85	0,62	0,242	0,379	0,835	-0,932
	2-3	2,85	0,62	0,379	0,379	0,884	-0,884
2 ^e	3-4	2,85	0,62	0,379	0,585	0,811	-0,956
	4-5	2,85	1,89	0,95	0,95	2,693	-2,693
1 ^e	5-6	2,85	0,62	0,585	0,379	0,956	-0,811
	6-7	2,85	0,62	0,379	0,379	0,884	-0,884
	7-8	2,85	0,62	0,379	0,242	0,932	-0,835

Niv	trav	l	q	M _w	M _e	T _w	T _e
5 ^e	1-2	2,85	0,065	0,019	0,045	0,082	-0,102
	2-3	2,85	0,065	0,043	0,04	0,094	-0,094
	3-4	2,85	0,065	0,04	0,04	0,093	-0,093
	4-5	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	"	"	"	"
	6-7	2,85	0,065	0,04	0,043	0,092	-0,094
	7-8	2,85	0,065	0,045	0,019	0,102	-0,084
4 ^e	1-2	2,85	0,114	0,044	0,07	0,153	-0,172
	2-3	2,85	0,114	0,07	0,07	0,162	-0,162
	3-4	2,85	0,114	0,07	0,174	0,126	-0,199
	4-5	2,85	0,737	0,347	0,347	1,05	-1,05
	5-6	2,85	0,114	0,174	0,07	0,199	-0,126
	6-7	2,85	0,114	0,07	0,07	0,162	-0,162
	7-8	2,85	0,114	0,07	0,044	0,172	-0,153
3 ^e	1-2	2,85	0,114	0,045	0,07	0,154	-0,171
	2-3	2,85	0,114	0,07	0,07	0,162	-0,162
2 ^e	3-4	2,85	0,114	0,07	0,171	0,127	-0,198
	4-5	2,85	0,737	0,35	0,35	1,05	-1,05
1 ^e	5-6	2,85	0,114	0,171	0,07	0,198	-0,127
	6-7	2,85	0,114	0,07	0,07	0,162	-0,162
	7-8	2,85	0,114	0,07	0,045	0,171	-0,154

85

Efforts normaux dans les poteaux

Sous: G

Sous: P

Niv	Pot	T _w	T _e	N	N _{cum}
5 ^e	1	/	0,843	0,843	0,843
	2	-1,033	0,949	1,982	1,982
	3	-0,927	0,938	1,865	1,865
	4	-0,938	0,938	1,876	1,876
	5	-0,938	0,938	1,876	1,876
	6	-0,938	0,927	1,865	1,865
	7	-0,949	1,033	1,982	1,982
	8	-0,843	/	0,843	0,843
4 ^e	1	/	0,834	0,834	1,677
	2	-0,933	0,884	1,817	3,799
	3	-0,884	0,809	1,693	3,558
	4	-0,958	2,693	3,651	5,527
	5	-2,693	0,958	3,651	5,527
	6	-0,809	0,884	1,693	3,558
	7	-0,884	0,933	1,817	3,799
	8	-0,834	/	0,834	1,677
3 ^e	1	/	0,835	0,835	2,512
	2	-0,932	0,884	1,816	5,615
	3	-0,884	0,811	1,695	5,253
	4	-0,956	2,693	3,649	9,176
	5	-2,693	0,956	3,649	9,176
	6	-0,811	0,884	1,695	5,253
	7	-0,884	0,932	1,816	5,615
	8	-0,835	/	0,835	2,512
2 ^e	1	/	0,835	0,835	3,347
	2	-0,932	0,884	1,816	7,431
	3	-0,884	0,811	1,695	6,948
	4	-0,956	2,693	3,649	12,825
	5	-2,693	0,956	3,649	12,825
	6	-0,811	0,884	1,695	6,948
	7	-0,884	0,932	1,816	7,431
	8	-0,835	/	0,835	3,347
1 ^e	1	/	0,835	0,835	4,182
	2	-0,932	0,884	1,816	9,247
	3	-0,884	0,811	1,695	8,643
	4	-0,956	2,693	3,649	16,474
	5	-2,693	0,956	3,649	16,474
	6	-0,811	0,884	1,695	8,643
	7	-0,884	0,932	1,816	9,247
	8	-0,835	/	0,835	4,182

Niv	Pot	T _w	T _e	N	N _{cum}
5 ^e	1	/	0,084	0,084	0,084
	2	-0,102	0,094	0,196	0,196
	3	-0,092	0,093	0,185	0,185
	4	-0,093	0,093	0,186	0,186
	5	-0,093	0,093	0,186	0,186
	6	-0,093	0,092	0,185	0,185
	7	-0,094	0,102	0,196	0,196
	8	-0,084	/	0,084	0,084
4 ^e	1	/	0,153	0,153	0,237
	2	-0,172	0,162	0,334	0,53
	3	-0,162	0,126	0,288	0,473
	4	-0,199	1,05	1,249	1,435
	5	-1,05	0,199	1,249	1,435
	6	-0,126	0,162	0,288	0,473
	7	-0,172	0,172	0,334	0,53
	8	-0,153	/	0,153	0,237
3 ^e	1	/	0,154	0,154	0,392
	2	-0,171	0,162	0,333	0,863
	3	-0,162	0,127	0,289	0,762
	4	-0,198	1,05	1,248	2,683
	5	-1,05	0,198	1,248	2,683
	6	-0,127	0,162	0,289	0,762
	7	-0,162	0,171	0,333	0,863
	8	-0,154	/	0,154	0,392
2 ^e	1	/	0,154	0,154	0,545
	2	-0,171	0,162	0,333	1,196
	3	-0,162	0,127	0,289	1,051
	4	-0,198	1,05	1,248	3,931
	5	-1,05	0,198	1,248	3,931
	6	-0,127	0,162	0,289	1,051
	7	-0,162	0,171	0,333	1,196
	8	-0,154	/	0,154	0,545
1 ^e	1	/	0,154	0,154	0,699
	2	-0,171	0,162	0,333	1,529
	3	-0,162	0,127	0,289	1,34
	4	-0,198	1,05	1,248	5,179
	5	-1,05	0,198	1,248	5,179
	6	-0,127	0,162	0,289	1,34
	7	-0,162	0,171	0,333	1,529
	8	-0,154	/	0,154	0,699

Portique longitudinal: B-B

Moments et efforts tranchants dans les poutres

Sous: G

Sous: P

Niv	trav	l (m)	q (t)	M_w	M_e	T_w	T_e
5 ^e	1-2	2,90	0,674	0,14	0,525	0,845	-1,11
	2-3	2,90	0,674	0,493	0,427	1,00	-0,955
	3-4	2,90	0,674	0,427	0,427	0,977	-0,977
	4-5	2,90	0,674	0,427	0,427	0,977	-0,977
	5-6	2,90	0,674	0,427	0,493	0,955	-1,00
	6-7	2,90	0,674	0,525	0,14	1,11	-0,845
4 ^e	1-2	2,90	1,1	0,334	0,791	1,437	-1,753
	2-3	2,90	1,1	0,746	0,697	1,612	-1,578
	3-4	2,90	1,1	0,697	0,697	1,595	-1,595
	4-5	2,90	1,1	0,697	0,732	1,583	-1,607
	5-6	2,90	1,26	0,763	0,811	1,810	-1,844
	6-7	2,90	1,1	0,823	0,334	1,764	-1,426
3 ^e	1-2	2,90	1,1	0,344	0,814	1,433	-1,757
	2-3	2,90	1,26	0,806	0,764	1,841	-1,813
2 ^e	3-4	2,90	1,1	0,731	0,697	1,607	-1,583
1 ^e	4-5	2,90	1,1	0,697	0,731	1,583	-1,607
	5-6	2,90	1,26	0,764	0,847	1,798	-1,856
	6-7	2,90	1,26	0,896	0,394	2,000	-1,654

Niv	trav	l (m)	q (t)	M_w	M_e	T_w	T_e
5 ^e	1-2	2,90	0,033	0,007	0,026	0,041	-0,054
	2-3	2,90	0,033	0,024	0,021	0,049	-0,047
	3-4	2,90	0,033	0,021	0,021	0,048	-0,048
	4-5	2,90	0,033	0,021	0,021	0,048	-0,048
	5-6	2,90	0,033	0,021	0,024	0,047	-0,049
	6-7	2,90	0,033	0,026	0,007	0,054	-0,041
4 ^e	1-2	2,90	0,057	0,017	0,041	0,074	-0,091
	2-3	2,90	0,057	0,038	0,036	0,083	-0,082
	3-4	2,90	0,057	0,036	0,036	0,083	-0,083
	4-5	2,90	0,057	0,036	0,061	0,074	-0,091
	5-6	2,90	0,171	0,083	0,085	0,247	-0,249
	6-7	2,90	0,057	0,064	0,017	0,099	-0,066
3 ^e	1-2	2,90	0,057	0,018	0,064	0,067	-0,096
	2-3	2,90	0,171	0,086	0,084	0,249	-0,247
2 ^e	3-4	2,90	0,057	0,06	0,036	0,091	-0,074
1 ^e	4-5	2,90	0,057	0,036	0,06	0,074	-0,091
	5-6	2,90	0,171	0,084	0,115	0,237	-0,259
	6-7	2,90	0,171	0,122	0,053	0,272	-0,224

-85-

Moments et efforts normaux dans les poteaux

Sous: G

Niv	Pot	Mn	Ms	N	Ncum
5 ^e	1	0,14	0,157	0,845	0,845
	2	-0,032	-0,021	2,11	2,11
	3	0	0	1,932	1,932
	4	0	0	1,954	1,954
	5	0	0,015	1,932	1,932
	6	+0,032	0,006	2,11	2,11
	7	-0,14	-0,157	0,845	0,845
4 ^e	1	0,177	0,172	1,437	2,282
	2	-0,024	-0,004	3,365	5,475
	3	0	-0,017	3,173	5,105
	4	0	0	3,178	5,132
	5	0,017	0,017	3,417	5,349
	6	0,006	0,024	3,608	5,718
	7	-0,177	-0,197	1,426	2,271
3 ^e	1	0,172	0,172	1,433	3,715
	2	-0,004	-0,004	3,598	9,073
	3	-0,017	-0,017	3,42	8,525
	4	0	0	3,166	8,298
	5	0,017	0,017	3,405	8,754
	6	0,024	0,024	3,856	9,574
	7	-0,197	-0,197	1,654	3,925
2 ^e	1	0,172	0,172	1,433	5,148
	2	-0,004	-0,004	3,598	12,671
	3	-0,017	-0,017	3,42	11,945
	4	0	0	3,166	11,464
	5	0,017	0,017	3,405	12,159
	6	0,024	0,024	3,856	13,43
	7	-0,197	-0,197	1,654	5,579
1 ^e	1	0,172	0,168	1,433	6,581
	2	-0,004	-0,019	3,598	16,269
	3	-0,017	0	3,42	15,365
	4	0	0	3,166	14,63
	5	0,017	0,017	3,405	15,564
	6	0,024	0,022	3,856	17,286
	7	-0,197	-0,194	1,654	7,233

Sous: P

Niv	Pot	Mn	Ms	N	Ncum
5 ^e	1	0,007	0,008	0,041	0,041
	2	-0,002	-0,001	0,103	0,103
	3	0	0	0,095	0,095
	4	0	0	0,096	0,096
	5	0	0,011	0,095	0,095
	6	0,002	-0,01	0,103	0,103
	7	-0,007	-0,008	0,041	0,041
4 ^e	1	0,009	0,009	0,074	0,115
	2	-0,001	0,011	0,174	0,277
	3	0	-0,012	0,165	0,26
	4	0	0	0,157	0,253
	5	0,012	0,012	0,338	0,433
	6	-0,011	0,003	0,348	0,451
	7	-0,009	-0,027	0,066	0,107
3 ^e	1	0,009	0,009	0,067	0,182
	2	0,011	0,011	0,345	0,622
	3	-0,012	-0,012	0,338	0,598
	4	0	0	0,148	0,401
	5	0,012	0,012	0,328	0,761
	6	0,003	0,003	0,531	0,982
	7	-0,027	-0,027	0,224	0,331
2 ^e	1	0,009	0,009	0,067	0,249
	2	0,011	0,011	0,345	0,967
	3	-0,012	-0,012	0,338	0,936
	4	0	0	0,148	0,549
	5	0,012	0,012	0,328	1,089
	6	0,003	0,003	0,531	1,513
	7	-0,027	-0,027	0,224	0,555
1 ^e	1	0,009	0,009	0,067	0,316
	2	0,011	0,005	0,345	1,312
	3	-0,012	-0,006	0,338	1,274
	4	0	0	0,148	0,697
	5	0,012	0,006	0,328	1,417
	6	0,003	0,009	0,531	2,044
	7	-0,027	0,026	0,224	0,779

Portique transversal: 3-3

Moments et efforts tranchants dans les poutres

Sous: G

Niv	travée	l (m)	q (t)	M_w	M_e	T_w	T_e
5 ^e	B-D	3,925	2,14	0,645	4,38	3,248	-5,151
	D-F	5,075	2,14	5,045	1,297	6,17	-4,692
4 ^e	B-D	3,925	1,95	0,903	3,193	3,243	-4,41
	D-F	5,075	1,95	3,555	2,848	5,087	-4,81
	F-J	1,7	1,162	2,046	0,044	2,165	-0,19
3 ^e	O-B	1,25	1,162	/	0,908	/	-1,453
	B-D	3,925	1,95	1,467	3,165	3,394	-4,259
2 ^e	D-F	5,075	1,95	3,552	2,868	5,08	-4,813
1 ^e	F-J	1,7	1,162	2,037	0,075	2,142	-0,166

Sous: P

Niv	travée	l (m)	q (t)	M_w	M_e	T_w	T_e
5 ^e	B-D	3,925	0,32	0,097	0,655	0,486	-0,77
	D-F	5,075	0,32	0,755	0,194	0,923	-0,701
4 ^e	B-D	3,925	0,56	0,259	0,947	0,931	-1,267
	D-F	5,075	0,56	1,021	0,838	1,457	-1,385
	F-J	1,7	0,56	0,624	0,021	0,834	-0,121
3 ^e	O-B	1,25	0,56	/	0,438	/	-0,7
	B-D	3,925	0,56	0,526	0,909	1,001	-1,197
2 ^e	D-F	5,075	0,56	1,02	0,842	1,456	-1,386
1 ^e	F-J	1,7	0,56	0,62	0,036	0,820	-0,132

Moments et efforts normaux dans les poteaux

* sous: G

NIV	pot	M _n	M _s	N	N _{cum}
5 ^o	B	0,645	0,425	3,248	3,248
	D	0,667	0,17	11,321	11,321
	F	-1,207	-0,377	4,692	4,692
4 ^o	B	0,478	0,28	3,243	6,491
	D	0,191	0,193	9,497	20,818
	F	-0,425	-0,416	6,975	11,667
	J	-0,044	-0,037	0,190	0,19
3 ^o	B	0,28	0,28	4,847	11,338
	D	0,193	0,193	9,339	30,157
	F	-0,416	-0,416	6,955	18,622
	J	-0,037	-0,037	0,166	0,356
2 ^o	B	0,28	0,28	4,847	16,185
	D	0,193	0,193	9,339	39,496
	F	-0,416	-0,416	6,955	25,577
	J	-0,037	-0,037	0,166	0,522
1 ^o	B	0,28	0,475	4,847	21,032
	D	0,193	0,205	9,339	48,835
	F	-0,416	-0,398	6,955	32,532
	J	-0,037	-0,064	0,166	0,688

* sous: P

NIV	pot	M _n	M _s	N	N _{cum}
5 ^o	B	0,097	0,122	0,486	0,486
	D	0,100	0,049	1,693	1,693
	F	-0,194	-0,100	0,701	0,701
4 ^o	B	0,137	0,044	0,931	1,417
	D	0,057	0,055	2,724	4,417
	F	-0,113	-0,111	2,216	2,917
	J	-0,021	-0,018	0,121	0,121
3 ^o	B	0,044	0,044	1,701	3,118
	D	0,055	0,055	2,653	7,07
	F	-0,111	-0,111	2,206	5,123
	J	-0,018	-0,018	0,132	0,253
2 ^o	B	0,044	0,044	1,701	4,819
	D	0,055	0,055	2,653	9,723
	F	-0,111	-0,111	2,206	7,329
	J	-0,018	-0,018	0,132	0,385
1 ^o	B	0,044	0,131	1,701	6,52
	D	0,055	0,056	2,653	12,376
	F	-0,111	-0,099	2,206	9,535
	J	-0,018	-0,026	0,132	0,514

portique transversal: 7-7

Moments et efforts tranchants dans les poutres

* SOUS: G

Niv	travée	l	q	Mw	Me	Tw	Te
5%	B-C	1,4	1,452	0,024	0,57	0,626	-1,406
	C-D	2,225	2,14	0,608	3,629	1,023	-3,739
	D-F	5,075	2,14	4,673	1,297	6,095	-4,765
4%	B-C	1,4	1,77	0,05	0,551	0,881	-1,597
	C-D	2,225	1,95	0,6	2,593	1,274	-3,065
	D-F	5,075	1,95	3,894	1,747	5,371	-4,525
3%	A-B	1,7	1,77	0,051	0,466	1,16	-1,749
	B-C	1,4	1,77	0,425	0,509	1,779	-1,299
	C-D	2,225	1,95	0,571	2,521	1,293	-3,046
	D-F	5,075	1,95	3,847	1,801	5,351	-4,545
2%	A-B	1,7	1,77	0,09	0,45	1,293	-1,716
	B-C	1,4	1,77	0,421	0,509	1,17	-1,308
1%	C-D	2,225	1,95	0,571	2,522	1,293	-3,046
	D-F	5,075	1,95	3,847	1,801	5,351	-4,545

* SOUS: P

Niv	travée	l	q	Mw	Me	Tw	Te
5%	B-C	1,4	0,16	0,003	0,079	0,058	-0,166
	C-D	2,225	0,32	0,086	0,543	0,151	-0,561
	D-F	5,075	0,32	0,7	0,194	0,912	-0,712
4%	B-C	1,4	0,28	0,008	0,133	0,107	-0,286
	C-D	2,225	0,56	0,154	0,725	0,357	-0,889
	D-F	5,075	0,56	1,119	0,502	1,543	-1,3
3%	A-B	1,7	0,56	0,026	0,133	0,407	-0,545
	B-C	1,4	0,28	0,115	0,13	0,185	-0,207
	C-D	2,225	0,56	0,153	0,725	0,366	-0,88
	D-F	5,075	0,56	1,105	0,517	1,537	-1,305
2%	A-B	1,7	0,56	0,028	0,127	0,418	-0,534
	B-C	1,4	0,28	0,11	0,13	0,182	-0,21
1%	C-D	2,225	0,56	0,153	0,725	0,366	-0,88
	D-F	5,075	0,56	1,105	0,517	1,537	-1,305

Moments et efforts normaux dans les poteaux

* sous: G

Niv	pot	M _n	M _s	N	Ncum
5 ⁱ	B	0,024	0,024	0,626	0,626
	C	0,038	0,023	2,429	2,429
	D	1,045	0,612	9,834	9,834
	F	-1,297	-0,822	4,765	4,675
4 ⁱ	B	0,026	-0,021	0,881	1,507
	C	0,025	0,031	2,871	5,3
	D	0,689	0,663	8,436	18,27
	F	-0,925	-0,90	4,525	9,29
3 ⁱ	A	0,051	0,045	1,26	1,26
	B	-0,021	-0,019	2,988	4,436
	C	0,031	0,031	2,592	7,892
	D	0,663	0,663	8,397	26,667
	F	-0,90	-0,9	4,545	13,835
2 ⁱ	A	0,045	0,045	1,293	2,553
	B	-0,019	-0,019	2,886	7,321
	C	0,031	0,031	2,601	10,493
	D	0,663	0,663	8,397	35,064
	F	-0,90	-0,9	4,545	18,38
1 ⁱ	A	0,045	0,045	1,293	3,846
	B	-0,019	-0,019	2,886	10,207
	C	0,031	0,033	2,601	13,094
	D	0,663	0,661	8,397	43,461
	F	-0,9	-0,913	4,545	22,925

* sous: P

Niv	pot	M _n	M _s	N	Ncum
5 ⁱ	B	0,003	0,004	0,058	0,058
	C	0,007	0,01	0,317	0,317
	D	0,156	0,176	1,473	1,473
	F	-0,194	-0,236	0,712	0,712
4 ⁱ	B	0,004	-0,009	0,107	0,165
	C	0,011	0,011	0,643	0,96
	D	0,198	0,19	2,432	3,905
	F	-0,266	-0,259	1,3	2,012
3 ⁱ	A	0,016	0,014	0,407	0,407
	B	-0,009	-0,009	0,73	0,895
	C	0,011	0,011	0,573	1,533
	D	0,19	0,19	2,417	6,332
	F	-0,259	-0,259	1,305	3,317
2 ⁱ	A	0,014	0,014	0,418	0,825
	B	-0,009	-0,009	0,716	1,611
	C	0,011	0,011	0,576	2,327
	D	0,19	0,19	2,417	8,739
	F	-0,259	-0,259	1,305	4,622
1 ⁱ	A	0,014	0,014	0,407	1,243
	B	-0,009	-0,009	0,716	2,327
	C	0,011	0,011	0,576	2,685
	D	0,19	0,182	2,417	11,156
	F	-0,259	-0,251	1,305	5,927

Portique transversal: 8-8

Moments et efforts tranchants dans les poutres

* Sous: G

Niv	travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
5 ^e	C-D	2,225	1,388	0,086	2,313	0,543	-2,545
	D-F	5,075	1,388	3,008	0,841	3,95	-3,095
4 ^e	C-D	2,225	1,772	0,181	2,358	0,993	-2,95
	D-F	5,075	1,772	3,539	1,587	4,881	-4,112
3 ^e	C-D	2,225	1,772	0,188	2,298	1,023	-2,92
2 ^e	D-F	5,075	1,772	3,498	1,636	4,863	-4,13
1 ^e							

* Sous: P

Niv	travée	l	q	M_w	M_e	T_w	T_e
5 ^e	C-D	2,225	0,16	0,01	0,267	0,062	-0,294
	D-F	5,075	0,16	0,347	0,097	0,455	-0,357
4 ^e	C-D	2,225	0,28	0,028	0,372	0,157	-0,466
	D-F	5,075	0,28	0,559	0,252	0,771	-0,65
3 ^e	C-D	2,225	0,28	0,03	0,363	0,162	-0,461
2 ^e	D-F	5,075	0,28	0,545	0,259	0,768	-0,653
1 ^e							

Moments et efforts normaux dans les poteaux

* Sous : G

Niv	pot	M _n	M _s	N	N _{cum}
5:	C	0,086	0,085	0,543	0,543
	D	0,695	0,556	6,495	6,495
	F	-0,841	-0,747	3,095	3,095
4:	C	0,096	0,094	0,993	1,536
	D	0,625	0,6	7,831	14,326
	F	-0,84	-0,818	4,112	7,207
3:	C	0,094	0,094	1,023	2,559
	D	0,6	0,6	7,783	22,109
	F	-0,818	-0,818	4,13	7,207
2:	C	0,094	0,094	1,023	3,582
	D	0,6	0,6	7,783	29,692
	F	-0,818	-0,818	4,13	15,467
1:	C	0,094	0,095	1,023	4,602
	D	0,6	0,585	7,783	37,675
	F	-0,816	-0,814	4,13	19,597

* Sous : P

Niv	pot	M _n	M _s	N	N _{cum}
5:	C	0,01	0,013	0,062	0,062
	D	0,08	0,088	0,749	0,749
	F	-0,097	-0,118	0,357	0,357
4:	C	0,015	0,015	0,157	0,219
	D	0,099	0,095	1,237	1,986
	F	0,133	-0,129	0,65	1,007
3:	C	0,015	0,015	0,162	0,381
	D	0,095	0,095	1,229	3,215
	F	-0,129	-0,129	0,653	1,66
2:	C	0,015	0,015	0,162	0,543
	D	0,095	0,095	1,229	4,444
	F	-0,129	-0,129	0,653	2,313
1:	C	0,015	0,015	0,162	0,705
	D	0,095	0,09	1,229	5,673
	F	-0,129	-0,125	0,653	2,966

superposition des sollicitations

les combinaisons des forces sismiques et des charge verticales sont données ci-dessous.
 les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur (R.B.A 81):-

* poutres :-

$$\begin{array}{l} G+P+\overset{\leftarrow}{SI} \\ 0,8G+\overset{\leftarrow}{SI} \end{array}$$

* poteaux :-

$$\begin{array}{l} 0,8G+\overset{\leftarrow}{SI} \\ G+P+1,25\overset{\leftarrow}{SI} \end{array}$$

Où : G : sollicitation due à la charge permanente

P : sollicitation due à la surcharge d'exploitation

SI : sollicitation due aux séismes

• Moments en travées des poutres :- (C.C.B.A 68 - Art 12)

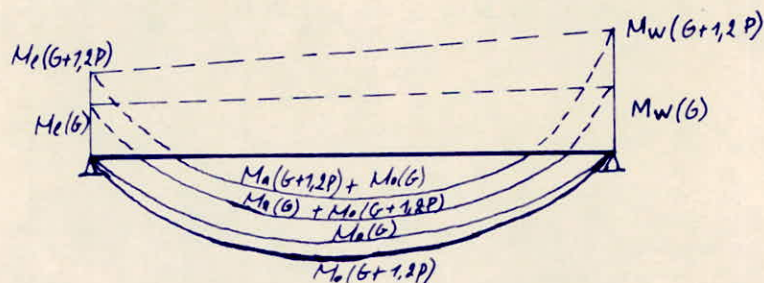
pour déterminer le moment en travée sous les charge verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée "l" avec les charges permanentes puis avec les surcharges ; on prend comme ligne de fermeture :-

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.

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

Et ceci dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Exemple :-



On veut calculer le moment en travée sous $(G+1,2P)$, on calcule le moment isostatique M_0

$$M_0 = (G+1,2P) \frac{l}{8}$$

~ le moment en travée sera : $M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$

~ le moment en appui sera : $M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$

- le moment en travée sous SI : $M_t = \frac{M_c - M_w}{2}$

Donc pour les poutres on a :

• Moments en travée "M_t" :

- sous $(G+1,2P) \rightarrow M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2}$

- sous $(G+p + \overleftarrow{SI}) \rightarrow M_t = M_0(G+p) - \frac{M_w(G) + M_c(G)}{2} + M_t(\overleftarrow{SI})$

- sous $(0,8G + \overleftarrow{SI}) \rightarrow M_t = M_0(0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_c(0,8G)}{2} + M_t(\overleftarrow{SI})$

• Moments aux appuis : "M_a" :

- sous $(G+1,2P) \rightarrow M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$

- sous $(G+p + \overleftarrow{SI}) \rightarrow M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\overleftarrow{SI})$

- sous $(0,8G + \overleftarrow{SI}) \rightarrow M_a = M_a(0,8G) + M_a(\overleftarrow{SI})$

• Efforts tranchants : "T"

- sous $(G+1,2P) \rightarrow T = T(G) + 1,2 T(P)$

- sous $(G+p + \overleftarrow{SI}) \rightarrow T = T(G) + T(P) + T(\overleftarrow{SI})$

- sous $(0,8G + \overleftarrow{SI}) \rightarrow T = 0,8 T(G) + T(\overleftarrow{SI})$

N.B : l'expression du moment en travée sous (SI) est donnée par :

$$M_t = \frac{M_c - M_w}{2}$$

les moments sont en valeurs absolues (dans les tableaux) du fait que "SI" peut agir dans un sens ou dans l'autre.

Moments en travées

portique: B.B

Niveau	Travée	ℓ (m)	$\frac{M_e + M_w}{2}$ sous G	G + 1,2 P			G + P			0,8 G		
				q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t
5 ^e	1-2	2,9	0,333	0,714	0,751	0,418	0,707	0,743	0,41	0,54	0,568	0,302
	2-3	"	0,46	"	"	0,291	"	"	0,283	"	"	0,20
	3-4	"	0,427	"	"	0,324	"	"	0,316	"	"	0,226
	4-5	"	0,427	"	"	0,324	"	"	0,316	"	"	0,226
	5-6	"	0,46	"	"	0,291	"	"	0,283	"	"	0,20
	6-7	"	0,333	"	"	0,418	"	"	0,41	"	"	0,302
4 ^e	1-2	2,9	0,563	1,168	1,228	0,665	1,157	1,216	0,653	0,88	0,925	0,475
	2-3	"	0,722	"	"	0,506	"	"	0,494	"	"	0,347
	3-4	"	0,697	"	"	0,531	"	"	0,519	"	"	0,367
	4-5	"	0,715	"	"	0,531	"	"	0,501	"	"	0,353
	5-6	"	0,787	1,465	1,54	0,753	1,431	1,504	0,717	1,008	1,06	0,430
	6-7	"	0,579	1,168	1,228	0,649	1,157	1,216	0,637	0,88	0,925	0,462
3 ^e	1-2	2,9	0,579	1,168	1,228	0,649	1,157	1,216	0,637	0,88	0,925	0,462
	2-3	"	0,785	1,465	1,54	0,755	1,431	1,504	0,719	1,008	1,06	0,432
2 ^e	3-4	"	0,714	1,168	1,228	0,514	1,157	1,216	0,502	0,88	0,925	0,354
	4-5	"	0,714	1,168	1,228	0,514	1,157	1,216	0,502	0,88	0,925	0,354
1 ^e	5-6	"	0,806	1,465	1,54	0,734	1,431	1,504	0,698	1,008	1,06	0,415
	6-7	"	0,645	1,465	1,54	0,895	1,431	1,504	0,859	1,008	1,06	0,544

Moments dans les poutres

Portique: D-D

Niveau	Travée	G + 1,2P			G + P + $\overline{S}I$			G + P + $\overleftarrow{S}I$			0,8G + $\overline{S}I$			0,8G + $\overleftarrow{S}I$		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
5 ^e	1-2	0,212	0,422	-0,514	3,253	0,995	-2,795	-3,669	-0,177	1,785	3,31	0,86	-2,658	-3,612	-0,312	1,922
	2-3	-0,485	0,329	-0,45	1,814	0,316	-2,732	-2,766	0,316	1,848	1,944	0,209	-2,612	-2,636	0,209	1,968
	3-4	-0,45	0,345	-0,45	1,848	0,332	-2,732	-2,732	0,332	1,848	1,968	0,212	-2,612	-2,612	0,212	1,968
	4-5	-0,45	0,329	-0,485	1,848	0,316	-2,766	-2,732	0,316	1,814	1,968	0,209	-2,636	-2,612	0,209	1,944
	5-6	-0,514	0,422	-0,212	1,785	-0,177	-3,669	-2,795	0,995	3,253	1,922	-0,312	-3,612	-2,658	0,86	3,31
4 ^e	1-2	-0,29	0,461	-0,463	6,629	1,319	-5,595	-7,191	-0,445	4,697	6,72	1,14	-5,449	-7,1	-0,624	4,843
	2-3	-0,463	0,39	-0,463	4,697	0,366	-5,595	-5,595	0,366	4,697	4,843	0,201	-5,449	-5,449	0,201	4,843
	3-4	-0,463	0,284	-0,799	4,697	0,26	-5,91	-5,595	0,26	4,382	4,843	0,116	-5,618	-5,449	0,116	4,674
	4-5	-1,361	1,871	-1,361	3,854	1,722	-6,438	-6,438	1,722	3,854	4,39	0,779	-5,902	-5,902	0,779	4,39
	5-6	-0,799	0,284	-0,463	4,382	0,26	-5,595	-5,91	0,26	4,697	4,674	0,116	-5,449	-5,618	0,116	4,843
	6-7	-0,463	0,39	-0,463	4,697	0,366	-5,595	-5,595	0,366	4,697	4,843	0,201	-5,449	-5,449	0,201	4,843
	7-8	-0,463	0,461	-0,29	4,697	-0,445	-7,191	-5,595	1,319	6,629	4,843	-0,624	-7,1	-5,449	1,14	6,72
3 ^e	1-2	-0,296	0,458	-0,463	10,244	1,966	-7,917	-10,818	-1,098	7,019	10,337	1,787	-7,771	-10,785	-1,277	7,165
	2-3	-0,463	0,39	-0,463	7,019	0,366	-7,917	-7,917	0,366	7,019	7,165	0,201	-7,771	-7,771	0,201	7,165
	3-4	-0,463	0,287	-0,79	7,019	0,263	-8,224	-7,917	0,263	6,712	7,165	0,118	-7,936	-7,771	0,118	7,00
	4-5	-1,37	1,824	-1,37	6,168	1,717	-8,768	-8,768	1,717	6,168	6,708	0,775	-8,228	-8,228	0,775	6,708
	5-6	-0,79	0,287	-0,463	6,712	0,263	-7,917	-8,224	0,263	7,019	7,00	0,118	-7,771	-7,936	0,118	7,165
	6-7	-0,463	0,39	-0,463	7,019	0,366	-7,917	-7,917	0,366	7,019	7,165	0,201	-7,771	-7,771	0,201	7,165
	7-8	-0,463	0,458	-0,296	7,019	-1,098	-10,818	-7,917	1,966	10,244	7,165	-1,277	-10,785	-7,771	1,787	10,337
2 ^e	1-2	-0,296	0,458	-0,463	12,304	1,961	-9,986	-12,878	-1,093	9,088	12,397	1,782	-9,84	-12,785	-1,272	9,234
	2-3	-0,463	0,39	-0,463	9,088	0,366	-9,986	-9,986	0,366	9,088	9,234	0,201	-9,84	-9,84	0,201	9,234
	3-4	-0,463	0,287	-0,79	9,088	0,263	-10,293	-9,986	0,263	8,781	9,234	0,118	-10,005	-9,84	0,118	9,069
	4-5	-1,37	1,824	-1,37	8,237	1,717	-10,837	-10,837	1,717	8,237	8,777	0,775	-10,297	-10,297	0,775	8,777
	5-6	-0,79	0,287	-0,463	8,781	0,263	-9,986	-10,293	0,263	9,088	9,069	0,118	-9,84	-10,005	0,118	9,234
	6-7	-0,463	0,39	-0,463	9,088	0,366	-9,986	-9,986	0,366	9,088	9,234	0,201	-9,84	-9,84	0,201	9,234
	7-8	-0,463	0,458	-0,296	9,088	-1,459	-12,878	-9,986	1,961	12,304	9,234	-1,272	-12,785	-9,84	1,782	12,397
1 ^e	1-2	-0,296	0,458	-0,463	13,366	2,327	-10,316	-13,94	-1,459	9,418	13,459	2,148	-10,17	-13,847	-1,638	9,564
	2-3	-0,463	0,39	-0,463	9,418	0,366	-10,316	-10,316	0,366	9,418	9,564	0,201	-10,17	-10,17	0,201	9,564
	3-4	-0,463	0,287	-0,79	9,418	0,263	-10,623	-10,316	0,263	9,111	9,564	0,118	-10,335	-10,17	0,118	9,399
	4-5	-1,37	1,824	-1,37	8,567	1,717	-11,167	-11,167	1,717	8,567	9,107	0,775	-10,627	-10,627	0,775	9,107
	5-6	-0,79	0,287	-0,463	9,111	0,263	-10,316	-10,623	0,263	9,418	9,399	0,118	-10,17	-10,335	0,118	9,564
	6-7	-0,463	0,39	-0,463	9,418	0,366	-10,316	-10,316	0,366	9,418	9,564	0,201	-10,17	-10,17	0,201	9,564

96

Moments dans les poutres

portique: B-B

Niveau	Travée	G + 1,2 P			G + P + $\overline{S_I}$			G + P + $\overline{S_I}$			0,8 G + $\overline{S_I}$			0,8 G + $\overline{S_I}$		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
5 ^e	1-2	-0,148	0,418	-0,556	2,562	0,939	-2,202	-2,856	-0,119	1,1	2,597	0,831	-2,071	-2,821	-0,227	1,231
	2-3	-0,522	0,291	-0,452	1,134	0,283	-2,099	-2,168	0,283	1,203	1,257	0,20	-1,993	-2,045	0,20	1,309
	3-4	-0,452	0,324	-0,452	1,203	0,316	-2,099	-2,099	0,316	1,203	1,309	0,226	-1,993	-1,993	0,226	1,309
	4-5	-0,452	0,324	-0,452	1,203	0,316	-2,099	-2,099	0,316	1,203	1,309	0,226	-1,993	-1,993	0,226	1,309
	5-6	-0,452	0,291	-0,522	1,203	0,283	-2,168	-2,099	0,283	1,134	1,309	0,20	-2,045	-1,993	0,20	1,257
	6-7	-0,556	0,418	-0,148	1,1	-0,119	-2,856	-2,202	0,939	2,562	1,231	-0,227	-2,821	-2,071	0,831	2,597
4 ^e	1-2	-0,354	0,665	-0,84	5,673	1,735	-4,693	-6,375	-0,429	3,029	5,757	1,557	-4,494	-6,291	-0,607	3,228
	2-3	-0,792	0,506	-0,74	3,077	0,494	-4,594	-4,645	+0,494	3,128	3,264	0,347	-4,419	-4,458	0,347	3,303
	3-4	-0,74	0,531	-0,74	3,128	0,519	-4,594	-4,594	+0,519	3,128	3,303	0,367	-4,419	-4,419	0,367	3,303
	4-5	-0,74	0,531	-0,805	3,128	0,501	-4,594	-4,594	0,501	3,068	3,303	0,303	-4,447	-4,419	0,353	3,275
	5-6	-0,863	0,753	-0,913	3,015	0,717	-4,757	-4,707	0,717	2,965	3,251	0,430	-4,51	-4,471	0,430	3,212
	6-7	-0,900	0,649	-0,354	2,974	-0,445	-6,375	-4,748	1,719	5,673	3,203	-0,62	-6,291	-4,519	1,544	5,757
3 ^e	1-2	-0,366	0,649	-0,891	8,256	2,028	-6,714	-8,98	-0,754	4,958	8,343	1,853	-6,487	-8,893	-0,929	5,185
	2-3	-0,909	0,755	-0,865	4,944	0,719	-6,684	-6,728	0,719	4,988	5,191	0,432	-6,447	-6,481	0,432	5,225
	3-4	-0,803	0,514	-0,74	5,045	0,502	-6,569	-6,627	0,502	5,103	5,251	0,354	-6,394	-6,421	0,354	5,278
	4-5	-0,74	0,514	-0,803	5,103	0,502	-6,627	-6,569	0,502	5,045	5,278	0,354	-6,421	-6,394	0,354	5,251
	5-6	-0,865	0,734	-0,985	4,988	0,698	-6,798	-6,684	0,698	4,874	5,225	0,415	-6,514	-6,447	0,415	5,158
	6-7	-1,042	0,895	-0,458	4,818	-0,532	-9,065	-6,854	2,25	8,171	5,119	-0,847	-8,933	-6,553	1,935	8,303
2 ^e	1-2	-0,366	0,649	-0,891	10,737	2,559	-8,134	-11,461	-1,285	6,378	10,824	2,384	-7,907	-11,374	-1,46	6,605
	2-3	-0,909	0,755	-0,865	6,364	0,719	-8,104	-8,148	0,719	6,408	6,611	0,432	-7,867	-7,901	0,432	6,645
	3-4	-0,803	0,514	-0,74	6,465	0,502	-7,989	-8,047	0,502	6,523	6,671	0,354	-7,814	-7,841	0,354	6,698
	4-5	-0,74	0,514	-0,803	6,523	0,502	-8,047	-7,989	0,502	6,465	6,698	0,354	-7,841	-7,814	0,354	6,671
	5-6	-0,865	0,734	-0,985	6,408	0,698	-8,218	-8,104	0,698	6,294	6,645	0,415	-7,934	-7,867	0,415	6,578
	6-7	-1,042	0,895	-0,458	6,238	-1,063	-11,546	-8,274	2,781	10,652	6,539	-1,378	-11,414	-7,973	2,466	10,784
1 ^e	1-2	-0,366	0,649	-0,891	11,145	2,636	-8,388	-11,869	-1,362	6,632	11,232	2,461	-8,161	-11,782	-1,537	6,859
	2-3	-0,909	0,755	-0,865	6,618	0,719	-8,358	-8,402	0,719	6,662	6,865	0,432	-8,121	-8,155	0,432	6,899
	3-4	-0,803	0,514	-0,74	6,719	0,502	-8,243	-8,301	0,502	6,777	6,925	0,354	-8,068	-8,095	0,354	6,952
	4-5	-0,74	0,514	-0,803	6,777	0,502	-8,301	-8,243	0,502	6,719	6,952	0,354	-8,095	-8,068	0,354	6,925
	5-6	-0,865	0,734	-0,985	6,662	0,698	-8,472	-8,358	0,698	6,548	6,899	0,415	-8,188	-8,121	0,415	6,832
	6-7	-1,042	0,895	-0,458	6,492	-1,14	-11,954	-8,528	2,858	11,06	6,793	-1,455	-11,822	-8,227	2,543	11,192

7

Moments dans les poutres

*Portique: 3-3

Niv	travée	G + 1,2 P			G + P + \vec{S}_I			G + P + \vec{S}_I			0,8G + \vec{S}_I			0,8G + \vec{S}_I		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
5°	B-D	-0,761	2,347	-5,166	1,320	2,203	-7,146	-2,818	2,245	-2,924	1,554	1,266	-5,615	-2,586	1,308	-1,393
	D-F	-5,951	4,955	-1,53	-4,138	4,375	-3,901	-7,462	5,123	0,919	-2,374	-2,601	-3,448	-5,698	3,349	1,372
4°	B-D	-1,214	3,001	-4,293	3,584	2,739	-8,95	-5,908	2,833	0,73	4,024	1,319	-7,394	-5,468	1,413	2,286
	D-F	-4,78	5,239	-3,854	-0,767	5,786	-5,681	-8,385	3,972	-1,691	0,965	3,367	-4,273	-6,653	1,553	-0,283
	F-J	-2,795	-0,382	-0,069	1,258	-0,234	-3,615	-6,598	-0,632	3,485	2,291	-0,311	-3,585	-5,565	-0,689	3,515
3°	O-B	/	/	-1,434	/	/	-1,346	/	/	-1,346	/	/	-0,726	/	/	-0,726
	B-D	-2,098	2,733	-4,256	5,117	2,448	-11,324	-9,103	2,588	3,176	5,938	1,081	-9,782	-8,284	1,221	4,718
	D-F	-4,776	5,231	-3,878	1,134	6,173	-6,812	-10,278	3,569	-0,608	2,864	3,756	-5,396	-8,548	1,152	0,808
	F-J	-2,781	-0,393	-0,118	3,448	-1,528	-8,385	-8,762	0,642	8,163	4,475	-1,574	-8,334	-7,735	0,576	8,214
2°	O-B	/	/	-1,434	/	/	-1,346	/	/	-1,346	/	/	-0,726	/	/	-0,726
	B-D	-2,098	2,733	-4,256	6,86	2,431	-13,101	-10,846	2,605	4,953	7,679	1,064	-11,559	-10,027	1,238	6,495
	D-F	-4,776	5,231	-3,878	2,533	6,493	-7,572	-11,677	3,249	-0,152	4,263	4,076	-6,156	-9,947	0,832	1,568
	F-J	-2,781	-0,393	-0,118	4,946	-1,794	-10,415	-10,26	0,908	10,193	5,973	-1,86	-10,364	-9,233	0,842	10,244
1°	O-B	/	/	-1,434	/	/	-1,346	/	/	-1,346	/	/	-0,726	/	/	-0,726
	B-D	-2,098	2,733	-4,256	7,644	2,417	-13,912	-11,63	2,619	5,764	8,463	1,05	-12,37	-10,811	1,252	7,306
	D-F	-4,776	5,231	-3,878	3,171	6,732	-7,732	-12,315	3,01	0,312	4,901	4,315	-6,316	-10,585	0,993	1,788
	F-J	-2,781	-0,393	-0,118	5,259	-1,935	-11,011	-10,573	1,049	10,789	6,286	-2,001	-10,96	-9,546	0,983	10,84

*Portique: 8-8

Niv	travée	G + 1,2 P			G + P + \vec{S}_I			G + P + \vec{S}_I			0,8G + \vec{S}_I			0,8G + \vec{S}_I		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
5°	C-D	-8,098	-0,142	-2,633	3,371	-0,46	-6,643	-3,563	0,136	1,483	3,398	-0,507	-5,913	-3,536	0,089	2,213
	D-F	-3,424	3,162	-0,957	-1,436	2,644	-3,697	-5,274	3,477	1,877	-9,487	1,616	-3,428	-4,326	2,452	2,088
4°	C-D	-0,215	0,034	-2,804	7,8	-0,689	-12,117	-8,216	0,689	6,657	7,864	-0,828	-11,273	-8,154	0,55	7,501
	D-F	-4,21	4,214	-1,888	0,334	3,203	-7,85	-8,530	4,883	4,274	1,601	1,675	-7,382	-7,263	3,355	4,802
3°	C-D	-0,224	0,061	-2,734	11,758	-1,004	-16,691	-12,194	1,058	11,377	11,826	-1,148	-15,876	-12,126	0,914	12,20
	D-F	-4,16	4,22	-1,947	2,579	2,958	-10,666	-10,679	5,120	6,896	3,831	1,43	-10,10	-9,427	3,592	7,482
2°	C-D	-0,244	0,061	-2,734	14,628	-1,252	-20,064	-15,064	1,306	14,742	14,696	-1,396	-19,241	-14,996	1,162	15,565
	D-F	-4,16	4,22	-1,947	4,168	2,555	-13,081	-12,268	5,523	0,291	5,42	1,027	-12,475	-11,016	3,995	0,877
1°	C-D	-0,214	0,061	-2,734	15,347	-1,458	-24,196	-15,783	1,512	15,874	15,415	-1,602	-20,373	-15,715	1,268	16,697
	D-F	-4,16	4,22	-1,947	4,703	2,408	-13,91	-12,803	5,67	10,12	5,955	0,88	-13,224	-11,551	4,746	10,706

186

Moments dans les poutres

portique : 7-7

Niv	travée	G+1,2P			G+P+S _I			G+P+S _I			0,8G+S _I			0,8G+S _I		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
5 ^s	B-C	-0,028	0,105	-0,665	3,641	0,705	-2,924	-3,515	-0,509	1,626	3,269	0,654	-2,731	-3,507	-0,56	1,819
	C-D	-0,771	-0,557	-4,281	0,823	-0,51	-7,902	-2,211	0,51	-0,442	1,031	-1,743	-6,633	-2,003	0,471	0,827
	D-F	-5,513	5,141	-1,53	-3,612	4,549	-4,023	-7,134	5,321	1,041	-1,977	2,738	-3,57	-5,499	3,51	1,494
4 ^s	B-C	-0,06	0,215	-0,711	8,508	1,761	-5,931	-8,424	-1,359	4,563	8,326	1,666	-5,688	-8,406	-1,454	4,806
	C-D	-0,785	0,026	-3,487	2,744	-2,595	-11,938	-4,252	2,507	5,262	3,018	-2,864	-10,674	-3,978	2,238	6,526
	D-F	-5,237	5,62	-2,349	-0,952	4,448	-7,933	-9,074	6,072	3,435	0,946	1,953	-7,082	-7,176	3,577	4,286
3 ^s	A-B	-0,07	0,623	-0,626	6,507	0,878	-6,583	-6,641	0,288	5,385	6,533	0,599	-6,357	-6,615	0,009	5,611
	B-C	-0,563	0,049	-0,665	6,5	-0,366	-8,48	-7,58	0,436	7,202	6,7	-0,428	-8,248	-7,38	0,374	7,434
	C-D	-0,755	0,077	-3,392	4,503	-3,806	-16,097	-5,951	3,819	9,605	4,77	-4,084	-14,868	-5,684	3,54	10,834
	D-F	-5,173	5,617	-2,421	1,117	4,761	-10,585	-11,021	6,372	5,949	2,991	1,664	-9,708	-9,147	3,862	6,826
2 ^s	A-B	-0,124	0,612	-0,602	14,221	3,977	-8,107	-14,457	-2,833	6,953	14,267	3,700	-7,89	-14,411	-3,11	7,17
	B-C	-0,544	0,055	-0,665	8,336	-0,391	-10,36	-9,38	0,473	9,082	8,528	-0,454	-10,128	-9,188	0,41	9,314
	C-D	-0,755	0,077	-3,392	5,757	-4,72	-19,181	-7,205	4,734	12,689	6,024	-4,999	-17,952	-6,938	4,455	13,918
	D-F	-5,173	5,617	-2,421	2,573	3,808	-12,747	-12,477	6,712	8,111	4,447	1,311	-11,87	-10,603	4,215	8,988
1 ^s	A-B	-0,124	0,612	-0,602	14,894	4,215	-8,304	-15,13	-3,071	7,15	14,94	3,938	-8,087	-15,084	-3,348	7,367
	B-C	-0,544	0,055	-0,665	8,569	-0,403	-10,618	-9,613	0,485	9,34	8,761	-0,466	-10,386	-9,421	-0,422	9,572
	C-D	-0,755	0,077	-3,392	5,929	-5,157	-20,226	-7,377	5,171	13,734	6,196	-5,436	-18,997	-7,11	4,892	14,963
	D-F	-5,173	5,617	-2,421	3,066	3,714	-13,427	-12,97	6,806	8,791	4,94	1,217	-12,55	-11,096	4,309	9,668

66

Efforts tranchants dans les poutres

Portique: D-D

Niveau	Travée	$G + 1,2P$		$G + P + \bar{S}I$		$G + P + \bar{S}I$		$0,8G + \bar{S}I$		$0,8G + \bar{S}I$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
5 ^e	1-2	0,944	-1,155	-0,87	-2,932	2,724	0,662	-1,123	-2,623	2,471	0,971
	2-3	1,062	-1,037	-0,388	-2,45	2,474	0,412	-0,672	-2,173	2,190	0,689
	3-4	1,05	-1,05	-0,40	-2,462	2,462	0,40	-0,681	-2,181	2,181	0,681
	4-5	1,05	-1,05	-0,40	-2,462	2,462	0,40	-0,681	-2,181	2,181	0,681
	5-6	1,05	-1,05	-0,40	-2,462	2,462	0,40	-0,681	-2,181	2,181	0,681
	6-7	1,037	-1,062	-0,412	-2,474	2,45	0,40	-0,989	-2,190	2,173	0,672
	7-8	1,155	-0,944	-0,662	-2,724	2,932	0,87	-0,971	-2,471	2,623	1,123
4 ^e	1-2	1,018	-1,139	-2,781	-4,873	4,755	2,663	-3,101	-4,514	4,435	3,022
	2-3	1,078	-1,078	-2,17	-4,262	4,262	2,17	-2,509	-3,923	3,923	2,509
	3-4	0,96	-1,197	-2,281	-4,373	4,151	2,059	-2,569	-3,982	3,863	2,45
	4-5	3,953	-3,953	0,527	-6,959	6,959	-0,527	-1,062	-5,37	5,37	1,062
	5-6	1,197	-0,96	-2,059	-4,151	4,373	2,281	-2,45	-3,863	3,982	2,569
	6-7	1,078	-1,078	-2,17	-4,262	4,262	2,17	-2,509	-3,923	3,923	2,509
	7-8	1,139	-1,018	-2,663	-4,755	4,873	2,781	-3,022	-4,435	4,514	3,101
3 ^e	1-2	1,02	-1,137	-4,636	-6,728	6,614	4,522	-4,957	-6,371	6,293	4,879
	2-3	1,078	-1,078	-3,622	-5,714	5,714	3,622	-3,961	-5,375	5,375	3,961
	3-4	0,963	-1,194	-3,73	-5,822	5,606	3,514	-4,019	-5,433	5,317	3,903
	4-5	3,953	-3,953	-0,925	-8,411	8,411	0,925	-2,514	-6,822	6,822	2,514
	5-6	1,194	-0,963	-3,514	-5,606	5,822	3,73	-3,903	-5,317	5,433	4,019
	6-7	1,078	-1,078	-3,622	-5,714	5,714	3,622	-3,961	-5,375	5,375	3,961
	7-8	1,137	-1,02	-4,522	-6,614	6,728	4,636	-4,879	-6,293	6,371	4,957
2 ^e	1-2	1,02	-1,137	-5,926	-8,018	7,904	5,812	-6,247	-7,661	7,583	6,169
	2-3	1,078	-1,078	-4,915	-7,007	7,007	4,915	-5,254	-6,668	6,668	5,254
	3-4	0,963	-1,194	-5,023	-7,115	6,899	4,807	-5,312	-6,726	6,61	5,196
	4-5	3,953	-3,953	-2,218	-9,704	9,704	2,218	-3,807	-8,115	8,115	3,807
	5-6	1,194	-0,963	-4,807	-6,899	7,115	5,023	-5,196	-6,61	6,726	5,312
	6-7	1,078	-1,078	-4,915	-7,007	7,007	4,915	-5,254	-6,668	6,668	5,254
	7-8	1,137	-1,02	-5,812	-7,904	8,018	5,926	-6,169	-7,583	7,661	6,247
1 ^e	1-2	1,02	-1,137	-6,361	-8,453	8,339	6,247	-6,682	-8,096	8,018	6,604
	2-3	1,078	-1,078	-5,121	-7,213	7,213	5,121	-5,46	-6,874	6,874	5,46
	3-4	0,953	-1,194	-5,229	-7,321	7,105	5,013	-5,518	-6,932	6,816	5,402
	4-5	3,953	-3,953	-2,424	-9,91	9,91	2,424	-4,013	-8,321	8,321	4,013
	5-6	1,194	-0,963	-5,013	-7,105	7,321	5,229	-5,402	-6,816	6,932	5,518
	6-7	1,078	-1,078	-5,121	-7,213	7,213	5,121	-5,46	-6,874	6,874	5,46
	7-8	1,137	-1,02	-6,247	-8,339	8,453	6,361	-6,604	-8,018	8,096	6,682

Efforts tranchants dans les poutres

Portique: B-B

Niveau	Travée	G + 1,2 P		G + P + $\bar{S}I$		G + P + $\bar{S}I$		0,8G + $\bar{S}I$		0,8G + $\bar{S}I$	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
5 ^e	1-2	0,892	-1,175	-0,477	-2,527	2,249	0,199	-0,687	-2,251	2,039	0,475
	2-3	1,059	-1,041	0,017	-2,034	2,081	0,03	-0,232	-1,796	1,832	0,268
	3-4	1,035	-1,035	-0,007	-2,057	2,057	0,007	-0,250	-1,814	1,814	0,250
	4-5	1,035	-1,035	-0,007	-2,057	2,057	0,007	-0,250	-1,814	1,814	0,250
	5-6	1,011	-1,059	-0,03	-2,081	2,034	-0,017	-0,268	-1,832	1,796	0,232
	6-7	1,175	-0,892	-0,199	-2,249	2,527	0,477	-0,475	-2,039	2,251	0,687
4 ^e	1-2	1,526	-1,862	-1,578	-4,933	4,60	1,245	-1,939	-4,491	4,239	1,687
	2-3	1,712	-1,676	-0,718	-4,073	4,108	0,753	-1,123	-3,675	3,703	1,151
	3-4	1,695	-1,695	-0,735	-4,091	4,091	0,735	-1,137	-3,689	3,689	1,137
	4-5	1,672	-1,716	-0,756	-4,111	4,07	0,715	-1,147	-3,699	3,679	1,127
	5-6	2,106	-2,143	-0,356	-4,506	4,47	0,32	-0,965	-3,888	3,861	0,938
	6-7	1,883	-1,505	-1,226	-4,581	4,952	1,597	-1,678	-4,23	4,50	1,948
3 ^e	1-2	1,513	-1,872	-3,017	-6,37	6,017	2,664	-3,371	-5,923	4,517	3,111
	2-3	2,14	-2,11	-1,558	-5,708	5,738	1,588	-2,175	-5,098	5,121	2,198
	3-4	1,716	-1,672	-1,95	-5,305	5,346	1,991	-2,362	-4,914	4,934	2,382
	4-5	1,672	-1,716	-1,991	-5,346	5,305	1,95	-2,382	-4,934	4,914	2,362
	5-6	2,082	-2,167	-1,613	-5,763	5,683	1,533	-2,21	-5,133	5,086	2,163
	6-7	2,326	-1,923	-2,245	-6,395	6,789	2,639	-2,917	-5,84	6,117	3,194
2 ^e	1-2	1,513	-1,872	-4,236	-7,589	7,236	3,883	-4,59	-7,142	6,882	4,33
	2-3	2,14	-2,11	-2,445	-6,595	6,625	2,475	-3,062	-5,985	6,008	3,085
	3-4	1,716	-1,672	-2,837	-6,192	6,233	2,878	-3,249	-5,801	5,821	3,269
	4-5	1,672	-1,716	-2,878	-6,233	6,192	2,837	-3,269	-5,821	5,801	3,249
	5-6	2,082	-2,167	-2,50	-6,65	6,57	2,42	-3,097	-6,020	5,973	3,050
	6-7	2,326	-1,923	-3,464	-7,614	8,008	3,858	-4,136	-7,059	7,336	4,413
1 ^e	1-2	1,513	-1,872	-4,443	-7,796	7,443	4,09	-4,797	-7,349	7,089	4,537
	2-3	2,14	-2,11	-2,604	-6,754	6,784	2,634	-3,221	-6,144	6,167	3,244
	3-4	1,716	-1,672	-2,996	-6,351	6,392	3,037	-3,408	-5,960	5,98	3,428
	4-5	1,672	-1,716	-3,037	-6,392	6,351	2,996	-3,428	-5,98	5,960	3,408
	5-6	2,082	-2,167	-2,659	-6,809	6,729	2,579	-3,256	-6,179	6,132	3,209
	6-7	2,326	-1,923	-3,671	-7,821	8,215	4,065	-4,343	-7,266	7,543	4,620

Efforts tranchants dans les poutres

Portique: 8-8

Niveau	Travée	G + 1,2P		G + P + \vec{S}_I		G + P + \overleftarrow{S}_I		0,8G + \vec{S}_I		0,8G + \overleftarrow{S}_I	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
5 ^e	C-D	0,617	-2,098	-2,348	-5,792	3,558	0,114	-2,519	-4,989	3,387	0,917
	D-F	4,496	-3,523	-3,539	-4,318	5,271	-2,586	2,294	-3,342	4,026	-1,61
4 ^e	C-D	1,181	-3,509	-5,673	-10,239	7,973	3,407	-6,029	-9,183	7,617	4,463
	D-F	5,806	-4,892	-3,699	-6,715	7,605	-2,809	1,952	-5,243	5,858	-1,337
3 ^e	C-D	1,217	-3,473	-9,017	-13,583	11,387	6,821	-9,384	-12,538	11,02	7,866
	D-F	5,785	-4,914	-2,775	-7,639	8,487	-1,927	1,034	-6,16	6,746	-0,448
2 ^e	C-D	1,217	-3,473	-11,462	-16,028	13,832	9,266	-11,829	-14,983	13,465	10,311
	D-F	5,785	-4,914	-2,038	-8,376	9,224	-1,19	0,297	-6,897	7,483	0,289
1 ^e	C-D	1,217	-3,473	-12,188	-16,754	14,558	9,992	-12,555	-15,709	14,191	11,037
	D-F	5,785	-4,914	-1,785	-8,629	9,477	-0,937	0,044	-7,15	7,736	0,542

Portique: 3-3

Niveau	Travée	G + 1,2P		G + P + \vec{S}_I		G + P + \overleftarrow{S}_I		0,8G + \vec{S}_I		0,8G + \overleftarrow{S}_I	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
5 ^e	B-D	3,831	-6,075	2,75	-6,905	4,718	-4,937	1,614	-5,105	3,582	-3,137
	D-F	7,278	-5,533	6,339	-6,147	7,847	-4,639	4,182	-4,508	5,69	-3,00
4 ^e	B-D	4,36	-5,93	1,918	-7,933	6,43	-3,421	0,338	-5,784	4,850	-1,272
	D-F	6,835	-6,472	5,469	-7,27	7,619	-5,12	2,995	-4,923	5,145	-2,773
	F-J	3,162	-0,335	-0,743	-4,050	6,735	3,428	-2,007	-3,891	5,471	3,587
3 ^e	O-B	/	-2,293	/	-2,153	/	-2,153	/	-1,162	/	-1,162
	B-D	4,595	-5,695	1,016	-8,835	7,774	-2,077	-0,664	-6,786	6,094	-0,028
	D-F	6,827	-6,476	4,905	-7,83	8,167	-4,568	2,433	-5,481	5,695	-2,219
	F-J	3,13	-0,324	-4,228	-7,488	10,152	6,892	-5,476	-7,323	8,904	7,057
2 ^e	O-B	/	-2,293	/	-2,153	/	-2,153	/	-1,162	/	-1,162
	B-D	4,595	-5,695	0,188	-9,663	8,602	-1,249	-1,492	-7,614	6,922	0,80
	D-F	6,827	-6,476	4,505	-8,23	8,567	-4,168	2,033	-5,881	6,095	-1,819
	F-J	3,13	-0,324	-5,992	-9,252	11,916	8,656	-7,24	-9,087	10,668	8,821
1 ^e	O-B	/	-2,293	/	-2,153	/	-2,153	/	-1,162	/	-1,162
	B-D	4,595	-5,695	-0,187	-10,038	8,977	-0,874	-1,867	-7,989	7,297	1,175
	D-F	6,827	-6,476	4,357	-8,378	8,715	-4,02	1,885	-6,029	6,243	-1,671
	F-J	3,13	-0,324	-6,446	-9,706	12,37	9,11	-7,694	-9,541	11,122	9,275

Efforts tranchants dans les poutres

Portique : 7-7

Niv	travée	$G + 1,2P$		$G + P + \vec{S}_I$		$G + P + \vec{S}_I$		$0,8G + \vec{S}_I$		$0,8G + \vec{S}_I$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
5 ^e	B-C	0,696	-1,605	-2,706	-4,962	4,074	1,818	-2,889	-4,515	3,891	2,265
	C-D	1,204	-4,412	-0,884	-6,358	3,232	-2,242	-1,24	-5,049	2,876	-0,933
	D-F	7,189	-5,619	6,212	-6,272	7,802	-4,682	4,081	-4,607	5,671	-3,017
4 ^e	B-C	1,009	-1,94	-7,02	-9,891	8,996	6,125	-7,303	-9,286	8,713	6,73
	C-D	1,702	-4,132	-3,113	-8,698	6,375	0,79	-3,725	-7,196	5,763	2,292
	D-F	7,223	-6,085	5,109	-7,63	8,719	-4,02	2,492	-5,425	6,102	-1,815
3 ^e	A-B	1,748	-2,403	-4,612	-8,573	7,946	3,985	-5,271	-7,678	7,287	4,88
	B-C	1,401	-1,547	-7,37	-10,26	10,118	7,248	-7,811	-9,793	9,697	7,715
	C-D	1,732	-4,102	-5,43	-11,05	8,748	3,763	-6,055	-9,526	8,123	4,652
	D-F	7,195	-6,111	4,233	-8,505	9,543	-3,195	1,626	-6,291	6,936	-0,981
2 ^e	A-B	1,795	-2,357	-9,224	-13,185	12,646	8,685	-9,901	-12,308	11,969	9,562
	B-C	1,388	-1,56	-9,577	-12,447	12,281	9,411	-9,993	-11,975	11,865	9,883
	C-D	1,732	-4,102	-7,132	-12,717	10,45	4,865	-7,757	-11,228	9,825	6,354
	D-F	7,195	-6,111	3,563	-9,175	10,213	-2,525	0,956	-6,961	7,606	-0,311
1 ^e	A-B	1,795	-2,357	-9,659	-13,62	13,081	9,12	-10,336	-12,743	12,404	9,997
	B-C	1,388	-1,56	-9,866	-12,736	12,57	9,7	-10,282	-12,267	12,154	10,172
	C-D	1,732	-4,102	-7,609	-13,194	10,927	5,342	-8,234	-11,705	10,302	6,831
	D-F	7,195	-6,111	3,346	-9,392	10,43	-2,308	0,739	-7,178	7,823	-0,094

Moments dans les poteaux

Portique : D-D

Niv	poteau	G + 1,2P		0,8G + $\vec{S}I$		0,8G + $\overleftarrow{S}I$		G + P + 1,2 $\vec{S}I$		G + P + 1,2 $\overleftarrow{S}I$	
		Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf
5	1	0,212	-0,137	3,612	-2,038	-3,31	1,858	4,361	-2,471	-3,945	2,205
	2	0,031	0	4,602	-3,315	-4,558	3,315	5,526	-3,978	-5,466	3,978
	3	0	0	4,58	"	4,58	"	5,496	"	-5,496	"
	4	0	-0,265	"	-3,449	"	3,181	"	-4,227	"	3,729
	5	0	-0,265	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	0	0	"	-3,315	"	3,315	"	-3,978	"	3,978
	7	0,031	0	4,602	"	4,558	"	5,526	"	-5,466	"
	8	0,212	-0,137	3,612	-2,038	-3,31	1,858	4,361	-2,471	-3,466	2,205
4	1	0,154	-0,147	5,063	-4,159	-4,861	3,965	6,103	-5,077	-5,805	4,731
	2	0	0	6,978	-6,19	-6,978	6,19	8,374	-7,428	-8,374	7,428
	3	0	0	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	0,298	-0,298	7,128	-6,336	-6,828	6,844	8,654	-7,701	-8,094	7,155
	5	0,298	-0,291	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	0	0	6,978	-6,19	-6,978	6,19	8,374	-7,428	-8,374	7,428
	7	0	0	"	"	"	"	"	"	"	"
	8	0,154	-0,147	5,063	-4,159	-4,861	3,965	6,103	-5,077	-5,805	4,731
3	1	0,147	-0,147	6,566	-5,611	-6,372	5,417	7,906	-6,76	-7,62	6,474
	2	0	0	8,745	-8,745	-8,745	8,745	10,494	-10,494	-10,494	10,494
	3	0	0	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	0,291	-0,291	8,891	-8,891	-8,559	8,599	10,767	-10,767	-10,221	10,221
	5	0,291	-0,291	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	0	0	8,745	-8,745	-8,745	8,745	10,494	-10,494	-10,494	10,494
	7	0	0	"	"	"	"	"	"	"	"
	8	0,147	-0,147	6,566	-5,611	-6,372	5,417	7,906	-6,76	-7,62	6,474
2	1	0,147	-0,147	7,174	-7,174	-6,98	6,98	8,635	-8,635	-8,349	8,349
	2	0	0	10,329	-10,329	-10,329	10,329	12,395	-12,395	-12,395	12,395
	3	0	0	"	"	"	"	"	"	-12,395	"
	4	0,291	-0,291	10,475	-10,475	-10,183	10,183	12,668	-12,668	-12,122	12,122
	5	0,291	-0,291	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	0	0	10,329	-10,329	-10,329	10,329	12,395	-12,395	-12,395	12,395
	7	0	0	"	"	"	"	"	"	"	"
	8	0,147	-0,147	7,174	-7,174	-6,98	6,98	8,635	-8,635	-8,349	8,349
1	1	0,147	-0,147	6,673	-11,78	-6,479	11,588	8,034	-14,163	-7,748	13,879
	2	0	0	9,405	-12,991	-9,045	12,991	11,286	-15,589	-11,286	15,589
	3	0	0	"	"	"	"	"	"	"	"
	4	0,291	-0,291	9,551	-13,132	-9,259	12,85	11,559	15,852	-11,031	15,326
	5	0,291	-0,291	"	"	"	"	"	"	"	"
	6	0	0	9,405	-12,991	-9,045	12,991	11,286	15,589	-11,286	15,589
	7	0	0	"	"	"	"	"	"	"	"
	8	0,147	-0,147	6,673	-11,78	-6,479	11,588	8,034	-14,164	-7,748	13,879

Moments dans les poteaux

Portique :- B-B

NIV	poteau	G + 1,2P		0,8G + 5I		0,8G + 5I		G + P + 1,25I		G + P + 1,25I	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
5 ^e	1	0,148	-0,167	2,821	-2,009	-2,597	1,757	3,398	-2,425	-3,104	2,095
	2	0,034	-0,022	3,328	-2,721	-3,276	2,687	3,996	-3,267	-3,928	3,223
	3	0	0	3,302	-2,704	-3,302	2,704	3,962	-3,245	-3,962	3,245
	4	0	0	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	0	-0,028	"	-2,716	"	2,692	"	-3,271	"	3,219
	6	0,034	-0,018	3,328	-2,709	-3,276	2,699	3,996	-3,261	-3,928	3,229
	7	0,148	-0,167	2,821	-2,009	-2,597	1,757	3,398	-2,425	-3,104	2,095
4 ^e	1	0,188	-0,183	4,283	-3,668	-3,999	3,392	5,155	-4,417	-4,783	4,055
	2	0,025	-0,017	5,036	-5,020	-4,998	5,014	6,045	-6,035	-5,995	6,005
	3	0	-0,031	5,017	-5,031	-5,017	5,003	6,020	-6,049	-6,02	5,991
	4	0	0	"	-5,017	-5,017	5,017	"	-6,02	"	6,02
	5	0,031	-0,031	5,031	-5,031	-5,003	5,003	6,049	-6,049	-5,991	5,991
	6	0,019	-0,028	5,022	-5,036	-5,012	4,998	6,037	-6,047	-6,003	5,993
	7	0,188	-0,229	4,283	-3,688	-3,999	3,372	5,155	-4,446	-4,783	4,072
3 ^e	1	0,183	-0,183	5,226	-5,226	-4,95	4,95	6,287	-6,287	-5,925	5,925
	2	0,017	-0,017	6,657	-6,657	-6,651	6,651	8,00	-8,00	-7,97	7,97
	3	0,031	-0,031	6,668	-6,668	-6,64	6,64	8,014	-8,014	-7,956	7,956
	4	0	0	6,654	-6,654	-6,654	6,654	7,985	-7,985	-7,985	7,985
	5	0,031	-0,031	6,668	-6,668	-6,64	6,64	8,014	-8,014	-7,956	7,956
	6	0,028	-0,028	6,673	-6,673	-6,635	6,635	8,072	-8,072	-7,958	7,958
	7	0,229	-0,229	5,246	-5,246	-4,93	4,93	6,33	-6,33	-5,882	5,882
2 ^e	1	0,183	-0,183	6,149	-6,149	-5,873	5,873	7,394	-7,394	-7,032	7,032
	2	0,017	-0,017	7,861	-7,861	-7,855	7,855	9,445	-9,445	-9,415	9,415
	3	0,031	-0,031	7,872	-7,872	-7,844	7,844	9,459	-9,459	-9,401	9,401
	4	0	0	7,858	-7,858	-7,858	7,858	9,43	-9,43	-9,43	9,43
	5	0,031	-0,031	7,872	-7,872	-7,844	7,844	9,459	-9,459	-9,401	9,401
	6	0,028	-0,028	7,877	-7,877	-7,839	7,839	9,457	-9,457	-9,403	9,403
	7	0,229	-0,229	6,169	-6,169	-5,853	5,853	7,437	-7,437	-6,889	6,889
1 ^e	1	0,183	-0,179	5,634	-8,044	-5,358	7,776	8,776	-9,669	-6,414	9,315
	2	0,017	-0,025	7,165	-8,774	-7,159	8,744	8,609	-10,535	-8,579	10,487
	3	0,031	-0,007	7,176	-8,759	-7,148	8,759	8,623	-10,517	-8,565	10,505
	4	0	0	7,162	-8,759	-7,162	8,759	8,594	-10,511	-8,594	10,511
	5	0,031	-0,024	7,176	-8,774	-7,148	8,745	8,623	-10,534	-8,565	10,488
	6	0,028	-0,033	7,181	-8,777	-7,143	8,741	8,621	-10,542	-8,567	10,48
	7	0,229	-0,225	5,654	-8,065	-5,338	7,755	6,819	-9,712	-6,371	9,272

Moments dans les poteaux

portique: 8-8

Niveau	Poteaux	$G + 1,2 P$		$0,8G + \vec{S}I$		$0,8G + \overleftarrow{S}I$		$G + P + 1,2\vec{S}I$		$G + P + 1,2\overleftarrow{S}I$	
		M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}
5 ^e	C	0,098	-0,101	3,536	-2,907	-3,398	2,771	4,256	-3,505	-4,064	3,309
	D	0,791	-0,662	6,538	-5,343	-5,426	4,453	7,953	-6,522	-6,403	5,234
	F	0,957	-0,889	3,428	-2,592	-2,082	1,396	4,244	-3,258	-2,368	1,528
4 ^e	C	0,114	-0,112	5,247	-5,245	-5,093	5,095	6,315	-6,313	-6,093	6,095
	D	0,744	-0,714	9,421	-9,401	-8,421	8,441	11,429	-11,40	-9,981	10,01
	F	1,00	-0,973	4,8	-4,316	-3,456	3,008	5,927	-5,341	-3,981	3,447
3 ^e	C	0,112	-0,112	6,881	-6,881	-6,731	6,731	8,276	-8,276	-8,058	8,058
	D	0,714	-0,714	12,226	-12,226	-11,266	11,266	14,79	-14,79	-13,40	13,40
	F	0,973	-0,973	5,783	-5,783	-4,475	4,475	7,102	-7,102	-5,208	5,208
2 ^e	C	0,112	-0,112	8,115	-8,115	-7,965	7,965	9,757	-9,757	-9,539	9,539
	D	0,714	-0,714	14,355	-14,355	-13,395	13,395	17,345	-17,345	-15,955	15,955
	F	0,973	-0,973	6,711	-6,711	-5,403	5,403	8,215	-8,215	-6,321	6,321
1 ^e	C	0,112	-0,113	7,60	-9,28	-7,45	9,128	9,139	-11,155	-8,921	10,935
	D	0,714	-0,693	13,893	-16,873	-12,933	15,937	16,791	-20,361	-15,401	19,011
	F	0,973	-0,964	6,612	-8,882	-5,304	7,58	8,097	-10,816	-6,203	8,938

portique: 3-3

Niveau	Poteaux	$G + 1,2 P$		$0,8G + \vec{S}I$		$0,8G + \overleftarrow{S}I$		$G + P + 1,2\vec{S}I$		$G + P + 1,2\overleftarrow{S}I$	
		M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}
5 ^e	B	0,761	-0,571	2,586	-2,035	-1,554	1,355	3,226	-2,581	-1,748	1,487
	D	0,787	-0,229	4,707	-3,225	-3,239	2,953	5,295	-3,926	-3,761	3,488
	F	1,53	-0,497	3,448	-2,275	-1,372	1,671	4,383	-2,845	-1,401	1,891
4 ^e	B	0,642	-0,333	3,433	-3,275	-2,669	2,827	4,276	-3,985	-3,046	3,337
	D	0,257	-0,259	5,713	-5,714	-5,407	5,406	6,918	-6,92	-6,426	6,424
	F	0,561	-0,549	4,29	-4,283	-3,61	3,617	5,278	-5,267	-4,202	4,213
	J	0,059	-0,059	3,585	-3,58	-3,515	3,520	4,325	-4,315	-4,195	4,205
3 ^e	B	0,333	-0,333	4,283	-4,283	-3,835	3,835	5,195	-5,195	-4,547	4,547
	D	0,259	-0,259	7,550	-7,55	-7,242	7,242	9,123	-9,123	-8,627	8,627
	F	0,549	-0,549	5,59	-5,59	-4,924	4,924	6,835	-6,835	-5,781	5,781
	J	0,059	-0,059	4,754	-4,754	-4,694	4,694	5,724	-5,724	-5,614	5,614
2 ^e	B	0,333	-0,333	5,018	-5,018	-4,57	4,57	6,077	-6,077	-5,429	5,429
	D	0,259	-0,259	8,890	-8,89	-8,582	8,582	10,731	-10,731	-10,235	10,235
	F	0,549	-0,549	6,541	-6,541	-5,875	5,875	7,977	-7,977	-6,923	6,923
	J	0,059	-0,059	5,61	-5,61	-5,55	5,55	6,751	-6,751	-6,641	6,641
1 ^e	B	0,333	-0,632	5,067	-6,295	-4,619	5,535	6,136	-7,704	-5,488	6,492
	D	0,259	-0,272	8,999	-10,967	-8,894	10,639	10,862	-13,225	-10,366	12,703
	F	0,549	-0,517	6,063	-7,316	-5,397	6,68	7,403	-8,895	-6,349	7,901
	J	0,059	-0,095	5,35	-6,549	-5,29	6,447	6,439	-7,888	-6,329	7,708

Moments dans les poteaux

Portique : 7-7

Niv	poteau	G+1,2 P		0,8G+5I		0,8G+5I		G+P+1,25I		G+P+1,25I	
		Maup	Minf	Maup	Minf	Maup	Minf	Maup	Minf	Maup	Minf
5 ^e	B	0,028	-0,029	3,507	-2,875	-3,469	2,837	4,213	-3,455	-4,159	3,399
	D	0,046	-0,035	3,822	-3,123	-3,762	3,087	4,595	-3,759	-4,505	3,693
	D	1,232	-0,823	6,327	-4,986	-4,655	4,006	7,79	-6,183	-5,388	4,607
	F	1,53	-1,105	3,57	-2,567	-1,494	4,529	4,529	-3,349	-1,547	1,233
4 ^e	B	0,031	-0,032	5,531	-5,527	-5,489	5,493	6,642	-6,642	-6,582	6,582
	C	0,038	-0,044	5,66	-5,667	-5,62	5,615	6,804	-6,81	-6,732	6,726
	D	0,927	-0,891	8,716	-8,695	-7,674	7,635	10,685	-9,018	-9,662	8,945
	F	1,244	-1,211	4,515	-4,206	-3,035	2,766	5,721	-5,342	-3,339	3,024
3 ^e	A	0,07	-0,062	6,615	-6,61	-6,533	6,538	7,956	-7,948	-7,822	7,830
	B	0,032	-0,03	7,531	-7,529	-7,497	7,499	9,047	-9,045	-8,987	8,989
	C	0,044	-0,044	7,453	-7,453	-7,403	7,403	8,956	-8,956	-8,872	8,872
	D	0,891	-0,891	11,285	-11,285	-10,225	10,225	13,759	-13,759	-12,053	12,053
	F	1,211	-1,211	5,501	-5,501	-4,061	4,061	6,896	-6,896	-4,578	4,578
2 ^e	A	0,062	-0,062	7,801	-7,801	-7,729	7,729	9,377	-9,377	-9,259	9,259
	B	0,03	-0,03	8,889	-8,889	-8,859	8,859	10,677	-10,677	-10,621	10,621
	C	0,044	-0,044	8,799	-8,799	-8,749	8,749	10,571	-10,571	-10,487	10,487
	D	0,891	-0,891	13,235	-13,235	-12,175	12,175	16,099	-16,099	-14,393	14,393
	F	1,211	-1,211	6,368	-6,368	-4,928	4,928	7,937	-7,937	-5,619	5,619
1 ^e	A	0,062	-0,062	7,283	-8,899	-7,211	8,827	8,755	-10,695	-8,637	10,577
	B	0,03	-0,03	7,959	-9,731	-7,929	9,701	9,561	-11,687	-9,505	11,631
	C	0,044	-0,044	7,883	-9,637	-7,833	9,585	9,472	-11,577	-9,388	11,489
	D	0,891	-0,879	12,823	-15,564	-11,763	14,506	15,605	-18,885	-13,899	17,199
	F	1,211	-1,214	6,181	-8,274	-4,741	6,814	7,712	-10,277	-5,394	7,889

Efforts normaux dans les poteaux

Portique :- D-D

Niv	poteau	G + 1,2P		0,8G + $\bar{5}I$		0,8G + $\bar{5}I$		G + P + 1,2 $\bar{5}I$		G + P + 1,2 $\bar{5}I$	
		N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
5:	1	0,944	0,944	-1,123	-1,123	2,471	2,471	-1,229	-1,229	3,083	3,083
	2	2,217	2,217	1,952	1,952	1,220	1,22	2,677	2,677	1,739	1,739
	3	2,087	2,087	1,492	1,492	1,492	1,492	2,05	2,05	2,05	2,05
	4	2,099	2,099	1,501	1,501	1,501	1,501	2,062	2,062	2,062	2,062
	5	2,099	2,099	1,501	1,501	1,501	1,501	2,062	2,062	=2,062	2,062
	6	2,087	2,087	1,492	1,492	1,492	1,492	2,05	2,05	2,05	2,05
	7	2,217	2,217	1,22	1,22	1,22	1,22	1,739	1,739	2,677	2,677
	8	0,944	0,944	2,471	2,471	-1,123	2,123	3,083	3,083	-1,229	-1,229
4:	1	1,018	1,962	-3,901	-4,224	4,435	6,906	-3,535	-4,764	5,509	8,592
	2	2,218	4,435	2,01	3,962	0,902	2,122	2,813	5,43	1,489	3,228
	3	2,039	4,126	1,354	2,846	1,354	2,846	1,981	4,031	1,981	4,031
	4	5,51	7,249	2,921	4,422	2,921	4,422	4,9	6,962	4,9	6,962
	5	5,51	7,249	2,921	4,422	2,921	4,422	4,9	6,962	4,9	6,962
	6	2,039	4,126	1,354	2,846	1,354	2,846	1,981	4,031	1,981	4,031
	7	2,218	4,435	0,902	2,122	2,01	3,962	1,489	3,228	2,813	5,43
	8	1,018	1,962	4,435	6,906	-3,101	-4,224	5,509	8,592	-3,535	-4,764
3:	1	1,02	2,982	-4,957	-9,181	6,293	13,199	-5,761	-10,525	7,739	16,331
	2	2,217	6,652	2,41	6,372	0,496	2,618	3,297	8,727	1,001	4,229
	3	2,042	6,168	1,356	4,202	1,356	4,202	1,984	6,015	1,984	6,015
	4	5,150	12,399	2,919	7,341	2,919	7,341	4,897	11,859	4,897	11,859
	5	5,15	12,399	2,919	7,341	2,919	7,341	4,897	11,859	4,897	11,859
	6	2,042	6,168	1,356	4,202	1,356	4,202	1,984	6,015	1,984	6,015
	7	2,217	6,652	0,496	2,618	2,41	6,372	1,001	4,229	3,297	8,727
	8	1,02	2,982	6,293	13,199	-4,957	-9,281	7,739	16,331	-5,761	-10,525
2:	1	1,02	4,002	-6,247	-15,428	7,583	20,782	-7,309	-17,834	9,287	25,618
	2	2,217	8,869	2,407	8,779	0,499	3,117	3,294	12,021	1,004	5,233
	3	2,042	8,210	1,356	5,558	1,356	5,558	1,984	7,999	1,984	7,999
	4	5,15	17,549	2,919	10,26	2,919	10,26	4,897	16,756	4,897	16,756
	5	5,15	17,549	2,919	10,26	2,919	10,26	4,897	16,756	4,897	16,756
	6	2,042	8,210	1,356	5,558	1,356	5,558	1,984	7,999	1,984	7,999
	7	2,217	8,869	0,499	3,117	2,407	8,779	1,004	5,233	3,294	12,021
	8	1,02	4,002	7,583	20,782	-6,247	-15,428	9,287	25,618	-7,309	-17,834
1:	1	1,02	5,022	-6,682	-22,11	8,018	28,8	-7,831	-25,665	9,809	35,427
	2	2,217	11,086	2,636	11,415	0,27	3,387	3,569	15,59	0,729	5,962
	3	2,042	10,252	1,356	6,914	1,356	6,914	1,984	9,983	1,984	9,983
	4	5,15	22,699	2,919	13,179	2,919	13,179	4,897	21,653	4,897	21,653
	5	5,15	22,699	2,919	13,179	2,919	13,179	4,897	21,653	4,897	21,653
	6	2,042	10,252	1,356	6,914	1,356	6,914	1,984	9,983	1,984	9,983
	7	2,217	11,086	0,27	3,387	2,636	11,415	0,729	5,962	3,569	15,59
	8	1,02	5,022	8,018	28,8	-6,682	-22,11	9,809	35,427	-7,831	-25,665

portique: B-B

Efforts normaux dans les poteaux

Niveau	Poteaux	$G + 1,2 P$		$0,8 G + \overline{S I}$		$0,8 G + \underline{S I}$		$G + P + 1,2 \overline{S I}$		$G + P + 1,2 \underline{S I}$	
		N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
5 ^e	1	0,894	0,894	-0,687	-0,687	2,039	2,039	-0,75	-0,75	2,522	2,522
	2	2,234	2,234	2,019	2,019	1,357	1,357	2,61	2,61	1,816	1,816
	3	2,046	2,046	1,546	1,546	1,546	1,546	2,027	2,027	2,027	2,027
	4	2,069	2,069	1,563	1,563	1,563	1,563	2,05	2,05	2,05	2,05
	5	2,046	2,046	1,546	1,546	1,546	1,546	2,027	2,027	2,027	2,027
	6	2,234	2,234	1,357	1,357	2,019	2,019	1,816	1,816	2,61	2,61
	7	0,894	0,894	2,039	2,039	-0,687	-0,687	2,522	2,522	-0,75	-0,75
4 ^e	1	1,526	2,42	-1,94	-2,627	4,239	6,278	-2,196	-2,946	5,218	7,74
	2	3,574	5,808	3,368	5,387	2,016	3,373	4,35	6,96	2,728	4,544
	3	3,371	5,417	2,538	4,084	2,538	4,084	3,338	5,365	3,338	5,365
	4	3,366	5,435	2,542	4,105	2,542	4,105	3,335	5,385	3,335	5,385
	5	3,823	5,869	2,734	4,28	2,734	4,28	3,755	5,782	3,755	5,782
	6	4,026	6,26	2,21	3,567	3,562	5,581	3,145	4,961	4,767	7,377
	7	1,505	2,399	4,23	6,269	-1,948	-2,635	5,199	7,721	-2,215	-2,965
3 ^e	1	1,513	3,933	-3,371	-5,998	5,663	11,941	-3,92	-6,866	6,92	14,66
	2	4,012	9,82	3,747	9,134	2,009	5,382	4,986	11,946	2,90	7,444
	3	3,826	9,243	2,736	6,82	2,736	6,82	3,758	9,123	3,758	9,123
	4	3,344	8,779	2,533	6,638	2,533	6,638	3,314	8,699	3,314	8,699
	5	3,799	9,668	2,724	7,004	2,724	7,004	3,733	9,515	3,733	9,515
	6	4,493	10,753	2,216	5,783	3,954	9,535	3,344	8,305	5,43	12,807
	7	1,923	4,322	5,84	12,109	-3,194	-5,829	7,298	15,019	-3,542	-6,507
2 ^e	1	1,513	5,446	-4,59	-10,588	6,882	18,823	-5,383	-12,249	8,383	23,043
	2	4,012	13,832	4,079	13,213	1,677	7,059	5,384	17,33	2,502	9,946
	3	3,826	13,069	2,736	9,556	2,736	9,556	3,758	12,881	3,758	12,881
	4	3,344	12,123	2,533	9,171	2,533	9,171	3,314	12,013	3,314	12,013
	5	3,799	13,467	2,724	9,728	2,724	9,728	3,733	13,248	3,733	13,248
	6	4,493	15,246	1,884	7,667	4,286	13,821	2,946	11,251	5,828	18,635
	7	1,923	6,245	7,059	19,168	-4,413	-10,242	8,761	23,78	-5,005	-11,512
1 ^e	1	1,513	6,959	-4,797	-15,385	7,089	25,912	-5,632	-17,881	8,632	31,675
	2	4,012	17,844	4,127	17,34	1,629	8,688	5,442	22,772	2,444	12,39
	3	3,826	16,895	2,736	12,292	2,736	12,292	3,758	16,639	3,758	16,639
	4	3,344	15,467	2,533	11,704	2,533	11,704	3,314	15,327	3,314	15,325
	5	3,799	17,866	2,724	12,452	2,724	12,452	3,733	16,981	3,733	16,981
	6	4,493	19,739	1,836	9,503	4,334	18,155	2,888	14,139	5,886	24,521
	7	1,923	8,168	7,266	26,434	-4,62	-14,862	9,01	32,79	-5,254	-16,766

Efforts normaux dans les poteaux

portique: 8-8

Niveau	Poteaux	Poids Propre	G + 1,2 P		0,8G + \vec{S}_I		0,8G + \overleftarrow{S}_I		G + P + 1,2 \vec{S}_I		G + P + 1,2 \overleftarrow{S}_I	
			N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
5 ^e	C	0,655	1,272	1,272	-2,045	-2,045	3,861	3,861	-2,284	-2,284	4,804	4,804
	D	0,891	8,285	8,285	7,927	7,927	3,753	3,753	10,639	10,639	5,631	5,631
	F	0,655	4,178	4,178	3,816	3,816	2,084	2,084	5,146	5,146	3,068	3,608
4 ^e	C	0,655	1,836	3,108	-4,556	-6,601	8,091	11,952	-6,383	-8,667	9,993	14,797
	D	0,891	10,206	18,491	11,779	19,706	2,039	5,792	15,803	26,442	4,115	9,746
	F	0,655	5,547	9,725	5,717	9,533	1,811	3,895	6,881	12,027	2,194	5,262
3 ^e	C	0,655	2,079	5,187	-8,91	-15,511	11,494	23,446	-10,402	-19,069	14,082	28,879
	D	0,891	10,149	28,64	14,216	33,922	-0,476	5,316	18,718	45,16	1,088	10,834
	F	0,655	5,569	15,294	6,634	16,167	0,922	4,817	8,865	20,892	2,011	7,273
2 ^e	C	0,655	2,079	7,266	-11,355	-26,866	13,939	37,385	-13,336	-32,405	17,016	45,895
	D	0,891	10,149	38,789	15,924	49,846	-2,184	3,132	20,768	65,928	-0,962	9,872
	F	0,655	5,569	20,863	7,371	23,538	0,185	5,002	9,75	30,642	1,126	8,399
1 ^e	C	0,655	2,079	9,345	-12,081	-38,947	14,665	52,05	-14,288	-46,613	17,888	63,783
	D	0,891	10,149	48,938	16,397	66,243	-2,657	0,475	21,335	87,263	-1,529	8,343
	F	0,655	5,569	26,432	7,624	31,162	-0,068	4,934	10,053	40,695	0,823	9,222

portique: 3-3

Niveau	Poteaux	Poids Propre	G + 1,2 P		0,8G + \vec{S}_I		0,8G + \overleftarrow{S}_I		G + P + 1,2 \vec{S}_I		G + P + 1,2 \overleftarrow{S}_I	
			N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
5 ^e	B	0,655	4,486	4,486	2,138	2,138	4,106	4,106	3,208	3,208	5,57	5,57
	D	0,891	14,244	14,244	10,00	10,00	9,54	9,54	14,181	14,181	13,629	13,629
	F	0,655	6,188	6,188	5,032	5,032	3,524	3,524	6,953	6,953	5,143	5,143
4 ^e	B	0,655	5,015	9,501	0,862	3,00	5,374	9,48	2,122	5,33	7,536	13,106
	D	0,891	13,657	27,901	9,491	19,491	7,129	16,669	14,529	28,71	11,695	25,324
	F	0,655	10,289	16,469	3,44	8,472	8,768	12,292	6,649	13,649	13,043	18,186
	J	0,655	0,99	0,99	4,415	4,415	-3,063	-3,063	5,453	5,453	-3,521	-3,521
3 ^e	B	0,655	7,543	17,044	1,023	4,023	7,781	17,261	3,148	8,478	11,259	24,365
	D	0,891	13,414	41,315	9,932	29,423	6,436	23,105	14,981	43,691	10,785	36,109
	F	0,655	10,257	26,726	0,529	9,001	11,647	23,939	3,145	16,747	16,487	34,673
	J	0,655	0,979	1,969	7,847	12,262	-6,533	-9,596	9,581	15,034	-7,675	-11,196
2 ^e	B	0,655	7,543	24,587	0,195	4,218	8,609	25,87	2,155	10,633	12,251	36,616
	D	0,891	13,414	54,729	10,36	39,783	6,008	29,113	15,494	59,185	10,272	46,381
	F	0,655	10,257	36,983	-0,835	8,166	-13,014	36,95	1,508	18,255	18,124	52,797
	J	0,655	0,979	2,948	9,611	21,873	-8,297	-17,893	11,698	26,732	-9,792	-20,980
1 ^e	B	0,655	7,543	32,13	-0,18	4,038	8,984	34,854	1,705	12,338	12,701	49,317
	D	0,891	13,414	68,143	10,587	50,37	5,781	34,894	15,77	74,955	9,999	56,38
	F	0,655	10,257	47,24	-1,141	7,025	13,317	50,267	1,141	19,396	18,491	71,288
	J	0,655	0,979	3,927	10,065	31,938	-8,751	-26,644	12,243	38,975	-10,338	-31,322

Efforts normaux dans les poteaux

Portique: 7-7

Niv	Poteau	p. propre	G + 1,2P		0,8G + \vec{S}_I		0,8G + \overleftarrow{S}_I		G + P + 1,2 \vec{S}_I		G + P + 1,2 \overleftarrow{S}_I	
			N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
5:	B	0,655	1,351	1,351	-2,365	-2,365	4,415	4,415	-2,729	-2,729	5,407	5,407
	C	0,655	3,464	3,464	3,799	3,799	1,135	1,135	4,999	4,999	1,803	1,803
	D	0,891	12,493	12,493	9,843	9,843	7,317	7,317	13,714	13,714	10,682	10,682
	F	0,655	6,274	6,274	5,131	5,131	3,541	3,541	7,086	7,086	5,178	5,178
4:	B	0,655	1,664	3,015	-6,779	-9,144	9,237	13,652	-7,967	-10,696	11,253	16,66
	C	0,655	4,298	7,762	6,085	9,884	-0,443	0,692	8,086	13,085	0,252	2,055
	D	0,891	12,245	24,738	10,401	20,244	4,523	11,84	15,286	29,00	8,232	18,914
	F	0,655	6,74	13,014	5,949	11,08	2,339	5,88	8,646	15,732	4,314	9,492
3:	A	0,655	2,403	2,403	-4,747	-4,747	7,811	7,811	-5,213	-5,213	9,857	9,857
	B	0,655	4,459	7,474	0,391	-8,753	5,341	18,993	-1,743	-9,353	7,283	23,943
	C	0,655	3,935	11,697	4,263	14,147	0,933	1,625	5,818	18,902	1,822	3,877
	D	0,891	12,188	36,926	11,864	32,108	2,996	14,836	17,026	46,026	6,384	25,298
	F	0,655	6,766	19,78	6,815	17,895	1,505	7,385	9,691	25,423	3,319	12,811
2:	A	0,655	2,45	4,853	-9,337	-14,124	12,493	20,304	-10,756	-15,969	15,488	25,345
	B	0,655	4,40	11,874	2,86	-5,893	2,839	21,832	4,25	-5,103	4,26	28,203
	C	0,655	3,974	15,644	4,743	18,89	0,467	2,096	6,398	25,301	1,266	5,143
	D	0,891	12,188	49,114	12,896	45,004	1,964	16,8	18,264	64,29	5,20	30,498
	F	0,655	6,766	26,546	7,485	25,38	0,835	8,82	10,495	35,918	2,515	15,326
1:	A	0,655	2,436	7,289	-9,812	-23,936	12,928	33,232	-11,289	-27,258	15,999	41,344
	B	0,655	4,4	16,274	2,985	-2,908	2,681	24,513	4,439	-0,664	4,075	32,278
	C	0,655	3,974	19,591	4,555	23,445	0,655	2,744	6,172	31,473	1,492	6,835
	D	0,891	12,188	61,302	13,156	58,16	1,704	18,504	18,576	88,866	4,834	35,332
	F	0,655	6,766	33,312	7,702	33,082	0,618	8,838	10,755	46,673	2,255	17,581

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

⊗ Prescription (R.P.A81) :-

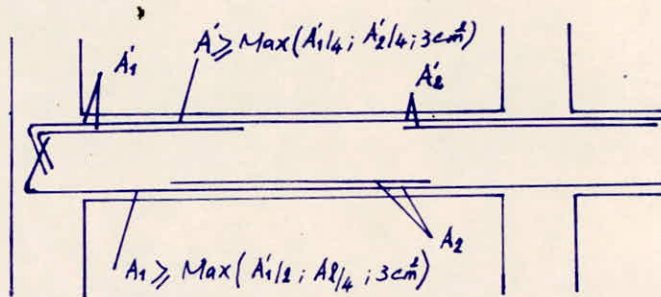
Notre bâtiment étant constitué par une ossature auto-stable, donc toutes les prescriptions relatives à ce type d'ossature en Zone II (Art 4-2, R.P.A81) doivent être respectées.

* Art 4-2 - R.P.A81 :-

A/ poutres :-

A-1/ Armatures longitudinales :-

- le % total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les aciers à haute adhérence et de 0,5% pour les aciers doux
- le % total maximum des aciers longitudinaux doivent être de 2,5%
- les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures d'une section minimale indiquée sur la figure suivante :



- les poutres de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section entravée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de traction maximale des barres.

A-2/ Espacement :-

- L'espacement maximum entre les armatures transversales doit être déterminé comme suit :
 - dans la zone nodale et entravée si les armatures comprimées sont nécessaires
$$t \leq \min(h/4; 12\phi; 30\text{cm})$$
 - En dehors de la zone nodale : $t \leq h/2$
avec ϕ : le plus petit diamètre calculé.

A-3 Armatures transversales :

la quantité min doit être de : $A_t = 9003.t.b$

B/ poteaux :-

B-1/ Armatures longitudinales :-

- les armatures longitudinales doivent être des barres à haute-adhérence.
- les barres verticales doivent être droites sans crochets.
- le % minimum est de 1% en Zone II, sans toute fois dépasser 4%.
- le diamètre minimum est de :- 14 mm en Zones II et III
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en Zone II.
- les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des Zones des noeuds.

B-2/ Armatures transversales :-

Elles sont calculées avec la formule : $A_t = \frac{1,25 \cdot T \cdot t}{h_1 \cdot \text{Cent}}$

Où $T = 2$ fois l'effort tranchant de calcul si l'élançement dans la direction considérée est ≥ 15

= 3 fois l'effort tranchant de calcul si l'élançement dans la direction considérée est < 15

la quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :-

$$A_t = 0,004 s. b \text{ en Zone II}$$

B-3/ Espacement :- l'espacement maximum est donné par :

- dans la zone nodale (y compris la hauteur du noeud)

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \longrightarrow \text{en Zone II}$$

- dans la zone courante :

$$t \leq 12\phi_l \longrightarrow \text{en Zone II}$$

ϕ_l : est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

A/ FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'Art A15 du C.C.B.A 68, il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres, les poutres seront donc ferrillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons SP_1 et SP_2 .

pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on considèrera la plus grande de $1,5 M(SP_1)$ et $M^{max}(SP_2)$

$M^{max}(SP_2)$: le moment sous la plus défavorable des combinaisons du 2^e genre.

la méthode de détermination des sections d'acier sera celle de M^e P. CHARON

- Sous $SP_1 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/Km}^2, \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/Km}^2$

- Sous $SP_2 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/Km}^2, \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/Km}^2$

• Calcul des armatures longitudinales:-

On calcul $\mu = \frac{1,5 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$ $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $k, \varepsilon \longrightarrow \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / k$

- Si $\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b'$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

la section des armatures tendues est donnée par: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h}$

- Si $\bar{\sigma}_b > \bar{\sigma}_b'$, il est nécessaire de prévoir des armatures comprimées, on calcul:

$K_1 = \frac{1,5 \cdot \bar{\sigma}_a}{\eta \cdot \bar{\sigma}_b'}$, $K_2 = \frac{1,5(h-d') \bar{\sigma}_a}{(h-d') \bar{\sigma}_a'}$

1/ Si $K_1 > K_2$, on prend K_1 et: $\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b'$ $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $\alpha, \mu', \varepsilon$

$M_1 = \mu' \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2 \longrightarrow M_2 = M - M_1$

$\gamma = \alpha h \longrightarrow \bar{\sigma}_a' = \frac{1,5}{\gamma} (h-d') \bar{\sigma}_b'$

armatures comprimées: $A' = \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a'}$

armatures tendues: $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} + \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$

2/ Si $K_2 > K_1$, on prend K_2 et $\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K_2$, $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a'$, $K_2 \longrightarrow \varepsilon, \mu'$

$M_1 = \mu' \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot h^2$

$M_2 = M - M_1$

armatures comprimées: $A' = \frac{M_2}{(h-d') \bar{\sigma}_a'}$

armatures tendues: $A = \frac{M_1}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$

• Calcul des armatures transversales:-

la quantité minimale est donnée par: $A_t = 0,003 \cdot t \cdot b$

où: t : espacement, b : largeur de la poutre.

a/ contrainte de cisaillement max :-

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{b \cdot z} \quad / \quad b: \text{largeur de la poutre}, \quad z = \frac{7}{8} \cdot h$$

b/ contrainte de cisaillement admissible :-

$$\text{si } \tau_b \leq \bar{\tau}_b \longrightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{si } \bar{\tau}_b' < \tau_b \leq 2\bar{\tau}_b' \longrightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\tau}_b$$

si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \longrightarrow$ on utilise des cadres et étriers droites

si $\bar{\tau}_b < \tau_b \leq 5\bar{\tau}_b \longrightarrow$ on utilise des cadres et étriers droites plus des barres obliques

c/ contrainte admissible des armatures transversales :-

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad / \quad \rho_a = \frac{2}{3} \longrightarrow \text{si on a reprise de bétonnage.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \begin{cases} \left(1 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot \sigma_{en} \\ \geq \frac{2}{3} \sigma_{en} \end{cases} \longrightarrow \text{si on a pas de reprise de bétonnage.}$$

d/ Espacement :-

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_c}$$

e/ Espacement admissible :-

$$\bar{t} \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow \text{en zone nodale ou en travée avec armatures comprimées}$$

$$\bar{t} \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

Remarque :- On disposera les cours d'armatures transversales selon la fig. 8

(R.P.A 81 - p: 47)

• Verifications :-

1/ Condition de la flèche :- (Art 61-21, C.C.B.A 68)

$$- h_t \geq \frac{l}{16}$$

$$- h_t \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t \cdot l}{M_0}$$

$$- A \leq b \cdot h \cdot \frac{4}{3} \cdot \sigma_{en}$$

On peut dispenser de la faire la vérification de la flèche pour les poutres qui satisfont aux 3 conditions ci-dessus.

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

pour les poutres fléchies on doit avoir :-

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 \quad / \quad \psi_4 = 0,54 \text{ (acier serré)}$$

3/ Conditions aux appuis (Art 35-32, C.C.B.A 68)

- béton:- L'effort tranchant crée des efforts de compression dans les bielles de béton inclinées à 45°

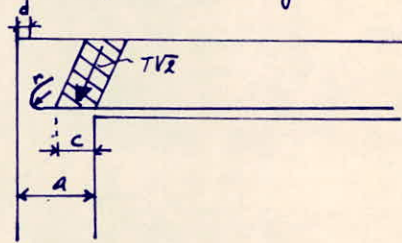
pour que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ on doit avoir $C \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b} = C_0$

T: effort tranchant max aux appuis

C: distance du nu de l'appui au point où commence l'ancrage de l'armature inférieure $C = a - (d+r)$

a: largeur du poteau

r: rayon de courbure $r = 5,5\phi$



- Armatures inférieures:-

la section minimale des armatures de traction inférieures, qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées totalement au delà, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible = $T + M/3$, c.à.d on doit vérifier que:

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + M/3$$

4/ Pourcentage des aciers longitudinales (R.P.A 81)

- poutres longitudinales:

$$0,3\% \leq A \leq 2,5\% \rightarrow 3,6 \text{ cm}^2 \leq A \leq 30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{pour notre cas}$$

- poutres transversales:

$$0,3\% \leq A \leq 2,5\% \rightarrow 4,5 \text{ cm}^2 \leq A \leq 37,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{pour notre cas}$$

5/ Condition de non entrainement des barres (Art 29-11, C.C.B.A 68)

on doit vérifier que: $\sigma_d \leq \bar{\sigma}_d$ / $\bar{\sigma}_d = 24\sigma_b$ ($\sigma_b = 15$ acier H.A)

$$\sigma_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot \bar{\sigma}}$$

ou T: effort tranchant maxi

p: périmètre de la barre, n: nbre de barre

6/ Condition de non fissuration:

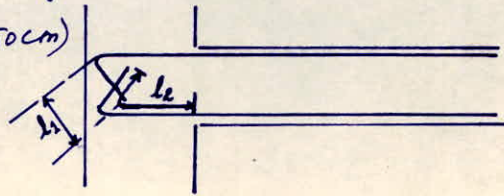
on doit vérifier que: $\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_1 = \frac{16 \cdot \eta \cdot \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)}, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{7 \frac{K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

7/ Ancrage :-

L'ancrage des armatures longitudinales des poutres dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure suivante (R.P.A 81 - p: 47) :

$$l_1 \geq 20\phi, \quad l_2 \geq \text{Max}(30\phi, 50\text{cm})$$



8/ Contraintes :-

les sections seront vérifiées sous leurs moments maximums les plus défavorables

* Section sans armatures comprimées :-

on calcule : $\bar{\omega} = \frac{100 A_s}{b \cdot h}$ Tableau $\rightarrow \epsilon, K$

et on doit avoir : $\sigma_a = \frac{M}{A_s \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a, \quad \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} \leq \bar{\sigma}_b'$

* Section avec armatures comprimées :-

On calcule : $D = \frac{15}{6} (A + A'), \quad E = \frac{30}{b} (A'd' + Ah)$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2, \quad K = \frac{M}{I}$$

et on doit avoir :

$$\sigma_b' = K y_1 \leq \bar{\sigma}_b'$$

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

$$\sigma_a = 15 K (h - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$$

Portique longitudinal: D-D

Presentation des moments

Niveau: 5

SP2

-3,669	-2,795	-2,732	-2,732	-2,732	-2,732	-2,795	-3,669
Δ 0,995	Δ 0,316	Δ 0,332	Δ 0,332	Δ 0,332	Δ 0,316	Δ 0,995	
3,31	1,944	1,968	1,968	1,968	1,968	1,968	1,968

SP1

-0,212	-0,514	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45	-0,514	-0,212
Δ 0,422	Δ 0,329	Δ 0,345	Δ 0,345	Δ 0,345	Δ 0,329	Δ 0,422	

Niveau: 4

SP2

-7,19	-5,595	-5,95	-6,438	-6,438	-5,95	-5,95	-7,19
Δ 1,319	Δ 0,366	Δ 0,26	Δ 1,722	Δ 0,26	Δ 0,366	Δ 1,319	
6,72	4,843	4,843	4,674	4,674	4,843	4,843	6,72

SP1

-0,29	-0,463	-0,463	-1,361	-1,361	-0,463	-0,463	-0,29
Δ 0,461	Δ 0,39	Δ 0,284	Δ 1,871	Δ 0,284	Δ 0,39	Δ 0,461	

Niveau: 3

SP2

-10,818	-7,917	-7,917	-8,768	-8,768	-7,917	-7,917	-10,818
Δ 1,966	Δ 0,366	Δ 0,263	Δ 1,717	Δ 0,263	Δ 0,366	Δ 1,966	
10,337	7,165	7,165	7,00	7,00	7,165	7,165	10,337

SP1

-0,296	-0,463	-0,463	-1,37	-1,37	-0,463	-0,463	-0,296
Δ 0,458	Δ 0,39	Δ 0,287	Δ 1,824	Δ 0,287	Δ 0,39	Δ 0,458	

Niveau: 2

SP2

-12,878	-9,986	-9,986	-10,837	-10,837	-9,986	-9,986	-12,878
Δ 1,961	Δ 0,366	Δ 0,263	Δ 1,717	Δ 0,263	Δ 0,366	Δ 1,961	
12,397	9,234	9,234	9,069	9,069	9,234	9,234	12,397

SP1

-0,296	-0,463	-0,463	-1,37	-1,37	-0,463	-0,463	-0,296
Δ 0,458	Δ 0,39	Δ 0,287	Δ 1,824	Δ 0,287	Δ 0,39	Δ 0,458	

Niveau: 1

SP2

-13,94	-10,316	-10,316	-11,167	-11,167	-10,316	-10,316	-13,94
Δ 2,327	Δ 0,366	Δ 0,263	Δ 1,717	Δ 0,263	Δ 0,366	Δ 2,327	
13,459	9,564	9,564	9,399	9,399	9,564	9,564	13,459

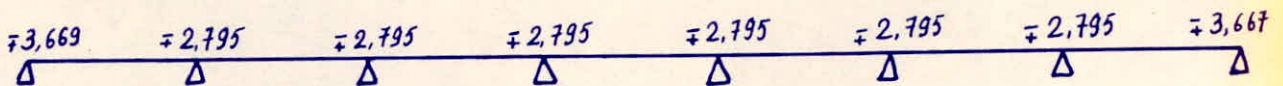
SP1

-0,296	-0,463	-0,463	-1,37	-1,37	-0,463	-0,463	-0,296
Δ 0,458	Δ 0,39	Δ 0,287	Δ 1,824	Δ 0,287	Δ 0,39	Δ 0,458	

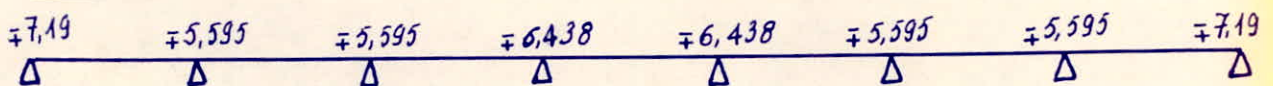
→ Etant donné que les poutres longitudinales ne sont pas porteuses des charges verticales et elles ne sont sollicitées principalement que par les forces latérales sismiques, donc elles doivent avoir des armatures symétriques. Ainsi que les moments en travées sont très faibles par rapport aux moments sur appuis donc on calcul seulement les armatures sur appuis avec le moment max en valeurs absolues et on optera une section en travée égale au moins à la moitié des armatures sur appuis (R.P.A 81 - Art 4.2.3-2)

• Moments de calcul ($5P_2$) :-

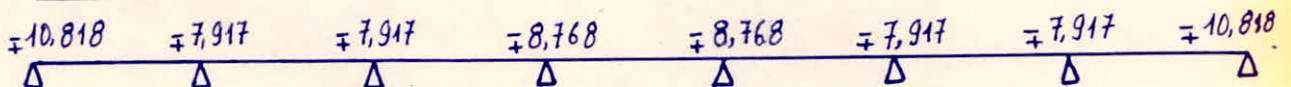
Niveau: 5



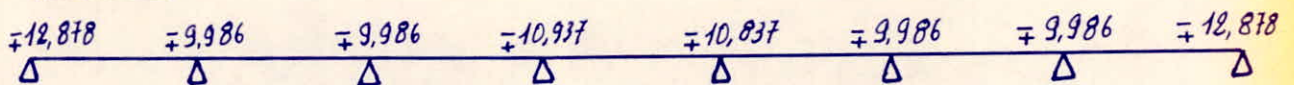
Niveau: 4



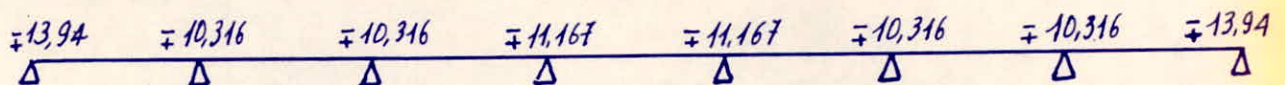
Niveau: 3



Niveau: 2



Niveau: 1



• Remarque : les moments du niveau "1" sont peut différents de ceux du niveau "2", donc ces deux niveaux auront le même ferrailage et ce dernier sera calculé avec les moments max des 2 niveaux (c.à.d niveau "1")

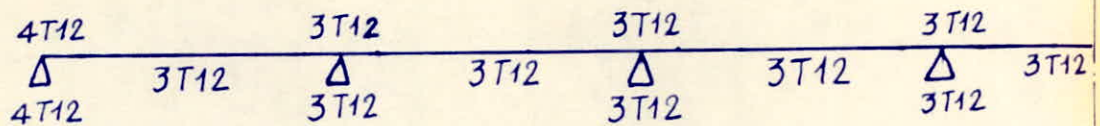
Sections d'aciers aux appuis.

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

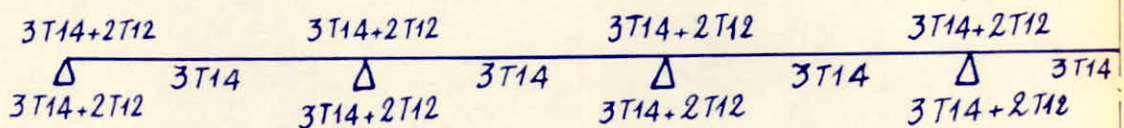
Niv	Section	M (t.m)	μ	ϵ	K	σ'_b kg/cm ²	A _{cal} cm ²	A _{adop}	ϕ
5 ^e	1,8	3,669	0,0319	0,9231	50	84	2,56	4,52	4 T12
	2,7	2,795	0,0243	0,932	58,5	71,8	1,93	3,39	3 T12
4 ^e	1,8	7,19	0,0625	0,8967	33,4	125,75	5,16	6,88	3T14+2T12
	2,3,6,7	5,595	0,0487	0,9072	38,9	108,00	3,97	6,88	3T14+2T12
	4,5	6,438	0,0560	0,9014	35,7	117,65	4,6	6,88	3T14+2T12
3 ^e	1,8	10,818	0,0941	0,8773	25,75	163,11	7,94	9,23	6T14
	2,3,6,7	7,917	0,0688	0,8922	31,4	133,76	6,88	6,88	3T14+2T12
	4,5	8,768	0,0762	0,8876	29,5	142,37	6,36	7,7	5T14
2 ^e	1,8	13,94	0,1212	0,8641	21,8	192,66	10,38	12,06	6T16
	2,3,6,7	10,316	0,0897	0,8796	26,55	158,2	7,55	10,65	3T16+3T14
1 ^e	4,5	11,167	0,0971	0,8756	25,2	166,7	8,21	10,65	3T16+3T14

Sections d'aciers adoptées

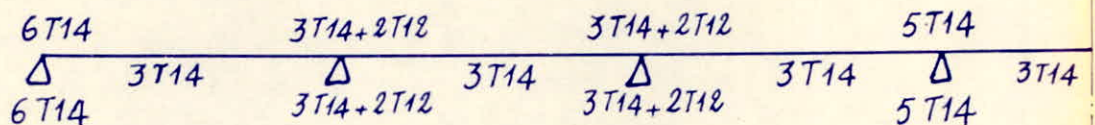
Niveau: 5



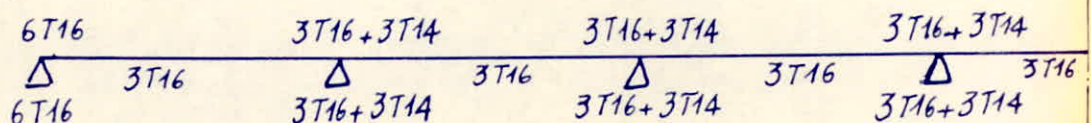
Niveau: 4



Niveau: 3



Niveau: 2, 1



• Verifications :-

1) Vérification de la flèche :-

- $h_f = 40 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{2,85 \cdot 10^2}{16} = 17,8 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$
 - $h_f = 40 \text{ cm} > \frac{l}{10} = \frac{2,85 \cdot 10^2}{10} = 28,5 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$
 - $A \leq b \cdot h \frac{43}{8_{\text{en}}}$, les poutres ont la même section dans tous les niveaux donc il suffit de la vérifier pour la plus grande section d'acier entravée de tous les niveaux, car si elle est vérifiée pour cette section elle l'est également pour toutes les autres sections.
- $A^{\text{max}} = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2 < b \cdot h \frac{43}{8_{\text{en}}} = 30 \cdot 37 \cdot \frac{43}{8_{\text{en}}} = 11,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$
 donc aucune justification de la flèche est nécessaire.

2) condition de non fragilité :-

$A \geq b \cdot h \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_a} \left(\frac{h_f}{h} \right)^2 = 30 \cdot 37 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot \left(\frac{40}{37} \right)^2 = 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée pour toutes les sections.}$

3) condition aux appuis :-

* béton : on doit avoir $c \geq \frac{2T}{b \cdot \sigma_{bc}} = c_0$
 $c = a - (d+r)$, $a = 30 \text{ cm}$, $r = 5\phi \div 5,5\phi$, $d = 4 \text{ cm}$.

On a le même ferrailage aux appuis dérivé, donc il suffit de vérifier cette condition pour l'appui où T est maximum.

Niv	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e et 1 ^e
T(t)	2,724	4,755	6,614	8,339
C(cm)	24,4	23,3	23,3	22,2
C ₀ (cm)	1,78	3,1	4,29	5,41

$c > c_0$ pour tous les appuis dérivé \rightarrow vérifiée

* Armatures inférieures :-

On doit vérifier : $A \cdot \sigma_a \geq T + M/3$ ou $A \geq \frac{T + M}{\sigma_a \cdot 3}$

Niv	5 ^e		4 ^e		3 ^e		2 ^e et 1 ^e	
	appui 1,8	appui 2=7	appui 1,8	appui 2=7	appui 1,8	appui 2=7	appui 1,8	appui 2=7
M(t.m)	3,31	1,968	6,72	4,843	10,337	7,165	13,459	9,564
T(t)	2,724	2,932	4,755	6,959	6,614	8,411	8,339	9,91
$\frac{T+M}{\sigma_a \cdot 3}$ (cm)	3,08	2,15	6,07	5,22	9,18	7,27	11,88	9,39

A est toujours supérieure à $\frac{T}{\delta_a} + \frac{M}{\delta \cdot \delta_a} \longrightarrow$ vérifiée

4/ pourcentage :-

les sections d'armatures adoptées sont bien comprises dans l'intervalle
(3,2 cm², 30 cm²) \longrightarrow vérifié

5/ Condition de non entrainement des barres :-

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n p \delta} \leq \bar{\tau}_d$$

$$\text{sous SP}_2 \rightarrow \bar{\tau}_d = 1,5 \cdot 1,15 \cdot 5,9 = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

Niv	Sections	np (cm)	T (t)	τ_d (kg/cm ²)
5%	1,8	15,08	2,724	5,58
	2-7	11,31	2,932	8,01
4%	1-8	20,73	6,959	10,37
3%	1,8	26,39	6,674	7,74
	2,3,6,7	20,73	8,411	12,53
	4,5	21,99	8,411	11,81
2 et 1%	1,8	30,16	8,339	8,27
	2-7	28,27	9,91	10,83

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \longrightarrow \text{vérifiée}$$

6/ Ancrage :-

il faut que :- $l_1 \geq 20 \phi$

$l_2 \geq \text{Max}(3\phi, 50 \text{ cm})$

On prend pour l'ancrage des barres dans les poteaux les distances suivantes :-

Niv	5%	4%	3%	2 et 1%
l_1 (cm)	≥ 24	≥ 28	≥ 28	≥ 32
l_2 (cm)	≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50

7/ Verification de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b.d}, \quad K = 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}, \quad \eta = 1,6 \rightarrow \text{HA}$$

Niv	A _{cm²}	$\bar{\omega}_f$	σ_1	σ_2	Verification	A choisie
5 ^e	4,52	0,0251	4013	2607	OUI	/
	3,39	0,0188	3165	2607	OUI	/
4 ^e	6,88	0,0382	4738	2414	OUI	/
	4,62	0,0257	3505	2414	OUI	/
3 ^e	9,23	0,0513	5812	2414	OUI	/
	6,88	0,0382	4738	2414	OUI	/
	7,7	0,0428	5138	2414	OUI	/
2 ^e	12,06	0,067	6018	2258	OUI	/
	10,56	0,0592	5578	2258	OUI	/
1 ^e	6,03	0,0335	3764	2258	OUI	/

8/ Verification des contraintes

Niv	Solli	Section	M	A	$\bar{\omega}$	ϵ	K	σ_a	σ'_b
5 ^e	SP ₂	1,8	3,669	4,52	0,407	0,9022	36,1	2432	67,4
	SP ₂	2÷7+tra	2,795	3,39	0,305	0,9132	42,6	2440	57,3
4 ^e	SP ₂	1÷8	7,19	6,88	0,620	0,8840	28,1	3195	113,7
	SP ₁	travées	1,871	4,62	0,416	0,9012	35,6	1214	34,1
3 ^e	SP ₂	1,8	10,818	9,23	0,832	0,8699	23,45	3641	155,3
	SP ₂	2,3,6,7	7,917	6,88	0,620	0,8840	28,1	3518	125,2
	SP ₂	4,5	8,768	7,7	0,694	0,8786	26,2	3503	133,7
	SP ₁	travées	1,824	4,62	0,416	0,9012	35,6	1184	33,3
2 ^e	SP ₂	1,8	13,94	12,06	1,086	0,8563	19,8	3648	184,3
	SP ₂	2÷7	11,167	10,65	0,959	0,8628	21,5	3285	152,8
1 ^e	SP ₁	travées	1,824	6,03	0,543	0,8899	30,4	919	30,2

toutes les σ_a et les σ'_b sont inférieures aux valeurs admissibles \rightarrow vérifiées

• Armatures transversales :-

Sous $SP_2 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \cdot 68,5 = 1027,5 \text{ kg/cm}^2$, $2\bar{\sigma}_b = 2055,5 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b = 885 \text{ kg/cm}^2$

On utilise pour les armatures transversales des $\Phi 8$ FE24, un cadre et rebriert

$\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$, $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_b$ (on suppose qu'on a reprise de bétonnage)

$t \leq \min(h/4, 12\phi, 30 \text{ cm}) = h/4 = 9,25 \text{ cm} \rightarrow$ en zone nodale

$t \leq h/2 = 18,5 \text{ cm} \rightarrow$ en dehors de la zone nodale.

NIV	$T^{\max}(SP_2)$	σ_0	$\bar{\sigma}_b$	$2\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A_t	t	t adopté	
								Z. nodale	Z. courante
5 ^e	2,932	67,4	3,02	30,98	2400	2,01	9,25	9	15
4 ^e	6,959	115,5	7,16	30,05	2400	2,01	23,5	9	15
3 ^e	8,411	133,7	8,66	28,3	2400	2,01	18,57	9	15
2 ^e et 1 ^e	9,91	152,8	10,2	26,66	2400	2,01	15,75	9	15

d'après les valeurs de $\bar{\sigma}_b$ et $2\bar{\sigma}_b$ on remarque que $\bar{\sigma}_b$ est toujours inférieure à $2\bar{\sigma}_b$ donc on peut utiliser des cadres et étriers droite

- Vérification :-

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \begin{cases} \rightarrow 0,003 \cdot t \cdot b = 9,81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale} \\ \rightarrow 0,03 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$

Portique Longitudinal: B-B

Presentation des moments

Niveau: 5

<u>SP₂</u>	-2,856	-2,168	-2,099	-2,099	-2,099	-2,168	-2,856
	Δ 0,939	Δ 0,283	Δ 0,316	Δ 0,316	Δ 0,283	Δ 0,939	Δ
	2,597	1,257	1,309	1,309	1,309	1,257	2,597
<u>SP₁</u>	-0,148	-0,556	-0,452	-0,452	-0,452	-0,556	-0,148
	Δ 0,418	Δ 0,291	Δ 0,324	Δ 0,324	Δ 0,291	Δ 0,418	Δ

Niveau: 4

<u>SP₂</u>	-6,375	-4,693	-4,594	-4,594	-4,654	-4,757	-6,375
	Δ 1,735	Δ 0,494	Δ 0,519	Δ 0,501	Δ 0,717	Δ 1,719	Δ
	5,757	3,264	3,303	3,303	3,275	3,212	5,757
<u>SP₁</u>	-0,354	-0,84	-0,74	-0,74	-0,863	-0,913	-0,354
	Δ 0,665	Δ 0,506	Δ 0,531	Δ 0,531	Δ 0,753	Δ 0,649	Δ

Niveau: 3

<u>SP₂</u>	-8,98	-6,728	-6,684	-6,569	-6,684	-6,854	-8,98
	Δ 2,028	Δ 0,719	Δ 0,502	Δ 0,502	Δ 0,698	Δ 2,25	Δ
	8,343	5,191	5,251	5,278	5,251	5,158	8,303
<u>SP₁</u>	-0,366	-0,909	-0,865	-0,74	-0,865	-1,042	-0,458
	Δ 0,649	Δ 0,755	Δ 0,514	Δ 0,514	Δ 0,734	Δ 0,895	Δ

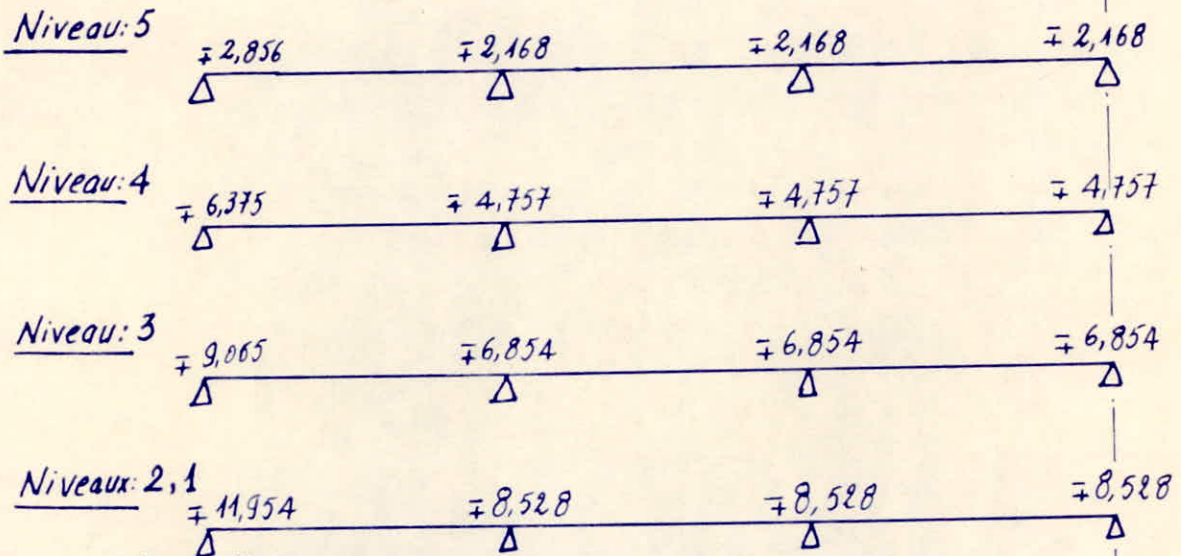
Niveau: 2

<u>SP₂</u>	-11,461	-8,148	-8,104	-7,989	-8,104	-8,274	-11,461
	Δ 2,559	Δ 0,719	Δ 0,502	Δ 0,502	Δ 0,698	Δ 2,781	Δ
	10,824	6,611	6,671	6,698	6,671	6,578	10,784
<u>SP₁</u>	-0,366	-0,909	-0,865	-0,74	-0,865	-1,042	-0,458
	Δ 0,649	Δ 0,755	Δ 0,514	Δ 0,514	Δ 0,734	Δ 0,895	Δ

Niveau: 1

<u>SP₂</u>	-11,869	-8,402	-8,358	-8,243	-8,358	-8,528	-11,869
	Δ 2,636	Δ 0,719	Δ 0,502	Δ 0,502	Δ 0,698	Δ 2,858	Δ
	11,232	6,865	6,925	6,952	6,925	6,832	11,192
<u>SP₁</u>	-0,366	-0,909	-0,865	-0,74	-0,865	-1,042	-0,458
	Δ 0,649	Δ 0,755	Δ 0,514	Δ 0,514	Δ 0,734	Δ 0,895	Δ

Moments de calcul

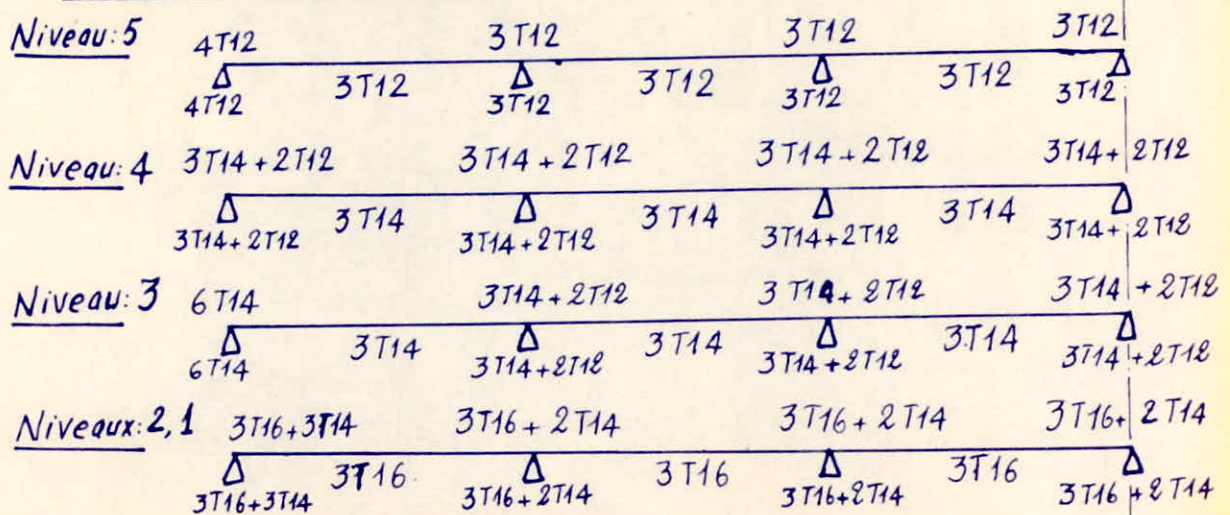


Sections d'aciers aux appuis

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

Niv	Section	M	μ	ϵ	K	σ'_b	A _{cal}	A _{choisie}	Φ
5 ^e	1,7	2,856	0,0248	0,9315	58	72,4	1,97	4,52	4T12
	2÷6	2,168	0,0189	0,9394	67,5	62,2	1,49	3,39	3T12
4 ^e	1,7	6,375	0,0554	0,9020	36	116,7	4,55	6,88	3T14 + 2T12
	2÷6	4,757	0,0414	0,9137	42,9	97,9	3,35	6,88	3T14 + 2T12
3 ^e	1,7	9,065	0,0788	0,8860	28,85	145,6	6,58	9,23	6T14
	2÷6	6,854	0,0596	0,8988	34,4	122,1	4,91	6,88	3T14 + 2T12
2 ^e	1,7	11,954	0,104	0,8721	24,1	174,3	8,82	10,65	3T16 + 3T14
1 ^e	2÷6	8,528	0,0742	0,8888	29,95	140,2	6,17	9,11	3T16 + 2T14

Sections d'aciers adoptées



• Vérifications :-

N.B :- les moments de calcul sont très proches de ceux des poutres du portique (D-D), ainsi que le ferrailage, donc il est inutile de faire toutes les vérifications car les caractéristiques géométriques des poutres ne changent pas.

* Conditions aux appuis :-

- Armatures inférieures :

on doit avoir :- $A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_s} + \frac{M}{\delta \cdot \bar{\sigma}_a}$

NIV	Sections	M	T	$\frac{T}{\bar{\sigma}_s} + \frac{M}{\delta \cdot \bar{\sigma}_a}$	A
5 ^o	1,7	2,597	2,249	2,53	4,52
	2-6	1,309	2,527	1,56	3,39
4 ^o	1,7	5,757	4,60	5,33	6,88
	2-6	3,303	4,952	3,67	6,88
3 ^o	1,7	8,343	6,395	7,66	9,23
	2-6	5,278	6,789	5,5	6,88
2 ^o et 1 ^o	1,7	11,232	7,821	10,12	10,65
	2-6	6,952	8,215	7,07	9,11

A est toujours supérieure à $\frac{T}{\bar{\sigma}_s} + \frac{M}{\delta \cdot \bar{\sigma}_a}$ → vérifiée

* fissuration :-

NIV	Section	A	$\bar{\omega}_f$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_c$	verification
5 ^o	appuis	4,52	0,0251	4073	2007	OUI
	travées	3,39	0,0188	3165	2607	OUI
4 ^o	appuis	6,88	0,0382	4738	2414	OUI
	travées	4,62	0,0257	3505	2414	OUI
3 ^o	appuis der	9,23	0,0513	5812	2414	OUI
	appuis int	6,88	0,0382	4738	2414	OUI
	travées	4,62	0,0257	3505	2414	OUI
2 ^o et 1 ^o	appuis der	10,65	0,0592	5578	2258	OUI
	appuis int	9,11	0,0506	5040	2258	OUI
	travées	6,03	0,0335	3714	2258	OUI

$\bar{\sigma}_s > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ → vérifiée

* Verification des contraintes :-

NIV	Sections	M	A	w	ϵ	K	σ_a	σ_b	Soll
5%	appuis de rive	2,856	4,52	0,407	0,9022	36,1	1893	52,43	SP2
	appuis int et travées	2,168	3,39	0,305	0,9132	42,6	1893	44,4	SP2
4%	tous les appuis	6,375	6,88	0,620	0,884	28,6	2833	100,8	SP2
	travées	1,735	4,62	0,416	0,9012	35,6	1126,2	31,6	SP2
3%	appuis de rive	9,065	9,23	0,832	0,8699	23,45	3051	130,1	SP2
	appuis inter	6,854	6,88	0,620	0,884	28,1	3046	100,4	SP2
	travées	2,25	4,62	0,416	0,9012	35,6	1461,0	41	SP2
2% et 1%	appuis de rive	11,954	10,65	0,959	0,8628	21,5	3516	163,5	SP2
	appuis inter	8,528	9,11	0,821	0,8707	23,65	2906	122,9	SP2
1%	travées	2,858	6,03	0,543	0,8899	30,4	1439	47,4	SP2

$$\sigma_a < 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b < 205,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiées}$$

• Armatures transversales :-

on utilise des cadres et étriers verticaux $\Phi 8 \text{ Fe24}$

$$(1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

NIV	$T_{(SP2)}^{\text{max}}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	t	t adopté	
							Z. nodale	Z. courante
5%	2,527	44,4	2,6	30,98	2400	61,8	9	18
4%	4,952	75,2	5,1	30,98	2400	37,54	9	18
3%	6,789	100,4	6,99	30,98	2400	23,01	9	18
2% et 1%	8,215	122,9	8,46	29,24	2400	19,01	9	18

- Vérifications :

$$t \leq \min \left(\frac{h}{4} = 9,25, 12\phi = 14,4, 30 \text{ cm} \right) = 9,25 > 9 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$t \leq \frac{h}{2} = 3f/4 = 18,5 \text{ cm} > 18 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courante}$$

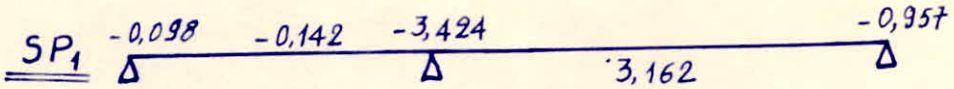
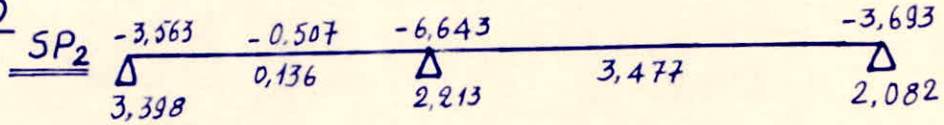
$$A_t = 0,003 \cdot 9 \cdot 30 = 0,81 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_t = 0,003 \cdot 18 \cdot 30 = 1,62 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

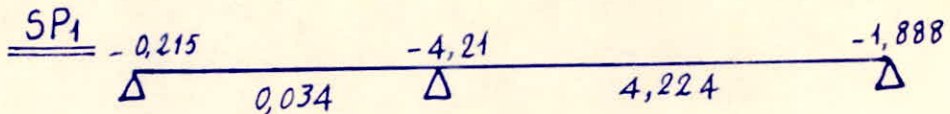
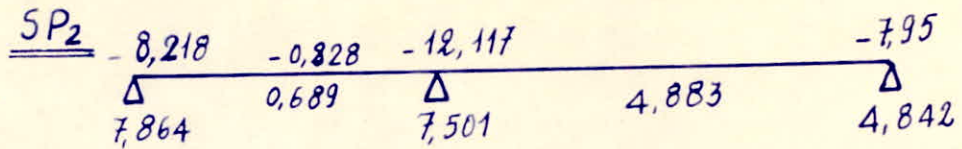
Portique transversal: 8-8

Presentation des moments

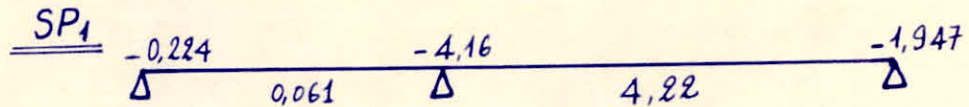
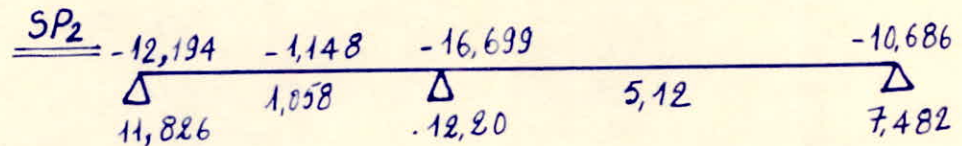
Niveau: 5



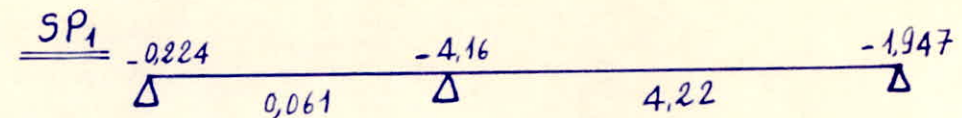
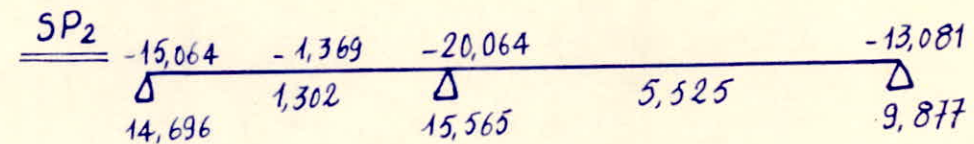
Niveau: 4



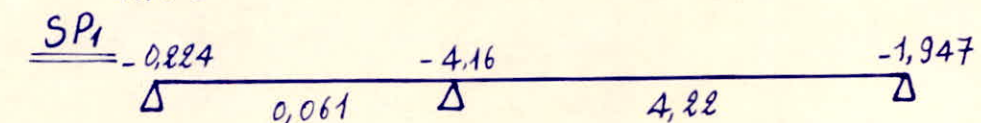
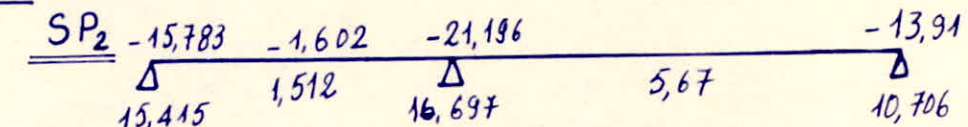
Niveau: 3



Niveau: 2



Niveau: 1



• Armatures supérieures et inférieures sur appuis :-

$b = 30 \text{ cm}$, $h_f = 50 \text{ cm}$, $h = 47 \text{ cm}$, $d = 3 \text{ cm}$

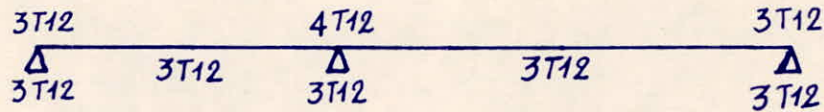
Niv	app	Soll	M _{sup} Minif	M	E	K	σ _b	A _{cal}	A _{adoptée}	Ø
5%	C	SP ₂	3,563 3,398	0,0192 0,0183	0,9391 0,9405	67 69	62,7 60,9	1,92 1,83	3,39 3,39	3T12
	D	"	6,643 2,213	0,0358 0,0119	0,9191 0,9512	46,8 87,5	89,7 48	3,66 1,18	4,52 3,39	4T12
	F	"	3,693 2,082	0,0199 0,0112	0,9379 0,9526	65,5 90,5	64,2 44,5	2,0 1,11	3,39 3,39	3T12
4%	e	"	8,218 7,864	0,0443 0,0424	0,9111 0,9126	41,2 42,2	10,2 99,5	4,52 4,37	6,88 6,88	3T14 + 2T12
	D	"	12,117 7,501	0,0653 0,0404	0,8974 0,9147	32,5 43,6	129,3 96,3	6,86 4,15	8,01 6,88	3T14 + 2T12
	F	"	7,95 4,842	0,048 0,0261	0,9000 0,9298	35 56,25	120 74,7	4,48 2,64	6,88 4,62	3T14 + 2T12
3%	C	"	12,194 11,804	0,0657 0,0639	0,8944 0,8956	32,35 32,9	130 127,7	6,91 6,77	9,11 19,65	3T16 + 2T14
	D	"	16,699 12,2	0,09 0,0657	0,8795 0,8944	26,5 32,35	158,5 129,8	9,62 6,91	10,65 12,06	3T16 + 3T14
	F	"	10,686 7,482	0,0576 0,0403	0,9002 0,9147	35,2 43,6	119,7 96,3	6,01 4,14	8,29 8,29	3T16 + 2T12
2% et 1%	C	"	15,783 15,415	0,0851 0,0831	0,8822 0,8834	27,45 27,9	153 150,5	9,06 8,84	10,68 14,2	4T16 + 4T14
	D	"	21,169 16,697	0,1142 0,09	0,8674 0,8795	22,7 26,5	185 158,5	12,4 9,62	14,2 14,2	4T16 + 4T14
1%	F	"	10,232 10,706	0,0551 0,0577	0,9021 0,9002	36,2 35,2	116,3 119,7	5,75 6,025	6,88 8,42	4T14 + 2T12

• Armatures en travées :

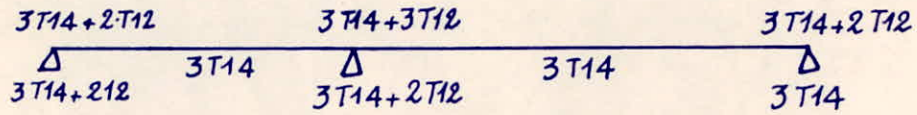
Niv	Soll	travée	M	M	E	K	σ _b	A _{cal}	A _{adoptée}	Ø
5%	SP ₂	C-D	0,507	0,0027	0,9763	196	21,5	0,26	3,39	3T12
	SP ₂	D-F	0,136	0,0007	0,9880	400	10,5	0,07	3,39	3T12
4%	SP ₂	C-D	3,162	0,0256	0,9306	57	49,1	2,58	3,39	3T12
	SP ₂	D-F	0,828	0,0045	0,9693	148	28,4	0,43	2,62	3T14
3%	SP ₂	C-D	0,689	0,0037	0,9721	164	25,6	0,36	4,62	3T14
	SP ₂	D-F	4,224	0,0341	0,9733	172	16,3	3,3	4,62	3T14
2% et 1%	SP ₂	C-D	1,148	0,0062	0,9642	185	33,6	0,61	6,03	3T16
	SP ₂	D-F	1,058	0,0057	0,9655	130	32,3	0,56	6,03	3T16
1%	SP ₂	C-D	4,22	0,0341	0,9733	172	16,3	3,3	6,03	3T16
	SP ₂	D-F	1,602	0,0083	0,959	107	39,3	0,85	6,16	4T14
1%	SP ₂	D-F	1,512	0,0081	0,9593	108	38,9	0,8	6,16	4T14
1%	SP ₂	D-F	4,22	0,0341	0,9733	172	16,3	3,3	6,16	4T14

N.B : En tenant compte des armatures filantes supérieures et inférieures les sections entravées seront plus grandes que celles calculées, les valeurs sont données directement dans le tableau précédent et le ferrailage final sera:-

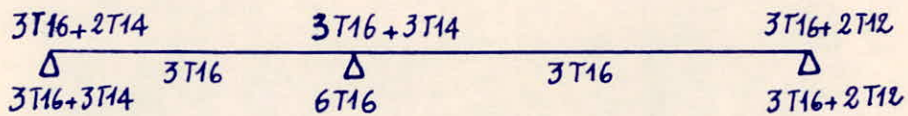
Niveau: 5



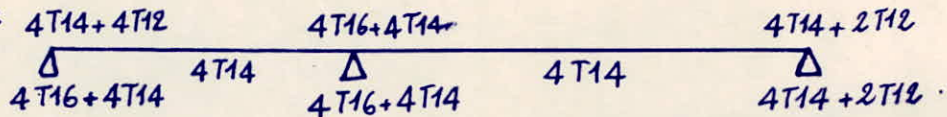
Niveau: 4



Niveau: 3



Niveaux: 2;1



• Vérfications :-

1) Vérification de la flèche :-

- $h_f \geq \frac{1}{16} l$, cette condition on la vérifiera pour la plus grande travée, car si elle est vérifiée elle sera également vérifiée pour les autre travées.

$$h_f = 50 \text{ cm} > \frac{1}{16} l^{\max} = \frac{1}{16} \cdot 5,075 \cdot 10^2 = 31,72 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- $h_f \geq \frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0}$, cette condition elle est vérifiée pour la travée (C-D), et les valeurs de M_t et M_0 , car : $h_f = 50 \text{ cm} > \frac{1}{10} \cdot 222,5 = 22,25 \text{ cm}$

~ pour la travée D-F :-

NIV	travée	l(m)	M_t	M_0	$\frac{M_t \cdot l}{M_0 \cdot 10}$
5%	D-F	5,075	3,162	5,087	31,55
4%	"	"	4,224	6,787	31,58
3%	"	"	4,224	6,787	31,58
2 et 1%	"	"	4,224	6,787	31,58

$$h_f = 50 \text{ cm} > \frac{M_t \cdot l}{F_0 \cdot 10} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{4200} = 30 \cdot 47 \cdot \frac{43}{4200} = 14,14 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée pour toutes les sections tendues (dans notre cas $A_{\max} = 8114 = 12,31 \text{ cm}^2$)
 les 3 conditions sont vérifiées donc aucune justification de la flèche n'est nécessaire.

2) Condition de non fragilité :-

$$A \geq b \cdot h \cdot \frac{43}{4200} \cdot \left(\frac{h_f}{h}\right)^2 = 30 \cdot 47 \cdot \frac{59}{2800} \cdot \left(\frac{50}{47}\right)^2 = 1,81 \text{ cm}^2$$

ce qui est vérifié pour toutes les sections.

3) Condition aux appuis :-

* béton : on doit vérifier : $c \geq \frac{2T}{4 \cdot \bar{\sigma}_b} = c_0$

Niv	5%		4%		3%		2% et 1%	
Appuis	C	F	C	F	C	F	C	F
T	3,558	4,318	7,913	6,715	11,387	7,639	14,558	8,629
c_0	2,31	2,8	5,17	4,36	7,4	4,96	9,45	5,6
C	18,3	18,3	18,3	18,3	17,2	17,2	17,2	17,2

$c > c_0 \rightarrow$ vérifiée

* Armatures inférieures :- on doit vérifier que : $A > \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a}$
 M : moment positif.

Niv	5%			4%			3%			2% et 1%		
Appuis	C	D	F	C	D	F	C	D	F	C	D	F
M (t.m)	3,398	2,203	2,082	7,864	7,507	4,842	14,826	12,2	7,482	15,415	16,697	10,706
T (t)	3,558	5,792	4,318	7,973	10,239	6,715	11,387	13,583	7,639	14,558	16,754	8,620
$(T+M/3)/\bar{\sigma}_a$	2,81	2,66	2,23	4,55	6,78	4,4	9,56	10,3	6,15	12,39	13,66	8,25
A	3,39	3,39	3,39	6,88	6,88	4,62	10,65	12,06	8,29	14,2	14,2	8,42

$A > (T+M/3)/\bar{\sigma}_a \rightarrow$ vérifiée.

4) pourcentage d'acier :-

les sections d'armatures utilisées sont comprises dans l'intervalle :

$(4,5 \text{ cm}^2, 37,5 \text{ cm}^2) \rightarrow$ vérifiée

5) Condition de non entrainement des barres :-

on doit avoir :- $\bar{\sigma}_a \leq \bar{\sigma}_d = 2c_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,91 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$ (sous S_{R1})

NIV	appuis	T	nP	T/nP $\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}_d$
5 ^o	C	9,617	11,31	1,33	17,7
	D	4,496	11,31	9,67	17,7
	F	3,523	11,31	7,57	17,7
4 ^o	C	1,181	20,73	1,4	17,7
	D	5,806	20,73	6,81	17,7
	F	4,896	13,19	9,062	17,7
3 ^o	C	1,217	28,27	1,05	17,7
	D	5,795	30,16	4,67	17,7
	F	4,914	22,62	5,28	17,7
2 ^o et	C	1,217	37,7	0,78	17,7
	D	5,785	37,7	3,73	17,7
1 ^o	F	4,914	25,13	4,75	17,7

$\sigma_d < \bar{\sigma}_d \longrightarrow$ vérifiée.

6/ fissuration:-

On la vérifiera seulement pour la plus petite section tendue qu'on a dans tous les poutre car si elle est vérifiée, elle sera également vérifiée pour les autres parce que le diamètre de la plus grosse barre ne varie pas trop entre 12 et 16 ainsi que $K \cdot \eta$ est constant

$$A_{min} = 3T \cdot 12 = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \tilde{w}_f = \frac{3,39}{6,30} = 0,0188.$$

$$\sigma_s = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,0188}{12 (10 + 0,188)} = 3165 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

\longrightarrow vérifiée

Verification des contraintes:

Niv	Sect	$M^{(-)}$ $M^{(+)}$	A	$\bar{\omega}$	ε	K	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$
5 ^e	C	3,563	3,39	0,241	0,9216	48,8	2426	49,7
		3,398	3,39	0,241	0,9216	48,8	2314	47,4
	D	6,643	4,52	0,321	0,9114	41,4	3431	82,9
		2,213	3,39	0,241	0,9216	48,8	1507	31
	F	3,693	3,39	0,241	0,9216	48,8	2515	51,5
		2,082	3,39	0,241	0,9216	48,8	1418	29,1
4 ^e	C	8,218	6,88	0,488	0,8945	32,4	2841	87,7
		7,864	6,88	0,488	0,8945	32,4	2719	83,9
	D	12,117	8,01	0,568	0,8879	29,6	3625	122,5
		7,501	6,88	0,488	0,8945	32,4	2593	80,1
	F	7,95	6,88	0,488	0,8945	32,4	2749	84,8
		4,842	4,62	0,328	0,9108	41	2448	59,7
3 ^e	C	12,194	9,11	0,646	0,8821	27,4	3229	117,8
		11,864	10,65	0,755	0,8747	24,9	2710	108,8
	D	16,699	10,65	0,755	0,8747	24,9	3814	153,2
		12,2	12,06	0,855	0,8688	23,05	2477	107,5
	F	10,686	8,29	0,588	0,8864	29	3094	106,7
		7,482	8,29	0,588	0,8864	29	2166	74,7
2 ^e	C	15,783	10,68	0,757	0,8746	24,9	3595	144,4
		15,415	14,2	1,007	0,8603	20,8	2685	129,1
1 ^e	D	21,106	14,2	1,007	0,8603	20,8	3676	176,7
		16,697	14,2	1,007	0,8603	20,8	2908	139,8
	F	13,91	8,42	0,597	0,8856	28,7	3939	138,3
		10,706	8,42	0,597	0,8856	28,7	3055	106,4

les $\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a$, $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$

→ vérifiées

Armatures transversales:

Niv	trav	soll	T^{max}	$\bar{\sigma}_b$	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A_t	t_{sol}	t_{adopte}	
										Z. nodal	Z. Courant
5 ^e	C-D	SP ₂	5,792	82,9	4,70	30,98	2400	2,01	34,25	11	15
	D-F	SP ₁	4,496	55,27	3,65	20,65	1600	2,01	29,42	11	18
4 ^e	C-D	SP ₂	10,239	122,5	8,3	29,27	2400	2,01	19,38	11	15
	D-F	SP ₁	5,806	81,67	4,71	19,52	1600	2,01	22,78	11	18
3 ^e	C-D	SP ₂	13,583	153,2	14,01	26,63	2400	2,01	14,61	11	15
	D-F	SP ₁	5,785	102,13	4,69	17,75	1600	2,01	22,86	11	18
2 ^e	C-D	SP ₂	16,754	176,7	13,58	24,61	2400	2,01	11,84	11	15
1 ^e	D-F	SP ₂	9,477	176,7	7,68	24,61	2400	2,01	20,93	11	18

• Vérifications :

$$A_t^{min} = 9,003 \cdot 18 \cdot 30 = 4,8654 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$t \text{ (en Zone nodale)} \leq 11,75 \text{ cm} = t \rightarrow \text{vérifié}$$

$$t \text{ (en Zone courante)} \leq 23,5 \text{ cm} = \bar{t} \rightarrow \text{''}$$

Portique transversal: 7_7

Presentation des moments

Niveau: 5

<u>SP₂</u>	-3,515	-2,924	-1,743	-7,902	-4,023
	Δ	0,705	Δ	0,51	Δ
	3,469	1,819	0,827	5,321	1,494
<u>SP₁</u>	-0,028	-0,711	-0,557	-5,513	-1,53
	Δ	0,106	Δ	Δ	Δ
				5,141	

Niveau: 4

<u>SP₂</u>	-8,424	-5,931	-2,864	-11,938	-7,933
	Δ	1,761	Δ	2,507	Δ
	8,326	4,806	6,526	6,072	4,286
<u>SP₁</u>	-0,06	-0,785	-5,237	-2,349	
	Δ	0,215	Δ	0,026	Δ
				5,62	

Niveau: 3

<u>SP₂</u>	-6,641	-7,58	-8,48	-4,084	-16,097	-10,585
	Δ	0,878	Δ	0,436	Δ	3,819
	6,533	6,7	7,434	10,834	6,372	6,826
<u>SP₁</u>	-0,017	-0,626	-0,755	-5,173	-2,421	
	Δ	0,623	Δ	0,049	Δ	0,077
				5,617		

Niveau: 2

<u>SP₂</u>	-14,457	-9,38	-10,36	-4,999	-19,181	-12,747
	Δ	3,977	Δ	0,473	Δ	4,734
	14,267	8,528	9,314	13,918	6,712	8,988
<u>SP₁</u>	-0,124	-0,602	-0,755	-5,173	-2,421	
	Δ	0,612	Δ	0,055	Δ	0,077
				5,617		

Niveau: 1

<u>SP₂</u>	-15,13	-9,613	-10,618	-5,436	-20,226	-13,427
	Δ	4,215	Δ	0,485	Δ	5,171
	14,94	8,761	9,572	14,963	6,806	9,668
<u>SP₁</u>	-0,124	-0,602	-0,755	-5,173	-2,421	
	Δ	0,612	Δ	0,055	Δ	0,077
				5,617		

Armatures supérieures et inférieures sur appuis:-

$b = 30 \text{ cm}$, $h_f = 50 \text{ cm}$, $h = 47 \text{ cm}$, $d = 3 \text{ cm}$

Niv	app	sol	M	M	E	K	σ_b	Acal	Aadap	\emptyset
5 ^o	B	SP ₂	3,515	0,0109	0,9394	67,5	62,22	1,3	4,62	3T14
	C	SP ₂	2,924	0,0158	0,9445	75	56	1,57	4,62	3T14
	D	SP ₂	5,513	0,0446	0,9108	41,0	68,3	4,6	6,88	3T14 + 2T12
	F	SP ₂	4,023	0,0217	0,9335	62,5	67,2	2,18	4,62	3T14
4 ^o	B	SP ₂	1,494	0,0081	0,9593	108	38,9	0,79	4,62	3T14
	B	SP ₂	8,424	0,0454	0,9101	496	103,4	4,69	8,01	3T14 + 3T12
	C	SP ₂	5,931	0,0320	0,9231	50	84	3,25	6,88	3T14 + 2T12
	D	SP ₂	11,938	0,0643	0,8954	32,8	128	6,75	8,01	3T14 + 3T12
3 ^o	D	SP ₂	6,526	0,0352	0,9146	47,2	89	3,6	6,88	3T14 + 2T12
	F	SP ₂	7,933	0,0428	0,9123	42	100	4,41	6,88	3T14 + 3T12
	F	SP ₂	4,286	0,0231	0,9336	60,3	69,7	2,33	4,62	3T14
	A	SP ₂	6,641	0,0358	0,9191	46,8	89,7	3,66	6,16	4T14
2 ^o	B	SP ₂	7,58	0,0409	0,9141	43,2	97,2	4,2	8,42	4T14 + 2T12
	C	SP ₂	8,48	0,0457	0,9098	49,4	104	4,72	8,42	4T14 + 2T12
	D	SP ₂	16,097	0,0868	0,8812	27,1	155	9,25	10,68	4T14 + 4T12
	F	SP ₂	10,834	0,0584	0,8996	34,8	120,7	6,1	10,68	4T14 + 4T12
1 ^o	F	SP ₂	10,585	0,0570	0,9006	35,3	119	5,95	8,42	4T14 + 2T12
	F	SP ₂	6,826	0,0368	0,918	46	91,3	3,77	6,16	4T14
	A	SP ₂	15,13	0,0815	0,8843	28,2	85,1	8,67	14,2	4T16 + 4T14
	B	SP ₂	9,673	0,0518	0,9046	37,4	112,3	5,38	10,68	4T14 + 4T12
et	C	SP ₂	10,618	0,0572	0,9004	35,2	119,3	5,97	10,68	4T14 + 4T12
	D	SP ₂	20,226	0,1090	0,8698	23,4	179,5	11,78	14,2	4T16 + 4T14
	D	SP ₂	14,963	0,0806	0,8850	28,45	147,6	8,57	14,2	4T16 + 4T14
1 ^o	F	SP ₂	13,427	0,0724	0,8899	30,4	138,6	7,64	10,68	4T14 + 4T12
	F	SP ₂	9,668	0,0522	0,9044	37,3	112,6	5,42	10,68	4T14 + 4T12

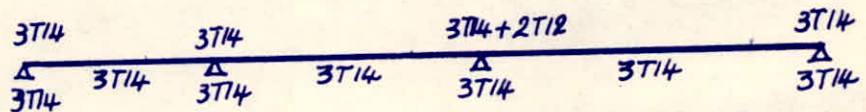
Armatures supérieures et inférieures en travées:-

En tenant compte des armatures filantes supérieures et inférieures on aura des sections en travées très grandes par rapport aux sections calculées, les valeurs sont données dans le tableau suivant:-

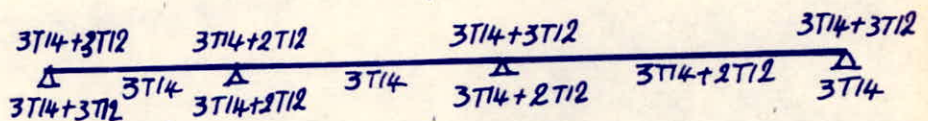
Niv	Soll	travée	M	μ	ϵ	K	σ_b	A _{cal}	A _{adep}	\emptyset
5 ^o	S _B	B-C	0,705	0,0034	0,9733	172	24,4	0,37	4,62	3T14
	S _B	C-D	1,743	0,0094	0,9563	99,5	42,2	0,92	4,62	3T14
	S _B		0,51	0,0027	0,9761	194	21,6	0,26	4,62	3T14
	S _B	D-F	5,141	0,0416	0,9135	42,8	98,1	4,28	4,62	3T14
4 ^o	S _B	B-C	1,761	0,0095	0,9561	99	42,4	0,93	4,62	3T14
	S _B	C-D	2,864	0,0154	0,9451	76	55,3	1,54	4,62	3T14
	S _B		2,507	0,0135	0,9484	81,8	51,3	1,34	4,62	3T14
	S _B	D-F	5,62	0,0454	0,9101	40,6	103,4	4,69	6,88	3T14 + 2T12
3 ^o	S _B	A-B	0,623	0,005	0,9677	140	30	0,49	6,16	4T14
	S _B	B-C	0,436	0,0023	0,9778	210	20	0,23	6,16	4T14
	S _B	C-D	4,084	0,022	0,9351	62	67,7	2,19	6,16	4T14
	S _B		3,819	0,0206	0,9371	64,5	65,1	2,06	6,16	4T14
	S _B	D-F	5,617	0,0454	0,9101	40,6	103,4	4,69	6,16	4T14
2 ^o et 1 ^o	S _B	A-B	4,215	0,0227	0,9342	61	68,9	2,29	6,16	4T14
	S _B	B-C	0,485	0,0026	0,9765	198	21,2	0,25	6,16	4T14
	S _B	C-D	5,436	0,0293	0,9259	52,5	80	2,97	6,16	4T14
	S _B		5,171	0,0279	0,9275	54	77,8	2,82	6,16	4T14
	S _B	D-F	5,617	0,0454	0,9101	40,6	103,4	4,69	6,16	4T14

• le ferrailage final sera :-

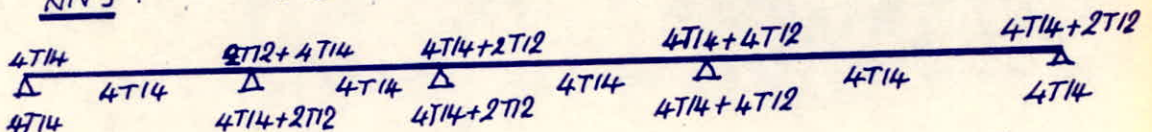
Niv 5 :



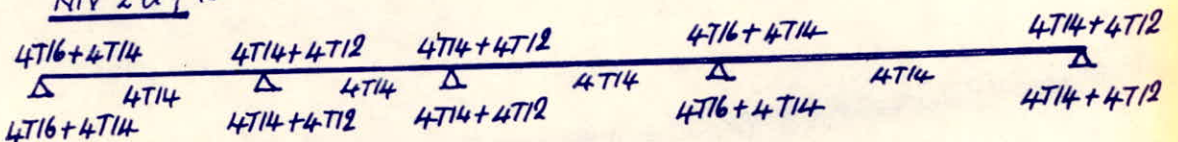
Niv 4 :



Niv 3 :



Niv 2 et 1 :-



• Vérifications :-

1/ flèche :-

- $h_t = 50 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{l_{\max}}{16} = \frac{5,075 \cdot 10^2}{16} = 31,72 \rightarrow$ vérifiée pour toutes les poutres.
- $h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0}$, pour les travées A-B, B-C et C-D il suffit de la vérifier pour le cas le plus défavorable ($M_t = M_0$) avec la plus grande travée si elle est vérifiée elle sera également vérifiée pour les autres travées :- $l_{\max} = 2,225 \text{ m} \rightarrow h_t = 50 \text{ cm} > \frac{2225}{10} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée pour la travée D-F le $\frac{1}{10}$ de la longueur du travée est supérieur à h_t d'où la nécessité d'un calcul exact :-

Niv	l	M ₀	M _t	$\frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0}$	h _t
5%	5,075	8,126	5,141	32,12	50
4%	"	8,441	5,62	33,8	"
3%	"	8,421	5,617	33,77	"
2 ^{et} 1%	"	8,421	5,617	33,77	"

$h_t > \frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0} \rightarrow$ vérifiée

- $A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{4200} = 30,47 \cdot \frac{43}{4200} = 14,44 \text{ cm}^2$
ce qui est vérifiée pour toutes les poutres.

2/ Condition de non fragilité

$A \geq b \cdot h \cdot \frac{f_{ct}}{f_{ctk}} \cdot \left(\frac{60}{f_{ctk}}\right)^2 = 30,40 \cdot 9,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{50}{47}\right)^2 = 1,82 \text{ cm}^2$
 \rightarrow vérifiée pour toutes les sections.

3/ Condition aux appuis :-

- beton :-

Niv	5%		4%		3%		2 ^{et} 1%	
appui	B	F	B	F	A	F	A	F
T	4,074	5,619	8,996	6,085	7,946	6,111	13,081	9,392
C.	2,64	5,47	5,83	5,92	5,16	5,95	8,149	6,1
C	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3	17,2	18,3

$c > c_0 \rightarrow$ vérifiée

- Armatures inférieures :-

On doit avoir : $A \geq (T + M/3) / \bar{\sigma}_a$

M: moment positif, T: effort tranchant max, $z = \frac{7}{8}h$

Niv	appuis	A	B	C	D	F
5%	T	/	4,074	4,962	7,802	6,272
	$(T+M/3)/\bar{\sigma}_a$	/	3,01	2,87	2,34	2,36
	A	/	4,62	4,62	4,62	4,62
4%	T	/	8,996	9,891	8,698	7,63
	$(T+M/3)/\bar{\sigma}_a$	/	7,02	5,79	3,78	4,3
	A	/	8,01	6,88	6,88	4,62
3%	T	7,946	10,118	10,26	11,05	8,505
	$(T+M/3)/\bar{\sigma}_a$	5,74	6,8	7,35	8,9	5,98
	A	6,16	8,42	8,42	10,68	6,16
2% et 1%	T	13,081	13,62	12,732	13,194	9,392
	$(T+M/3)/\bar{\sigma}_a$	11,78	8,81	9,18	11,8	7,83
	A	14,2	10,68	10,68	14,2	10,68

$A > (T + M/3) / \bar{\sigma}_a \rightarrow$ vérifiée

4/ pourcentage des aciers :-

la quantité d'acier utilisé le long de la poutre est bien comprise dans l'intervalle $(4,5 \text{ cm}^2, 37,5 \text{ cm}^2) \rightarrow$ vérifiée.

5/ Condition de non entrainement des barres :-

$\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d$, $\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 \cdot 1,5 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Sous SP_2
 $\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Sous SP_3

N.B: on prend le T^{\max} des appuis ou on a le même ferrailage

Niv	5%	4%			3%		2% et 1%	
appuis	B, C, D, F	B	C, D	F	A, F	B, C, D	A, D	B, C, F
T^{\max}	7,189	8,916	7,223	6,085	6,111	7,195	13,194	12,743
ηP	13,19	24,5	20,73	13,19	17,59	25,13	37,7	32,67
$\bar{\sigma}_d$	13,95	8,93	8,47	11,22	8,45	6,96	8,51	9,49
$\bar{\sigma}_d$	17,7	26,55	17,7	17,7	17,7	17,7	26,55	26,55

$\sigma_d < \bar{\sigma}_d \rightarrow$ vérifiée.

6/ fissuration :-

on la vérifiera seulement pour la petite section tendue et si elle est vérifiée elle sera également vérifiée pour les autres sections :-

$$A_{min} = 3714 = 4,62 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{w}_f = \frac{4,62}{6,30} = 0,257$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,257}{14 (1 + 0,257)} = 3504,9 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{vérifiée}$$

7/ verification des contraintes :

pour les mêmes sections d'acier on prend seulement le M_{max}

Niv	M _{max}	A	\bar{w}	K	ϵ	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_0$	$\bar{\sigma}'_b$
5 ^e	7,712	4,62	0,328	41	0,9108	3899	95	4200	205,5
	8,27	6,88	0,488	32,4	0,8945	2859	88,2	4200	205,5
4 ^e	11,938	8,01	0,568	29,6	0,8879	3571	120,7	4200	205,5
	8,43	6,88	0,488	32,4	0,8945	2914	90	4200	205,5
3 ^e	8,426	6,16	0,437	34,6	0,8992	3237	93,5	4200	205,5
	19,585	8,42	0,597	28,7	0,8856	3020	105,2	4200	205,5
	16,097	10,68	0,757	24,2	0,8746	3667	147,3	4200	205,5
2 ^e	20,226	14,2	1,007	20,8	0,8603	3523	169,4	4200	205,5
	13,427	10,68	0,757	24,9	0,8746	3058	123,8	4200	205,5
1 ^e	8,426	6,16	0,437	34,6	0,8992	3237	93,5	4200	205,5

$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{vérifiées}$$

• Armatures transversales :-

on prend pour les niveaux 5^e et 4^e → (cadre + treillis) $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

pour les autres niveaux on prend 2 cadres $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Niv	travée	T _{max}	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}'_{at}$	A_t	t	t (z. nodale)	t (z. courante)
5 ^e	B-C, C-D	4,412	58,8	3,58	20,65	1600	2,01	30	11	18
	D-F	7,189	95	5,82	18,37	1600	2,01	18,4	11	18
4 ^e	B-C, CD	9,891	63,3	8,01	30,98	2400	2,01	20	11	18
	DF	7,223	120,7	5,85	16,15	1600	2,01	18,3	11	18
3 ^e	A-B, B-C, C-D	11,05	147,3	8,95	27,74	2400	2,01	18,00	11	18
	D-F	7,195	147,3	5,83	18,08	1600	2,01	18,38	11	18
2 ^e	A-B, B-C, C-D	13,620	97,1	11,04	30,98	2400	2,01	14,5	11	14
	D-F	7,195	169,4	5,83	16,82	1600	2,01	18,38	11	18

• verifications :

$$A_t^{min} = 0,003 \cdot 18 \cdot 30 = 1,62 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

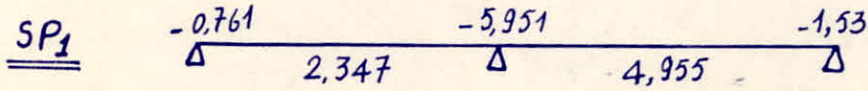
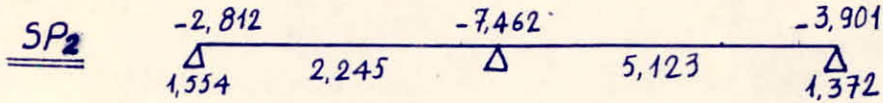
$$t < \bar{t} = 23,5 \text{ cm (Zone courante)} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$t < \bar{t} = 11,75 \text{ cm (Zone nodale)} \rightarrow \text{vérifié}$$

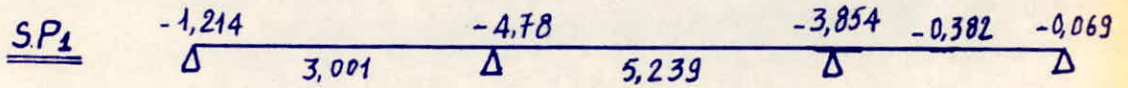
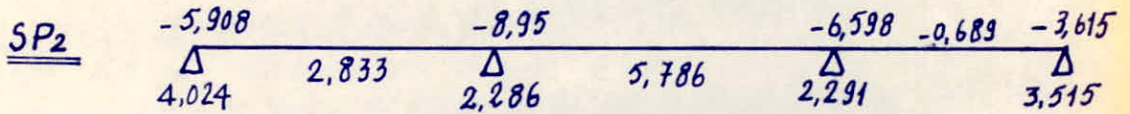
Portique transversal : 3-3

Présentation des moments

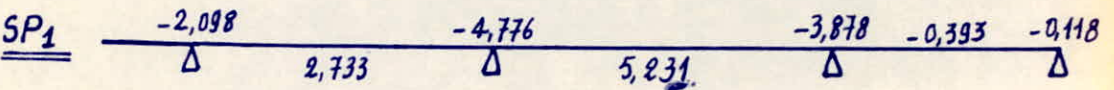
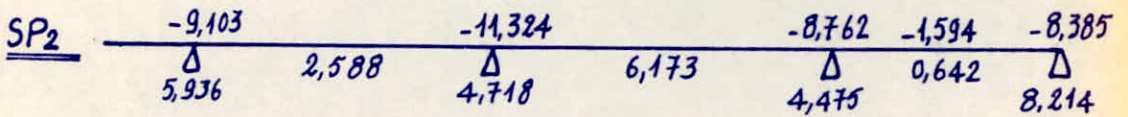
Niveau: 5



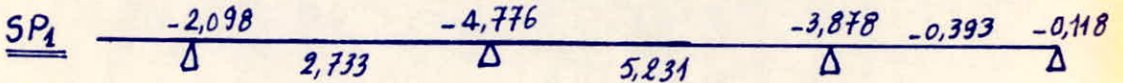
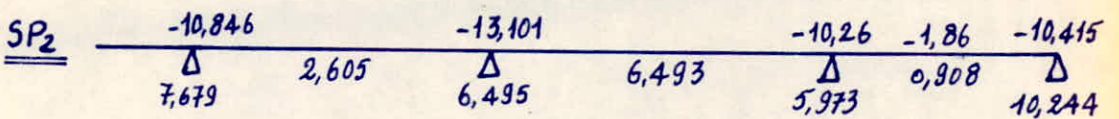
Niveau: 4



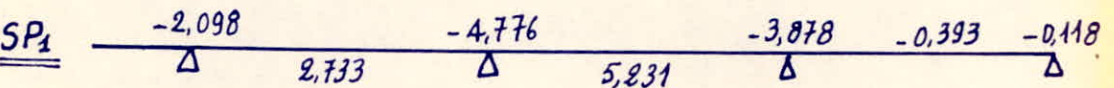
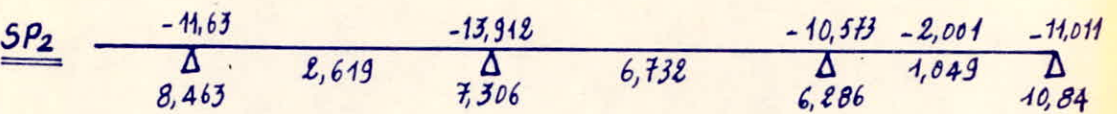
Niveau: 3



Niveau: 2



Niveau: 1



Sections d'aciers aux appuis:

Niv	soll	Sec	M (-) M (+)	μ	K	ϵ	σ'_b	A _{cal}	A _{adopté}	ϕ
5 ^e	SP ₂	B	2,812 1,554	0,0152 0,0084	76,5 106	0,9454 0,9587	54,9 39,6	1,51 0,52	3,39 3,39	3T12 3T12
		D	7,462 /	0,0402 /	43,6 /	0,9147 /	93,33 /	4,13 /	4,52 /	4T12 3T12
		F	3,904 1,372	0,0210 0,0074	63,5 114	0,9363 0,9612	66,14 36,8	2,11 0,72	3,39 3,39	3T12 3T12
4 ^e	SP ₂	B	5,908 4,024	0,0318 0,0217	50 62,5	0,9231 0,9355	84 67,2	3,24 2,18	4,62 4,62	3T14 3T14
		D	8,95 2,886	0,0482 0,0123	39,2 86	0,9077 0,9505	107,14 48,8	5,00 1,22	6,88 4,62	3T14+2T12 3T14
		F	6,598 2,291	0,0356 0,0123	46,9 86	0,9192 0,9505	89,6 48,8	3,64 1,22	4,62 4,62	3T14 3T14
		F	6,598 2,291	0,0445 0,0155	44,0 75,8	0,9108 0,9450	102,44 55,41	4,11 1,37	4,62 4,62	3T14 3T14
		J	3,615 3,515	0,0244 0,0237	58,5 59,5	0,9320 0,9329	71,80 70,60	2,20 2,14	4,62 4,62	3T14 3T14
3 ^e	SP ₂	B	9,103 5,936	0,0491 0,032	38,7 50	0,9069 0,9231	108,5 84	5,10 3,26	5,75 5,75	3T14+1T12 3T14+1T12
		D	11,324 4,718	0,061 0,0254	33,9 57	0,8977 0,9306	124 73,7	6,39 2,57	6,88 5,75	3T14+2T12 3T14+1T12
		F	8,762 4,475	0,0472 0,0241	39,6 59	0,9084 0,9324	106,1 71,2	4,9 2,43	6,88 5,75	3T14+2T12 3T14+1T12
		F	8,762 4,475	0,0591 0,0302	34,5 51,8	0,8990 0,9251	121,74 81,08	5,53 2,74	6,88 5,75	3T14+2T12 3T14+1T12
		J	8,385 8,214	0,0566 0,0554	35,5 36,0	0,9010 0,9020	118,31 116,67	5,28 5,16	6,88 8,01	3T14+2T12 3T14+3T12
2 ^e	1 ^e SP ₂	B	11,63 8,463	0,0627 0,0456	33,3 40,4	0,8965 0,9098	126,2 103,9	6,57 4,71	7,7 7,7	5T14 5T14
		D	13,912 7,306	0,075 0,0394	29,8 44,2	0,8884 0,9155	141 95	7,93 4,04	8,83 7,7	5T14+1T12 5T14
		F	10,573 6,286	0,057 0,0339	35,3 48,3	0,9006 0,9210	119 87	5,95 3,46	7,7 7,7	5T14 5T14
		F	10,573 6,286	0,0714 0,0424	30,7 42,2	0,8906 0,9126	136,81 99,53	6,73 3,91	7,7 7,7	5T14 5T14
		J	11,011 10,84	0,0743 0,0732	29,9 30,2	0,8886 0,8894	140,47 139,07	7,02 6,91	7,7 9,23	5T14 6T14

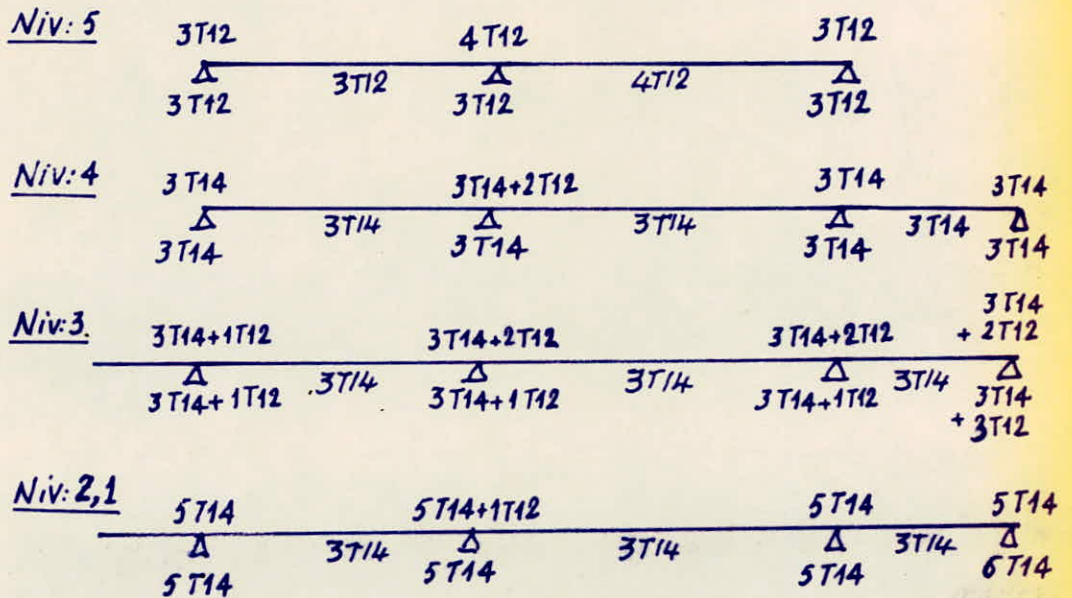
• Armatures en travées :-

En tenant compte des armatures filantes le ferrailage adopté est :-

travées B-D et D-F $\rightarrow h_1 = 50$, $h = 47$, travée F-J $\rightarrow h_2 = 45$ cm, $h = 42$ cm

NIV	trav	Soll	M	N	ϵ	K	σ_s'	A _{cal}	A _{adp}	\emptyset
5 ^e	B-D	5R ₂	2,347	0,018	67,5	67,5	41,5	1,7	3,39	3T12
	D-F	5R ₂	4,955	0,04	0,9150	43,8	63,9	4,1	4,52	4T12
4 ^e	B-D	5R ₂	3,002	0,0243	0,932	58,5	48	2,45	4,62	3T14
	D-F	5R ₂	5,239	0,0424	0,9126	42,2	66,4	4,36	4,62	"
	F-J	5R ₂	0,689	0,005	0,9377	140	130	0,4	4,62	"
3 ^e	B-D	5R ₂	2,733	0,0221	0,9351	62	45,2	2,22	4,62	"
	D-F	5R ₂	5,231	0,0423	0,9129	42,4	66	4,35	4,62	"
	F-J	5R ₂	1,594	0,011	0,9531	91,5	45,9	0,95	4,62	"
2 ^e et	B-D	5R ₂	2,733	0,0221	0,9351	62	45,2	2,22	4,62	"
	D-F	5R ₂	5,231	0,0423	0,9129	42,4	66	4,35	4,62	"
1 ^e	F-J	5R ₂	2,001	0,014	0,9474	80	52,5	1,2	4,62	"

le ferrailage final sera :-



N.B :- pour les consoles OB on prolonge le ferrailage de l'appui B le long de la console c.à.d elles auront le même ferrailage que l'appui "B"

• Verifications :-

1) flèche :

* travées : B-D, DF $\rightarrow h_t = 50 \text{ cm} > \frac{l^{\max}}{16} = \frac{507,5}{16} = 31,72 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée

travée : FJ $\rightarrow h_t = 45 \text{ cm} > \frac{270}{16} = \frac{200}{16} = 12,5 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée

* travée : BD $\rightarrow h_t = 50 \text{ cm} > \frac{l}{10} = \frac{398,5}{10} = 39,85 \text{ cm}$
 travée FJ $\rightarrow h_t = 45 \text{ cm} > \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$ } \rightarrow vérifiée

travée : DF $\rightarrow h_t = 50 \text{ cm} < \frac{507,5}{10} = 50,75 \text{ cm}$, donc un calcul exacte est nécessaire :-

Niv	M_0	M_t	$\frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0}$
5°	8,126	4,955	31,2
4°, 3°, 2° et 1°	8,441	5,239	31,5

$h_t > \frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0} \rightarrow$ vérifiée

* travées : BD, DF $\rightarrow A \leq \frac{30 \cdot 47 \cdot 43}{4200} = 14,44 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée

travée : FJ $\rightarrow A \leq \frac{30 \cdot 42 \cdot 43}{4200} = 12,9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée

les 3 conditions sont vérifiées donc aucune justification de la flèche n'est nécessaire

2) Condition de non fragilité :-

$A > \frac{59,30}{2800} \cdot 47 \cdot 0,54 \left(\frac{50}{47}\right)^2 = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow$ travées (B-D, DF)
 $A > \frac{30 \cdot 42 \cdot 0,54 \cdot 59}{2800 \cdot 42} \left(\frac{45}{42}\right)^2 = 1,76 \text{ cm}^2 \rightarrow$ travée FJ } \rightarrow vérifiée

3) Condition aux appuis :-

• béton :-

Niv	5°	4°	3°	2° et 1°
T^{\max}	5,533	4,36	7,774	9,706
C_0	5,38	4,24	5,04	6,3
C	19,4	18,3	18,3	18,3

$C > C_0 \rightarrow$ vérifiée

• Armatures inférieures :-

Niv	appuis	T_{max}	$M_{(x)}^{max}$	$(T+M/3)/\bar{\sigma}_a$	A
5°	B	4,718	1,554	2,02	3,39
	D	7,874	-7,462	< 0	3,39
	F	6,147	1,372	2,35	3,39
4°	B	6,43	4,024	3,86	4,62
	D	7,933	2,286	3,21	4,62
	F	7,27	2,291	3,06	4,62
	J	4,05	3,515	3,24	4,62
3°	B	7,774	5,936	5,29	5,75
	D	8,835	4,718	4,84	5,75
	F	10,152	4,475	5,01	5,75
	J	7,488	8,214	7,1	8,01
2° et 1°	B	8,977	8,463	7,04	7,7
	D	10,038	7,306	6,62	7,7
	F	12,37	6,286	6,58	7,7
	J	9,706	10,84	9,2	9,23

$A > (T+M/3)/\bar{\sigma}_a \rightarrow$ vérifiée

4/ pourcentage d'acier :

la quantité d'acier utilisée le long des poutres est comprise dans l'intervalle

$(4,5 \text{ cm}^2, 37,5 \text{ cm}^2) \rightarrow$ vérifiée

5/ Condition de non entrainement des barres :-

Niv	5°		4°		3°		2° et 1°	
	D	F	D	J	D	J	F	J
T_{max}	7,278	5,533	6,835	4,05	6,827	7,488	12,37	9,706
πP	11,31	14,31	13,14	13,14	16,96	24,15	21,99	26,39
$\bar{\sigma}_d$	15,65	11,9	12,68	8,36	9,79	8,32	13,68	10
$\bar{\sigma}_d$	17,7	17,7	17,7	26,55	17,7	26,55	26,55	26,55

$\sigma_d < \bar{\sigma}_d \rightarrow$ vérifiée

6/ fissuration :-

$A_{min} = 3T_{12} = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \bar{\omega}_f = 0,0188$

$\sigma_i = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 0,0188}{12 (1 + 0,188)} = 3165 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \rightarrow$ vérifiée

7) Verification des contraintes:

Niv	M	A	$\bar{\omega}$	$\bar{\epsilon}$	K	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}_b$
5 ^e	3,901	3,39	0,241	0,9216	48,8	2657	54,5	4200	205,5
	7,462	4,52	0,321	0,9114	41,4	3854	93,1	4200	205,5
4 ^e	6,598	4,62	0,328	0,9108	41,0	3336	81,4	4200	205,5
	8,95	6,88	0,488	0,8945	32,4	3094	95,5	4200	205,5
	6,598	4,62	0,367	0,9064	38,4	3751,5	97,7	4200	205,5
	5,239	4,62	0,328	0,9108	41,0	2649	64,61	2800	137
3 ^e	9,103	5,75	0,408	0,9020	36,0	3734,4	103,73	4200	205,5
	11,324	6,88	0,488	0,8945	32,4	3915	120,8	4200	205,5
	5,231	4,62	0,328	0,9108	41,0	2645	64,6	2800	137
	8,762	6,88	0,546	0,8896	30,3	3408,6	112,5	4200	205,5
2 ^e	11,63	7,7	0,546	0,8896	30,3	3612,4	119,2	4200	205,5
	13,912	8,83	0,626	0,8834	27,9	3794,7	136,0	4200	205,5
1 ^e	11,011	7,7	0,611	0,8845	28,3	3849,4	136,02	4200	205,5
	10,84	9,23	0,733	0,8761	25,35	3191,7	125,91	4200	205,5

Armatures transversales

(1cadre + 1étrier) $\Phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Niv	travée	T ^{max}	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A _t	t	t (z.nodale)	t (z.Courante)
5 ^e	B-D	6,075	26,14	4,92	20,65	1600	2,01	21,8	11	15
	D-F	7,278	62,1	5,9	20,65	1600	2,01	18,2	11	18
4 ^e	B-D	5,93	63,7	4,53	20,65	1600	2,01	23,65	11	15
	D-F	6,835	63,7	5,54	20,65	1600	2,01	19,35	11	18
	F-J	6,735	97,7	6,11	30,98	2400	2,01	26,32	10	15
3 ^e	B-D	8,835	120,8	7,16	29,42	2400	2,01	22,45	11	15
	D-F	6,827	80,53	5,53	19,61	1600	2,01	19,37	11	18
	F-J	10,152	112,5	9,21	30,14	2400	2,01	17,46	10	15
2 ^e	B-D	9,663	136	7,83	28,11	2400	2,01	20,53	11	15
	D-F	6,827	90,7	5,53	18,74	1600	2,01	19,37	11	18
1 ^e	F-J	11,916	126	10,81	28,97	2400	2,01	14,88	10	15

Verifications :

travées B-D et D-F $\left\{ \begin{array}{l} t \leq \bar{t} = 23,5 \text{ cm (Zone nodale)} \\ t \leq \bar{t} = 11,75 \text{ cm (Zone courante)} \end{array} \right.$

travée: F-J $\left\{ \begin{array}{l} t \leq \bar{t} = 21 \text{ cm (Zone nodale)} \\ t \leq \bar{t} = 10,5 \text{ cm (Zone courante)} \end{array} \right.$

FERRAILLAGE DES POTEAUX

• Introduction :-

les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments flechissants en tête et à la base, dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ils seront donc calculés en flexion composée. On fera le calcul sous (SP_1) et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre, et on optera la plus grande section d'acier.

- On distingue 3 types d'efforts :-

- * N^{min}, M^{corr} → pour le calcul des armatures tendues
- * N^{max}, M^{corr} } → pour le calcul du béton comprimé et éventuellement
- * M^{max}, N^{corr} } → pour les armatures comprimées.

• Méthode de calcul :-

On a adopté la méthode de "P. CHARON"

- la contrainte admissible du béton est donnée par :-

* $\bar{\sigma}_b' = 2\bar{\sigma}_b$ → si $e_0 > \frac{h_t}{6}$, $e_0 = \frac{M}{N}$

* $\bar{\sigma}_b = (1 + \frac{e_0}{3e_1})\bar{\sigma}_b'$ → si $e_0 < \frac{h_t}{2}$, $e_1 = \frac{h_t}{6}$

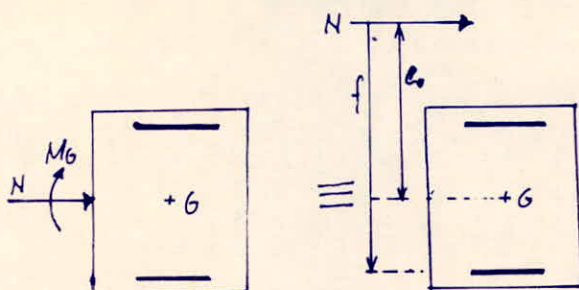
- on peut avoir 3 cas de sollicitations :-

- 1/ $e_0 > e_1$ → section partiellement comprimée
- 2/ $e_0 \leq e_1$ → { section entièrement comprimée (N : compression)
" " tendue (N : traction)
- 3/ $e_0 = 0$ → on a 1 compression simple.

1/ Section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)

On ferraille symétriquement, D'où la marche à suivre est la suivante :-

on calcul le moment fictif: $M_{bf} = N \cdot f$



f: distance entre le passage de N et les aciers tendus

$$f = \frac{h_t}{2} - d + e_0$$

On calcul la section en flexion simple sous M_{bf} (voir poutres)

En calculant σ'_b on peut avoir 2 cas :-

* $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}_b$ \rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. On calculera une section $A_{f,s}$ sous M_f . la section d'acier sous la flexion composée sera:

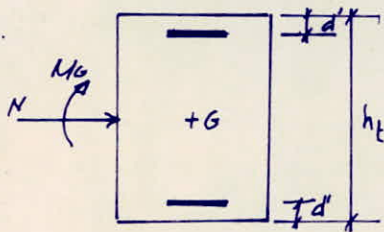
$$A_{f,c} = A_{f,s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N < 0 \text{ si on a une traction})$$

* $\sigma'_b > \bar{\sigma}_b$ \rightarrow les armatures comprimées sont nécessaires. On calculera les sections d'acier $A'_{f,s}$ et $A_{f,s}$ sous M_f . les sections sous la flexion composée seront :

$$A'_{f,c} = A'_{f,s}, \quad A_{f,c} = A_{f,s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N < 0 \rightarrow \text{traction})$$

2°/ Section entièrement comprimée ($e_0 \leq e_1$)

On ferraille/a symétriquement. la marche à suivre est la suivante :-



$\delta' = \frac{d'}{h_t}$, on calcule σ'_b comme spécifié précédemment et puis on calcule successivement

$$\beta = \frac{\sigma'_b \cdot b \cdot h_t}{N}, \quad \beta = \frac{6M_0}{h_t \cdot N} = \frac{6}{h_t} \cdot e_0$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \beta$$

$$D = 0,3(\beta - \beta) - 0,9(1 - \beta)(1 - 2\delta')^2, \quad E = -(1 + \beta - \beta), \quad \bar{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 + 4EC}}{2C}$$

et enfin la section d'armatures est obtenue par :

$$A = A' = \frac{\bar{w}' \cdot b \cdot h_t}{100}$$

3°/ Section en compression simple :-

la section d'armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions :-

- Section théorique :- $A_L \geq \frac{1}{\eta} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_b} - B \right)$ / B: section du béton

- Condition de sécurité :- $A_L \leq \frac{B}{20}$ ($\frac{A_L}{B} \leq 5\% \rightarrow$ C.C.B.A 68. 32-26)

- $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{b_0}}$

θ_u : θ_1 : coeff qui tient compte de l'excentricité de la charge.

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

$\theta_1 = 1,4 \rightarrow$ poteau de rive

$\theta_1 = 1 \rightarrow$ autres poteaux

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

l_c : longueur de flambement

a : plus petite dimension transversale

c : enrobage des aciers longitudinaux

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_a} \quad (\text{dépend de la nuance des aciers longitudinaux})$$

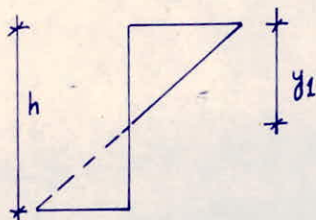
4/ Pourcentage minimal d'armatures :-

$$A_L/B = w_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b_0}}$$

$\theta_1, \theta_2, \theta_3$ définis ci-dessus

σ'_m : contrainte moyenne de compression de la pièce sous les sollicitations du 1^{er} genre sur la section du béton seul : $\sigma'_m = \frac{N}{B}$

pour les sections partiellement comprimées, σ'_m sera déterminée en considérant le diagramme de "NAVIER" :-



$$y_1 = \frac{h \cdot \bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}'_a}{n}}$$

$$B = b \cdot y_1$$

$$\sigma'_m = N / b \cdot y_1$$

5/ Flambement des poteaux :-

* longueur de flambement :- pour les bâtiments à étages multiples (contreventé par une ossature autostable) la longueur de flambement est en fonction de la hauteur du poteau et de la liaison de ses extrémités.

tous les poteaux (sauf poteaux de l'infrastructure) $\rightarrow l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 291 = 203,7 \text{ cm}$

poteaux de l'infrastructure $\rightarrow l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 263 = 184,1 \text{ cm}$

* Vérification au flambement :-

poteaux (35x35) $\rightarrow \frac{l_c}{a} = \frac{203,7}{35} = 5,82 < 14,4$

poteau (30x30) $\rightarrow \frac{l_c}{a} = \frac{203,7}{30} = 6,79 < 14,4$

l'article (32.31 C.C.B.A) préconise que dans ce cas la pièce sera justifiée uniquement en flexion composée sans tenir compte de l'effet de flambement.

⊗ Remarque :-

Il est à noter qu'après un premier calcul avec les coffrages obtenus à partir du prédimensionnement, nous avons été amené à modifier le coffrage des poteaux étant donné que le pourcentage des armatures longitudinales dépassait le pourcentage maximal imposé par le (R.P.A 81) soit 4%. On a donc adopté les sections suivantes :

- pour les poteaux de la file centrale (40x40) c.à.d portique "D-D"
- pour les autres poteaux (35x35)

Sens longitudinal:

 $(e_1 = 0,067 \text{ m})$

Poteau: "D4"

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{corr}	M ^{max}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$
5	2,099	0,265	0,13	PC	112,8	2,062	5,496	2,67	PC	205,5	1,501	4,58	3,05	PC	205,5	2,062	5,496	2,67	PC	205,5
4	7,249	0,298	0,04	EC	82,13	6,962	8,654	1,24	PC	205,5	4,422	7,128	1,61	PC	205,5	6,962	8,654	1,24	PC	205,5
3	12,399	0,291	0,023	EC	76,34	11,859	10,767	0,91	PC	205,5	7,341	8,891	1,21	PC	205,5	11,859	10,767	0,91	PC	205,5
2	17,549	0,291	0,017	EC	74,29	16,756	12,668	0,76	PC	205,5	10,26	10,475	1,02	PC	205,5	16,756	12,668	0,76	PC	205,5
1	22,699	0,291	0,013	EC	72,93	21,653	15,852	0,73	PC	205,5	13,179	13,132	0,97	PC	205,5	21,653	15,852	0,73	PC	205,5

Sens transversal:

 $(e_1 = 0,067 \text{ m})$

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{corr}	M ^{max}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$
5	14,244	0,787	0,06	EC	88,95	14,181	5,295	0,37	PC	205,5	9,54	3,239	0,34	PC	205,5	14,181	5,295	0,37	PC	205,5
4	27,901	0,259	0,01	EC	71,91	28,71	6,92	0,24	PC	205,5	16,669	5,407	0,32	PC	205,5	28,71	6,92	0,24	PC	205,5
3	41,315	0,259	0,006	EC	70,54	43,691	9,123	0,21	PC	205,5	23,105	7,242	0,31	PC	205,5	43,691	9,123	0,21	PC	205,5
2	54,729	0,259	0,005	EC	70,2	59,185	10,731	0,18	PC	194,76	29,113	8,582	0,19	PC	199,88	59,185	10,731	0,18	PC	194,76
1	68,143	0,272	0,004	EC	69,86	74,955	13,225	0,176	PC	192,72	34,894	10,639	0,3	PC	205,5	74,955	13,225	0,176	PC	192,72

Sens longitudinal:

 $(e_1 = 0,067 \text{ m})$

Poteau: "D8"

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{corr}	M ^{max}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$
5	0,944	0,212	0,225	PC	137	3,083	4,361	1,415	PC	205,5	-1,229	3,945	3,21	PT	205,5	3,083	4,361	1,415	PC	205,5
4	1,962	0,154	0,078	PC	95,08	8,592	6,103	0,71	PC	205,5	-4,764	5,805	1,213	PT	205,5	8,592	6,103	0,71	PC	205,5
3	2,982	0,147	0,049	EC	85,2	16,331	7,906	0,484	PC	205,5	-10,525	7,62	0,724	PT	205,5	16,331	7,906	0,484	PC	205,5
2	4,002	0,147	0,037	EC	81,11	25,618	8,635	0,337	PC	205,5	-17,834	8,349	0,468	PT	205,5	25,618	8,635	0,337	PC	205,5
1	5,022	0,147	0,029	EC	78,38	35,427	14,164	0,40	PC	205,5	-25,665	13,879	0,541	PT	205,5	35,427	14,164	0,40	PC	205,5

Sens transversal:

$(e_1 = 0,067 m)$

Poteau: "D8"

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{corr}	M ^{max}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$
5	8,285	0,791	0,095	PC	100,88	10,639	7,953	0,748	PC	205,5	3,753	5,426	1,446	PC	205,5	10,639	7,953	0,748	PC	205,5
4	18,491	0,744	0,04	EC	82,13	26,442	11,429	0,432	PC	205,5	5,792	8,441	1,457	PC	205,5	26,442	11,429	0,432	PC	205,5
3	28,64	0,714	0,025	EC	77,02	45,16	14,79	0,328	PC	205,5	5,316	11,266	2,119	PC	205,5	45,16	14,79	0,328	PC	205,5
2	38,789	0,714	0,018	EC	74,63	65,928	17,345	0,263	PC	205,5	3,132	13,395	4,277	PC	205,5	65,928	17,345	0,263	PC	205,5
1	48,938	0,714	0,015	EC	73,61	87,263	20,361	0,233	PC	205,5	0,475	15,937	33,552	PC	205,5	87,263	20,361	0,233	PC	205,5

Sens longitudinal:

$(e_1 = 0,067 m)$

Poteau: "D7"

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{corr}	M ^{max}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$
5	2,217	0	/	CS	68,5	2,617	5,466	2,089	PC	205,5	1,22	4,602	3,772	PC	205,5	1,739	5,526	3,178	PC	205,5
4	4,435	0	/	CS	68,5	5,43	8,774	1,522	PC	205,5	2,122	6,978	3,288	PC	205,5	5,43	8,774	1,522	PC	205,5
3	6,652	0	/	CS	68,5	8,727	10,494	1,202	PC	205,5	2,618	8,745	3,34	PC	205,5	8,727	10,494	1,202	PC	205,5
2	8,869	0	/	CS	68,5	12,021	12,395	1,031	PC	205,5	3,117	10,329	3,285	PC	205,5	12,021	12,395	1,031	PC	205,5
1	11,086	0	/	CS	68,5	15,59	15,589	1,00	PC	205,5	3,387	12,991	3,836	PC	205,5	15,59	15,589	1,00	PC	205,5

151

Sens transversal:

$(e_1 = 0,067 m)$

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{max}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{min}	M ^{corr}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$	N ^{corr}	M ^{max}	e _o	soll	$\bar{\sigma}'_b$
5	12,493	1,232	0,099	PC	102,24	13,714	7,79	0,568	PC	205,5	7,317	4,655	0,636	PC	205,5	13,714	7,79	0,568	PC	205,5
4	24,738	0,927	0,037	EC	81,1	29,00	10,685	0,368	PC	205,5	11,84	7,635	0,645	PC	205,5	29,00	10,685	0,368	PC	205,5
3	36,926	0,891	0,024	EC	76,7	46,026	13,759	0,299	PC	205,5	14,836	10,225	0,689	PC	205,5	46,026	13,759	0,299	PC	205,5
2	49,114	0,891	0,018	EC	74,6	64,29	16,099	0,25	PC	205,5	16,8	12,175	0,725	PC	205,5	64,29	16,099	0,25	PC	205,5
1	61,302	0,891	0,015	EC	73,6	82,866	18,885	0,228	PC	205,5	18,504	14,506	0,784	PC	205,5	82,866	18,885	0,228	PC	205,5

sens longitudinal

 $(e_1 = 0,058 m)$

Poteau: "B3"

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{max}	M _{corr}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{min}	M _{corr}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{corr}	M _{max}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
5%	2,046	0	/	C.S	68,5	2,027	3,962	1,95	PC	205,5	1,546	3,382	2,19	PC	205,5	2,027	3,962	1,95	PC	205,5
4%	5,417	0,031	0,006	E.C	70,96	5,365	6,049	1,13	PC	205,5	4,084	5,031	1,23	PC	205,5	5,365	6,049	1,13	PC	205,5
3%	9,243	0,031	0,003	E.C	70,0	9,123	8,014	0,88	PC	205,5	6,82	6,654	0,98	PC	205,5	9,123	8,014	0,88	PC	205,5
2%	13,069	0,031	0,002	E.C	69,3	12,881	9,459	0,73	PC	205,5	9,556	7,872	0,82	PC	205,5	12,881	9,459	0,73	PC	205,5
1%	16,895	0,031	0,0018	E.C	69,2	16,639	10,577	0,63	PC	205,5	12,292	8,759	0,71	PC	205,5	16,639	10,577	0,63	PC	205,5

sens transversal

 $(e_1 = 0,058 m)$

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{max}	M _{corr}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{min}	M _{corr}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{corr}	M _{max}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
5%	4,486	0,781	0,174	PC	137	5,57	1,742	0,31	PC	205,5	2,138	2,586	1,21	PC	205,5	3,208	3,226	1,01	PC	205,5
4%	9,501	0,642	0,068	PC	95,3	13,106	3,337	0,25	PC	205,5	3,00	3,435	1,14	PC	205,5	5,33	4,276	0,8	PC	205,5
3%	17,044	0,333	0,02	E.C	76,4	24,365	4,547	0,19	PC	205,5	4,023	4,283	1,06	PC	205,5	8,474	5,195	0,61	PC	205,5
2%	24,587	0,333	0,014	E.C	74	36,616	5,429	0,148	PC	190,2	4,218	5,018	1,19	PC	205,5	10,633	6,077	0,57	PC	205,5
1%	32,13	0,632	0,02	E.C	76,4	49,377	6,492	0,13	PC	179,5	4,038	6,295	1,56	PC	205,5	12,338	7,704	0,62	PC	205,5

sens longitudinal :-

 $(e_1 = 0,058 m)$

Poteau: "B6"

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{max}	M _{corr}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{min}	M _{corr}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{corr}	M _{max}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
5%	2,234	0,034	0,015	E.C	74,4	2,61	3,928	1,505	PC	205,5	1,367	3,328	2,452	PC	205,5	1,816	3,996	2,20	PC	205,5
4%	6,26	0,028	0,004	E.C	70,1	7,377	6,003	0,814	PC	205,5	3,567	5,036	1,412	PC	205,5	4,961	6,047	1,219	PC	205,5
3%	10,753	0,028	0,003	E.C	69,7	12,807	7,958	0,621	PC	205,5	5,783	6,673	1,154	PC	205,5	8,305	8,012	0,965	PC	205,5
2%	15,246	0,028	0,002	E.C	69,3	18,635	9,403	0,505	PC	205,5	7,667	7,877	1,027	PC	205,5	11,251	9,457	0,841	PC	205,5
1%	19,739	0,033	0,002	E.C	69,3	24,521	10,48	0,427	PC	205,5	9,503	8,777	0,924	PC	205,5	14,139	10,542	0,746	PC	205,5

sens transversal :-

 $(e_1 = 0,058 m)$

Niv	SP ₁					SP ₂					SP ₂					SP ₂				
	N	M	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{max}	M _{corr}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{min}	M _{corr}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N _{corr}	M _{max}	e ₀	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
5%	6,188	1,53	0,247	PC	137	6,953	4,383	0,63	PC	205,5	3,524	1,671	0,474	PC	205,5	6,953	4,383	0,63	PC	205,5
4%	16,469	0,561	0,034	E.C	81,9	18,186	4,213	0,232	PC	205,5	8,472	4,29	0,506	PC	205,5	13,649	5,278	0,387	PC	205,5
3%	26,726	0,549	0,021	E.C	76,8	34,673	5,781	0,167	PC	201,4	9,001	5,59	0,621	PC	205,5	16,747	6,835	0,408	PC	205,5
2%	36,983	0,549	0,015	E.C	74,4	52,797	6,923	0,131	PC	180,1	8,166	6,547	0,801	PC	205,5	18,255	7,977	0,437	PC	205,5
1%	47,24	0,549	0,012	E.C	73,2	71,288	7,901	0,111	PC	168,3	7,025	7,361	1,041	PC	205,5	19,396	8,895	0,459	PC	205,5

-152-

Sens longitudinal:-

($e_1 = 0.058 \text{ m}$)

Poteau: "B7"

NIV	SP1					SP2					SP2					SP2				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{min}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
5%	0,894	0,167	0,187	P.C	137	2,522	3,398	1,347	P.C	205,5	-0,75	3,104	4,739	P.T	205,5	2,522	3,398	1,347	P.C	205,5
4%	2,399	0,229	0,095	P.C	105,9	7,721	5,155	0,668	P.C	205,5	-2,965	4,783	1,613	P.T	205,5	7,721	5,155	0,668	P.C	205,5
3%	4,322	0,229	0,069	P.C	95,3	15,019	6,33	0,421	P.C	205,5	-6,507	5,882	0,904	P.T	205,5	15,019	6,33	0,421	P.C	205,5
2%	6,245	0,229	0,048	E.C	87,4	23,78	7,437	0,313	P.C	205,5	-11,512	6,989	0,607	P.T	205,5	23,78	7,437	0,313	P.C	205,5
1%	8,168	0,229	0,037	E.C	83,1	32,79	9,712	0,296	P.C	205,5	-16,766	9,272	0,553	P.T	205,5	32,79	9,712	0,296	P.C	205,5

Sens transversal:-

($e_1 = 0.058 \text{ m}$)

NIV	SP1					SP2					SP2					SP2				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{min}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{corr}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
5%	1,351	0,029	0,021	E.C	76,8	3,407	4,159	1,221	P.C	205,5	-2,729	4,213	1,544	P.T	205,5	-2,729	4,213	1,544	P.T	205,5
4%	3,015	0,032	0,019	E.C	72,8	16,66	6,582	0,395	P.C	205,5	-10,696	6,642	0,621	P.T	205,5	-10,696	6,642	0,621	P.T	205,5
3%	7,474	0,032	0,004	E.C	70,7	23,943	8,989	0,375	P.C	205,5	-9,353	9,047	0,967	P.T	205,5	-9,353	9,047	0,967	P.T	205,5
2%	11,874	0,03	0,003	E.C	69,7	28,203	10,621	0,377	P.C	205,5	-5,893	8,889	1,508	P.T	205,5	-5,103	10,677	2,092	P.T	205,5
1%	16,274	0,03	0,002	E.C	69,3	32,278	11,631	0,36	P.C	205,5	-2,908	9,731	3,346	P.T	205,5	-2,664	11,687	17,6	P.T	205,5

Sens longitudinal:-

($e_1 = 0.058 \text{ m}$)

Poteau: "F8"

NIV	SP1					SP2					SP2					SP2				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{min}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{corr}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
5%	0,894	0,167	0,187	P.C	137	2,522	3,104	1,23	P.C	205,5	-0,75	3,398	4,531	P.T	205,5	-0,75	3,398	4,53	P.T	205,5
4%	2,42	0,188	0,078	P.C	99,2	7,74	4,783	0,62	P.C	205,5	-2,946	5,155	1,75	P.T	205,5	-2,946	5,155	1,75	P.T	205,5
3%	3,933	0,183	0,047	E.C	87	14,66	5,925	0,404	P.C	205,5	-6,866	6,287	0,916	P.T	205,5	-6,866	6,287	0,916	P.T	205,5
2%	5,446	0,183	0,034	E.C	81,9	23,043	7,032	0,31	P.C	205,5	-12,249	7,394	0,604	P.T	205,5	-12,249	7,394	0,604	P.T	205,5
1%	6,959	0,183	0,026	E.C	78,7	31,675	9,315	0,29	P.C	205,5	-17,881	9,669	0,541	P.T	205,5	-17,881	9,669	0,541	P.T	205,5

Sens transversal:-

($e_1 = 0.058 \text{ m}$)

NIV	SP1					SP2					SP2					SP2				
	N	M	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{max}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{min}	M^{corr}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$	N^{corr}	M^{max}	e_0	Soll	$\bar{\sigma}_b'$
5%	4,778	0,957	0,23	P.C	137	5,146	4,244	0,825	P.C	205,5	2,084	2,082	1,00	P.C	205,5	5,146	4,244	0,825	P.C	205,5
4%	9,725	1,00	0,1	P.C	107,9	12,027	5,927	0,493	P.C	205,5	3,895	3,456	0,887	P.C	205,5	12,027	5,927	0,493	P.C	205,5
3%	15,294	0,973	0,06	P.C	92,1	20,892	7,102	0,34	P.C	205,5	4,817	4,475	0,929	P.C	205,5	20,892	7,102	0,34	P.C	205,5
2%	20,863	0,973	0,047	E.C	87,0	30,642	8,125	0,27	P.C	205,5	5,002	5,403	1,08	P.C	205,5	30,642	8,215	0,268	P.C	205,5
1%	26,432	0,973	0,04	E.C	84,25	40,695	10,816	0,266	P.C	205,5	4,934	7,58	1,54	P.C	205,5	40,695	10,816	0,266	P.C	205,5

153

⊗ Calcul des armatures longitudinales (sous S_{R2})

Remarque:

le calcul fait sous (S_{R2}) a donné des sections d'armatures négatives c.à.d qu'on a pas besoin d'acier et le béton peut supporter seul les efforts (pour les sections entièrement comprimées), tandis que pour les sections partiellement comprimées on a trouvé dans quelques niveaux des sections d'acier très faibles, pour cela on donne seulement les sections minimales.

Armatures min Sous: (S_{P1})

sens transversal:

$$\theta_2 = 2,31, \theta_3 = 1,52$$

Sections entièrement comprimées

Pot	D4					D8				D7			
Niv	5	4	3	2	1	4	3	2	1	4	3	2	1
N	14,244	27,901	41,315	54,729	68,143	18,491	28,64	38,789	48,938	24,738	36,926	49,114	61,302
θ_1	1	1	1	1	1	1,4	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1
A_{min}	0,91	1,79	2,65	3,51	4,37	1,66	2,57	3,48	4,39	1,6	2,37	3,15	3,93

sens longitudinal

$$\theta_2 = 2,31, \theta_3 = 1,52$$

Sections entièrement comprimées

Pot	D4				D8			D7				
Niv	4	3	2	1	3	2	1	5	4	3	2	1
N	7,249	12,399	17,549	22,699	2,982	4,002	5,022	2,217	4,435	6,652	8,869	11,086
θ_1	1	1	1	1	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1	1
A_{min}	0,46	0,79	1,12	1,45	0,27	0,36	0,45	0,14	0,28	0,43	0,57	0,71

Sections partiellement comprimées

Pot	Sens	Niveau	N	α	$y_i = \alpha h$	σ'_m	θ_1	A_{min}
D8	long	5	0,944	0,4233	15,84	1,15	1,4	0,22
		4	1,962	0,3375	12,15	4,04	1,4	0,58
	trans	5	8,285	0,3508	12,63	16,40	1,4	2,35
D4	long	5	2,099	0,3767	13,56	3,87	1	0,40
D7	trans	5	12,493	0,3539	12,74	24,52	1	2,51

$$\theta_2 = 2,31$$

$$\theta_3 = 1,52$$

* Armatures min sous (SR)

• Sens longitudinal:

$\theta_2 = 2,50$, $\theta_3 = 1,52$

sections entierement comprimées

pot	B3				B6					B7		FB		
	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	2%	1	3%	2%	1%
N	5,417	9,243	13,069	16,895	2,234	6,26	10,753	15,246	19,739	6,245	8,168	3,933	5,446	6,959
θ_1	1,4	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1	1	1,4	1,4	1,8	1,8	1,8
Amin	0,53	0,9	1,27	1,64	0,75	0,43	0,75	1,06	1,37	0,61	0,8	0,5	0,68	0,87

• Sens transversal:

$\theta_2 = 2,5$ $\theta_3 = 1,52$

sections entierement comprimées

pot	B3			B6				B7				FB		
	3%	2%	1%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	2%	1%
N	17,044	24,587	32,13	16,469	24,726	36,983	47,24	7,351	3,015	7,474	11,874	16,274	20,86	26,432
θ_1	1,4	1,4	1,4	1	1	1	1	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,8	1,8
Amin	1,65	2,39	3,12	1,14	1,85	2,56	3,26	0,73	0,29	0,73	1,52	1,58	2,6	3,3

Sections partiellement comprimées

$\theta_2 = 2,5$, $\theta_3 = 1,52$

pot	B3		B6	B7			FB				
	trans		trans	long			long		trans		
Niv	5%	4%	5%	5%	4%	3%	5%	4%	5%	4%	3%
N	4,486	9,501	6,188	0,894	2,399	4,322	0,894	2,42	4,178	9,725	15,294
α	0,4233	0,338	0,4233	0,4233	0,3620	0,3379	0,4233	0,347	0,4233	0,3663	0,3304
$\gamma_i = \alpha h$	13,33	10,65	13,33	13,33	11,4	10,64	13,33	10,93	13,33	11,54	10,41
σ_m'	9,62	25,49	13,26	1,92	6,01	11,61	1,92	6,33	8,96	24,08	41,92
θ_1	1,4	1,4	1	1,4	1,4	1,4	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Amin	1,14	3,03	1,13	0,23	0,72	1,38	0,29	0,97	1,37	3,68	6,42

~ 155 ~

Calcul des armatures longitudinales : Poteau "D4" (sous SP₂)

Soll	$(N^{max} \text{ et } M^{corr})$										$(N^{min} \text{ et } M^{corr})$									
	long					trans					long					trans				
Sen	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1
N	2,062	6,962	11,859	16,766	21,653	14,181	28,71	43,691	59,185	74,955	1,501	4,422	7,341	10,26	13,179	9,54	16,669	23,105	29,113	34,894
M	5,496	8,654	10,767	12,668	15,852	5,295	6,92	9,123	10,731	13,225	4,58	7,128	8,891	10,475	13,132	3,239	5,407	7,242	8,582	10,639
e ₀	2,67	1,24	0,91	0,76	0,73	0,37	0,24	0,21	0,18	0,176	3,05	1,61	1,21	1,02	0,97	0,34	0,32	0,31	0,19	0,30
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	194,76	192,72	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	199,88	205,5
f	2,83	1,40	1,07	0,92	0,89	0,53	0,40	0,37	0,34	0,336	3,21	1,77	1,37	1,18	1,13	0,50	0,48	0,47	0,35	0,46
M _p	5,835	9,747	12,689	15,425	19,271	7,516	11,484	16,166	20,123	25,185	4,818	7,827	10,057	12,107	14,892	4,77	8,001	10,859	10,19	16,051
μ	0,0402	0,0672	0,0874	0,1063	0,1328	0,0528	0,0791	0,1114	0,1386	0,1735	0,0332	0,0539	0,0693	0,0834	0,1026	0,0329	0,0551	0,0748	0,0702	0,1106
K	43,6	31,9	27	23,8	20,5	37	28,8	23,05	19,9	17,05	48,9	36,6	31,3	27,8	24,34	49,2	36,1	29,8	31	23,17
E	0,9147	0,8934	0,8810	0,871	0,8592	0,9038	0,8858	0,8686	0,8567	0,844	0,9218	0,9031	0,8920	0,8832	0,8729	0,9221	0,9022	0,8884	0,8913	0,8690
σ'_b	96,33	131,66	155,56	176,47	204,88	113,51	145,83	182,21	211,06	246,33	85,89	114,75	134,19	151,08	172,56	85,37	116,34	140,94	135,48	181,27
\bar{K}	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	21,57	21,79	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	21,01	20,44
α									0,4103	0,4076										
E									0,8632	0,8641										
M'									0,1771	0,1761										
γ_1									14,77	14,67										
σ'_a									2130,2	2102,6										
M _s									17,881	17,594										
ΔM									2,242	7,591										
A'									3,29	11,28										
A _{ps}	4,22	7,22	9,53	11,71	14,83	5,50	8,57	12,31	15,37	19,12	3,46	5,73	7,46	9,07	11,28	3,42	5,87	8,09	7,56	12,22
A _{pc}	3,73	5,56	6,71	7,72	9,68	2,12	1,74	1,91	1,28	1,27	3,10	4,68	5,71	6,63	8,14	1,15	1,90	2,59	0,63	3,91

~ 156 ~

Calcul des armatures longitudinales. Poteau : "D7" (sous SP₂)

Soll	(N ^{max} , M ^{corr})										(N ^{min} , M ^{corr})									
Sen	Long					Trans					Long					Trans				
Niv	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1
N	2,617	5,43	8,727	12,021	15,59	13,714	29,00	46,026	64,29	82,654	1,22	2,122	2,618	3,117	3,387	7,317	11,84	14,836	16,8	18,504
M	5,466	8,374	10,494	12,395	15,589	7,79	10,685	13,759	16,099	18,885	4,602	6,978	8,745	10,329	12,991	4,655	7,635	10,225	12,175	14,506
e ₀	2,089	1,522	1,202	1,031	1,00	0,568	0,368	0,299	0,25	0,228	3,772	3,288	3,34	3,285	3,836	0,636	0,645	0,689	0,725	0,784
$\bar{\sigma}'_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	2,249	1,682	1,362	1,191	1,16	0,728	0,528	0,459	0,41	0,388	3,932	3,448	3,5	3,445	3,996	0,796	0,805	0,849	0,885	0,944
M _f	5,886	9,133	11,886	14,317	18,084	9,984	15,312	21,126	26,36	32,07	4,797	7,317	9,163	10,738	13,534	5,824	9,531	12,596	14,868	17,468
μ	0,0406	0,0629	0,0819	0,0986	0,1246	0,0688	0,1055	0,1455	0,1816	0,2209	0,033	0,0504	0,0631	0,074	0,0932	0,0401	0,0657	0,0868	0,1024	0,1203
K	43,4	33,2	28,15	25,0	21,4	31,4	23,9	19,26	16,53	14,38	49,0	38,1	33,2	30,0	25,9	43,8	32,35	27,1	24,36	21,9
E	0,9144	0,8963	0,8841	0,875	0,8626	0,8922	0,8715	0,8541	0,8414	0,8298	0,9219	0,9058	0,8963	0,8889	0,8777	0,915	0,8944	0,8812	0,8730	0,8645
$\bar{\sigma}'_b$	96,8	126,5	149,2	168	196,26	133,75	175,73	218,1	254,08	292,08	85,7	110,3	126,5	140	162,2	95,9	129,8	154,98	172,4	191,8
\bar{K}	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44
α								0,4232	0,4232	0,4232										
ε								0,859	0,859	0,859										
μ'								0,1817	0,1817	0,1817										
δ ₁								15,24	15,24	15,24										
$\bar{\sigma}'_a$								2273,5	2273,5	2273,5										
M ₃								19,357	19,357	19,357										
ΔM								1,769	7,003	12,713										
A'								2,43	9,62	17,47										
A _{f,s}	4,14	6,56	8,65	10,53	13,5	7,4	11,62	16,22	20,11	24,36	3,35	5,2	6,58	7,78	9,92	4,21	7,05	9,46	11,27	13,37
A _{f,c}	3,52	5,27	6,57	7,67	9,79	4,14	4,71	5,26	4,8	4,7	3,06	4,69	5,96	7,04	9,11	2,47	4,23	5,93	7,27	8,96

~ 157 ~

Calcul des armatures longitudinales . Poteau: "D8" (sous SP2)

Soll	(N ^{max} , M ^{corr})										(N ^{min} , M ^{corr})										
	Long					trans					Long					trans					
	Niv	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1
N	3,083	8,592	16,331	25,618	35,427	10,639	26,442	45,16	65,928	87,263	-1,229	-4,764	-10,525	-17,834	-25,665	3,753	5,792	5,316	3,132	0,475	
M	4,361	6,103	7,906	8,635	14,164	7,953	11,429	14,79	17,345	20,361	3,945	5,805	7,62	8,349	13,879	5,426	8,441	11,266	13,395	15,937	
e _o	1,415	0,71	0,484	0,337	0,40	0,748	0,432	0,328	0,263	0,23	3,21	1,219	0,724	0,468	0,54	1,446	1,457	2,119	4,277	33,552	
$\bar{\sigma}_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	1,575	0,87	0,644	0,497	0,56	0,908	0,592	0,488	0,423	0,39	3,37	1,379	0,884	0,628	0,67	1,606	1,617	2,279	4,437	33,712	
M _f	4,856	7,475	10,517	12,732	19,839	9,660	15,654	22,038	27,888	34,0	4,142	6,57	9,304	11,2	17,19	6,027	9,366	12,115	13,897	16,013	
μ	0,0335	0,0515	0,0725	0,0877	0,1387	0,0666	0,1078	0,1518	0,1921	0,2342	0,0285	0,0453	0,0641	0,0772	0,1184	0,0415	0,0645	0,0835	0,0957	0,1103	
K	48,6	37,6	30,4	26,95	20,1	32,1	23,55	18,7	15,9	13,8	53,5	40,6	32,8	29,2	22,15	42,8	32,7	27,8	25,46	23,2	
ϵ	0,9214	0,9049	0,8899	0,8808	0,8576	0,8938	0,8704	0,8516	0,8381	0,8264	0,9270	0,9101	0,8954	0,8869	0,8654	0,9135	0,8952	0,8832	0,8764	0,8691	
σ'_b	86,42	111,70	138,16	155,84	208,96	130,84	178,34	224,6	264,15	304,35	78,51	103,45	128,05	143,84	189,62	98,13	128,44	151,08	164,96	181,03	
\bar{K}	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	20,44	
α					0,4232			0,4232	0,4232	0,4232											
ϵ					0,859			0,859	0,859	0,859											
μ'					0,1817			0,1817	0,1817	0,1817											
γ_1					15,24			15,24	15,24	15,24											
σ'_a					2273,5			2273,5	2273,5	2273,5											
M _s					19,357			19,357	19,357	19,357											
ΔM					0,482			2,681	8,531	14,64											
A'					0,66			3,69	11,73	19,43											
A _{fs}	3,49	5,46	7,82	9,56	15,26	7,15	11,89	16,90	21,25	25,8	2,96	4,77	6,87	8,35	13,14	4,36	6,92	9,07	10,49	12,19	
A _{fc}	2,76	3,42	3,93	3,46	6,825	4,62	5,59	6,15	5,55	5,02	3,25	5,91	9,38	12,60	19,25	3,47	5,54	7,81	9,75	12,08	

-158-

Calcul des armatures longitudinales. Poteau: "B3" (sous $5P_2$)

Soll	(N _{max} , M _{corr})										(N _{min} , M _{corr})									
	long					trans					long					trans				
Niv	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%
N	2,027	5,365	9,123	12,881	16,639	5,57	13,106	24,365	36,616	49,317	1,546	4,084	6,82	9,556	12,292	2,138	3,00	4,023	4,218	4,038
M	3,962	6,049	8,014	9,459	10,517	1,742	3,337	4,547	5,429	6,492	3,382	5,031	6,654	7,872	8,759	2,586	3,433	4,283	5,078	6,295
e ₀	1,95	1,73	0,88	0,73	0,63	0,31	0,25	0,19	0,148	0,13	2,19	1,23	0,98	0,82	0,71	1,21	1,14	1,06	1,19	1,56
$\bar{\sigma}_0$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	199,14	179,7	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	2,09	1,27	1,02	0,87	0,77	0,45	0,39	0,33	0,288	0,27	2,33	1,37	1,12	0,96	0,85	1,35	1,28	1,2	1,33	1,7
Mf	4,236	6,814	9,305	11,206	12,812	2,507	5,111	8,04	10,545	13,316	3,602	5,595	7,638	9,774	10,448	2,886	3,84	4,828	5,610	6,865
M	0,0436	0,0701	0,0957	0,1152	0,1318	0,0258	0,0526	0,0827	0,1084	0,1369	0,037	0,0575	0,0785	0,0943	0,1074	0,0297	0,0395	0,0497	0,0577	0,0706
K	41,6	31,05	25,46	22,53	20,6	56,5	37,1	28	23,46	20,1	45,8	35,1	28,9	25,7	23,6	52,2	44,2	38,4	35,1	30,9
e	0,9117	0,8914	0,8764	0,8668	0,8596	0,9307	0,904	0,8837	0,870	0,8576	0,9198	0,9002	0,8861	0,8771	0,8705	0,9256	0,9155	0,9064	0,9001	0,8911
$\bar{\sigma}_a$	101	135,27	165	186,4	203,9	74,34	113,2	150	179	208,96	97,7	119,7	145,3	163,4	177,97	80,46	95,02	109,38	119,6	135,92
K										23,4										
α										0,3906										
e										0,8698										
M'										0,1699										
γ_2										12,3										
$\bar{\sigma}_a$										1926,4										
M _g										10,6										
ΔM										2,716										
A'										5,04										
Af.s	3,51	5,78	8,03	9,77	11,27	2,04	4,28	6,88	9,16	11,52	2,97	4,7	6,52	7,91	9,07	2,36	3,17	4,03	4,71	5,82
Af.c	3,027	4,5	5,85	6,7	7,31	0,71	1,16	1,08	0,44	<0	2,6	3,73	4,9	5,64	6,14	1,85	2,46	3,07	3,71	4,86

~ 159 ~

Calcul des armatures longitudinales. Poteau: "B6" (Sous SP₂)

Soll	(N ^{max} , M ^{corr})										(N ^{min} , M ^{corr})									
	long					trans					long					trans				
NIV	5:	4:	3:	2:	1:	5:	4:	3:	2:	1:	5:	4:	3:	2:	1:	5:	4:	3:	2:	1:
N	2,61	7,377	12,807	18,635	24,521	6,953	18,186	34,673	52,797	71,288	1,357	3,567	5,783	7,667	9,503	3,524	8,472	9,001	8,166	7,025
M	3,928	6,003	7,958	9,403	10,48	4,383	4,293	5,781	6,923	7,901	3,328	5,036	6,673	7,877	8,777	1,671	4,29	5,59	6,541	7,316
e ₀	1,505	0,814	0,621	0,505	0,427	0,63	0,232	0,167	0,131	0,111	2,452	1,412	1,154	1,027	0,924	0,474	0,506	0,621	0,801	1,041
σ ₀	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055	2,014	18,911	168,3	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055	2,055
f	1,645	0,954	0,761	0,645	0,567	0,77	0,372	0,307	0,279	0,251	2,592	1,552	1,294	1,167	1,062	0,614	0,646	0,761	0,921	1,181
Mf	4,293	7,038	9,746	12,02	13,903	5,354	6,765	10,645	14,308	17,893	3,577	5,536	7,483	8,947	10,111	2,164	5,473	6,85	7,684	8,297
M	0,0447	0,0722	0,1002	0,1236	0,143	0,0551	0,0696	0,1095	0,1471	0,184	0,0362	0,0568	0,0770	0,092	0,104	0,0223	0,0563	0,0705	0,0790	0,0853
K	11,25	30,4	24,7	21,5	19,5	36,1	31,2	23,3	19,12	16,37	46,4	35,4	29,3	26,1	24,1	67,5	35,6	30,95	28,8	27,4
ε	0,9112	0,8899	0,8741	0,863	0,8551	0,9021	0,8918	0,8695	0,8533	0,8407	0,9186	0,9008	0,8871	0,8783	0,8721	0,9345	0,9012	0,8912	0,8858	0,8821
σ ₀	107,8	138,76	170	195,35	215,4	116,32	134,6	180,3	219,7	256,6	90,52	118,65	143,35	160,92	174,27	68,29	117,98	135,7	145,83	153,28
K				20,44					23,32	24,96										
α				0,4232					0,3914	0,3754										
ε				0,859					0,8695	0,8729										
M'				0,1817					0,1702	0,1642										
γ ₁				13,33					12,33	11,83										
σ _a				2273,2					1934,8	1777,6										
M ₁				12,968					10,65	9,598										
ΔM				0,935					3,658	8,295										
A'				1,47					6,76	16,7										
Af.s	3,56	5,98	8,43	10,53	12,21	4,87	5,74	9,25	12,37	15,35	2,89	4,65	6,38	7,70	8,76	1,75	4,59	5,81	6,56	7,11
Af.c	2,94	4,22	5,38	6,1	6,37	3,21	1,41	1,00	<0	<0	2,57	3,8	5,00	5,87	6,5	0,28	2,57	3,67	4,62	5,44

~ 160 ~

Calcul des armatures longitudinales. Poteau "B7" (Sous SP2)

Soll	(N _{max} , M _{corr})										(N _{min} , M _{corr})									
	long					trans					long					trans				
ben	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%
N	2,522	7,721	15,079	23,78	32,79	3,407	16,66	23,943	28,203	32,278	-0,75	-2,765	-6,507	-11,512	-16,766	-2,729	-10,696	-9,353	-5,893	-2,908
M	3,398	5,155	6,33	7,437	9,712	4,159	6,582	8,689	10,621	14,631	3,104	4,783	5,882	6,989	9,272	4,213	6,642	9,047	8,889	9,737
e ₀	1,347	0,668	0,421	0,313	0,296	1,221	0,395	0,375	0,377	0,36	4,739	1,613	0,904	0,607	0,553	1,544	0,621	0,967	1,508	3,346
σ ₀	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055	2055
f	1,487	0,808	0,561	0,453	0,436	1,361	0,535	0,515	0,517	0,5	4,279	1,753	1,044	0,747	0,693	1,684	0,761	1,707	1,648	3,486
M _f	3,57	6,239	8,426	10,772	14,296	4,637	8,913	12,331	14,581	16,739	3,209	5,198	6,793	8,599	11,679	4,596	8,14	10,354	9,712	10,137
M	0,0367	0,0642	0,0867	0,1108	0,147	0,0477	0,0917	0,1268	0,1499	0,166	0,033	0,0535	0,0699	0,0884	0,1195	0,0473	0,0837	0,1065	0,0999	0,1043
K	46	32,8	27,15	23,73	19,15	39,4	26,2	21,75	18,9	17,6	49	36,7	31,1	26,8	22,0	39,6	27,75	23,76	21,77	24,08
e	0,918	0,8954	0,883	0,8689	0,8536	0,9081	0,8786	0,8677	0,8525	0,8466	0,9219	0,9034	0,8915	0,8804	0,8649	0,9084	0,8831	0,871	0,8743	0,872
σ ₀	91,3	128,05	154,7	181,6	219,26	106,6	160,31	198,6	222,2	238,6	85,72	114,5	135,05	156,7	190,9	106,1	151,4	176,8	169,6	174,2
F					20,44				20,44	20,44										
α					0,4232				0,4232	0,4232										
e					0,859				0,859	0,859										
M'					0,1877				0,1877	0,1877										
z ₁					13,33				13,33	13,33										
σ ₀					2273,2				2273,2	2273,2										
M ₁					12,96				12,968	12,968										
ΔM					1,328				1,613	3,771										
A					2,09				2,53	4,98										
A _{f,c}	2,94	5,27	7,23	9,37	12,54	3,86	7,67	10,82	12,78	14,11	2,63	4,35	5,76	7,38	10,16	3,83	6,97	8,99	8,4	8,79
A _{f,e}	2,34	3,43	3,65	3,7	4,74	3,05	3,7	5,12	6,07	6,42	2,81	5,06	7,31	10,12	14,15	4,48	9,52	11,22	9,8	9,48

~ 161 ~

Calcul des armatures longitudinales. Poteau "F8" (Sous SP₂)

Soll	(N _{max} , M _{corr})										(N _{min} , M _{corr})									
	long					trans					long					trans				
Niv	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%
N	2,522	7,74	14,66	23,043	31,675	5,146	12,027	20,891	30,642	40,695	-0,75	-2,946	-6,866	-12,249	-17,881	2,084	3,895	4,817	5,002	4,934
M	3,704	4,783	5,925	7,032	9,315	4,244	5,927	7,102	8,215	10,816	3,398	5,755	6,287	7,394	9,669	2,082	3,456	4,475	5,403	7,58
e ₀	1,23	0,62	0,404	0,31	0,29	0,825	0,493	0,34	0,27	0,266	4,531	1,75	0,916	0,60A	0,5A1	1,0	0,887	0,929	1,08	1,54
β ₀	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	1,37	0,76	0,5AA	0,45	0,43	0,965	0,633	0,48	0,41	0,406	4,671	1,89	1,056	0,74A	0,681	1,14	1,027	1,069	1,22	1,68
Mf	3,455	5,882	7,975	10,369	13,62	4,966	7,673	10,028	12,563	16,521	3,503	5,568	7,25	9,113	12,177	2,376	4,00	5,109	6,703	8,289
M	0,355	0,0602	0,082	0,1066	0,1402	0,0511	0,0783	0,1021	0,1292	0,1699	0,036	0,0573	0,0746	0,0937	0,1252	0,024A	0,0411	0,053	0,0628	0,0853
K	47	34,05	28,1	23,73	19,77	37,8	29	24,25	20,9	17,3	46,6	35,2	29,85	25,8	21,34	58,5	43	37	33,3	27,4
L	0,919A	0,8981	0,884	0,8709	0,8561	0,9053	0,8864	0,8726	0,8607	0,8452	0,9188	0,900A	0,8885	0,877A	0,862A	0,932	0,9138	0,9038	0,8965	0,8821
β ₀	89,4	72,34	749,5	177	212,5	111,1	145	173,2	201	242,8	90,73	119,3	140,7	162,8	196,8	71,8	97,7	113,5	126,2	153,3
K					20,4A					20,44										
α					0,4232					0,4732										
ε					0,859					0,859										
M'					0,7877					0,7877										
β ₁					13,33					13,33										
β ₂					2273,2					2273,2										
M ₁					12,968					12,968										
ΔM					0,652					3,554										
A'					1,024					5,58										
Af.s	2,84	4,95	6,82	9,00	11,97	4,75	6,5	8,7	11,03	14,43	2,88	4,68	6,17	7,85	10,67	1,93	3,31	4,31	5,15	7,1
Af.c	2,24	3,71	3,33	3,51	4,29	2,92	3,6A	3,73	3,7A	4,74	3,06	5,38	7,81	10,77	14,93	1,43	2,38	3,16	3,96	5,93

~ 162 ~

Calcul des armatures longitudinales (sous S_{P2})
(M_{max} , N_{corr})

Pot	B3					B6					B6					FB		D7
Sens	trans					long					trans					trans		long
Niv	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	5%	4%	3%	2%	1%	2%	1%	5%
N	3,208	5,33	8,474	10,633	12,338	18,16	4,962	8,305	11,251	14,739	6,953	13,649	16,747	18,255	19,396	-5,103	-0,664	1,737
M	3,226	4,276	5,195	6,077	7,704	3,996	6,047	8,072	9,457	10,542	4,383	5,278	6,835	7,977	8,895	110,677	11,687	5,526
e_0	1,01	0,8	0,61	0,57	0,62	2,2	1,219	0,965	0,841	0,746	0,63	0,387	0,408	0,437	0,459	2,092	17,6	3,178
$\bar{\sigma}_c$	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55	20,55
f	1,15	0,94	0,75	0,71	0,76	2,34	1,359	1,105	0,981	0,886	0,77	0,527	0,548	0,577	0,599	2,232	17,70	3,338
Mf	3,69	5,01	6,356	7,549	9,377	4,249	6,742	9,177	11,037	12,527	5,354	7,193	9,177	10,533	11,618	11,39	11,78	5,805
M	0,0379	0,0515	0,0654	0,0776	0,0964	0,0437	0,0693	0,0944	0,1135	0,1288	0,0551	0,074	0,0944	0,1083	0,1195	0,1172	0,1211	0,04
ϵ	0,9169	0,9049	0,8945	0,8866	0,876	0,9117	0,892	0,8771	0,8676	0,8607	0,9021	0,8889	0,8771	0,8702	0,8649	0,866	0,8641	0,915
K	45,2	37,6	32,5	29,1	25,35	41,6	31,3	25,7	22,76	20,9	36,1	30	25,7	23,5	22	22,3	21,8	43,8
σ_c	92,9	118,7	129,2	144,3	165,7	101	134,2	163,4	184,5	201	116,34	140	163,4	178,4	191,0	168,3	192,7	95,9
\bar{K}																		
α																		
ϵ																		
M'																		
y_2																		
σ_a'																		
M ₂																		
ΔM																		
A'																		
Afs	3,042	4,19	5,37	6,44	8,1	3,52	5,6	7,78	9,62	11,00	4,49	6,12	7,91	9,15	10,75	9,94	10,3	4,08
Afc	2,28	2,92	3,35	3,91	5,76	3,09	4,42	5,8	6,94	7,63	2,83	2,87	3,92	4,8	5,53	11,76	10,46	3,67

~ 163 ~

Tableaux recapitulatifs du ferrailage

Poteau: "D4"

des poteaux

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min} RPA	A ^{max} RPA	A adoptée	Ferrailage	
	A ^{min} Long	A ^{min} trans	A ^{min} totale	A = A' Long	A = A' trans				Long	trans
5	0,40	0,91	1,31	3,73	2,12	16	64	18,48	2(4T14)	2(4T14)
4	0,46	1,79	2,25	5,56	1,90	16	64	18,48	2(4T14)	2(4T14)
3	0,79	2,65	3,44	6,71	2,59	16	64	20,35	2(2T16+2T14)	2(2T16+2T14)
2	1,12	3,51	4,63	7,62	3,29	16	64	22,24	2(4T16)	2(2T16+2T14)
1	1,45	4,37	5,82	9,68	11,28	16	64	33,17	2(2T20+2T16)	2(4T20)

Poteau: "D8"

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min} RPA	A ^{max} RPA	A adoptée	Ferrailage	
	A ^{min} Long	A ^{min} trans	A ^{min} totale	A = A' Long	A = A' trans				Long	trans
5	0,22	2,35	2,57	3,25	4,62	16	64	18,48	2(4T14)	2(4T14)
4	0,58	1,66	2,24	5,91	5,59	16	64	18,48	2(4T14)	2(4T14)
3	0,27	2,57	2,84	9,38	7,81	16	64	28,64	2(2T20+2T16)	2(4T16)
2	0,36	3,48	3,84	12,60	11,73	16	64	31,94	2(2T25+2T14)	2(2T25+2T14)
1	0,45	4,39	4,84	19,25	19,43	16	64	44,76	2(2T25+2T20)	2(2T25+2T20)

Poteau: "D7"

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min} RPA	A ^{min} RPA	A adoptée	Ferrailage	
	A ^{min} Long	A ^{min} tran	A ^{min} total	A = A' Long	A = A' trans				Long	trans
5	0,14	2,51	2,65	3,52	4,14	16	64	18,48	2(4T14)	2(4T14)
4	0,28	1,6	1,88	5,27	4,71	16	64	18,48	2(4T14)	2(4T14)
3	0,43	2,37	2,8	6,57	5,93	16	64	20,35	2(2T16+2T14)	2(2T16+2T14)
2	0,57	3,15	3,72	7,67	9,62	16	64	26,76	2(2T20+2T14)	2(2T20+2T16)
1	0,71	3,93	4,64	9,79	17,47	16	64	38,35	2(2T25+2T14)	2(2T25+2T20)

Poteau: "B3"

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min} RPA	A ^{max} RPA	A adoptée	Ferrailage	
	A ^{min} long	A ^{min} trans	A ^{min} total	A=A' long	A=A' trans				Long	trans
5	0,20	1,14	1,14	3,027	2,28	12,25	49	12,31	2(3T14)	2(3T14)
4	0,53	3,03	3,56	4,5	2,92	12,25	49	14,2	2(2T16+1T14)	2(2T16+1T14)
3	0,90	1,65	2,55	5,85	3,35	12,25	49	15,14	2(3T16)	2(2T16+1T14)
2	1,27	2,39	3,66	6,7	3,91	12,25	49	18,72	2(2T20+1T14)	2(2T20+1T14)
1	1,64	3,12	4,76	7,31	5,16	12,25	49	20,6	2(2T20+1T16)	2(2T20+1T16)

Poteau: "B6"

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min} RPA	A ^{min} RPA	A adoptée	Ferrailage	
	A ^{min} long	A ^{min} tran	A ^{min} total	A=A' long	A=A' tran				Long	trans
5	0,15	1,13	1,28	3,09	3,21	12,25	49	12,31	2(3T14)	2(3T14)
4	0,43	1,14	1,57	4,42	2,87	12,25	49	14,2	2(2T16+1T14)	2(2T16+1T14)
3	0,75	1,85	2,6	5,8	3,92	12,25	49	15,14	2(3T16)	2(2T16+1T14)
2	1,06	2,56	3,62	6,94	6,76	12,25	49	18,72	2(2T20+1T14)	2(2T20+1T14)
1	1,37	3,26	4,63	7,63	16,7	12,25	49	38,51	2(4T20+1T14)	2(5T20+1T16)

Poteau: "B7"

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min} RPA	A ^{max} RPA	A adoptée	Ferrailage	
	A ^{min} long	A ^{min} tran	A ^{min} total	A=A' long	A=A' trans				Long	trans
5	0,23	0,13	0,36	2,81	4,48	12,25	49	12,31	2(3T14)	2(3T14)
4	0,72	0,29	1,01	5,06	9,52	12,25	49	25	2(2T20+1T14)	2(3T20+1T14)
3	1,38	0,73	2,11	7,31	11,22	12,25	49	26,9	2(2T20+1T16)	2(3T20+1T16)
2	0,61	1,52	2,13	10,12	9,8	12,25	49	32,23	2(3T20+1T16)	2(3T20+1T14)
1	0,8	1,58	2,38	14,15	9,48	12,25	49	37,19	2(3T20+3T16)	2(3T20+2T16)

Poteau: "F8"

Soll	SP ₁			SP ₂		A ^{min} RPA	A ^{min} RPA	A adoptée	Ferrailage	
	A ^{min} long	A ^{min} tran	A ^{min} total	A=A' long	A=A' trans				Long	trans
5	0,29	1,37	1,66	3,06	2,92	12,25	49	12,31	2(3T14)	2(3T14)
4	0,97	3,68	4,65	5,38	3,64	12,25	49	15,14	2(3T16)	2(2T16+1T14)
3	0,5	6,42	6,92	7,81	3,73	12,25	49	21,92	2(3T20)	2(2T20+1T14)
2	0,68	2,6	3,28	10,77	3,96	12,25	49	25,94	2(3T20+1T16)	2(2T20+1T14)
1	0,87	3,3	4,17	14,93	5,93	12,25	49	33,98	2(3T20+3T16)	2(2T20+1T14)

* Armatures transversales :-

o Vérification de la résistance à l'effort tranchant :-

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\eta T}{b \cdot z} < \bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma_{28} = 0,15 \cdot 273 = 40,91 \text{ Kg/cm}^2$$

T: effort tranchant de calcul

z = $\frac{1}{3} h$, b: largeur du poteau

$\eta = \begin{cases} 2 & \rightarrow \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée } \geq 15 \\ 3 & \rightarrow \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée } < 15 \end{cases}$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c}{\sqrt{I/B}}, \quad I: \text{moment d'inertie de la section}, \quad B: \text{Surface de la section}$$

Remarque :-

L'effort tranchant T a été choisi comme suit:

$$T = \max(T_l^{\max}, T_t^{\max})$$

T_l^{\max} : effort tranchant longitudinal max pour tous les niveaux

T_t^{\max} : effort tranchant transversal max dans tous les niveaux

pot	$l_c(m)$	$I(m^4)$	$B(m^2)$	i	λ	η	T(t)	Z(cm)	$\bar{\sigma}_b(Kg/cm^2)$	$\bar{\sigma}_b(Kg/cm^2)$
B3	2,037	$125 \cdot 10^5$	0,1225	$1,01 \cdot 10^1$	20,17	2	5,471	27,56	11,34	40,91
B6	"	"	"	"	"	"	5,471	"	11,34	40,91
B7	"	"	"	"	"	"	6,069	"	12,58	40,91
F8	"	"	"	"	"	"	4,876	"	10,11	40,91
D4	"	$213 \cdot 10^5$	0,16	$1,15 \cdot 10^1$	17,71	"		31,5		40,91
D7	"	"	"	"	"	"	7,996	"	12,22	40,91
D8	"	"	"	"	"	"	10,247	"	16,27	40,91

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{vérifiée.}$$

o Ecartement des armatures transversales :-

On disposera dans chaque section des cadres et des étriers pour les quels on calculera les espacements qu'on comparera à l'espacement admissible et on optera pour un espacement

* Espacement admissible :

$$\bar{s} \leq \min(10 \phi_{\min}; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$\bar{s} \leq 12 \phi_{\min} \rightarrow \text{Zone courante}$$

- l'espacement théorique des armatures est : $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_c}$

- la longueur de recouvrement doit être $l_d = \begin{cases} \geq 5 \phi_{\text{tr}} \\ \phi_{\text{tr}} / \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \end{cases}$

on utilise de l'acier FeE24 $\rightarrow \sigma_{28} = 2400$

$$\frac{\phi}{4} \cdot \frac{2800}{1,25 \cdot 4 \cdot \bar{\sigma}_b} = 42,17 \phi_{\text{tr}} \rightarrow \text{donc on prend } \boxed{l_d \geq 5 \phi_{\text{tr}}}$$

- la quantité d'armatures transversale minimale est donnée par :-

$$A_{t\min} = 9,004.t.b \quad 1b: \text{largeur du poteau.}$$

Pot	Niv	2xT	z	At	nombre de cadres et étriers	t	Zone courante		Zone nodale	
							\bar{E}	t adopté	\bar{E}	t adopté
B3	5%	4,228	27,56	2,01	(1cadre + 1étrier)	32,2	16,8	12	14	12
	4%	6,896	"	"	"	19,5	16,8	12	14	12
	3%	9,146	"	"	"	14,53	16,8	12	14	12
	2%	10,802	"	"	"	12,3	16,8	12	14	12
	1%	10,942	"	"	"	12,15	19,2	12	15	2
B6	3%	4,428	27,56	2,01	(1cadre + 1étrier) $\Phi 8$	32,2	16,8	12	14	12
	4%	6,896	"	"	"	19,5	16,8	12	14	12
	3%	9,146	"	"	"	14,53	16,8	12	14	12
	2%	10,802	"	"	"	12,3	16,8	12	14	12
	1	10,942	"	"	"	12,15	16,8	12	14	12
B7	5%	4,36	27,56	2,01	(1cadre + 1étrier) $\Phi 8$	30,5	16,8	10	14	10
	4%	7,574	"	"	"	17,6	16,8	10	14	10
	3%	10,328	"	"	"	12,9	19,2	10	15	10
	2%	12,996	"	"	"	10,9	16,8	10	14	10
	1%	12,138	"	"	"	10,95	19,2	10	15	10
F8	5%	3,264	27,56	2,01	(1cadre + 1étrier) $\Phi 8$	40,7	16,8	12	14	12
	4%	5,354	"	"	"	24,8	16,8	12	14	12
	3%	7,05	"	"	"	18,9	16,8	12	14	12
	2%	8,326	"	"	"	16,0	16,8	12	14	12
	1%	9,752	"	"	"	13,63	16,8	12	14	12
DA	5%	5,426	31,5	3,01	(1cadre + 2étrier) $\Phi 8$	42	16,8	12	14	12
	4%	9,05	"	"	"	25,2	16,8	12	14	12
	3%	12,02	"	"	"	18,9	16,8	12	14	12
	2%	14,198	"	"	"	16,02	16,8	12	14	12
	1%	15,392	"	"	"	14,8	24	12	15	12
DF	5%	6,864	31,5	3,01	"	33,2	16,8	12	14	12
	4%	11,224	"	"	"	20,3	16,8	12	14	12
	3%	14,784	"	"	"	15,4	16,8	12	14	12
	2%	17,464	"	"	"	13	19,2	12	15	12
	1%	18,782	"	"	"	12,11	24	12	15	12
D8	5%	7,478	31,5	3,01	"	30,4	16,8	10	14	10
	4%	12,262	"	"	"	18,6	16,8	10	14	10
	3%	16,946	"	"	"	14,1	19,2	10	15	10
	2%	19,072	"	"	"	11,9	16,8	10	14	10
	1%	20,5	"	"	"	11	24	10	15	10

N.B.:- les poteaux de l'infrastructure auront le même ferrailage que ceux du niveau juste au-dessus.

FONDACTIONS

- les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles
- la contrainte du sol est, de $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} = 2,04 \text{ kg/cm}^2$ à 1,5 m de profondeur
- la densité du sol est supposée égale à $\delta = 1,8 \text{ t/m}^3$
- On disposera au dessous des semelles une couche de béton de propreté de (10cm) d'épaisseur.

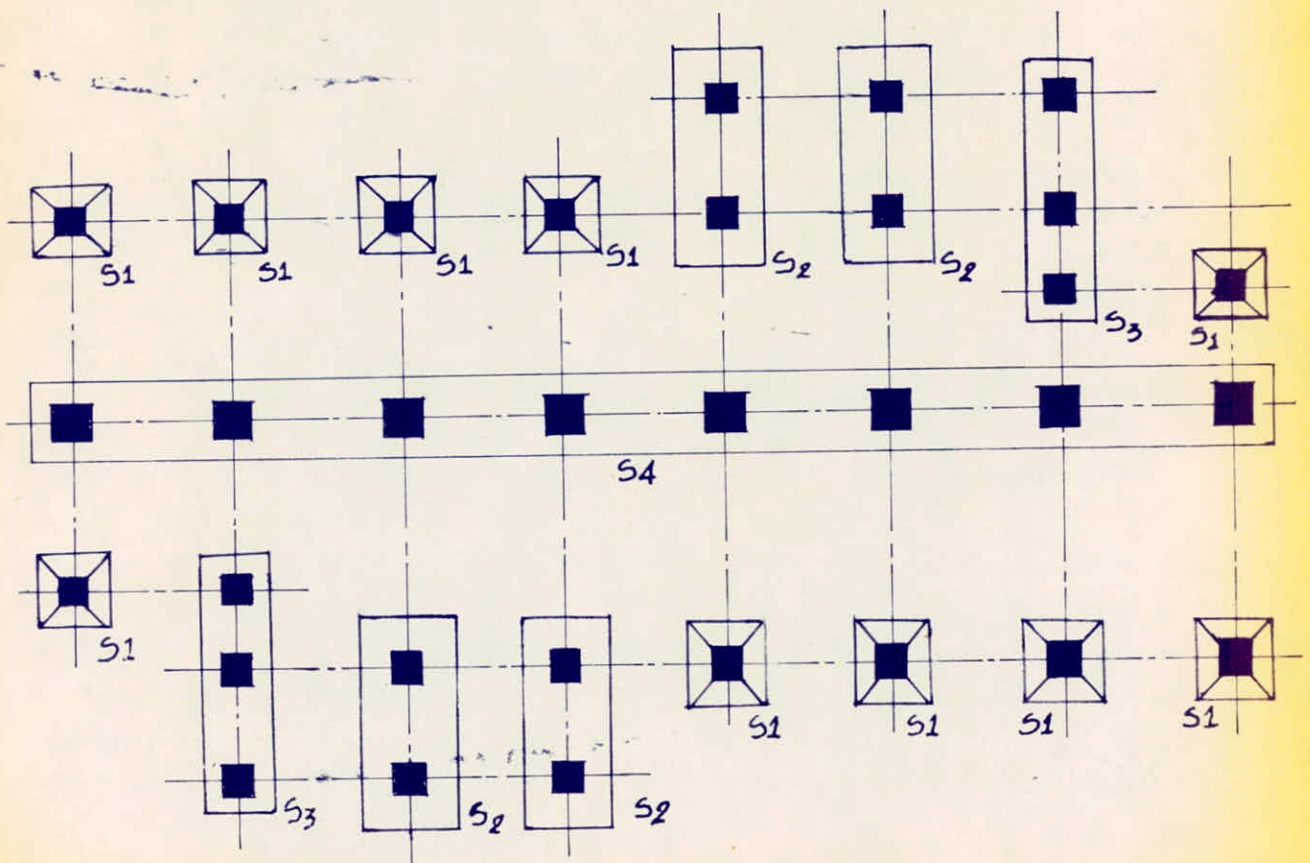
⊗ types de semelles :-

- Semelle isolée sous 1 poteau "S1"
- Semelle continue sous 2 poteaux "S2"
- Semelle continue sous 3 poteaux "S3"
- Semelle continue sous plusieurs poteaux "S4"
- Semelle fillante sous voite périphérique

⊗ Choix des semelles :-

- Semelles isolées :- ce type de semelle a été choisi du fait que les poteaux sont suffisamment espacés et a ne pas craindre l'interférence des contraintes.
- Semelles continues: ce type a été choisi parce que parmi les poteaux il y'a certains qui sont très rapprochés donc il y'a risque d'interférence des contraintes

⊗ Calcul :- le calcul se fait en compression simple sous $N = \max(N_{(d_1)}, N_{(d_2)}^{\max})$



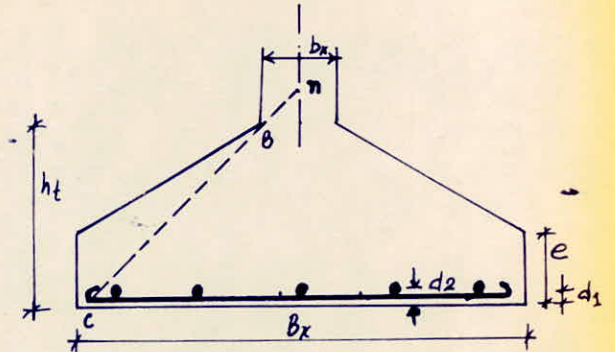
* Semelle isolée "S1" :-

$N = 61,8 \text{ t (Sp}_1)$

* dimensionnement de la semelle :-

- calcul de B :

poteau carré (35x35), donc on choisit une semelle carrée (Bx B) et il faut que $B \geq \sqrt{N/\bar{\sigma}_s} = \sqrt{\frac{61,8 \cdot 10^3}{2,04}} = 174 \text{ cm}$
on prend $B = 200 \text{ cm}$



- calcul de ht :

- condition de rigidité :

$h \geq \frac{200 - 35}{4} = 41,25 \text{ cm}$

~ condition de non poinçonnement :-

$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{P}{\bar{\sigma}_s}} = 1,44 \sqrt{\frac{68,1 \cdot 10^3}{68,5}} = 43,25 \text{ cm}$

on prend $h = 45 \text{ cm}$, $d = 5 \text{ cm} \rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$

- calcul de e :

$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm}$, pour $\phi 20 \rightarrow e \geq 6 \cdot 2 + 6 = 18 \text{ cm}$, $e = 18 \text{ cm}$.

* Vérification de la contrainte du sol :-

$N_{tot} = N + (\text{poids de la semelle}) + (\text{poids des terres})$

- poids de la semelle :

$2,5 \cdot 2 \left[0,18 \cdot 2 + (2 + 0,35) \cdot 0,5 \cdot 0,32 \right] = 3,68 \text{ t}$

- poids des terres :

$1,8 \cdot 2 \cdot 2 (1,5 - 0,18) = 9,51 \text{ t}$

$N_{tot} = 61,8 + 3,68 + 9,51 = 75 \text{ t}$

$\bar{\sigma}_s = \frac{N_{tot}}{B \cdot B} = \frac{75 \cdot 10^3}{2 \cdot 2 \cdot 10^4} = 1,88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,04 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$

* Ferraillage :-

le calcul des armatures se fera par la méthode des bielles. Cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire des bielles obliques de béton ayant leur origine en "n"

n: est le point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant le point c où commence le crochet des barres au point B où la semelle rejoint le

parement du poteau.

la méthode des bielles conduit aux résultats suivants, pour une semelle rectangulaire ($B_x \times B_y$) les efforts de traction dans les aciers sont :-

$$\text{- dans le sens } x : F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_x)}$$

$$\text{- dans le sens } y : F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8 (h_t - d_y)}$$

les armatures seront constituées de deux nappes superposées et parallèles aux côtés B_x et B_y . Ces armatures seront :

$$A_x = F_x / \bar{\sigma}_a$$

$$A_y = F_y / \bar{\sigma}_a$$

pour notre cas :-

$$F_x = \frac{75 \cdot 10^3 (200 - 35)}{8 (50 - 5)} = 34,375 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad A_x = \frac{34375}{2800} = 12,3 \text{ cm}^2$$

$$F_y = \frac{75 \cdot 10^3 (200 - 35)}{8 (50 - 6,5)} = 35,36 \text{ t} \quad \longrightarrow \quad A_y = \frac{35560}{2800} = 12,7 \text{ cm}^2$$

soit $A_x = A_y = 9714 \text{ (} A = 13,85 \text{ cm}^2 \text{)}$, avec un espacement $t = 24 \text{ cm}$

⊗ Semelle continue sous 2 poteaux "S2" :-

$$\left. \begin{array}{l} N_1 = 29,63t \\ N_2 = 82,97t \end{array} \right\} \rightarrow \text{Sous (SP}_2)$$

* dimensionnement de la semelle:-

$$R = N_1 + N_2 = 112,6t$$

soit : L = longueur de la semelle

B : largeur de la semelle

$$S = B \cdot L \geq \frac{R}{\sigma_s}$$

on donne $L = 4,50$ m, et on détermine la largeur B par :

$$B \geq \frac{R}{L \cdot \sigma_s} = \frac{112,6 \cdot 10^3}{4,5 \cdot 10^8 \cdot 2,04} = 122,66 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } B = 250 \text{ cm}$$

le fonctionnement de cette semelle qui doit être assez rigide se fait dans 2 directions, la hauteur de la poutre de rigidité doit être telle que :-

$$h_t = \frac{l}{6} = \frac{l}{9} \quad / \text{ où } l : \text{ distance entre axe des poteaux}$$

$$h_t = \left(\frac{200}{6} \div \frac{200}{9} \right) = (33,33 \div 22,22) \text{ cm}, \text{ on prend } h_t = 70 \text{ cm}, \text{ ce qui ne fera qu'augmenter la rigidité et } d = 5 \text{ cm} \rightarrow h = 65 \text{ cm}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm}, \text{ avec } \phi 16 \rightarrow e \geq 15,6 \text{ cm}, \text{ on prend } e = 20 \text{ cm}.$$

* bilan et position des efforts sur la semelle:-

$$N_{ht} = N_1 + N_2 + (\text{Pds des terres}) + (\text{pds de la semelle})$$

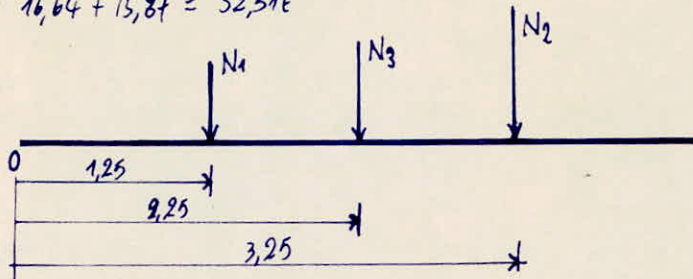
~ poids propre de la semelle :

$$[4,5 \cdot 0,2 + (4,5 + 2,55) \cdot 0,5 \cdot 0,5] \cdot 25 \cdot 25 = 16,64t$$

~ poids des terres :

$$25 \cdot 1,8 [2(1,3 + 0,8) \cdot 0,975 \cdot 0,5 + 1,85 \cdot 0,8] = 15,87t$$

$$N_3 = 16,64 + 15,87 = 32,51t$$



* Résultante des efforts normaux et position de cette résultante:-

$$N_{tot} = N_1 + N_2 + N_3 = 145,11t$$

$$\sum M_{/0} = 0 \Leftrightarrow 29,63 \cdot 1,25 + 32,51 \cdot 2,25 + 82,97 \cdot 3,25 - N_{/0} \cdot x_0 = 0$$

$$\Rightarrow x_0 = \frac{29,63 \cdot 1,25 + 32,51 \cdot 2,25 + 82,97 \cdot 3,25}{145,11} = 2,618 \text{ m}$$

L'excentricité : $e = |2,62 - 2,25| = 0,37 \text{ m}$

$$e = 0,37 \text{ m} < \frac{L}{4} = \frac{4,50}{4} = 1,125 \text{ m} \rightarrow \text{vérifiée}$$

* pour les semelles continues sous poteaux, la répartition des contraintes sur le sol est en fonction de la raideur de la semelle, pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calcule en premier lieu la longueur élastique de la semelle "le" :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot b}}$$

$$I: \text{moment d'inertie de la semelle} = 250 \cdot \frac{f_0^3}{12} = 7145833,33 \text{ cm}^4$$

$$E: \text{module d'élasticité du béton (on prend en moyenne } E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2)$$

$$k: \text{coefficient de raideur du sol (} k = 4 \text{ kg/cm}^3 \text{ - sol moyen } \rightarrow \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars)}$$

$$b: \text{largeur de la semelle} = 250 \text{ cm}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 7145833,33}{4 \cdot 250}} = 274,97 \text{ cm}$$

Si : $l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e \rightarrow$ le calcul se fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire les calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

l : distance entre les charges qui sollicitent la poutre

$l = 200 < \frac{\pi}{2} \cdot 274,97 = 432,92 \text{ cm} \rightarrow$ donc on peut supposer une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

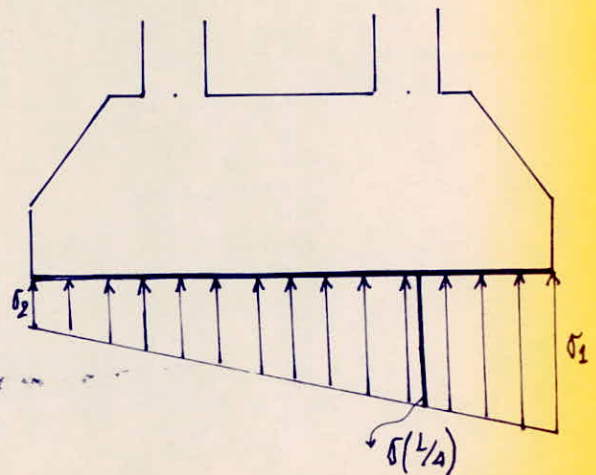
$$e = 0,37 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4,5}{6} = 0,75 \text{ m} \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

* Calcul de σ_1 et σ_2 :-

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{/0}}{L \cdot B} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{145,11 \cdot 10^3}{450 \cdot 250} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,37}{4,5} \right) = 1,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{145,11 \cdot 10^3}{450 \cdot 250} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,37}{4,5} \right) = 0,65 \text{ kg/cm}^2$$



* Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 1,93 + 0,65}{4} = 1,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifié.}$$

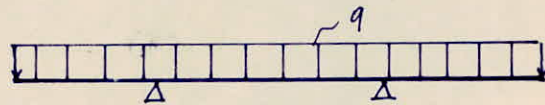
* Ferraillage de la semelle :

a/ longitudinalement :- elle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis soumise à une charge "q" uniformément répartie

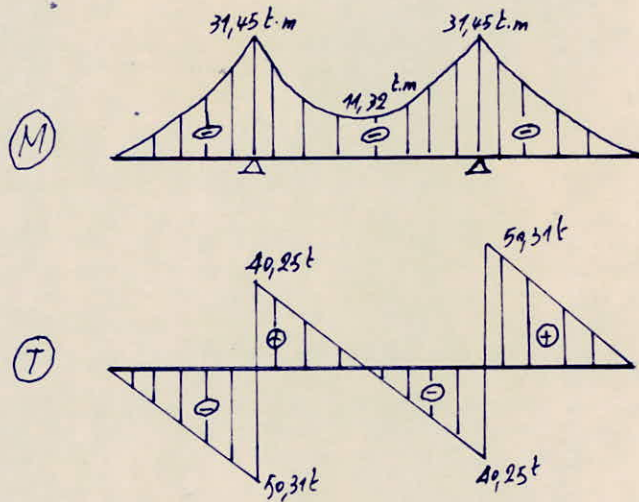
$$q = \sigma(L/4) \cdot B = 1,61 \cdot 250 = 402,5 \text{ kg/cm} = 40,25 \text{ t/m}$$

- Calcul des efforts

- schéma statique :



- diagrammes de M et T :



- Armatures longitudinal de traction :-

$$M_{max} = 31,45 \text{ t.m} \rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 31,45 \cdot 10^5}{2800 \cdot 55 \cdot 65^2} = 0,0725 \begin{cases} \rightarrow \xi = 0,8899 \\ \rightarrow K = 30,4 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K = \frac{2800}{30,4} = 92,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{31,45 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8899 \cdot 65} = 19,42 \text{ cm}^2$$

On adoptera 10T16 (A = 20,1 cm²)

• Vérifications :

1/ condition aux appuis : $A > (T + M/3) / \bar{\sigma}_a$

$$A = 19,42 \text{ cm}^2 > \left(50,31 \cdot 10^3 - \frac{31,45 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 65} \right) / \bar{\sigma}_a < 0 \rightarrow \text{vérifiée}$$

2) Condition de non entrainement :-

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T^{\max}}{n.p.z} = \frac{50,31 \cdot 10^3 \cdot 8}{50,27 \cdot 7,65} = 17,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 2,15 \cdot 5,9 = 12,77 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

• Armatures transversales :-

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T^{\max}}{b.z} = \frac{50,31 \cdot 10^3 \cdot 8}{55 \cdot 7,65} = 16,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 92,11 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 68,5 < \sigma'_b < 137 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{92,11}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 18,62 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

donc on peut utiliser des armatures transversales \perp à la ligne moyenne

soit (2 cadres + rotule) T10 $\rightarrow A_t = 4,61 \text{ cm}^2$, avec $\bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

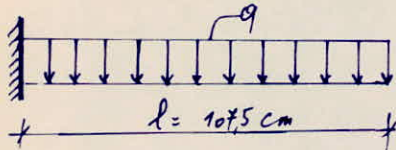
- l'espacement :- $t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{4,61 \cdot 7,65 \cdot 2800}{50,31 \cdot 10^3 \cdot 8} = 14,91 \text{ cm}$

~ Espacement admissible :- $\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 13 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b}\right) h = 10,8 \text{ cm} \end{cases}$

On prend un espacement constant le long de la poutre $t = 12 \text{ cm}$

• Armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité :-

le calcul se fait pour une bande de (1m), en utilisant la méthode des consoles, la section la plus dangereuse est celle de l'encastrement



$$q = \sigma \left(\frac{l_d}{4}\right) \cdot 1,00 = 16,1 \cdot 1 = 16,1 \text{ t/ml}$$

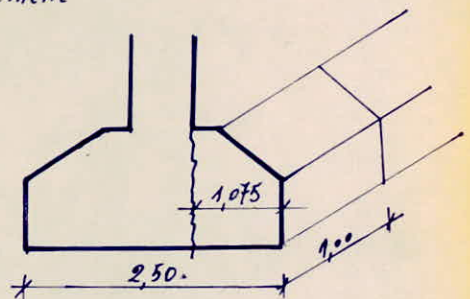
$$M^{\max} = q \frac{l^2}{2} = 16,1 \cdot \frac{1075^2}{2} \cdot 0,5 = 9,3 \text{ t.m}$$

$$T^{\max} = q l = 16,1 \cdot 1075 = 17,31 \text{ t}$$

$$M = \frac{15 \cdot 9,3 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 65^2} = 0,9515 \quad \begin{cases} \rightarrow k = 0,9515 \\ \rightarrow K = 88 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = 2800/88 = 31,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{9,31 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9515 \cdot 65} = 5,37 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 5T12/\text{ml} \quad (A = 5,65 \text{ cm}^2)$$

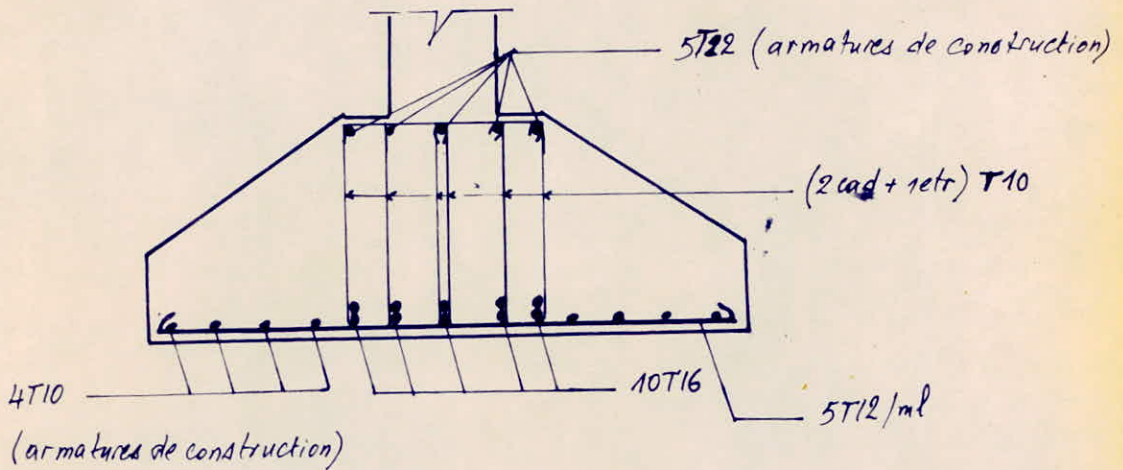


- Vérification de cisaillement au niveau de l'encastrement :-

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b.z} = \frac{17,31 \cdot 10^3 \cdot 8}{100 \cdot 7,65} = 3,04 \text{ kg/cm}^2$$

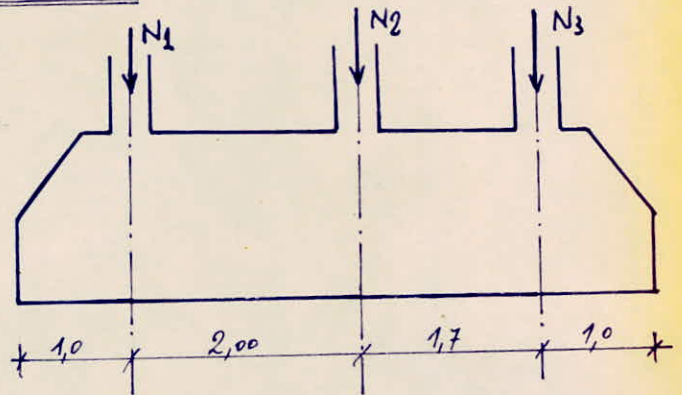
$$\sigma'_b = 31,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow$ pas de risque de cisaillement



⊗ Semelle continue sous 3 poteaux "S3" :-

$$\left. \begin{array}{l} N_1 = 51,683 \text{ t} \\ N_2 = 39,313 \text{ t} \\ N_3 = 39,313 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow \text{sous } S P_1$$



* Dimensionnement de la semelle :-

$$\left. \begin{array}{l} L: \text{longueur de la semelle} \\ b: \text{largeur de la semelle} \end{array} \right\} \rightarrow S = b \cdot L$$

prenons $L = 5,7 \text{ m} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{\bar{\sigma}_b \cdot L} = \frac{(51,683 + 2 \cdot 39,313) \cdot 10^3}{13 \cdot 2,04 \cdot 570} = 86,3 \text{ cm}$

on prend $B = 120 \text{ cm}$

$$h_f = \left(\frac{l}{6} \div \frac{l}{9} \right) = \left(\frac{2,00}{6} \div \frac{2,00}{9} \right) = (33,33 \div 22,22) \text{ cm}$$

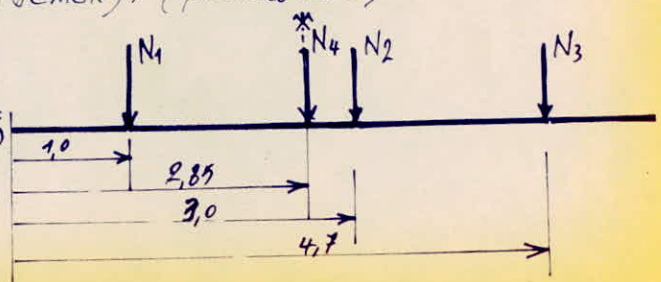
on prend $h_f = 40 \text{ cm}$, ce qui ne fera qu'augmenter la rigidité et $e = 18 \text{ cm}$.

* Bilan et position des efforts sur la semelle :-

$$N_{tot} = N_1 + N_2 + N_3 + (\text{poids de la semelle}) + (\text{poids des terres})$$

- poids de la semelle:

$$25 \cdot 12 \left[0,18 \cdot 5,7 + (5,7 + 3,7 + 0,35) \cdot 0,5 \cdot 0,22 \right] = 6,3 \text{ t}$$



- poids des terres: $2,8 \cdot 1,2 \cdot 5,7 (1,5 - 0,4) = 13,55 t$

$N_4 = 13,55 + 6,3 = 19,85 t$

* Resultante des efforts normaux et position de cette resultante:-

$N_{tot} = R = 19,85 + 51,883 + 2,39,313 = 150,2 t$

$\sum M_0 = 0 \Leftrightarrow 51,883 \cdot 1 + 19,85 (2,85) + 39,313 (3 + 4,7) - R x_0 = 0$

$\Rightarrow x = \frac{51,883 + 19,85 \cdot 2,85 + 39,313 (3 + 4,7)}{150,2} = 2,74 m.$

- excentricité: $e = |2,74 - 2,85| = 0,11 m < \frac{L}{4} = \frac{5,7}{4} = 1,425 m \rightarrow$ vérifié

* Calcul de la longueur élastique:-

$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 120 \cdot 48 \cdot 2 \cdot 10^5}{4 \cdot 12 \cdot 120}} = 180,72 cm$

$l^{max} = 200 < \frac{\pi}{2} \cdot l_e = 283,9 cm \Rightarrow$ la répartition des contraintes sur le sol peut être considérée comme linéaire et il n'y a pas lieu de faire les calculs relatifs à la poutre sur sol élastique

* Calcul des contraintes:-

$e = 0,11 m < \frac{L}{6} = \frac{5,7}{6} = 0,95 \Rightarrow$ diagramme trapézoïdale.

$\sigma_1 = \frac{150,2 \cdot 10^3}{120 \cdot 570} \left(1 + \frac{6 \cdot 11}{570} \right) = 2,45 kg/cm^2$

$\sigma_2 = \frac{150,2 \cdot 10^3}{120 \cdot 570} \left(1 - \frac{6 \cdot 11}{570} \right) = 1,94 kg/cm^2$

* Vérification de la contrainte:

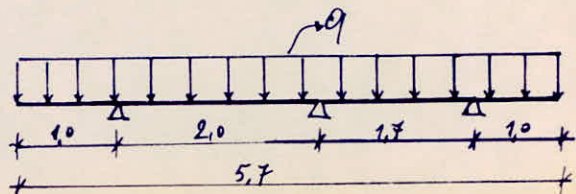
$\sigma_m = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{2,32}{4} kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 7,3 \cdot 2,04 = 2,65 kg/cm^2 \rightarrow$ vérifié

* Calcul des efforts:

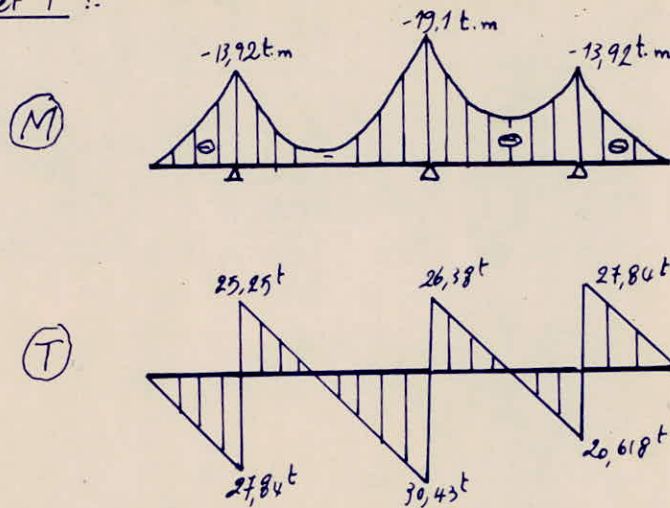
a) sens longitudinal: la semelle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis, soumise à une charge "q" Uniformément répartie:

$q = \bar{\sigma}_m \cdot B = 2,32 \cdot 120 = 278,4 kg/cm = 27,84 kg/ml.$

- schéma statique:



* diagramme de M et T :-



* Ferraillage :-

- Armatures longitudinales de traction :-

$$\mu = \frac{15 M_{max}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 19,1 \cdot 10^5}{4200 \cdot 55 \cdot 35^2} = 0,1012 \rightarrow \epsilon = 9,8735 ; K = 24,55$$

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{24,55} = 171,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{19,1 \cdot 10^5}{4200 \cdot 9,8735 \cdot 35} = 14,87 \text{ cm}^2$$

Soit BT16 ($A = 16,08 \text{ cm}^2$) avec $t = 15 \text{ cm}$.

- Armatures transversales :-

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot j} = \frac{30,43 \cdot 10^3 \cdot 8}{55 \cdot 7 \cdot 35} = 18,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b' \rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{171,1}{205,5}\right) \cdot 15,5,9 = 25,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow$ on peut utiliser des cadres et étrier \perp à la ligne moyenne
soit 2 cadres T10 $\rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$, $\bar{\sigma}_{at} = 2800$

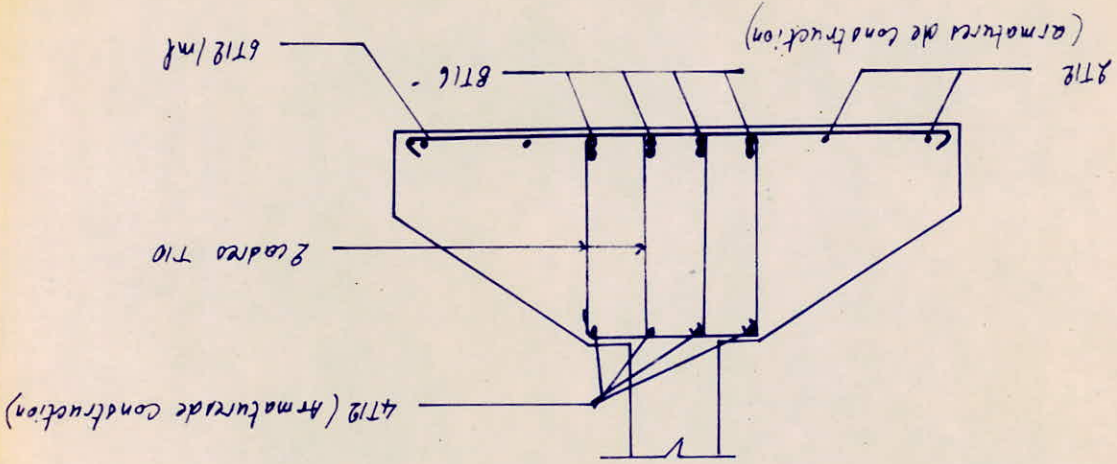
$$\sim \text{Espacement} : t = \frac{A_t \cdot j \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,14 \cdot 7 \cdot 35 \cdot 2800}{30,43 \cdot 8} = 8,85 \text{ cm}$$

$$\sim \text{Espacement admissible } \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 7 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b'}\right) \cdot h = 14 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend un espacement constant sur toute la longueur de la semelle $t = 9 \text{ cm}$

* Vérifications :-

1/ Condition aux appuis :-



~ Vérification au cisaillement :

$$\sigma_s = \frac{T}{I} = \frac{1974 \cdot 8 \cdot 10^3}{100 \cdot 7.35} = 6.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s < \sigma_{s0} \Rightarrow \sigma_s = 3.5 \sigma_s = 3.5 \cdot 6.85 = 24.0 \text{ kg/cm}^2 = 30.98 \text{ kg/cm}^2$$

→ pas de risque de cisaillement.

$$A = \frac{M}{\sigma_s} = \frac{4200 \cdot 9.9338 \cdot 35}{7.9 \cdot 10^5} = 5.76 \text{ cm}^2$$

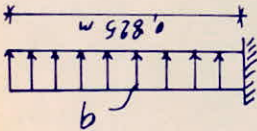
doit être 6T12/mf (A = 6.78 cm²)

$$M = 15 \cdot 7.9 \cdot 10^5 = 0.123 \text{ t} \rightarrow e = 9.9338$$

$$M_{max} = q \frac{l^2}{8} = 232 \cdot 9.825 \cdot 9.5 = 797 \text{ m}$$

$$T_{max} = q \cdot l = 1974 \text{ t}$$

la section dangereuse étant la section d'encastrement



$$q = 8 \text{ m} \cdot 100 = 832 \text{ kg/m}$$

- schéma statique :

le calcul de fait pour une bande de (7m), on utilise la méthode des consoles

* Armatures à la poutre de rigidité :

$$\sigma_a = \frac{M_{max}}{I} = \frac{39.43 \cdot 10^3 \cdot 8}{49.21 \cdot 7.35} = 24.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2.15 \cdot 24.71 = 53.11 \text{ kg/cm}^2 = 26.55 \text{ kg/cm}^2$$

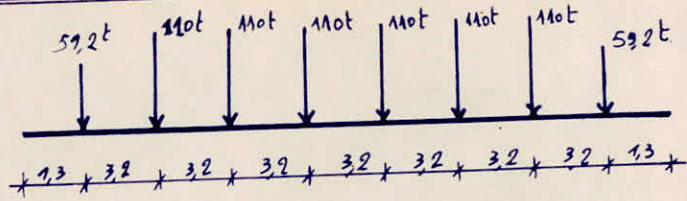
→ vérifie

2/ condition de non entrainement des barres :

$$A = 16.08 \text{ cm}^2 > (I + M/3) / \sigma_a = (39.43 \cdot 10^3 + 797 \cdot 10^3) / (24.71 \cdot 7.35) > 14200 < 0 \rightarrow \text{vérifie}$$

* Semelle continue sous 8 poteaux "54" :-

1,5N > N^{max}(SP₂) ⇒ les efforts seront déterminés sous SP₁



* dimensionnement de la semelle:

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N_{tot}}{L \cdot B} \Rightarrow B \cdot L \geq \frac{N_{tot}}{\bar{\sigma}_s}$$

- prenons $L = 25 \text{ m} \Rightarrow B \geq \frac{N_{tot}}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = \frac{778,4 \cdot 10^3}{2,04 \cdot 2500} = 152,63 \text{ cm}$
 soit $B = 185 \text{ cm}$

- h_f est tel que $h_f = \left(\frac{l}{6} \div \frac{l}{9}\right) = \left(\frac{320}{6} \div \frac{320}{9}\right) = (53,33 \div 35,55) \text{ cm}$
 on prend $h_f = 80 \text{ cm}$, $h = 75 \text{ cm}$, $d = 5 \text{ cm}$.

- $e \geq (6\phi + 6 \text{ cm}) \rightarrow$ pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow e \geq 6 \cdot 2 + 6 = 18 \text{ cm}$, $e = 18 \text{ cm}$

* bilan et position des efforts sur la semelle :-

$$R = \sum_{i=1}^8 N_i + (\text{poids des terres}) + (\text{poids de la semelle})$$

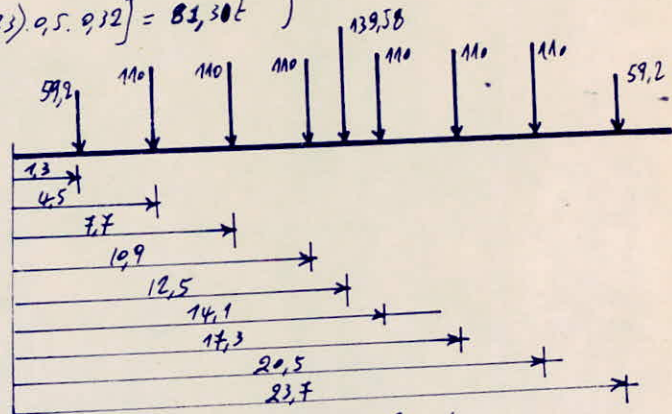
- poids des terres :-

$$25 \cdot 1,85 \cdot 1,8(1,5 - 0,8) = 58,28 \text{ t}$$

- poids de la semelle :

$$25 \cdot 1,85(0,18 \cdot 25 + (25 + 23) \cdot 0,5 \cdot 0,32) = 81,30 \text{ t}$$

$$N = 58,28 + 81,30 = 139,58 \text{ t}$$



* Résultante des efforts normaux et position de cette résultante:

$$R = 778,4 + 139,58 = 917,98 \text{ t}$$

$$x_p = \frac{59,2(1,3 + 23,7) + 110(4,5 + 7,7 + 10,9 + 14,1 + 17,3 + 20,5) + 139,58 \cdot 12,5}{917,98} = 12,5 \text{ m}$$

- l'excentricité $e = 12,5 - 12,5 = 0$

* calcul de l_e :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 185 \cdot 80^3}{4 \cdot 185 \cdot 12}} = 303,93 \text{ cm}$$

~ 179 ~

$l = 3,20 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} \cdot l_0 = 477,4 \text{ cm} \rightarrow$ donc on peut considérer une répartition uniforme des contraintes sur le sol car $e = 0$

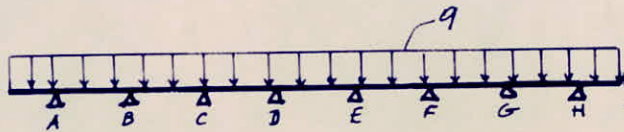
* Vérification de la contrainte:

$$\sigma_s = \frac{N_{tot}}{B \cdot L} = \frac{917,89 \cdot 10^3}{25 \cdot 185 \cdot 10^4} = 1,99 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,04 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

* calcul des efforts :-

a/ longitudinalement : la semelle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis et soumise à une charge uniformément répartie "q" : $q = \sigma_s \cdot B = 1,99 \cdot 185 = 368,15 \text{ kg/cm} = 36,82 \text{ t/m}$

- schéma statique :-



- diagrammes des M et T

pour le calcul des moments en travées on a utilisé

l'équation des 3

moments, pour cela

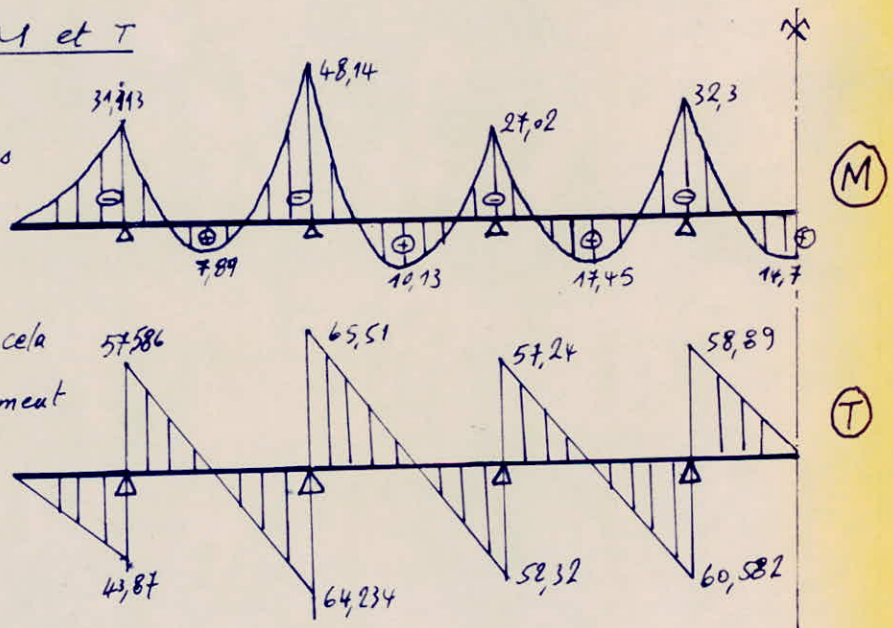
on a étudié seulement

la moitié de la

semelle, l'autre

est déduite par

symétrie.



* Ferraillage :

a/ Armatures longitudinales :-

a-1/ armatures supérieures : (en travée)

$$M_{max} = 17,45 \text{ t.m} \rightarrow \nu = \frac{15 \cdot 17,45 \cdot 10^5}{2800 \cdot 60 \cdot 75^2} = 0,277$$

$$\epsilon = 0,9281 ; \kappa = 54,5 ; \sigma_b = \frac{2800}{54,5} = 51,4 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A = 0$$

$$A = \frac{17,45 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9281 \cdot 75} = 8,95 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 6T14 (A = 9,23 \text{ cm}^2)$$

a-2/ Armatures inférieures (en appui) :-

$$M^{\max} = 48,14 \text{ t.m} \rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 48,14 \cdot 10^5}{2800 \cdot 60 \cdot 75^2} = 0,0764$$

$$\varepsilon = 0,8874 ; k = 29,0 ; \bar{\sigma}_0' = \frac{2800}{29,4} = 95,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{48,14 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8874 \cdot 75} = 25,83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 5T16 \text{ (} A = 25,95 \text{ cm}^2 \text{)}$$

* Véifications :-

1) Conditions aux appuis :-

$$A \gg (T + M/3) / \bar{\sigma}_a = \left(65,51 \cdot 10^3 - \frac{48,14 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \cdot 75} \right) / 2800 < 0 \rightarrow \text{Véifiée}$$

2) Condition de non entrainement des barres :-

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T^{\max}}{b \cdot z} = \frac{65,51 \cdot 10^3 \cdot 8}{56,55 \cdot 7 \cdot 75} = 17,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 15 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d \rightarrow \text{Véifiée}$$

b- Armatures transversales :-

$$\bar{\sigma}_b = \frac{65,51 \cdot 10^3 \cdot 8}{60 \cdot 7 \cdot 75} = 16,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_0' < \bar{\sigma}_0 < \bar{\sigma}_0' \Rightarrow \bar{\sigma}_0 = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}_0}{\bar{\sigma}_0'} \right) \cdot \bar{\sigma}_0 = \left(4,5 - \frac{95,24}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 18,35 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_0 < \bar{\sigma}_0 \rightarrow$ on peut utiliser des cadres et étrier \perp à la ligne moyenne

$$\text{Soit (2 cadres + étrier)} T10 \rightarrow A_z = 4,71 \text{ cm}^2 ; \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Espacement : } t = \frac{4,71 \cdot 7 \cdot 75 \cdot 2800}{65,51 \cdot 10^3 \cdot 8} = 13,21 \text{ cm.}$$

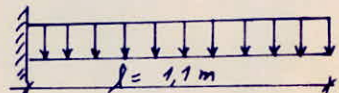
$$\text{Espacement admissible } \bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 15 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{16,63}{5,9} \right) \cdot 75 = 11,6 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend un espacement constant de $t = 13 \text{ cm}$.

c- Armatures \perp à la poutre de rigidité :-

le calcul se fait pour une bande (1m) de largeur, on utilise la méthode des consoles.

$$q = \sigma \cdot B = 1,99 \cdot 100 = 199 \text{ kg/ml} \\ = 19,9 \text{ t/ml}$$



la section dangereuse est celle de l'encastrement

$$M^{\max} = q \cdot \frac{l^2}{2} = 19,9 \cdot \frac{7,5^2}{2} = 12,04 \text{ t.m} \quad , \quad T^{\max} = ql = 21,9 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 12,04 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 7,5^2} = 0,0115 \rightarrow \varepsilon = 0,9522; \quad K = 89,5$$

$$\sigma_b = \frac{2800}{89,5} = 31,28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{12,04 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9522 \cdot 65} = 6,02 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit : soit } 6T12 / \text{ml} \quad (A = 6,78 \text{ cm}^2)$$

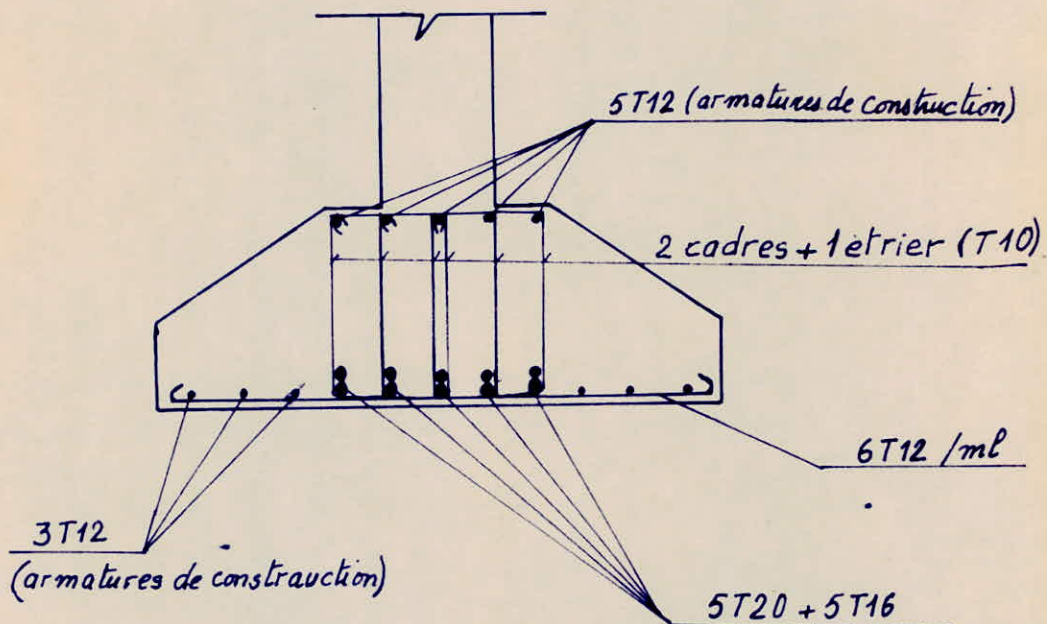
avec $t = 20 \text{ cm}$

~ Verification du cisaillement :-

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{21,9 \cdot 10^3 \cdot 8}{100 \cdot 7 \cdot 75} = 3,34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.



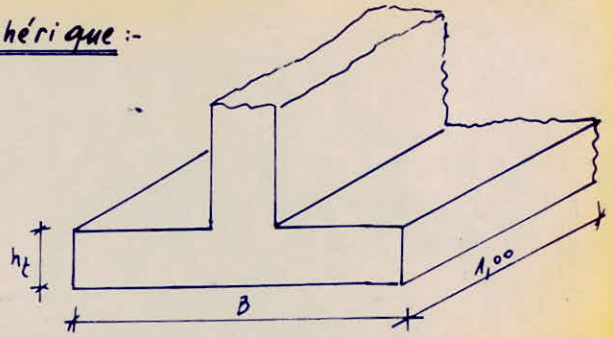
⊗ Semelle fillante sous voile périphérique :-

- poids / ml de voile :

$$1,263 \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 1,315 \text{ t/ml}$$

- poids / ml de la poutre :

$$1,093 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t/ml}$$



* dimensionnement de la semelle

- largeur : $B \geq \frac{9}{\bar{\sigma}_s \cdot 100} = \frac{(1,315 + 0,375) \cdot 10^3}{2,04 \cdot 100} = 8,28 \text{ cm}$

pour tenir compte des poids des terres et du poids de la semelle on prend $B = 60 \text{ cm}$

- hauteur : $h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{60-20}{4} = 10 \text{ cm}$

on prend $h = 16 \text{ cm}$, $d = 4 \text{ cm} \rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$

* vérification de la contrainte du sol :

- poids des terres : $1,8 \cdot 0,4 \cdot 1,3 = 0,936 \text{ t/ml}$

- poids de la semelle : $0,6 \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 0,3 \text{ t/ml}$

$$N_{\text{tot}} = 1,69 + 0,936 + 0,3 = 2,926 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{2,926 \cdot 10^3}{60 \cdot 100} = 0,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifié}$$

* Ferraillage :

on utilise la méthode des bielles :

$$F = \frac{N_{\text{tot}} (B-b)}{8 h} = \frac{2,926 \cdot 10^3 (60-20)}{8 \cdot 16} = 914,4 \text{ Kg}$$

$$A' = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{914,4}{2800} = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on prend 5T10/ml, $t = 25 \text{ cm}$

- armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A'}{4} = 0,08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend 4T8}$$

LONGRINES

les longrines seront calculées conformément à l'article (4-2-3-3 - R.P.A 81)

les longrines doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction au moins égale à 10% (pour les terrains meubles) de la plus grande charge verticale.

dans notre cas la plus grande charge verticale est $N_{max} = 109,95 \text{ t}$

$$\Rightarrow N = \frac{N_{max}}{10} = 10,99 \approx 11 \text{ t}$$

On prendra des longrines de (35x35)

* En compression :

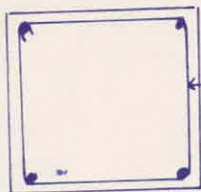
$$\sigma_b = \frac{11 \cdot 10^3}{35 \cdot 35} = 0,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A_R = \frac{1}{15} \left(\frac{11 \cdot 10^3}{\bar{\sigma}_b} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{11 \cdot 10^3}{68,5} - 35 \cdot 35 \right) < 0$$

* En traction :

$$A_R \gg \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{11 \cdot 10^3}{2800} = 3,93 \text{ cm}^2$$

On prend 4T14 ($A = 6,16 \text{ cm}^2$)



Φ8 avec un espacement $t = 16 \text{ cm}$

* condition de non fragilité :

$$A \gg \frac{0,69 \cdot 35 \cdot 32 \cdot 5,9}{2800} = 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

VOILE PERIPHERIQUE

⊗ Prescription "R.P.A81" :-

les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base en Zones II et III.

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :-

- épaisseur ≥ 15 cm.

- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $\geq 0,2\%$ de la section transversale totale du béton avec recouvrement $\geq 50\phi$, aigrette de renforcement dans les angles.

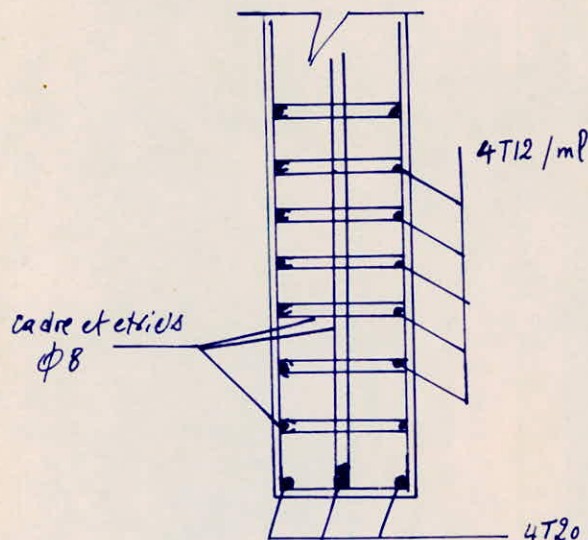
- Armatures longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par ml de hauteur

• Ferraillage :

$$h = 263 \text{ cm}, \quad e = 20 \text{ cm}.$$

$$A_l = \frac{0,2 \cdot 263 \cdot 20}{100} = 10,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4T20 \text{ (} A = 12,56 \text{ cm}^2 \text{)}$$

A_l de peau ≥ 2 cm²/ml \rightarrow soit 4T12 ($A = 4,52$ cm²)/ml et par face.



BIBLIOGRAPHIE

- Regles techniques CCBA 68
- Regles parasismiques RPA 81
- Bulletin du CTC n°5 1980
- le calcul et la verification des ouvrages en B.A (P.CHARON)
- Cours de beton III (Belazoughi)
- traité de beton armé tome 4 (A. Guerrin)
- Calcul pratique des ossatures de batiments en B.A (A. Fuentes)
- Aide memoire de beton armé (V. Davidovici)
- Aide memoire de resistance de materiaux (J. Goulet)

