

12/82

U. S. T. A.

1ex

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

IMMEUBLE D'HABITATION

Dirigé Par :

G. CHMIELEWSKI

Étudié Par :

M. SAIFI

Promotion Janvier 1982

Presentation de l'ouvrage

Le projet qui m'a été confié consiste à l'étude et aux calculs des éléments résistants d'un bâtiment RDC + 2 étages (terrasse inaccessible). Ce bâtiment sera implanté à MEFTAH.

la longueur totale : 30 m
la hauteur entre étage : 3 m
la largeur : 12 m

Afin de ne pas tenir compte des effets dus aux variations de température, on prévoit un joint de dilatation de deux centimètres divisant ainsi le bâtiment en deux blocs égaux de :

longueur : 15 m
largeur : 12 m
hauteur : 3,5 m (avec acrotère)

- Le taux de travail du sol est pris égal à 2 bars
- La fonction des différents étages est :

RDC : commerce.

1^{er} et 2^{ème} étage destiné à l'habitation

- Béton armé : le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68 et tous les règlements en vigueur applicables en Algérie

La composition du béton sera de :

- 800 l de gravillons ($D=25\text{mm}$)
- 400 l de sable ($D_s \leq 5\text{mm}$)
- 350 kg de ciment CPA 325
- 175 l d'eau

- x les aciers constituant les armatures de béton sont des aciers doux et des aciers à haute adhérence
- x la préparation du béton sera faite mécaniquement et le chantier sera muni du matériel nécessaire de contrôle

- Planchers : les planchers des niveaux 2 et 3 seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse aura une isolation thermique hydrofuge et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux de pluie

Le plancher au niveau 2 (1^{er} étage) comportera une isolation phonique

Le plancher RDC sera constitué par une dalle pleine il sera posé sur une couche de béton léger.

• Maçonnerie :

* Murs extérieurs : 30 cm

- une cloison en briques creuses : 15 cm

- vide d'air : 5 cm

- une cloison en briques creuses : 10 cm

* Murs intérieurs :

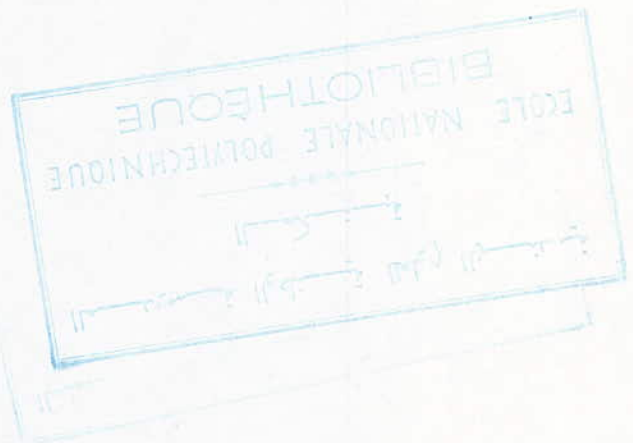
cloisons de séparation en briques creuses : 10 cm.

• Escalier : Le bloc sera muni d'une cage d'escalier
sa description et son calcul seront détaillés ultérieurement

• Revêtements :

- céramique dans les salles d'eau

- carrelage dans les autres salles.



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
UTILISES

BETON

- Il est dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 à contrôle atténué.
- Résistance nominale de compression $\sigma'_{28} = 270$ bars
- Résistance nominale de traction $\sigma_{28} = 23,2$ bars

Contrainte de compression admissible: (art 9.4 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \sigma'_n \quad \text{avec } f'_b = \alpha \beta \gamma \delta E$$

- α : dépend de la classe du ciment utilisée CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$
- β : dépend de l'efficacité du contrôle
contrôle atténué $\rightarrow \beta = \frac{5}{6}$
- γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

$$C_g = 5/15 \rightarrow \gamma = 1$$

- δ : dépend de la nature de la sollicitation.

$$\delta = 0,30 \text{ en compression simple}$$

$$\delta = 0,60 \text{ en flexion simple.}$$

en flexion composées:

$$\delta = 0,60 \text{ si l'effort normal est une traction}$$

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{si } \delta \geq 0,60 \end{cases}$$

quand l'effort normal est une compression.

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

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

les valeurs de δ ci-dessus sont à multiplier par 1,5 dans le cas des sollicitations pondérées du second genre (CCBA 9-47)

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

$$E = 1 \quad \text{en compression simple}$$

$$0,5 < E < 1 \quad \text{ailleurs}$$

ainsi nous aurons:

contrainte admissible en compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5/6 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars (solllicitation du 1^{er} genre)}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars (solllicitation du 2^{er} genre)}$$

Contrainte admissible en flexion simple:

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}'_b = 202,6 \text{ bars sous SP}_2$$

Contrainte de traction de référence (art 9.5 CCBA 68)

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

α, β, γ définis précédemment

θ : dépend de la résistance nominale du béton pour une sollicitation totale pondérée 1^{er} genre.

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

Pour une sollicitation totale pondérée du 2^{er} genre la valeur de θ est multipliée par 1,5.

ce qui nous donne:

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,7 \text{ bars sous SP}_2.$$

ACIERS:

On distingue deux catégories d'aciars:

- Aciers doux ou ronds lisses : nuance FeE 24 $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

- Aciers à haute adhérence : nuance FeE 40

$$\sigma_{en} = 4120 \text{ bars pour } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars pour } \phi > 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP}_2$$

Contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration du béton (art 4.9 CCBA 68)

la valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ est la plus grande des valeurs suivantes (en bars)

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{\eta K}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

σ_1 = contrainte de fissuration systématique

σ_2 = contrainte de fissuration accidentelle (retrait, variation θ)

η = coefficient de fissuration

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ rond lisse} \\ \eta = 1,6 \text{ haute adhérence} \end{array} \right.$

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

\bar{w}_f = pourcentage de fissuration

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$$

A : section totale des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues.

K = coefficient numérique dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage

K = $1,5 \cdot 10^6$

fissuration peu préjudiciable.

K = 10^6

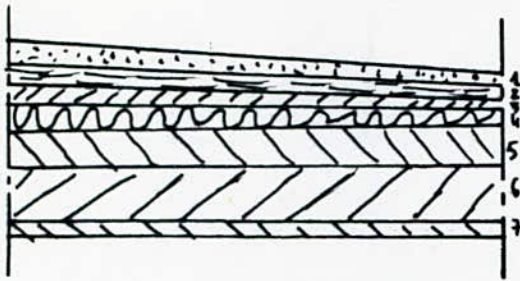
fissuration préjudiciable

K = $0,5 \cdot 10^6$

fissuration très préjudiciable.

CHARGES ET SURCHARGES

PLANCHER TERRASSE :



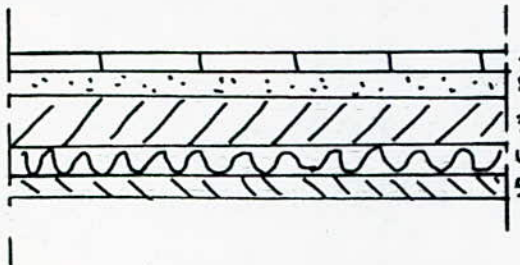
- 1 - gravillons (4cm) : $1800 \cdot 0,04 = 72 \text{ kg/m}^2$
- 2 - Multiconches = 10 "
- 3 - chape en béton (3cm) $2000 \cdot 0,03 = 60 \text{ "}$
- 4 - Isolation thermique = 10 "
- 5 - Béton de pente : $2000 \cdot 0,06 = 120 \text{ "}$
- 6 - Hourdis + table (16+4) = 265 "
- 7 - Enduit plâtre (1,5cm) = 21 "

Charge permanente $G = 558 \text{ Kg/m}^2$

terrasse non accessible $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

$G + 1,2 P = 558 + 120 = 678 \text{ Kg/m}^2$

PLANCHER COURANT :



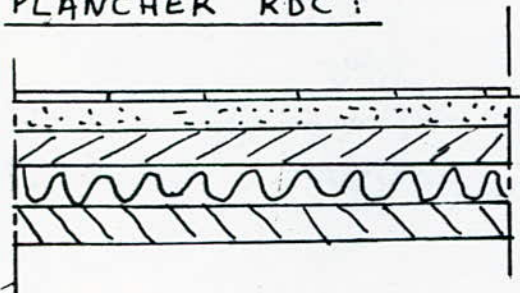
- 1 - carrelage $22 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$ (2cm) = 44 Kg/m^2
- 2 - Mortier de pose = 80 "
- 3 - hourdis + table = 265 "
- 4 - Isolation phonique = 10 "
- 5 - Enduit + plâtre + cloison = 75 "

charge permanente $G = 495 \text{ Kg/m}^2$

surcharge d'exploitation $P = 175 \text{ Kg/m}^2$

$G + 1,2 P = 495 + 1,2 \cdot 175 = 705 \text{ Kg/m}^2$

PLANCHER RDC :



- 1 - carrelage = 44 Kg/m^2
- 2 - mortier de pose = 80 Kg/m^2
- 3 - sable = 51 "
- 4 - Isolation = 10 "
- 5 - Dalle en B.A
cloisons = 400 "

charge permanente $G = 620 \text{ Kg/m}^2$

surcharge d'exploitation $P = 500 \text{ Kg/m}^2$ (Magasin)

$G + 1,2 P = 1220 \text{ Kg/m}^2$

Predimensionnement des poutres et poteaux.

Poutres : h_f : hauteur totale de la poutre :

$$\frac{L}{16} \leq h_f \leq \frac{L}{10}$$

L : portée maximale des poutres
(longueur de la travée max)

b : largeur de la poutre :

$$b : 0,4 \text{ à } 0,7 h_f$$

L entre 330 et 510 $\rightarrow h_f = 40 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$.

L entre 300 et 435 $\rightarrow h_f = 40 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$.

Poutres transversales et longitudinales : (25 x 40)

Poteaux : imposés par l'architecte et vérifiés par
une descente de charge rapide. (25 x 25)

Remplissage :

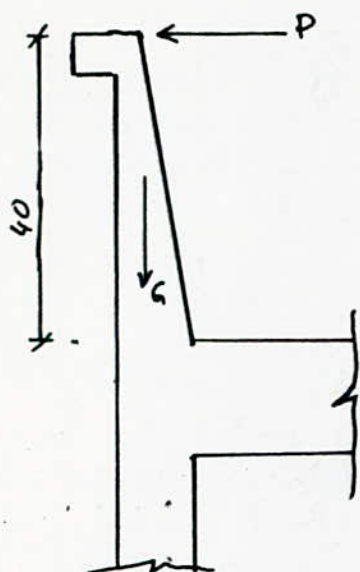
Murs extérieurs :	briques creuses 15cm	210 kg/m ²
	briques creuses 10cm	133 "
	Enduit extérieur 1,5cm	25 "
	Enduit intérieur 1,5cm	21 "

charge totale $q = 385 \text{ kg/m}^2$

Murs intérieurs :	brique creuse 10cm	133 kg/m ²
	Enduit (2 faces, en plâtre)	42 "

charge totale $q = 175 \text{ kg/m}^2$

ACROTÈRE



l'acrotère est assimilée à une console encastée au niveau du plancher terrasse.

la section dangereuse est celle de l'encastement dans laquelle agissent les efforts suivants :

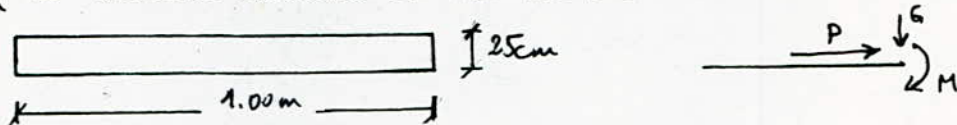
Poids propre : $G = 0,4 \cdot 2500 = 1000 \text{ kg/m}^2$
 Surcharge pondérée $P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ II}$

le calcul sera fait pour un mètre d'acrotère

la surcharge P produit dans la section dangereuse un moment M

$$M = P \cdot h = 120 \cdot 0,4 = 48 \text{ Kg m/ml.}$$

le calcul de l'acrotère sera fait en flexion composée (la méthode utilisée est la méthode de Pierre Charron)



Détermination des armatures tendues

$$M = N \cdot e \quad N = 1000 \cdot 0,25 = 250 \text{ Kg/m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{48}{250} = 0,192 \text{ m} = 19,2 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,25}{6} = 0,04 = 4 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{6}$. La section est donc partiellement comprimée .

Calcul du Moment par rapport aux aciers tendus

$$M_A = N \cdot y_A \quad y_A: \text{distance du centre de pression aux aciers tendus}$$

$$y_A = \left[19,2 + \left(\frac{25}{2} - 2 \right) \right] = 29,7 \text{ cm.}$$

$$M_A = 250 \cdot 29,7 = 7425 \text{ Kg. cm.}$$

Calcul du moment résistant du béton M_{rb} :

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

$$\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ Kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad h = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$$

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

On trouve: $M_{rb} = 1422121 \text{ Kg.cm.}$

$M_{rb} \gg M_A \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires $A' = 0$

détermination des armatures tendues

On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment M_A (par rapport aux aciers tendus)

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 7425}{2800 \cdot 100 \cdot 23^2} = 0,00075 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9867 \\ k = 360 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{7425}{2800 \cdot 100 \cdot 23} = 0,117 \text{ cm}^2$$

flexion composée: $A'_1 = A''_1 = 0$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,117 - \frac{250}{2800} = 0,028 \text{ cm}^2$$



Vérifications:

• Condition de non fragilité: (CCBA 68 - art 52)

$$A \gg 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 23 \frac{5,9}{4200} = 2,23 \text{ cm}^2$$

On adoptera 5T8 par mètre linéaire ($A = 2,51 \text{ cm}^2$)

• Condition de non fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{4 \cdot 100} = 0,0063 \ll 0,01 \rightarrow \text{fissuration non systématique}$$

$$K = 10^6 \text{ fissuration préjudiciable, } \eta = 1,6 \text{ acier HA. } \phi = 8 \text{ mm}$$

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

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1185,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2585 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = \sigma_2 = 2585 \text{ kg/cm}^2$$

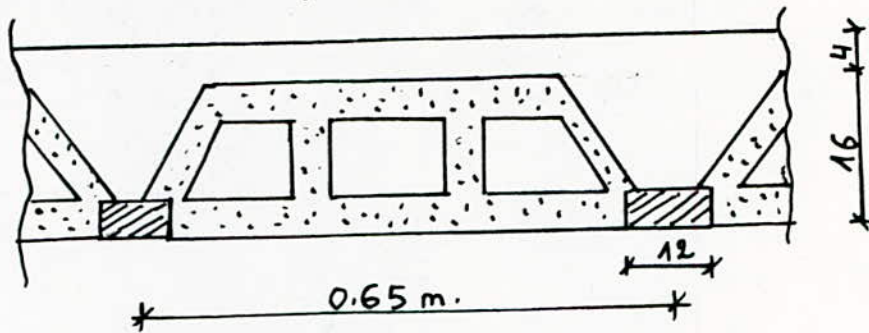
• Vérification à l'effort tranchant.

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 250 - \frac{7425}{7/8.23} < 0$$

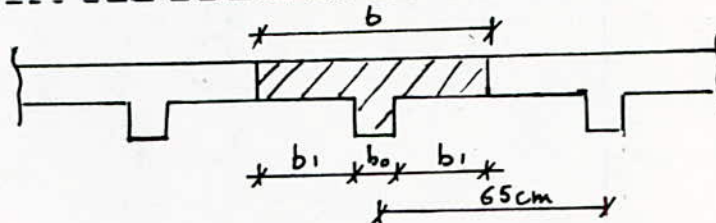
donc: les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction

Poutrelles et table de compression

Schéma du plancher



largeur de la table de compression.



$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad , \quad l = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

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

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{435}{10} = 43,5 \text{ cm.}$$

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

on choisit $b_1 = 24 \text{ cm.}$

$$b = b_0 + 2b_1 = 60 \text{ cm.}$$

la surface revenant à la poutrelle est:
 $S = 0,65 \cdot l.$

la charge par mètre linéaire sera donc:

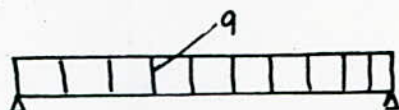
- plancher courant: $G+1,2P = 705 \text{ Kg/m}^2.$
 $q = 0,65 \cdot 705 = 458,25 \text{ Kg/ml.}$

- plancher terrasse: $G+1,2P = 678 \text{ Kg/m}^2$
 $q = 0,65 \cdot 678 = 440,7 \text{ Kg/ml.}$

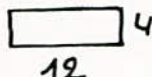
les charges sont très proches, alors on menera le calcul pour le plancher courant ($q = 458,25 \text{ Kg/ml}$) et fera le plancher terrasse de la même façon.

- Les poutrelles sont préfabriquées sur chantier. Afin de simplifier la mise en œuvre, on fera un seul calcul de poutrelle en considérant les charges les plus défavorables.
- Pour éviter la grande flèche, on disposera les poutrelles dans le sens des petites portées.
- Nous avons des poutrelles de 3,00 m et des poutrelles de 4,35 m.
- Nous étudierons les poutrelles les plus défavorables. La poutrelle est considérée comme simplement appuyée avant le coulage de la table de compression et après coulage de cette dernière la poutrelle travaillera comme une poutre continue sur cinq appuis.
- Le calcul sera conduit en 2 étapes sous les sollicitations pondérées du 1^{er} genre (G+1,2P). la surface revenant à chaque poutrelle étant 0,65 l.

1^{re} étape:



$$l = 4,35 \text{ m}$$



- poids propre de la poutrelle : $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ Kg/ml.}$
- corps creux (béton) $0,65 \cdot 0,95 = 62 \text{ Kg/ml.}$
- surcharge pondérée due à l'ouvrier plaçant le corps creux = 120 "

$$q = 194 \text{ Kg/ml.}$$

Moment maximum en travée :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 194 \frac{4,35^2}{8} = 459 \text{ Kg.m.}$$

Effort tranchant maximum :

$$T = q \frac{l}{2} = 194 \frac{4,35}{2} = 422 \text{ Kg.}$$

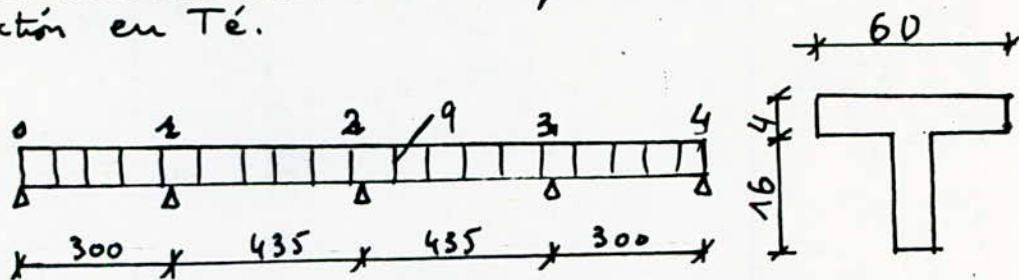
Calcul des armatures : (flexion simple)
enrobage $d = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 45900}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 5,12 \rightarrow k = 0,9$$

$$\sigma'_b = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n k} = \frac{2800}{0,9} > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Armatres comprimées nécessaires}$$

la section de béton (12x4) étant trop petite pour prévoir des armatures tendues et des armatures comprimées, on prévoiera des échaffaudages sous la poutrelle pour l'aider à supporter les charges et surcharges avant le coulage de la table de compression.

2^e étape: la poutelle repose sur cinq appuis. Elle sera calculée comme une poutre continue de section en T.



$$q = 458,25 \text{ Kg/ml.}$$

Moments fléchissants et efforts tranchants:

On détermine les moments aux différents appuis à l'aide de la formule des 3 moments

$$\text{on a : } \begin{cases} M_0 = M_4 = 0 \\ M_1 = M_3 \\ M_2 \end{cases}$$

On a deux inconnues hyperstatiques: $M_1 = M_3$ et M_2
 $l_i M_{i-1} + 2(l_i + l_{i+1}) M_i + l_{i+1} M_{i+1} = 6EI (\psi_{i2} - \psi_{i1})$
 $\psi = \frac{q l^3}{24EI}$

entre 0 et 2:

$$0 + 2(3,00 + 4,35) M_1 + 4,35 M_2 = -\frac{q}{4} (3,00^3 + 4,35^3)$$

entre 1 et 3:

$$4,35 M_1 + 2(4,35 + 4,35) M_2 + 4,35 M_3 = -\frac{q}{4} (4,35^3 + 4,35^3)$$

on résoud le système :

$$\begin{cases} 14,7 M_1 + 4,35 M_2 = -\frac{q}{4} 109,3 \\ 8,7 M_1 + 17,4 M_2 = -\frac{q}{4} 164,6 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_1 = M_3 = -1,459 \\ M_2 = -1,649 \end{cases}$$

travée (0,1): les moments en travée se calculent par la relation :

$$M = \mu + M_i + \frac{M_j - M_i}{l} x \text{ pour une travée } i-j$$

avec $\begin{cases} M_i: \text{ le moment à l'abscisse } x \text{ de la travée hyperstatique} \\ \mu: \text{ le moment à l'abscisse } x \text{ de la travée isostatique de référence.} \end{cases}$

travée (0-1):

$$M = \mu + M_1'' + \frac{M_2 - M_1}{l} x$$

$$\mu = q \frac{l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$$

$$M = q \frac{l}{2} x - \frac{q x^2}{2} + \frac{M_1}{l} x$$

$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{q l}{2} - q x + \frac{M_1}{l} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_1}{q l} = 1,016 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = 0,52 q$$

$$T_0 = 1,016 q$$

$$T_{16} = 1,016 q - 3 q = -1,984 q.$$

travée (1-2):

$$M = q \frac{l}{2} x - \frac{q x^2}{2} + M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} x$$

$$T = \frac{dM}{dx} = \frac{q l}{2} - q x + \frac{M_2 - M_1}{l} = 0$$

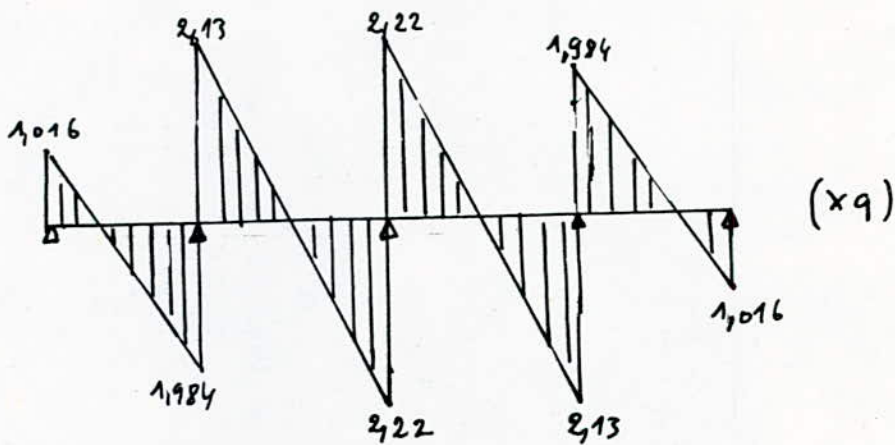
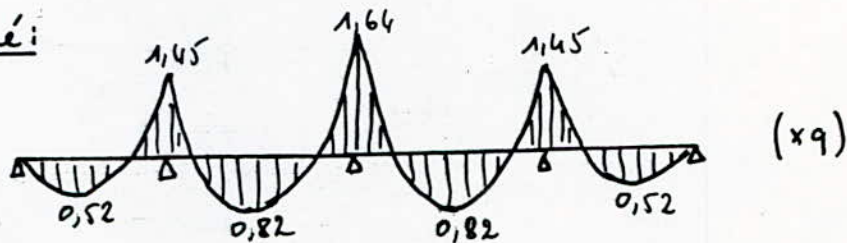
$$\Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_2 - M_1}{q l} = 2,13 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = 0,82 q$$

$$T_{10} = 2,13 q$$

$$T_{26} = 2,13 q - 4,35 q = -2,22 q.$$

Résumé:



Calcul des armatures longitudinales:

en travée: On utilise la méthode de Pierre Charron
On choisit la 2^e travée car elle possède le plus grand moment:

enrobage $d = d' = 2 \text{ cm.}$

$L = 4,35 \text{ m}$
 $q = 458 \text{ Kg/ml.}$

$M = 0,82q = 0,82 \cdot 458 = 375 \text{ Kg. m.}$

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 37500}{2800 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,0103$ tableau Charron $\left\{ \begin{array}{l} K=95 \\ \alpha=0,1364 \\ \epsilon=0,9565 \end{array} \right.$

$y = \alpha h = 0,1364 \cdot 18 = 2,45 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$, l'axe neutre tombe dans la table de compression, par suite la section en T se calculera comme une section rectangulaire: $b \cdot h = 60 \times 18$

$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,4 < K = 95$

il n'y a pas nécessité de mettre des armatures comprimées.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{37500}{2800 \cdot 0,9565 \cdot 18} = 0,7795 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10$
($A = 1,57 \text{ cm}^2$)

Sur appui: on dimensionne avec le moment sur appui le plus grand (appui 2)

$q = 458 \text{ Kg/ml.}$
 $M = 1,64 \cdot 458 = 751 \text{ Kg. m.}$

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0206 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K=64,5 \\ \alpha=0,1887 \\ \epsilon=0,9371 \end{array} \right.$

$\bar{K} = 20,4 > K = 64,5$

$y = \alpha \cdot h = 0,1887 \cdot 18 = 3,39 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$
 \rightarrow section rectangulaire ($12 \cdot 18$) on néglige les 2 ailes.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 1,59 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10$ ($A = 2,35 \text{ cm}^2$)

• Vérification des contraintes:

Sur appui:

$\bar{\omega} = \frac{100}{b \cdot h} A = \frac{100}{60 \cdot 18} 2,35 = 0,216 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K=51,5 \\ \epsilon=0,9248 \end{array} \right.$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{75100}{2,35 \cdot 0,9248 \cdot 18} = 1919,8 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1919,8}{51,5} = 37,3 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

en travée:

$$w = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100}{60 \cdot 18} \cdot 1,57 = 0,1454 \rightarrow \begin{cases} K=65 \\ \epsilon = 0,9375 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{375000}{1,57 \cdot 0,9375 \cdot 18} = 1430,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{bon}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1430,7}{65} = 22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{bon}$$

• Condition de non fragilité: (art 52 CCBA 68)

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

sur appui:

$$A \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \frac{5,8}{4200} = 0,206 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

en travée:

$$A \geq 0,69 \cdot 60 \cdot 18 \frac{5,8}{4200} = 1,03 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

• Vérification de la flèche: (art 58.4 CCBA 68)

On doit vérifier:

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

$$2) \tilde{w}_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$3) \frac{l_t}{l} \geq \frac{1}{24,5}$$

$l = 4,35$ portée de la poutelle
 M_t : Moment fléchissant maximum en travée

M_0 : Moment isostatique.

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

A : section d'acier: $A = 1,57 \text{ cm}^2$
 $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

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

$$M_t = 375 \text{ kg.m.}$$

$$M_0 = 9 \frac{l^2}{8} = 458 \frac{4,35^2}{8} = 1083 \text{ kg.m.}$$

$$1) \frac{20}{435} = 0,0459 > \frac{375}{15 \cdot 1083} = 0,023 \quad \text{vérifié}$$

$$2) \tilde{w}_0 = \frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,0073 < \frac{36}{4200} = 0,00857 \quad \text{vérifié}$$

$$3) \frac{20}{435} = 0,0459 > \frac{1}{24,5} = 0,0408 \quad \text{vérifié}$$

les trois conditions étant vérifiées, on ne fait donc pas de justification de la flèche.

• Vérification de la fissuration.

les tableaux de Pierre Charron (pages 629 à 632) donnent les valeurs des contraintes σ_1 et σ_2 . On définit ensuite une limite à la contrainte admissible de l'acier.

c'est le: $\max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$

Une autre limite est imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier.

$$\sigma_{af} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right\}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{12,4} = 0,0327$$

$\phi = 8 \text{ mm}$ $\eta = 1,6$ (acier H.A) $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$

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

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{10^6} 3030 = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 3030}{10^6} = 7272 \text{ bars.}$$

$$\sigma_2 = 2501 \cdot 1,265 = 3163,8 \text{ bars.}$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 7272 \text{ bars} = 7417 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right\} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

• Vérification de l'adhérence: (art 29 CCBA68)

On doit vérifier: $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_b \bar{\sigma}_b$$

$\bar{\tau}_d$: contrainte admissible d'adhérence.

$\psi = 1,5$ (H.A): coefficient de scellement.

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

On considère l'effort tranchant maximum.

$$T_{\max} = 2,229 = 2,22 \cdot 458 = 1016,76 \text{ Kg.}$$

$$\tau_d = \frac{T}{193}$$

n : nombre de barres tendues. notre cas $n=2$.

S : périmètre d'une barre. $S = 451$

$$\tau_d = \frac{1016,76}{2 \cdot 2,51 \cdot 15,75} = 12,86 \text{ kg/cm}^2 \quad z = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm.}$$

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

$\tau_d < \bar{\tau}_d$ vérification faite.

Calcul des armatures transversales: (art 25 CBA 68)

On calcule les armatures transversales pour la travée dont l'effort tranchant est max:

Pour les nouilles préfabriquées, on adoptera les mêmes armatures.

$$\begin{aligned} T_{\max} &= 1016,76 \text{ kg.} & \sigma'_b &= 37,3 \text{ kg/cm}^2 \\ h &= 18 \text{ cm} & \bar{\sigma}'_{b0} &= 69 \text{ kg/cm}^2 \\ z &= 15,75 \text{ cm.} & \sigma'_b &= 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ b_0 &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1016,76}{12 \cdot 15,75} = 5,38 \text{ kg/cm}^2$$

On est dans le cas $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$

On doit vérifier: $\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b$

$$3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

On a bien $\tau_b = 5,38 < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65$

On choisit des cadres verticaux:

Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\tau}_{at} = \rho \bar{\sigma}'_b \quad \rho = \frac{2}{3} \quad ; \text{ il y a reprise de bétonnage.}$$

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

l'espacement t des armatures transversales est limité à la plus grande des deux valeurs:

$$\begin{cases} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{5,38}{5,9} \right) = 13,08 \text{ cm.} \\ t_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm.} \end{cases}$$

l'espacement admissible: $\bar{t} = 13,08 \text{ cm.}$

le 1^{er} espacement à l'appui est calculé avec T_{\max}

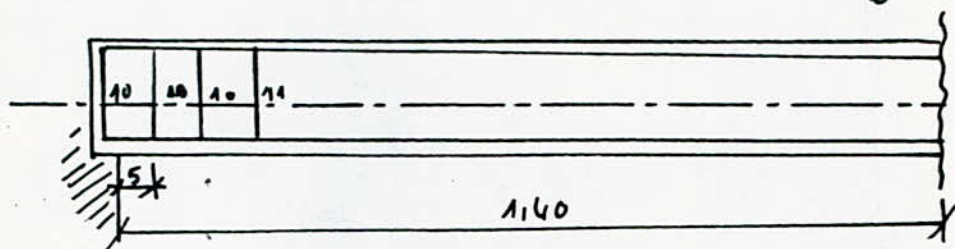
$$t = \frac{At \cdot z \cdot \bar{\tau}_{at}}{T_{\max}} = 9,66 \text{ cm.} \quad \text{cadre } \phi 6$$

on prend $t = 10 \text{ cm}$.

le premier plan d'armatures transversales sera placé à une distance de l'appui égale à $l/2$ et les armatures transversales seront prolongées sur l'appui. S'il y a lieu pour assurer la continuité des ancrage on conservera sur l'appui le premier espacement calculé.

Pour les autres plans ils seront disposés selon la règle de COQUOT.

la demi-portée est: $\frac{2,85}{2} = 1,4 \rightarrow n = 2$



$$5 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 20 \dots$$

ferailage de la table de compression:

l'hourdis a une épaisseur de 4 cm.

Il est armé d'un quadrillage de bandes dont les dimensions de 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.

On adoptera un treillis soudé de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ de $\phi 6$.

l'ecartement entre axes des nervures étant compris entre 50 et 80 cm (65 cm). la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimées en cm^2 par mètre linéaire doit être au moins égale à:

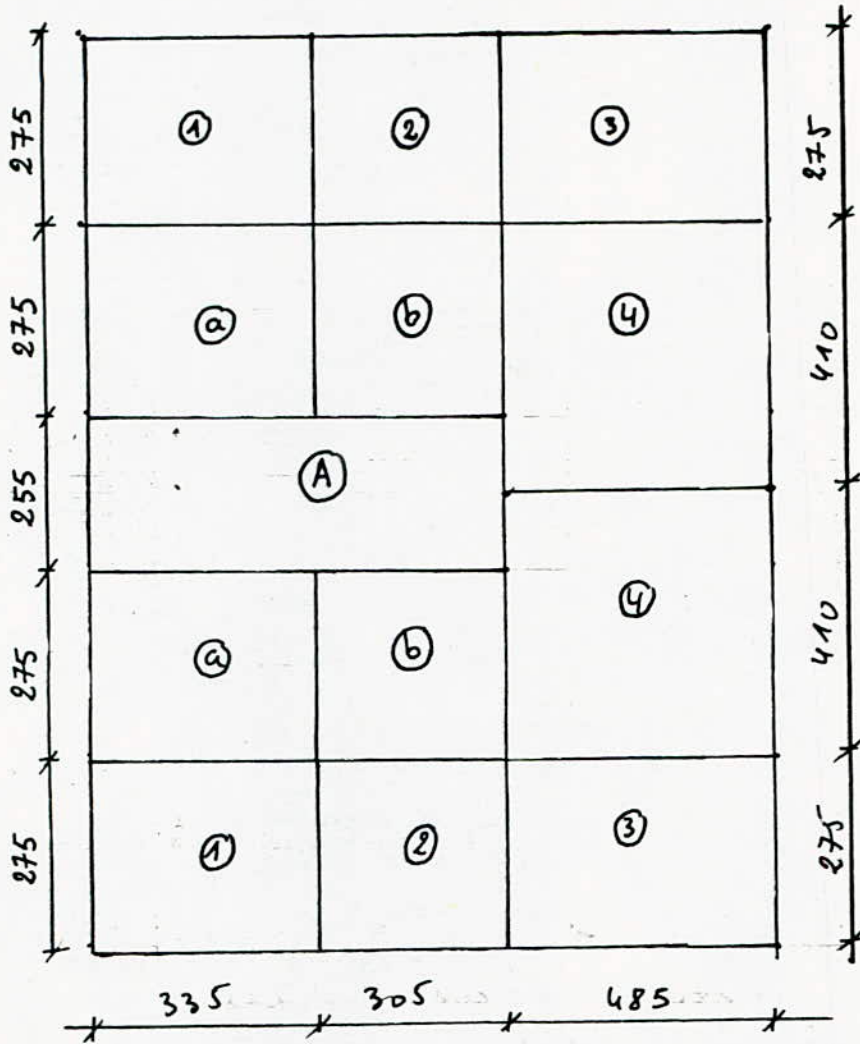
$$0,02 l_n \frac{2160}{\sigma_{en}} = 0,02 \cdot 0,65 \frac{2160}{5300} = 0,529 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (5\phi 6/\text{ml}) > 0,529 \text{ cm}^2$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{vérifié car } A_{\parallel} = A_{\perp}$$

PLANCHER RDC



Charge permanente : $G_1 + 1,2P = 1220 \text{ kg/m}^2$

Panneau : ① $L_x = 2,75 \text{ m}$, $L_y = 3,35 \text{ m}$.

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,75}{3,35} = 0,82 \quad \begin{array}{l} \text{CCBA 68 page 142} \\ \text{Annexe A2} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,061 \\ \mu_y = 0,71 \end{array} \right.$$

$0,1 < \beta < 1 \rightarrow$ on calculera les armatures dans les deux directions :

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,061 \cdot 1220 \cdot 2,75^2 = 839,6 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,71 \cdot 839,6 = 596 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

Armature principale suivant la petite portée :
en travée :

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \cdot 839,6 = 713,7 \text{ Kg}\cdot\text{m/m}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 71370}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0195 \rightarrow \begin{cases} k = 66,5 \\ \varepsilon = 0,9387 \end{cases}$$

$$A_{x1} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{71370}{2800 \cdot 0,9387 \cdot 14} = 1,94 \rightarrow 4T8 (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{66,5} = 42,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

aux appuis: (chapeaux)

• appui de rive:

$$M_{a1} = 0,3 M_x = 252 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$\mu = \frac{15 M_{a1}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0068 \rightarrow \begin{cases} k = 119 \\ \varepsilon = 0,9627 \end{cases}$$

$$A_{x2} = \frac{M_{a1}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 0,667 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{119} = 23,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• appui intermédiaire:

$$M_{a2} = 0,5 M_x = 419,8 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$\mu = \frac{15 M_{a2}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0114 \rightarrow \begin{cases} k = 89,5 \\ \varepsilon = 0,9522 \end{cases}$$

$$A_{x2}' = \frac{M_{a2}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,12 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{89,5} < \bar{\sigma}'_b$$

Armatures secondaires: (suivant la grande portée)

en travée: $M_t = 0,85 \cdot 596 = 506,6 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0138 \rightarrow \begin{cases} k = 81 \\ \varepsilon = 0,9479 \end{cases}$$

$$A_{y1} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,36 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{81} = 34,5 < \bar{\sigma}'_b$$

aux appuis:

appui intermédiaire:

$$M_{a1} = 0,3 M_y = 178,8 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$\mu = \frac{15 M a_1}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0049 \rightarrow \begin{cases} K = 142 \\ \xi = 0,9682 \end{cases}$$

$$A_{y_2} = 0,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 \quad (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

appui de rive :

$$M a_2 = 0,5 M y = 298 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

$$\mu = 0,0081 \rightarrow \begin{cases} K = 108 \\ \xi = 0,9593 \end{cases}$$

$$A_{y'_2} = 0,79 \rightarrow 4T8 \quad (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

• Condition de fragilité : (art 52 CBA 68)

quelle que soit la valeur de ρ .

$$\frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{\psi_x}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

pour $\rho \leq 0,40$

$$\frac{A_y}{b h_y} \geq 0,35 \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

pour $0,4 < \rho \leq 1$

$$\psi_4 = 0,54$$

$$\frac{A_y}{b h_y} \geq \frac{\psi_4}{4} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

enrobage pour les armatures principales 2 cm ; $h_x = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$
 enrobage pour les armatures principales 4 cm ; $h_y = 16 - 4 = 12 \text{ cm}$

$$b h_x \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 = 100 \cdot 14 \cdot \frac{0,54}{2} (2 - 0,82) \frac{5,9}{2500} \left(\frac{16}{14} \right)^2 = 1,22 \text{ cm}^2$$

$0,4 < \rho \leq 1$

$$b h_y \frac{\psi_4}{4} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 = 100 \cdot 12 \cdot \frac{0,54}{4} (1 + 0,82) \frac{5,9}{2500} \left(\frac{16}{12} \right)^2 = 1,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_1} = A_{x_2} = 2,01 > 1,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{y_1} = A_{y_2} = 2,01 > 1,1 \text{ cm}^2.$$

Vérification à l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\delta}$$

M pris avec son signe.

calcul de T

au milieu de l_x : $T = \frac{P}{2l_y + l_x}$

au milieu de l_y : $T = \frac{P}{3l_y}$

$$P = q l_x l_y = 1220 \cdot 2,75 \cdot 3,35 = 11239 \text{ Kg.}$$

Armatures principales: (aux appuis)

$$T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{11239}{2 \cdot 3,35 + 2,75} = 1189 \text{ Kg/ml.}$$

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

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

$$M = 420 \text{ Kg.m}$$

$$T + \frac{M}{\delta} = 1189 - \frac{42000}{7/8 \cdot 14} < 0 < A \bar{\sigma}_a$$

Armatures secondaires: (aux appuis)

$$T = \frac{P}{3l_y} = \frac{11239}{3 \cdot 3,35} = 1118 \text{ Kg/ml.}$$

$$h = 14 \text{ cm}$$

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

$$M = 420 \text{ Kg.m.}$$

$$T + \frac{M}{\delta} = 1118 - \frac{29000}{7/8 \cdot 14} < 0 < A \bar{\sigma}_a$$

Pour les autres panneaux, les résultats sont consignés dans des tableaux :

Armatures principales :

Panneau	ρ	μ_x	μ_y	M_x kgm/m	M_y kgm/m	M_t kgm/m	μ	ϵ	K	A_x (cm ²)	M_a kgm/m	μ	ϵ	K	A_{act}
2	0,9	0,051	0,83	702	583	597	0,0143	0,9435	77,5	1,614	$n: 211$ $i: 351$	0,0058	0,9655	130	0,957
3	0,57	0,089	0,59	1225	478	1042	0,0284	0,9220	53,5	2,86	$n: 327$ $i: 625$	0,0100	0,9552	96,5	0,987
4	0,85	0,056	0,75	1743	1285	964	0,0263	0,9296	56,0	2,65	$i: 856$	0,0234	0,9834	60,0	2,34
a	0,82	0,061	0,71	839,6	556	717	0,0195	0,9387	66,5	1,94	$i: 418$	0,0114	0,9582	89,5	1,12
b	0,9	0,051	0,83	702	583	597	0,0143	0,9435	77,5	1,614	$i: 351$	0,0096	0,9560	98,5	0,936
A	0,4	0,111	0,245	880,6	215,7	748,5	0,0205	0,9371	64,5	2,40	$i: 403$	0,0120	0,9510	87	1,18

n : appui de rive.
 i : appui intermédiaire.

LT 10
(A=3,14)

LT 8
(A=2,02)
Sauf panneau 4
LT 10
(A=3,14)

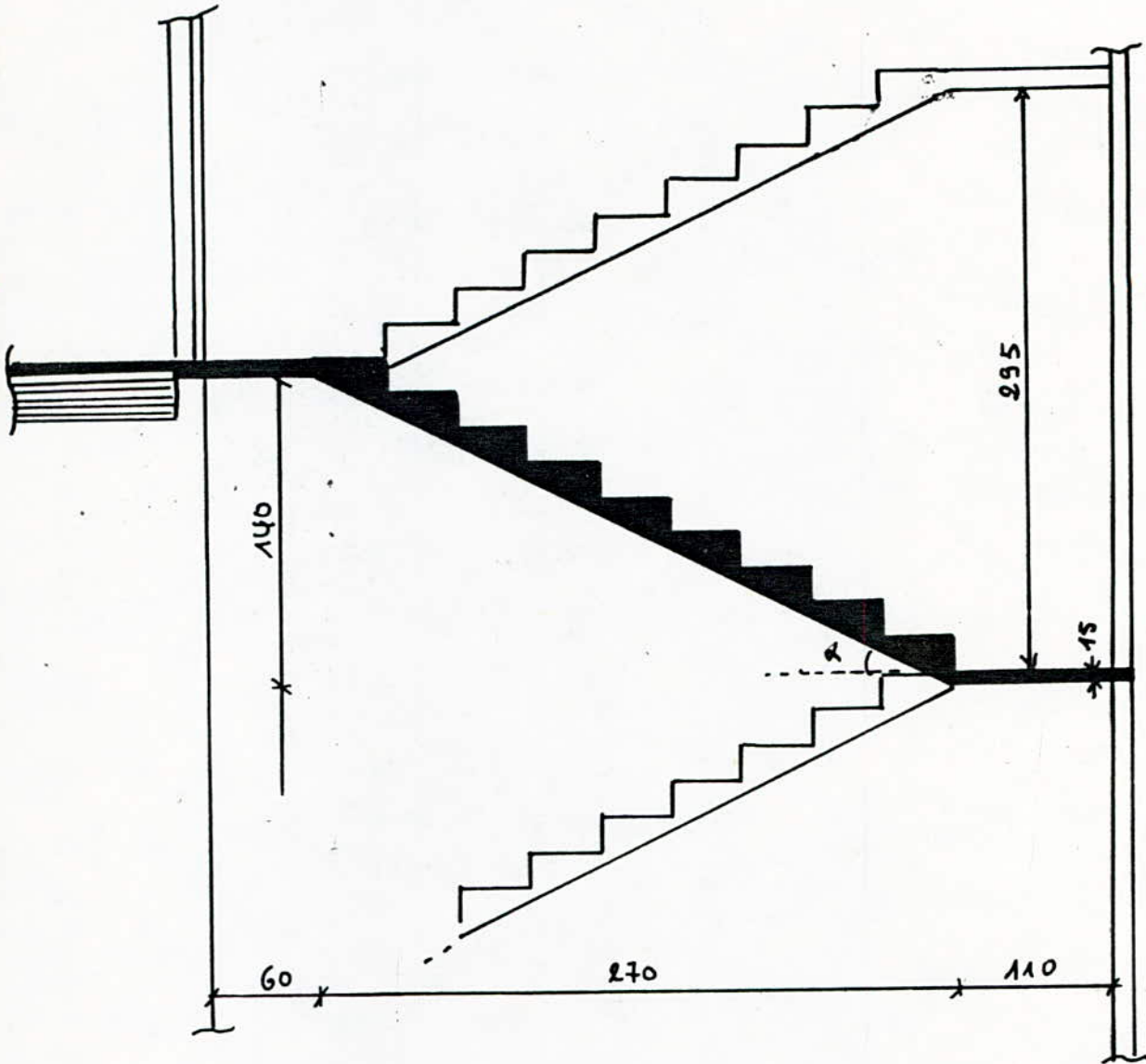
Assuming secondary.

Param / kg-m/cm	ME kg-m/cm	μ	K	E	A_x cm ²	M_a kg-m/cm	μ	K	E	A cm ²
2	496	0,0135	875	0,9492	1,33	$\bar{x}_i: 175$	0,0049	142	0,9692	0,46
3	406	0,0110	915	0,9531	1,026	$\bar{x}_i: 143$ $\bar{x}_i: 239$	0,0043 0,0072	152 115	0,9697 0,9615	0,38 0,634
4	1092	0,0228	52,0	0,9254	3,02	$\bar{x}_i: 385$ $\bar{x}_i: 642$	0,0116 0,0193	89,0 670	0,9803 0,9390	1,03 1,75
a	507	0,0139	80,5	0,9476	1,36	$\bar{x}_i: 179$	0,0049	142	0,9692	0,47
b	456	0,0135	84,5	0,9482	1,33	$\bar{x}_i: 175$	0,0049	142	0,9682	0,46
A	183	0,0051	140	0,9677	0,48	$\bar{x}_i: 647$	0,0018	246	0,9804	0,47

HT8 (A = 2,01 cm²)
 Sauđ paramere 4
 HT10 (A = 3,14 cm²)

HT8
 (A = 2,01 cm²)

ETUDE DE L'ESCALIER



épaisseur de la dalle $e = 15$ cm. palier et pailleasse
 hauteur de la contremarche: $h = 17$ cm.
 largeur de la marche: $g = 30$ cm.

$$g + 2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64 \text{ cm} \quad \text{vérifié.}$$

On a un escalier avec 2 paliers + 1 pailleasse.

Charges et surcharges:

* pailleasse: poids propre de la pailleasse: $0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$ (incliné)
 poids propre des marches $g \cdot \frac{0,12 \cdot 0,17}{2} \cdot \frac{2500}{27} = 212,5$ (incliné)

revêtement: carrelage: 44 kg/m^2 (incliné),
 mortier: 44 kg/m^2 (incliné)

Surcharge majorée $\times 1,2 P = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$ (horizontale)

la charge par mètre carré de projection horizontale:

$$q = \frac{1}{\cos 23,41} (375 + 212,5 + 44 + 44) + 480 = 1240,9 \text{ kg/m}^2$$

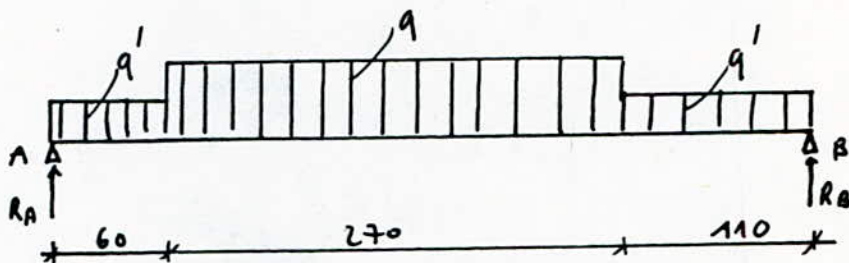
x palier: Poids propre: 375 kg/m^2
revêtement: 88 kg/m^2

surcharge majorée 480 kg/m^2

$$q' = 375 + 88 + 480 = 943 \text{ kg/m}^2$$

On considère une bande de 1 m de largeur.

Détermination des efforts:



Réactions: $\Sigma M/A \rightarrow R_B = 2310 \text{ Kg}$

$$\Sigma M/B \rightarrow R_A = 2522,5 \text{ Kg}$$

Moments: $0 \leq x \leq 0,60$

$$M_x = R_A \cdot x - q' \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x=0 \rightarrow M=0 \\ x=0,6 \rightarrow M = 1343,86 \text{ Kg}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 2,70$

$$M_x = R_A(x+0,6) - q' \cdot 0,6 \left(x + \frac{0,6}{2}\right) - q \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x=0 \rightarrow M = 1343,86 \text{ Kg}\cdot\text{m} \\ x=2,7 \rightarrow M = 2103,8 \text{ Kg}\cdot\text{m} \end{cases}$$

Efforts tranchants:

$$0 \leq x \leq 0,6 \quad T = R_A - q'x \quad \begin{cases} x=0 \rightarrow T = R_A = 2522,5 \text{ Kg} \\ x=0,6 \rightarrow T = 1956,7 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 2,7 \quad T = R_A - 0,6q' - qx \quad \begin{cases} x=0 \rightarrow T = 1956,7 \text{ Kg} \\ x=2,7 \rightarrow T = -1393,7 \text{ Kg} \end{cases}$$

On cherche M_{max}

$$M_{max} \text{ pour } T=0$$

$$T = R_A - 0,6q' - qz = 0 \rightarrow z = \frac{R_A - 0,6q'}{q} = 1,58 \text{ m.}$$

$$M_{max} = M_0 = R_A(1,58 + 0,6) - q' \left(1,58 + \frac{0,6}{2}\right) 0,6 - q \frac{1,58^2}{2} = 2886,5 \text{ kg.m}$$

Le moment correspond à la poutre isostatique. Dans notre cas, on doit tenir compte d'un encastrement aux extrémités.

aux appuis: $M_{ap} = 0,4 M_0 = 0,4 \cdot 2886,5 = 1155 \text{ kg.m.}$

en travée: $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 2886,5 = 2454 \text{ kg.m.}$

Ferraillage:

en travée:

$$M_t = 2454 \text{ kg.m.}$$

$$h_t = 15 \text{ cm.} \quad \alpha = 2 \text{ cm} \rightarrow h = 13 \text{ cm.}$$

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

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2454 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0777 \rightarrow \begin{cases} k = 29,1 \\ \epsilon = 0,8866 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{2454 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8866 \cdot 13} = 7,60 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera ST14/ml.} \\ (A = 7,69 \text{ cm}^2)$$

sur appui:

$$M_{ap} = 1155 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0365 \rightarrow \begin{cases} k = 46,0 \\ \epsilon = 0,9180 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 3,46 \text{ cm}^2$$

On adoptera ST10/ml ($A = 3,92 \text{ cm}^2$)

On disposera également des armatures supérieures au niveau des jonctions poutre-paillasse, ces armatures repréentent les moments d'encastements éventuels.

Verifications:

• vérification des contraintes:

en travée: $\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 7,69 \text{ cm}^2}{100 \cdot 13} = 0,5915 \rightarrow \begin{cases} k = 28,9 \\ \epsilon = 0,8861 \end{cases}$

$\bar{k} < k \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2454 \cdot 10^2}{7,69 \cdot 0,8861 \cdot 13} = 2770,3 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 95,86 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

En appui: $M_{ep} = 1155 \text{ Kg.m}^2 \quad A = 3,92 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{392}{100 \cdot 13} = 0,3015 \rightarrow \begin{cases} k = 43 \\ E = 0,9138 \end{cases}$$

$\bar{k} < k \rightarrow$ pas d'armatures comprimées

$$\sigma_a = 2480,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 57,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• Condition de non-fragilité:

La section d'armatures doit être suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la fissuration du béton.

$$A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

vérifié.

• Condition de flèche:

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq \frac{43 b \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 100 \cdot 13}{4200} = 13,31 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,69 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

• vérification à l'effort tranchant:

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

$$T = 2522,5 \text{ Kg.}$$

$$M = 1155 \text{ Kg.m.}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 3,92 \cdot 2800 = 10976 \text{ Kg} > (2522,5 - \frac{1155}{7/8 \cdot 13}) = 2421 \text{ Kg.}$$

vérifié.

Armatures transversales:

La contrainte de cisaillement maximum est:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2522,5}{100 \cdot 7/8 \cdot 13} = 2,22 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_b < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2.$$

les armatures verticales suffisent.

On adoptera des aciers constructifs.

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \sigma_{cu} \quad \text{avec } \sigma_{cu} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Fe E 24)}$$

$$f_a = \max \begin{cases} f_a = 1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_b} = 1 - \frac{2,22}{5,56} = 0,96. \\ f = \frac{2}{3} = 0,67. \end{cases}$$

on considère qu'il n'y a pas reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,96 \cdot 2400 = 2304 \text{ Kg/cm}^2.$$

On utilise un cadre $\phi 8 \rightarrow A_t = 1,00 \text{ cm}^2$.

$$\text{espacement : } t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,00 \cdot 7,13 \cdot 2304}{8 \cdot 1155} = 21,7 \text{ cm.}$$

l'espacement admissible \bar{E} est :

$$\bar{E} = \max \begin{cases} t_1 = 13 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 2,72}{5,9} \right) = 11,53 \text{ cm.} \\ t_2 = 0,2 h = 2,6 \text{ cm} \end{cases}$$

la portée étant faible : on conserve le même écartement. on prend alors $t = 10 \text{ cm}$.

— CALCUL SISMIQUE —

Etude au séisme :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre de la pesanteur.

Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque et qui peut-être oblique ou verticale. On peut concevoir deux composantes, l'une verticale, l'autre horizontale. Ces composantes sont caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique. Les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

il faut ajouter 1/5 des surcharges d'exploitation.

Recommandations de Conception générales des bâtiments.

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et S en particulier le rapport de cette hauteur à la largeur
- Eviter les grandes ouvertures
- Eviter les éléments de constructions mal liés à l'ossature
- Eviter les ensembles mal équilibrés
- Prévoir dans la mesure du possible un sous-sol rigide qui ancre la construction dans le sol.
- Etablir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer au soulèvement de la construction

Pour la superstructure il faut :

- Abaisser le plus possible le C.D.G de la construction.
- Réaliser des nœuds rigides.

Dans les poteaux :

- Les crochets sont interdits aux extrémités et aux recouvrements.
- Les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre des barres.

Mode de Calcul :

Ce mode substitue aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques obtenues en considérant un système de forces fictives dont les effets seraient équivalents à ceux de l'action sismique

- Le système des forces fictives est le résultat de la combinaison :
- d'un système de forces fictives élémentaires horizontales : S_H
 - d'un système de forces élémentaires verticales : S_V
 - d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe verticaux : S_T

Calcul :

Systèmes des forces horizontales :

Ces systèmes est composé de forces élémentaires horizontales toutes parallèles et de même sens, mais de direction quelconque

Ces forces s'exercent au centre de gravité des éléments de constructions. L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans une direction quelconque est :

$$F = W \cdot \sigma_x$$

σ_x : coefficient sismique de l'élément pour la direction Ox

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta$$

$$W = G + P/5.$$

Système des forces verticales :

Ce système S_v est aussi composé de forces élémentaires verticales qui peuvent être ascendante ou descendante. Elles s'exercent au centre de gravité des éléments de construction. L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est :

$$F = \pm \sigma_v W$$

σ_v : coefficient de l'élément pour la direction verticale.

Torsion d'ensemble :

Elle est à considérer lorsque :

l'élanement η d'une section plane du bâtiment \perp aux forces S_H considérées — c à d : le quotient du carré de la plus grande dimension \perp à la direction des forces par l'aire de la section — est supérieur à 2,5.

Notre cas se présente comme suit :

$$\begin{aligned} L &= 15 \text{ m} \\ l &= 12 \text{ m} \\ h &= 9,5 \text{ m} \end{aligned}$$

η est nettement inférieur à 2,5 donc la torsion ne sera pas prise en considération.

Détermination des coefficients sismiques :

α : coefficient d'intensité :

il dépend de l'intensité nominale i_N pour laquelle doit être établi le projet.
(région d'Alger $i_N = 8$)

$$PS 65 \longrightarrow \alpha = 1$$

β : coefficient de réponse:

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

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- de la nature de la fondation.

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}} \quad \text{avec } T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{Lx}}$$

H : hauteur du bâtiment

Lx : longueur du portique considéré.

transversale: $T_T = 0,09 \frac{9,5}{\sqrt{12}} = 0,2468$

$$\rightarrow \beta = 0,1036$$

longitudinale: $T_L = 0,09 \frac{9,5}{\sqrt{15}} = 0,2207$

$$\rightarrow \beta = 0,1075$$

δ : coefficient de distribution:

Ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Simplifications admises: (PS 69 art 143-3)

Pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques δ peut s'exprimer en fonction du rang r des planches comptés à partir de la base.

n : nombre de planches:

$$\delta_r = \frac{3r}{2n+1}$$

$\delta(r)$ est donné par PS 69 page 175.

δ : coefficient de fondation:

il est indépendant des propriétés dynamiques de la structure. Il tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Le terrain étant de consistance moyenne:

$$\delta = 1,15 \quad (\text{PS 69 art 112-15})$$

$$\sigma_L = \alpha \beta_L \delta_r \delta = 1 \cdot 0,1075 \delta_r \cdot 1,15 = 0,1236 \delta_r$$

$$\sigma_T = \alpha \beta_T \delta_r \delta = 1 \cdot 0,1036 \delta_r \cdot 1,15 = 0,1191 \delta_r$$

coefficient dans la direction verticale:

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$$

$$\sigma_H = \max \{ \sigma_L, \sigma_T \} = 0,1236 \delta_r$$

$$\sigma_v = 0,1236 \delta_r$$

Détermination de W:

On déterminera W pour le portique longitudinal I-I seulement, car le portique transversale II-II ne travaille pour sous les forces sismiques. Ces forces sont reprises par le voile transversale située des deux côtés de la cage d'escalier.

Portique longitudinal:

Surface lui revenant:

$$S = 45,9 \text{ M}^2$$

Niveau terrasse: (4)

$$G = 558 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 100 \text{ Kg/m}^2$$

Charges permanentes:

- Plancher: $558 \cdot 45,9 = 25,6 \text{ t}$
 - Acrotie: $1000 \cdot 0,25 \cdot 15 = 3,75 \text{ t}$
 - Ponts long: $15 \cdot 2500 \cdot 0,25 \cdot 0,40 = 3,75 \text{ t}$
 - Ponts trans: $5 \cdot 2500 \cdot \frac{5,10}{2} \cdot 0,40 \cdot 0,25 = 3,19 \text{ t}$
 - $\frac{1}{2}$ poteaux: $\frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 2,80 \cdot 3500 = 1,09 \text{ t}$
 - $\frac{1}{2}$ (Murs): $\frac{1}{2} \left[389 \cdot 15 \cdot 0,3 + \frac{5,10 \cdot 0,25}{2 \cdot 1,17} \right] = 0,97 \text{ t}$
- $$G = 38,32 \text{ t}$$

Surcharge d'exploitation: $100 \cdot 45,9 = 4,59 \text{ t}$.

$$W = G + \frac{P}{5} = 39,24 \text{ t}$$

Niveau 3 et 2:

$$G = 495 \text{ Kg/m}^2$$

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

Charges permanentes:

- Plancher: $= 24,7 \text{ t}$
- Ponts trans: $= 3,19 \text{ t}$
- Ponts long: $= 3,75 \text{ t}$
- Poteaux: $= 2,18 \text{ t}$
- Murs: $= 1,88 \text{ t}$

$$G = 33,8 \text{ t}$$

Surcharge d'exploitation: $175 \cdot 45,9 = 8,03 \text{ t}$.

$$W = G + \frac{P}{5} = 35,41 \text{ t}$$

Niveau RDC (1):

$$G = 620 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 500 \text{ kg/m}^2$$

Charges permanentes :

- | | |
|-------------------------|-----------|
| - Plancher | = 28,46 t |
| - Poutre trans | = 3,15 t |
| - Poutre long. | = 3,75 t |
| - $\frac{1}{2}$ poteaux | = 1,09 t |
| - $\frac{1}{2}$ Murs | = 0,94 t |

$$G = 37,43 \text{ t}$$

Surcharge d'exploitation: $500 \times 45,9 = 22,95 \text{ t}$.

$$W = G + \frac{P}{5} = 42,02 \text{ t}$$

EVALUATION DES FORCES SISMQUES HORIZONTALES

$$F_H = \sigma_x W(H) = \alpha \beta \gamma \delta W(H)$$

$$\alpha = 1$$

$$\beta_L = 0,1076$$

Niveau	$W_L(H)$	σ_L	$F_L(H)$	Forces cumulees.	
4	39,24	0,1648	6,47		
3	35,41	0,1236	4,38		
2	35,41	0,0826	2,92		
1	42,02	0,0412	1,73		

EVALUATION DES FORCES SISMQUES VERTICALES

$$F_V = \sigma_v W(H) \quad \sigma_v(r) = 0,1236 \gamma r$$

$$\sigma_v = \sigma_H \longrightarrow F_V = F_H$$

les forces verticales pour chaque niveau sont egales aux forces horizontales correspondantes à ce niveau.

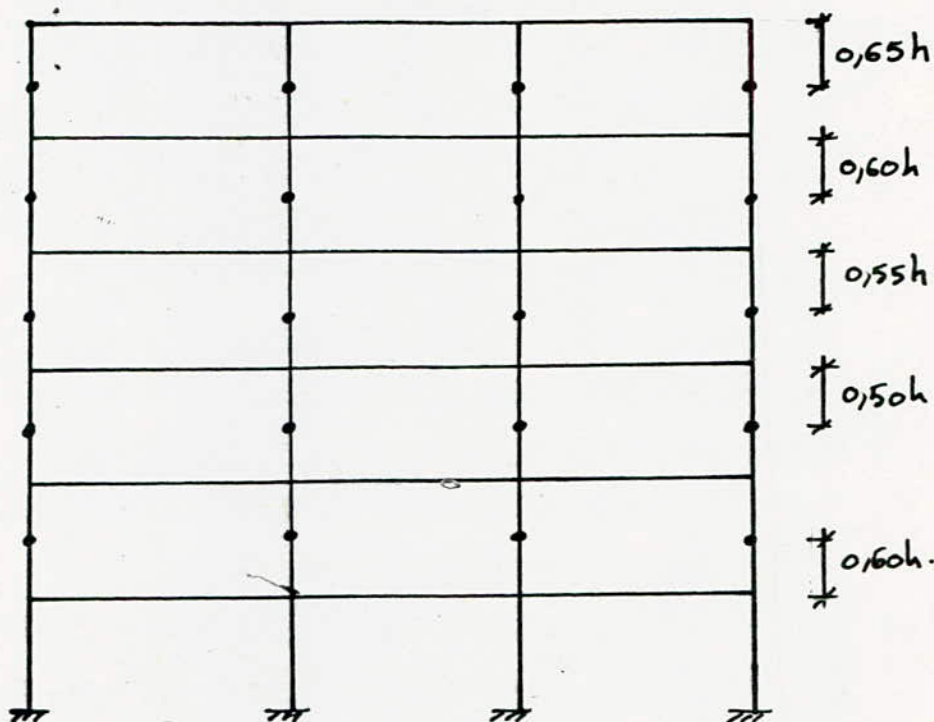
SOUS LES FORCES HORIZONTALES

le calcul sera fait avec la méthode de BOWMAN.

Exposé de la méthode:

Avec cette méthode, on obtient des résultats très proches de ceux obtenus par des méthodes exactes. Les points d'inflexion (points où les poteaux sont articulés) dans les poteaux de hauteur h , se situent:

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



Hypothèse de calcul: Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même raideur et où les raideurs ($\frac{I}{e}$) des différentes travées des montants porteurs du plancher, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures au $\frac{1}{5}$ de la raideur du poteau le plus raide, on admet:

- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie desdits poteaux. Les moments d'inertie des poteaux de rive sont affectés du coefficient $:0,8$.

- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacune des planches, et articulés aux hauteurs introduites avant.

Compte tenu de ces hypothèses, nous pouvons écrire:

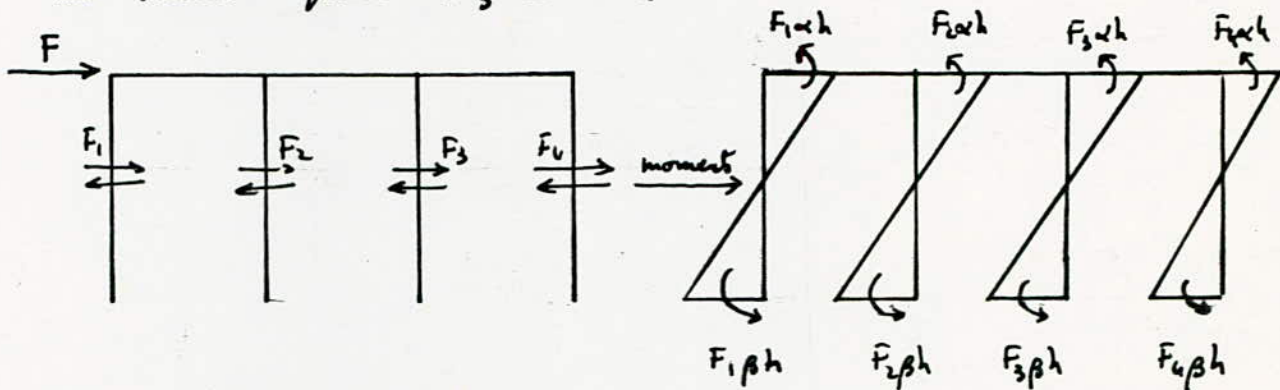
Pour un seul niveau: $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$

Les forces F_i ayant les valeurs suivantes.

$$F_1 = \frac{0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + 0,8 I_4}$$

$$F_2 = \frac{I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + 0,8 I_4}$$

de même pour F_3 et F_4



$$\beta = 1 - \alpha.$$

les moments dans les traverses sont respectivement pour le nœud de la file 1: $F_1 \alpha h$ dans la file 1 et $F_4 \alpha h$ dans la file 4

Pour le nœud de la 2: $F_2 \alpha h \frac{\frac{I_g}{e_g}}{\frac{I_g}{e_g} + \frac{I_d}{e_d}}$ à gauche du nœud 2

$$F_2 \alpha h \frac{\frac{I_d}{e_d}}{\frac{I_d}{e_d} + \frac{I_g}{e_g}} \text{ à droite du nœud 2.}$$

Même principe pour F_3 que pour F_2 .

I_g : inertie de la traverse gauche.

I_d : inertie de la traverse droite.

e_g : portée libre de la traverse gauche.

e_d : portée libre de la traverse droite.

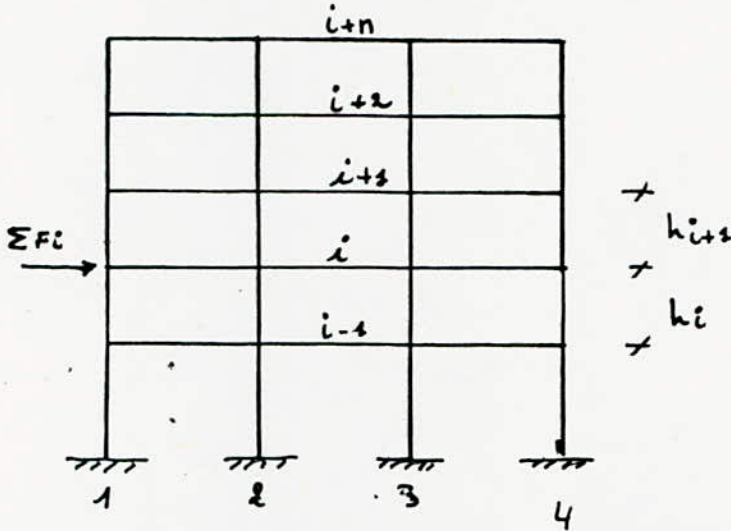
h : hauteur libre entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

On pose : $\frac{I_d}{l_d} = K_d$

$\frac{I_g}{l_g} = K_g$ (raideur des poteaux en RDM)

- Dans le cas de portiques superposés, au niveau du plancher de rang i :

$$\Sigma F_i = F_i + F_{i+1} + F_{i+2} + \dots + F_{i+n}$$



ΣF_i est donc une charge cumulée.

A l'étage de rang $i+1$: l'effort ΣF_{i+1} crée en pied des poteaux supportant le plancher ($i+1$) des moments calculés conformément à ce qui a été exposé. En prenant soin de partager l'effort ΣF_{i+1} et avec 0,8 pour les poteaux de rive :

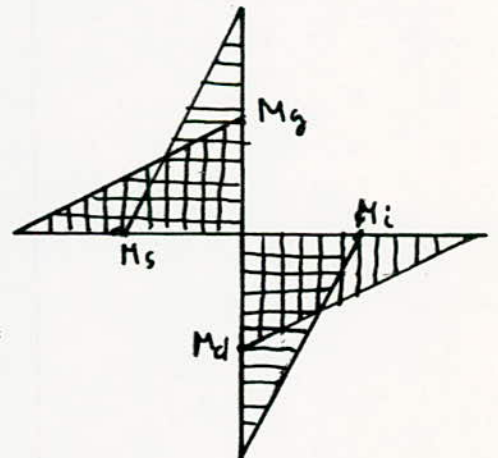
Pour la détermination des moments en tête des poteaux supportant le plancher i , on procédera de la même façon en considérant l'effort ΣF_i .

On déterminera par la suite les moments en travée aboutissant à un nœud considéré en fonction des moments obtenus pour le poteau supérieur (M_s) et pour le poteau inférieur (M_i)

Pour un nœud intermédiaire :

$$M_g = - (M_s + M_i) \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

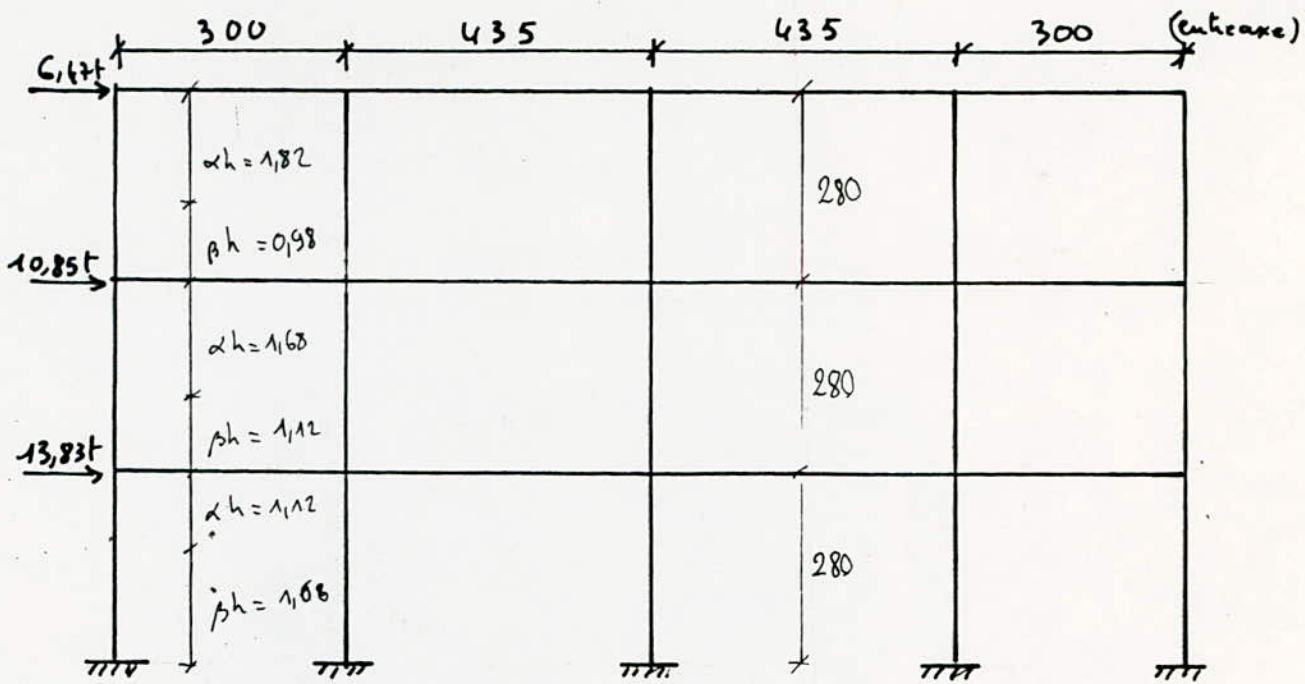
$$M_d = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_g + K_d}$$



Pour un nœud de rive :

$$M_g = M_d = - (M_s + M_i)$$

ETUDE DU PORTIQUE LONGITUDINAL



Pour un même niveau :

l'inertie des poteaux est constante : $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I_5$

$$F_1 = F_5 = \frac{0,8 I_1 F}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + 0,8 I_4} = 0,174 F$$

$$F_2 = F_3 = F_4 = \frac{I F}{4,6 I} = 0,217 F$$

détermination de F_1, F_2, F_3, F_4 et F_5 pour chaque niveau.

Niveau 4: $F = 6,47 t$

$$F_1 = F_5 = 1,13 t \quad F_2 = F_3 = F_4 = 1,40 t.$$

Niveau 3: $F = 10,85 t$

$$F_1 = F_5 = 1,89 t \quad F_2 = F_3 = F_4 = 2,35 t$$

Niveau 2: $F = 13,83 t$

$$F_1 = F_5 = 2,41 t \quad F_2 = F_3 = F_4 = 3,00 t.$$

Niveau	Pour d'inflexion (m)	$F_1 = F_3$ (t)	$F_2 = F_4 = F_6$ (t)
4	1,82	1,13	1,40
3	1,68	1,89	2,35
2	1,12	2,41	3,00

Moments en tête et à la base des poteaux:

Moments en tête : $M_i = F \times h$.

Moments à la base : $M_s = F \beta h$.

Niveau 4: en tête : $M_{i1} = M_{i5} = F_1 \times h = 1,13 \cdot 1,82 = 2,06 \text{ t.m.}$
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i4} = F_2 \times h = 1,40 \cdot 1,82 = 2,55 \text{ t.m.}$
 à la base : $M_{s1} = M_{s5} = F_1 \beta h = 1,13 \cdot 0,98 = 1,11 \text{ t.m.}$
 $M_{s2} = M_{s3} = M_{s4} = F_2 \beta h = 1,40 \cdot 0,98 = 1,37 \text{ t.m.}$

On dresse un tableau récapitulatif contenant tous les niveaux

Niveau	αh (m)	$M_{i1} = M_{i5}$ (t.m)	$M_{i2} = M_{i3} = M_{i4}$ (t.m)	βh (m)	$M_{s1} = M_{s5}$ (t.m)	$M_{s2} = M_{s3} = M_{s4}$ (t.m)
4	1,82	2,06	2,55	0,98	1,11	1,37
3	1,68	3,06	3,95	1,12	2,13	2,63
2	1,12	2,70	3,30	1,68	4,05	5,04

Moments dans les traverses (poutres)

toutes les poutres ont même inertie (section 25x40)

$$I_g = I_d = I = \frac{25 \cdot 40^3}{12} = 13,3 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

On pose :

$$K_1 = \frac{I}{l_1} \quad \text{et} \quad K_2 = \frac{I}{l_2}$$

avec $l_1 = 3,00 \text{ m.}$

$l_2 = 4,35 \text{ m.}$

$$K_1 = \frac{13,3 \cdot 10^4}{300} = 443,3 \text{ cm}^3$$

$$K_2 = \frac{13,3 \cdot 10^4}{435} = 305,7 \text{ cm}^2$$

Pour les nœuds intermédiaires :

$$M_g = -(M_s + M_i) \lambda_g$$

$$\lambda_g = \frac{k_g}{k_g + k_d}$$

$$M_d = -(M_s + M_i) \lambda_d$$

$$\lambda_d = \frac{k_d}{k_g + k_d}$$

λ_g et λ_d données par le tableau suivant.

Nœuds	l_g (m)	l_d (m)	k_g (cm ³)	k_d (cm ³)	λ_g	λ_d
1 (rives)	—	3,00	—	443,3	—	1
2	3,00	4,35	443,3	305,7	0,59	0,41
3	4,35	4,35	305,7	305,7	0,5	0,5
4	4,35	3,00	305,7	443,3	0,41	0,59
5 (rive)	3,00	—	443,3	—	1	—

Niveau 4 :

$$M_{g1} = M_{d5} = 0$$

$$M_{d1} = M_{g5} = -1(0 + 2,06) = 2,06 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = M_{d4} = -0,59(0 + 2,55) = 1,50 \text{ t.m}$$

$$M_{g3} = M_{d3} = -0,5(0 + 2,55) = 1,28 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = M_{g4} = -0,41(0 + 2,55) = 1,05 \text{ t.m}$$

Niveau 3 :

$$M_{g1} = M_{d5} = 0$$

$$M_{d1} = M_{g5} = -1(4,11 + 3,06) = 4,17 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = M_{d4} = -0,59(4,17 + 3,95) = 3,14 \text{ t.m}$$

$$M_{g3} = M_{d3} = -0,5(4,17 + 3,95) = 2,66 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = M_{g4} = -0,41(4,17 + 3,95) = 2,18 \text{ t.m}$$

Niveau 2 :

$$M_{g1} = M_{d5} = 0$$

$$M_{d1} = M_{g5} = -(2,13 + 2,70) = 4,83 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = M_{d4} = -0,59(2,63 + 3,34) = 3,53 \text{ t.m}$$

$$M_{g3} = M_{d3} = -0,5(2,63 + 3,36) = 3,00 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = M_{g4} = -0,41(2,63 + 3,36) = 2,46 \text{ t.m}$$

Niveau 1 :

$$M_{g1} = M_{d5} = 0$$

$$M_{d1} = M_{g5} = -(4,05 + 0) = 4,05 \text{ t.m}$$

$$M_{g2} = M_{d4} = -0,59(5,04 + 0) = 2,97 \text{ t.m}$$

$$M_{g3} = M_{d3} = -0,5(5,04 + 0) = 2,52 \text{ t.m}$$

$$M_{d2} = M_{g4} = -0,41(5,04 + 0) = 2,07 \text{ t.m}$$

NIV	Mois	Mg (t.m)	Md (t.m)	Mi (t.m)	Mg (t.m)
4	1	/	2,06	2,06	/
	2	1,50	1,05	2,55	/
	3	1,28	1,28	2,55	/
	4	1,05	1,50	2,55	/
	5	2,06	/	2,06	/
3	1	/	4,17	3,06	1,11
	2	3,14	2,18	3,95	1,37
	3	2,66	2,66	3,95	1,37
	4	2,18	3,14	3,95	1,37
	5	4,17	/	3,06	1,11
2	1	/	4,83	2,70	2,13
	2	3,53	2,46	3,36	2,63
	3	3,00	3,00	3,36	2,63
	4	2,46	3,53	3,36	2,63
	5	4,83	/	2,70	2,13
1	1	/	4,05	/	4,05
	2	2,97	2,07	/	5,04
	3	2,52	2,52	/	5,04
	4	2,07	2,97	/	5,04
	5	4,05	/	/	4,05

tableau recapitulant les résultats

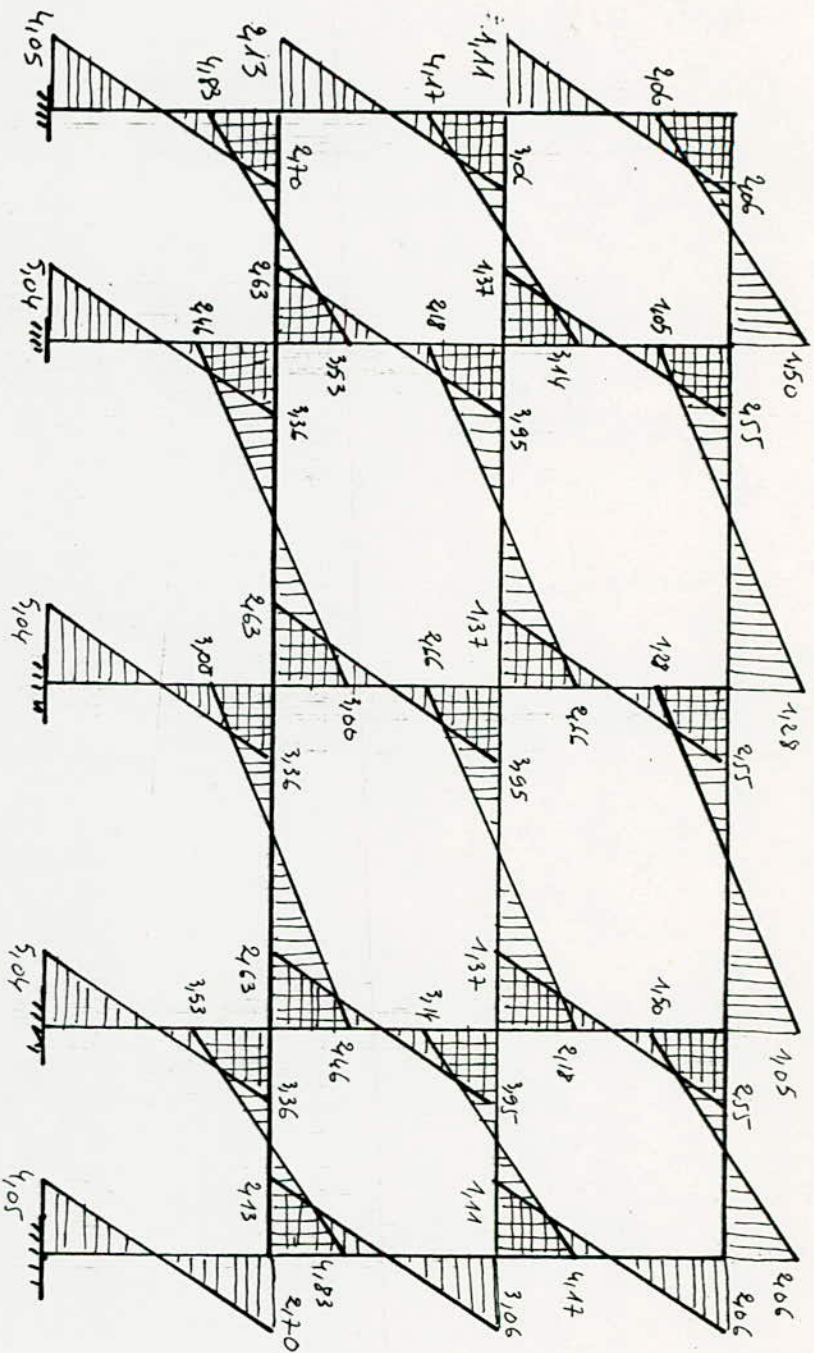
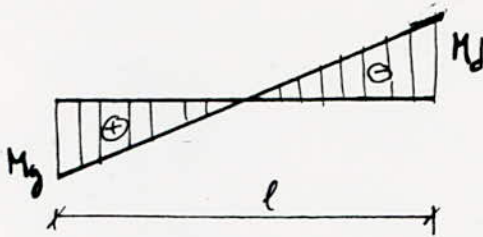


DIAGRAMME DES MOMENTS
SOUS les charges horizontales

" S_{IH} " →

Calcul des efforts tranchants

sous $\vec{S}IH$



l'équation des moments est linéaire

$$M_x = ax + b$$

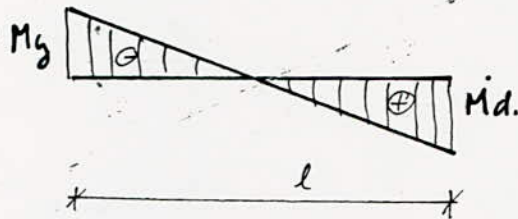
$$x=0 \rightarrow M_0 = b = M_g$$

$$x=l \rightarrow M_l = al + b = -M_d$$

$$\text{D'où } a = -\frac{M_g + M_d}{l}$$

$$\text{et donc } T = \frac{dM}{dx} = a = -\frac{M_g + M_d}{l}$$

sous $\vec{S}IH$



$$\rightarrow T = +\frac{M_g + M_d}{l}$$

tableau donnant les valeurs de T.

Niveau	travée	l (m)	M_g (t.m)	M_d (t.m)	$T_{\text{sous } \vec{S}IH}$ (t)	$T_{\text{sous } \vec{S}IH}$ (t)
4	1-2	2,75	2,06	1,50	-1,29	1,29
	2-3	4,10	1,05	1,28	-0,57	0,57
3	6-7	2,75	4,17	3,14	-2,66	2,66
	7-8	4,10	2,18	2,66	-1,18	1,18
2	11-12	2,75	4,83	3,53	-3,04	3,04
	12-13	4,10	2,46	3,00	-1,33	1,33

SOUS LES FORCES VERTICALES

le calcul sera fait avec la méthode de CAQUOT

Introduction: Pour le calcul des portiques soumis aux charges verticales on utilisera la méthode de CAQUOT exposé en annexe A du CCBA 68

Les portiques sont soumis :

- à leur poids propre.
- au poids propre des planchers qu'ils supportent
- aux charges transmises par les planchers
- aux surcharges significatives verticales.

On prendra pour chaque élément, la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison :

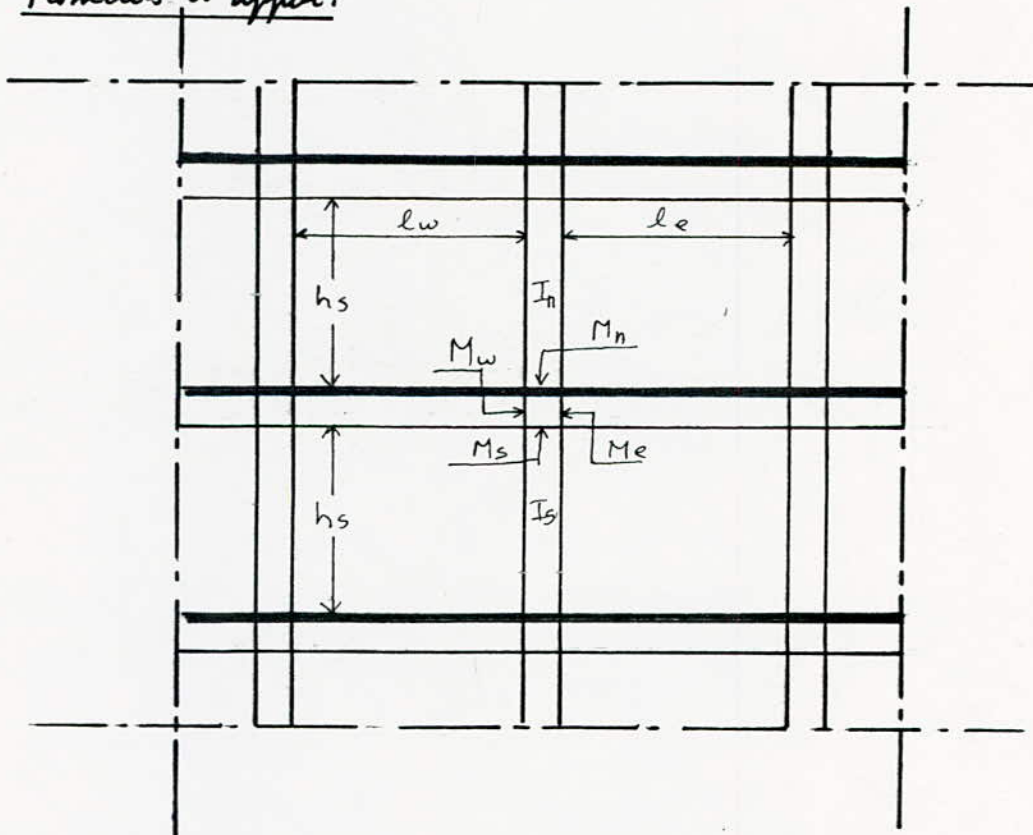
- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges
- de la sollicitation d'origine sismique.

Domaine d'application: Cette méthode est applicable essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associés à des hourdis.

La méthode exposé ci-après concerne uniquement les portées solidaires des poteaux qui les supportent

Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants
On néglige les déplacements horizontaux relatifs des planchers

Moments d'appui:



On évalue les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui (considérées comme sections dangereuses) sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud, en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré et de la résistance des tronçons inférieurs et supérieurs des poteaux aboutissant au nœud considéré.

De chaque côté des nœuds on détache des travées fictives l'_w et l'_e de même, on détache au dessus et au-dessous de chaque nœud des tronçons fictifs de poteaux de hauteurs h'_n et h'_s ayant les valeurs suivantes:

$$\begin{aligned} h'_n &= 0,9 h_n & \text{si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier étage} \\ h'_n &= 0,8 h_n & \text{dans tous les autres cas.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h'_s &= h_s & \text{si les poteaux sont articulés aux fondations} \\ h'_s &= 0,8 h_s & \text{dans tous les autres cas.} \end{aligned}$$

travées intermédiaires: l'_w et l'_e sont égales à:

$$l'_w = 0,8 l_w \quad \text{et} \quad l'_e = 0,8 l_e$$

Sur chaque travée la poutre est supposée avoir une section constante. On adopte les notations suivantes:

q_w : charge uniformément répartie sur la travée de gauche (q_e sur celle 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)

$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} + l'_w \sum k_w Q_w \quad M'_e = \frac{q_e l_e'^2}{8,5} + l'_e \sum k_e Q_e$$

A la page 141 du CCBA 68 on trouve les valeurs de k_w et k_e sur l'échelle fonctionnelle en fonction des rapports a_w/l_w pour k_w et a_e/l_e pour k_e .

$$\begin{aligned} \text{On pose: } k_w &= \frac{I_w}{l'_w}, \quad k_e = \frac{I_e}{l'_e}, \quad k_s = \frac{I_s}{h'_s}, \quad k_n = \frac{I_n}{h'_n} \\ \text{et } D &= k_w + k_e + k_s + k_n. \end{aligned}$$

On aura en valeur absolue:

$$M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right) \quad \text{Au nu de l'appui dans la travée de gauche}$$

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D} \quad \text{travée de droite}$$

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w) \quad \text{au nu inférieur des poteaux dans le poteau inférieur.}$$

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'e - M'w) \quad \text{Aussi supérieur des ponts dans le poteau supérieur.}$$

- Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs
- Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieure est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues $M'e$ et $M'w$.

La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé

Travées de rives: (Sans consoles)

Nœud de rive: $M_{e1} = M'e_1 \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$

$$M_{s1} = M'e_1 \left(\frac{K_{s1}}{D_1}\right)$$

$$M_{n1} = M'e_1 \left(\frac{K_{n1}}{D_1}\right)$$

Nœud intermédiaire: On prend $l'w_2 = \chi_1 l w_2$ avec

$$0,8 < \chi_1 < 1$$

$$\chi_1 = 0,8 \quad \text{pour } K_{n1} + K_{s1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$$

Moments dans les ponts: Pour déterminer les moments en travée, on tracera la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée L avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges. On prendra comme ligne de fermeture:

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.
- Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.

Dans chaque cas de charge, on supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les uns des autres.

Efforts tranchants dans les poteaux:

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux ponts continus en faisant état des moments de continuité déterminés précédemment. On tracera à partir des efforts tranchants d'appui le diagramme des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les surcharges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les uns des autres.

Moments dans les poteaux:

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h_n au-dessus du plancher et à h_s au-dessous du mur inférieur des pontes.

Efforts tranchants les poteaux - Efforts normaux dans les pontes.

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

Rq: les moments en travée dans les pontes sont déterminées seulement par les différents combinaisons

$$G + 1,2 P$$

$$G + \frac{P}{2} + 5 I K$$

$$G + \frac{P}{2} + 5 I H.$$

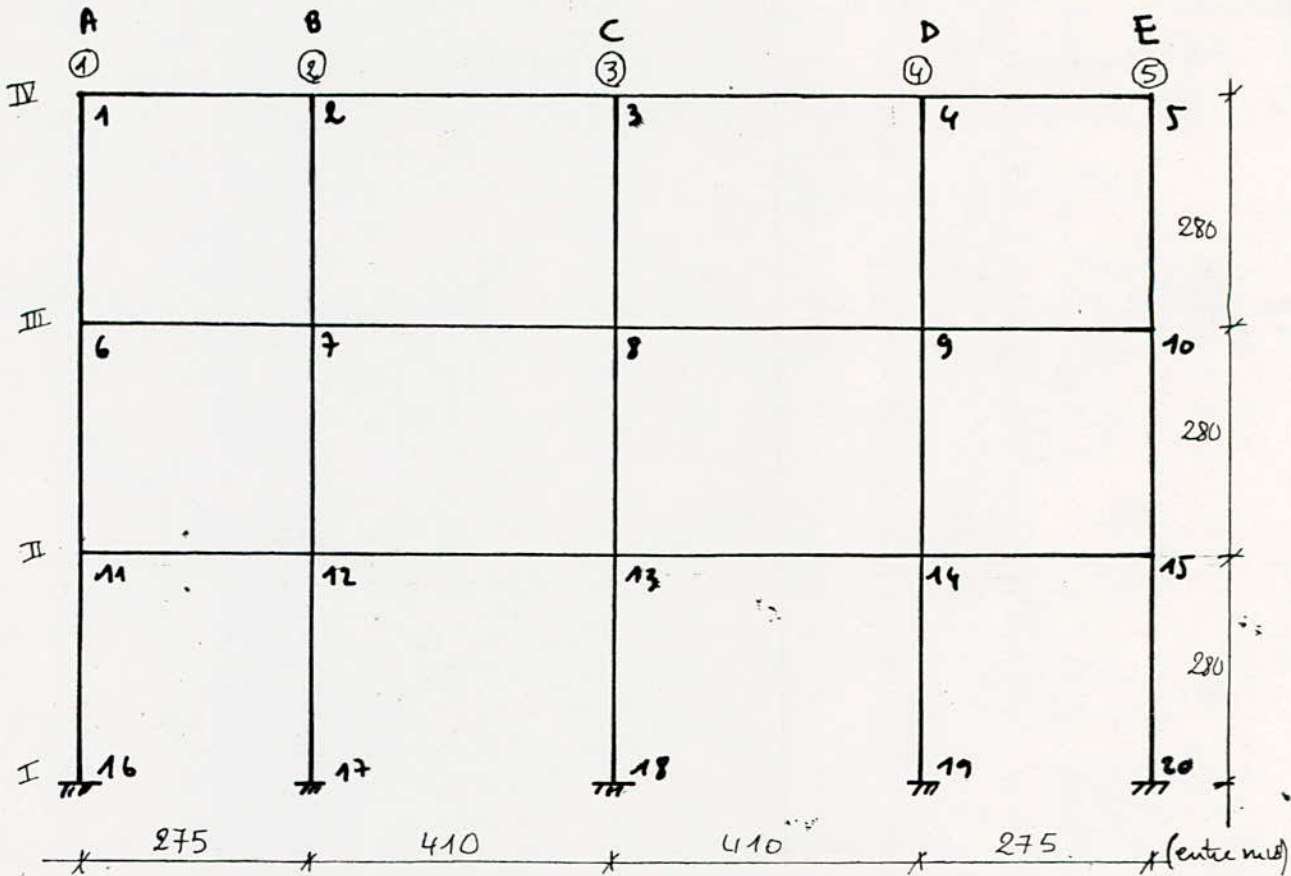
I_w : Moment d'inertie de la travée gauche.

I_e : Moment d'inertie de la travée droite

I_s : Moment d'inertie du poteau inférieur.

I_n : Moment d'inertie du poteau supérieur

ETUDE DU PORTIQUE LONGITUDINAL I-I



tous les poteaux ont la même section : 25 x 25
toutes les poutres ont la même section : 25 x 40

Les charges verticales sont données par le tableau suivant.

Niveau	G (t/ml)	P (t/ml)	SIV ↓ (t/ml)
IV	2,55	0,31	0,43
III	2,25	0,54	0,30
II	2,25	0,54	0,19
I	2,50	1,53	0,13

Le tableau qui suit regroupe toutes les caractéristiques géométriques nécessaires pour le calcul des moments aux nœuds pour les charges verticales.
Le calcul des moments sera mené sous forme de tableau.

NIVEAU	IV					III					II					I				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
NOEUD	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
R_w (m)	/	2,75	4,10	4,10	2,75	/	2,75	4,10	4,10	2,75	/	2,75	4,10	4,10	2,75	/	2,75	4,10	4,10	2,75
R_e (m)	2,15	4,10	4,10	2,75	/	2,75	4,10	4,10	2,75	/	2,75	4,10	4,10	2,75	/	2,75	4,10	4,10	2,75	/
h_n (m)	/	/	/	/	/	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80
h_s (m)	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,90	2,90	/	/	/	/	/
I_w ($10^{-4} m^4$)	/	43,3	43,3	43,3	43,3	/	43,3	43,3	43,3	43,3	/	43,3	43,3	43,3	43,3	/	43,3	43,3	43,3	43,3
I_e ($10^{-4} m^4$)	13,3	43,3	43,3	43,3	/	43,3	43,3	43,3	43,3	/	43,3	43,3	43,3	43,3	/	43,3	43,3	43,3	43,3	/
I_n ($10^{-4} m^4$)	/	/	/	/	/	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
I_s ($10^{-4} m^4$)	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	/	/	/	/	/
E'_w (m)	/	2,66	3,28	3,28	2,20	/	2,57	3,28	3,28	2,20	/	4,58	3,28	3,28	2,10	/	2,67	3,28	3,28	2,20
E'_e (m)	2,20	3,28	3,28	3,20	/	2,20	3,28	3,28	2,20	/	2,20	3,28	3,28	2,10	/	2,20	3,28	3,28	2,20	/
h_n (m)	/	/	/	/	/	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24
h'_s (m)	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	/	/	/	/	/
K_w ($10^4 m^2$)	/	5,00	4,05	4,05	6,05	/	5,16	4,05	4,05	6,05	/	5,16	4,05	4,05	6,05	/	4,98	4,05	4,05	6,05
K_e ($10^4 m^3$)	6,05	4,05	4,05	6,05	/	6,05	4,05	4,05	6,05	/	6,05	4,05	4,05	6,05	/	6,05	4,05	4,05	6,05	/
K_n ($10^4 m^3$)	/	/	/	/	/	4,29	4,29	4,29	4,29	4,29	4,46	4,45	4,45	4,45	4,45	4,46	4,45	4,45	4,45	4,45
K_s ($10^4 m^3$)	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	/	/	/	/	/
D ($10^4 m^3$)	7,50	10,50	9,65	11,55	7,50	8,79	11,95	10,84	12,84	8,79	8,79	11,95	10,84	12,84	8,79	7,84	10,32	9,39	4,45	7,34

Caractéristiques géométriques du portique longitudinal I-I

MOMENTS AUX APPUIS SOUS G

Niveau	Noeud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M'_w (t.m)	M'_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_h (t.m)	M_s (t.m)
	1	/	2,55	/	1,45	/	0,28	/	0,28
	2	2,55	2,55	2,12	3,23	2,65	2,80	/	0,15
IV	3	2,55	2,55	3,23	3,23	3,23	3,23	/	/
	4	2,55	2,55	3,23	1,45	2,61	2,38	/	0,22
	5	2,55	/	1,45	/	0,28	/	/	0,28
	1	/	2,25	/	1,28	/	0,40	0,19	0,21
	2	2,25	2,25	1,76	2,85	2,23	2,48	0,12	0,13
III	3	2,25	2,25	2,85	2,85	2,85	2,85	/	/
	4	2,25	2,25	2,85	1,28	2,35	2,02	0,16	0,18
	5	2,25	/	1,28	/	0,40	/	0,19	0,21
	1	/	2,25	/	1,28	/	0,40	0,18	0,21
	2	2,25	2,25	1,76	2,85	2,23	2,48	0,12	0,13
II	3	2,25	2,25	2,85	2,85	2,85	2,85	/	/
	4	2,25	2,25	2,85	1,28	2,35	2,02	0,16	0,18
	5	2,25	/	1,28	/	0,40	/	0,19	0,21
	1	/	2,50	/	1,42	/	0,25	0,25	/
	2	2,50	2,50	2,10	3,16	2,61	2,74	0,13	/
I	3	2,50	2,50	3,16	3,16	3,16	3,16	/	/
	4	2,50	2,50	3,16	1,42	2,54	2,34	0,20	/
	5	2,50	/	1,42	/	0,25	/	0,25	/

MOMENTS AUX APPUIS SOUS P.

Niveau	Noeud	q_w (t/m)	q_c (t/m)	M'_w (t.m)	M'_c (t.m)	M_w (t.m)	M_c (t.m)	M_h (t.m)	M_s (t.m)
IV	1	/	0,31	/	0,18	/	0,03	/	0,03
	2	0,31	0,31	0,26	0,35	0,32	0,34	/	0,02
	3	0,31	0,31	0,39	0,39	0,39	0,39	/	/
	4	0,31	0,31	0,39	0,18	0,32	0,29	/	0,03
	5	0,31	/	0,18	/	0,03	/	/	0,03
III	1	/	0,54	/	0,31	/	0,10	0,05	0,06
	2	0,54	0,54	0,42	0,68	0,53	0,48	0,03	0,03
	3	0,54	0,54	0,68	0,68	0,68	0,68	/	/
	4	0,54	0,54	0,68	0,31	0,56	0,48	0,04	0,04
	5	0,54	/	0,31	/	0,10	/	0,05	0,06
II	1	/	0,54	/	0,31	/	0,10	0,05	0,06
	2	0,54	0,54	0,42	0,68	0,53	0,48	0,03	0,03
	3	0,54	0,54	0,68	0,68	0,68	0,68	/	/
	4	0,54	0,54	0,68	0,31	0,56	0,48	0,04	0,04
	5	0,54	/	0,31	/	0,10	/	0,05	0,06
I	1	/	1,53	/	0,84	/	0,15	0,15	/
	2	1,53	1,53	1,24	1,86	1,54	1,62	0,085	/
	3	1,53	1,53	1,86	1,86	1,86	1,86	/	/
	4	1,53	1,53	1,86	0,84	1,50	1,38	0,115	/
	5	1,53	/	0,84	/	0,15	/	0,15	/

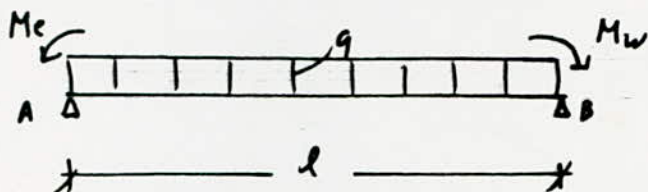
MOMENTS AUX APPUIS SOUS SIV

Niveau	Noeud	q_w (t/m)	q_s (t/m)	M_w' (t.m)	M_e' (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_H (t.m)	M_S (t.m)
IV	1	/	0,43	/	0,24	/	0,05	/	0,041
	2	0,43	0,43	0,36	0,54	0,45	0,47	/	0,025
	3	0,43	0,43	0,54	0,54	0,54	0,54	/	/
	4	0,43	0,43	0,54	0,24	0,43	0,40	/	0,037
	5	0,43	/	0,24	/	0,05	/	/	0,046
III	1	/	0,30	/	0,17	/	0,05	0,023	0,028
	2	0,30	0,30	0,23	0,38	0,29	0,33	0,016	0,018
	3	0,30	0,30	0,38	0,38	0,38	0,38	/	/
	4	0,30	0,30	0,38	0,17	0,31	0,27	0,02	0,024
	5	0,30	/	0,17	/	0,05	/	0,023	0,028
II	1	/	0,19	/	0,11	/	0,03	0,016	0,018
	2	0,19	0,19	0,15	0,24	0,19	0,21	0,009	0,01
	3	0,19	0,19	0,24	0,24	0,24	0,24	/	/
	4	0,19	0,19	0,24	0,11	0,20	0,17	0,013	0,015
	5	0,19	/	0,11	/	0,03	/	0,016	0,018
I	1	/	0,13	/	0,07	/	0,01	0,012	/
	2	0,13	0,13	0,11	0,16	0,13	0,14	0,006	/
	3	0,13	0,13	0,16	0,16	0,16	0,16	/	/
	4	0,13	0,13	0,16	0,07	0,13	0,12	0,01	/
	5	0,13	/	0,07	/	0,01	/	0,012	/

CALCUL DES EFFORTS TRACHANTS

DANS LES POUTRES

On détermine l'expression de l'effort tranchant en considérant la travée indépendante avec les moments de continuité et la charge q (CCBA 68 annexe A)



$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A l - M_e + M_w - q \frac{l^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

D'où l'expression de l'effort tranchant.

$$T_x = R_A - q x = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - q x.$$

$$T = 0 \Rightarrow \frac{q l}{2} - q x + \frac{M_e - M_w}{l} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Dans le calcul de l'effort tranchant, on ne fait pas état des efforts normaux dans les poutres ni des efforts tranchants dans les poteaux.

efforts tranchants aux appuis:

$$x = 0 \rightarrow T = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{q l}{2}.$$

$$x = l \rightarrow T = \frac{M_e - M_w}{l} - \frac{q l}{2}.$$

EFFORTS TRANCHANTS SOUS G

Niveau	travée	l (m)	q (t/m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	T _(x=0) (t)	t _{x=l} (t)
IV	1-2	2,75	2,55	0,28	2,65	2,64	-4,37
	2-3	4,10	2,55	2,80	3,23	5,12	-5,33
	3-4	4,10	2,55	3,23	2,61	5,37	-5,08
	4-5	2,75	2,55	2,38	0,28	4,26	-2,74
III	1-2	2,75	2,25	0,40	2,23	2,42	-3,76
	2-3	4,10	2,25	2,48	2,85	4,52	-4,70
	3-4	4,10	2,25	2,85	2,35	4,73	-4,49
	4-5	2,75	2,25	2,02	0,40	3,68	-2,50
II	1-2	2,75	2,25	0,40	2,23	2,42	-3,76
	2-3	4,10	2,25	2,48	2,85	4,52	-4,70
	3-4	4,10	2,25	2,85	2,35	4,73	-4,49
	4-5	2,75	2,25	2,02	0,40	3,68	-2,50
I	1-2	2,75	2,50	0,25	2,61	2,58	-4,30
	2-3	4,10	2,50	2,74	3,16	5,02	-5,23
	3-4	4,10	2,50	3,16	2,54	5,28	-4,97
	4-5	2,75	2,50	2,34	0,25	4,20	-2,68

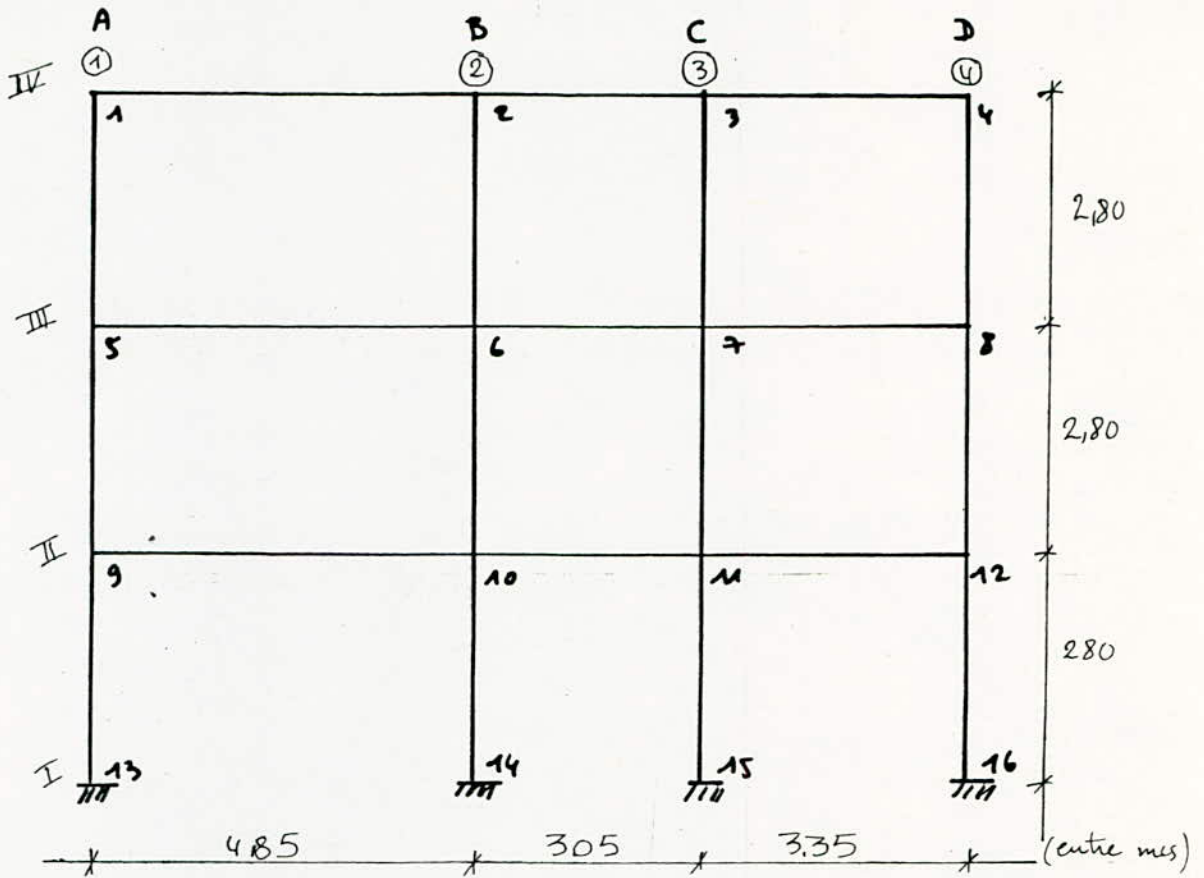
EFFORTS TRANCHANTS SOUS P

Niveau	travée	l (m)	q (t/m)	Me (t.m)	Mw (t.m)	T _{x=0} (t)	T _{x=l} (t)
IV	1-2	2,75	0,31	0,03	0,32	0,32	-0,53
	2-3	4,10	0,31	0,34	0,39	0,62	-0,65
	3-4	4,10	0,31	0,39	0,32	0,65	-0,62
	4-5	2,75	0,31	0,29	0,03	0,52	-0,33
III	1-2	2,75	0,54	0,10	0,53	0,59	-0,90
	2-3	4,10	0,54	0,48	0,68	1,06	-1,16
	3-4	4,10	0,54	0,68	0,56	1,14	-1,08
	4-5	2,75	0,54	0,48	0,10	0,88	-0,60
II	1-2	2,75	0,54	0,10	0,53	0,59	-0,90
	2-3	4,10	0,54	0,48	0,68	1,06	-1,16
	3-4	4,10	0,54	0,68	0,56	1,14	-1,08
	4-5	2,75	0,54	0,48	0,10	0,86	-0,60
I	1-2	2,75	1,53	0,15	1,54	1,60	-2,61
	2-3	4,10	1,53	1,62	1,86	3,08	-3,20
	3-4	4,10	1,53	1,86	1,50	3,22	-3,05
	4-5	2,75	1,53	1,38	0,15	2,55	-1,66

EFFORTS TRANCHANTS SOUS SIV

Niveau	travée	l (m)	q (t/m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	T _{x=0} (t)	T _{x=l} (t)
IV	1-2	2,75	0,43	0,05	0,45	0,45	-0,74
	2-3	4,10	0,43	0,47	0,54	0,86	-0,90
	3-4	4,10	0,43	0,54	0,43	0,91	-0,85
	4-5	2,75	0,43	0,40	0,05	0,72	-0,46
III	1-2	2,75	0,30	0,05	0,29	0,33	-0,50
	2-3	4,10	0,30	0,33	0,38	0,60	-0,63
	3-4	4,10	0,30	0,38	0,31	0,63	-0,60
	4-5	2,75	0,30	0,27	0,05	0,49	-0,33
II	1-2	2,75	0,19	0,03	0,19	0,20	-0,32
	2-3	4,10	0,19	0,21	0,24	0,38	-0,40
	3-4	4,10	0,19	0,24	0,20	0,40	-0,38
	4-5	2,75	0,19	0,17	0,03	0,31	-0,21
I	1-2	2,75	0,13	0,01	0,13	0,14	-0,22
	2-3	4,10	0,13	0,14	0,16	0,26	-0,27
	3-4	4,10	0,13	0,16	0,13	0,27	-0,26
	4-5	2,75	0,13	0,12	0,01	0,22	-0,14

ETUDE DU PORTIQUE TRANSVERSAL II-II



tous les poteaux ont même section : 25 x 25.
toutes les poutres ont même section : 25 x 40.

Les charges verticales sont données par le tableau suivant :

Niveau	G (t/m)	P (t/m)	SIV↓ (t/m)
IV	2,74	0,37	0,46
III	2,49	0,64	0,32
II	2,49	0,64	0,22
I	2,82	1,84	0,13

Caractéristiques géométriques du portique transversal II-II

Niveau	IV				III				II				I			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
e_w (m)	/	4,85	3,05	3,35	/	4,85	3,05	3,35	/	4,85	3,05	3,35	/	4,85	3,05	3,35
e_e (m)	4,85	3,05	3,35	/	4,85	3,05	3,35	/	4,85	3,05	3,35	/	4,85	3,05	3,35	/
h_n (m)	/	/	/	/	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80
h_s (m)	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	/	/	/	/
I_w $10^{-4} m^4$	/	13,3	13,3	13,3	/	13,3	13,3	13,3	/	13,3	13,3	13,3	/	13,3	13,3	13,3
I_e $10^{-4} m^4$	13,3	13,3	13,3	/	13,3	13,3	13,3	/	13,3	13,3	13,3	/	13,3	13,3	13,3	/
I_n $10^{-4} m^4$	/	/	/	/	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
I_s $10^{-4} m^4$	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	/	/	/	/
e'_w (m)	/	4,58	2,44	2,84	/	4,33	2,44	2,84	/	4,30	2,44	2,84	/	4,58	2,44	2,84
e'_e (m)	3,28	2,44	2,84	/	3,28	2,44	2,84	/	3,28	2,44	2,84	/	3,28	2,44	2,84	/
h'_n (m)	/	/	/	/	2,52	2,52	2,52	2,52	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24
h'_s (m)	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	2,24	/	/	/	/
K_w $10^{-4} m^3$	/	2,90	5,45	4,68	/	3,07	5,45	4,68	/	3,09	5,45	4,68	/	2,90	5,45	4,68
K_e $10^{-4} m^3$	3,43	5,45	4,68	/	3,43	5,45	4,68	/	3,43	5,45	4,68	/	3,43	5,45	4,68	/
K_n $10^{-4} m^3$	/	/	/	/	1,29	1,29	1,29	1,29	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
K_s $10^{-4} m^3$	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	/	/	/	/
D $10^{-4} m^3$	4,88	9,80	11,58	6,13	6,17	11,26	12,87	7,42	6,33	11,44	13,03	7,58	4,88	9,80	11,58	6,13

MOMENTS AUX APPUIS SOUS G

Niveau	Nœud	q_w (t/m)	q_c (t/m)	M'_w (t.m)	M'_c (t.m)	M_w (t.m)	M_c (t.m)	M_h (t.m)	M_s (t.m)
IV	1	/	2,74	/	4,85	/	1,44	/	0,69
	2	2,74	2,74	6,76	1,91	5,32	4,61	/	2,72
	3	2,74	2,74	1,91	2,60	2,23	2,32	/	0,086
	4	2,74	/	2,60	/	0,42	/	/	0,62
III	1	/	2,49	/	4,41	/	1,96	0,92	1,04
	2	2,49	2,49	5,49	1,74	4,42	3,56	0,43	0,48
	3	2,49	2,49	1,74	2,36	2,00	2,13	0,06	0,067
	4	2,49	/	2,36	/	0,87	/	0,41	0,46
II	1	/	2,49	/	4,41	/	2,02	1,01	1,01
	2	2,49	2,49	5,42	1,74	4,43	3,49	0,47	0,47
	3	2,49	2,49	1,74	2,36	2,00	2,14	0,069	0,069
	4	2,49	/	2,36	/	0,90	/	0,45	0,45
I	1	/	2,82	/	4,99	/	1,48	1,48	/
	2	2,82	2,82	6,96	1,98	5,19	4,75	0,74	/
	3	2,82	2,82	1,98	2,68	2,31	2,40	0,088	/
	4	2,82	/	2,68	/	0,63	/	0,63	/

MOMENTS AUX APPUIS SOUS P

Niveau	Noend	q_w (t/m)	q_c (t/m)	M_w (t.m)	M_c (t.m)	M_w (t.m)	M_c (t.m)	M_u (t.m)	M_s (t.m)
IV	1	/	0,37	/	0,65	/	0,19	/	0,19
	2	0,37	0,37	0,91	0,29	0,73	0,63	/	0,092
	3	0,37	0,37	0,26	0,35	0,30	0,31	/	0,041
	4	0,37	/	0,35	/	0,08	/	/	0,083
III	1	/	0,64	/	1,13	/	0,50	0,24	0,27
	2	0,64	0,64	1,41	0,45	1,15	0,91	0,11	0,12
	3	0,64	0,64	0,45	0,61	0,52	0,55	0,016	0,018
	4	0,64	/	0,61	/	0,22	/	0,11	0,12
II	1	/	0,64	/	1,13	/	0,52	0,26	0,26
	2	0,64	0,64	1,39	0,45	1,14	0,90	0,12	0,12
	3	0,64	0,64	0,45	0,61	0,52	0,55	0,018	0,018
	4	0,64	/	0,61	/	0,23	/	0,12	0,12
I	1	/	1,84	/	3,26	/	0,97	0,97	/
	2	1,84	1,84	4,54	1,29	3,58	3,10	0,48	/
	3	1,84	1,84	1,29	1,75	1,51	1,56	0,058	/
	4	1,84	/	1,75	/	0,41	/	0,41	/

EFFORTS TRANCHANTS SOUS G

Niveau	travée	l (m)	q (t/m)	M _e (t.m)	M _w (t.m)	T _{x=0} (t)	T _{x=l} (t)
IV	1-2	4,85	2,74	1,44	5,32	5,84	-7,44
	2-3	3,05	2,74	4,61	2,23	4,96	-3,40
	3-4	3,35	2,74	2,32	0,62	5,10	-4,08
III	1-2	4,85	2,49	1,96	4,17	5,52	-6,56
	2-3	3,05	2,49	3,56	2,00	4,31	-3,29
	3-4	3,35	2,49	2,13	0,87	4,55	-3,79
II	1-2	4,85	2,49	2,02	4,43	5,54	-6,54
	2-3	3,05	2,49	3,49	2,00	4,29	-3,31
	3-4	3,35	2,49	2,14	0,90	4,54	-3,80
I	1-2	4,85	2,82	1,48	5,49	6,01	-7,62
	2-3	3,05	2,82	4,75	2,31	5,10	-3,50
	3-4	3,35	2,82	2,40	0,63	5,25	-4,20

EFFORTS TRANCHANTS SOUS P

Niveau	travée	l (m)	q (t/m)	M _e (t/m)	M _w (t/m)	T _{exo} (t)	T _{exop} (t)
IV	1-2	4,85	0,37	0,19	0,77	0,79	-1,01
	2-3	3,05	0,37	0,63	0,30	0,67	-0,46
	3-4	3,35	0,37	0,31	0,08	1,31	-1,17
III	1-2	4,85	0,64	0,51	1,15	1,42	-1,68
	2-3	3,05	0,64	0,91	0,52	1,10	-0,85
	3-4	3,35	0,64	0,55	0,22	1,77	0,97
II	1-2	4,85	0,64	0,52	1,15	1,42	-1,68
	2-3	3,05	0,64	0,90	0,52	1,10	-0,85
	3-4	3,35	0,64	0,55	0,23	1,17	-0,98
I	1-2	4,85	1,84	0,97	3,58	3,92	-5,00
	2-3	3,05	1,84	3,10	1,51	3,33	-2,28
	3-4	3,35	1,84	1,56	0,41	3,43	-2,74

Superpositions des différentes sollicitations.

On prendra en compte dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, de résistance et à la stabilité de forme les sollicitations pondérées suivantes :

en notant :

- G : la sollicitation due à la charge permanente.
- P : " " " aux surcharges d'exploitation y compris les majorations éventuelles pour effet dynamique.
- V : la sollicitation due aux surcharges climatiques normales.
- W : " " " " " " " extrêmes
- T : " " " " effets de température et de retrait.
- SI : " " " " séismes.

les sollicitations totales du 1^{er} genre : (pondérées)

$$S_1 = G + 1,2P + T$$

$$S_1' = G + P + V + T$$

les sollicitations totales du 2^e genre : (pondérées)

$$S_2 = G + 1,2P + 1,5V + T$$

$$S_2' = G + P + \delta_w W + T$$

δ_w : dépend des surcharges d'exploitation.

$$S_2'' = G + P + T + SI$$

- Pour notre bâtiment, les effets du retrait et de température sont négligés du fait qu'il y a un joint de dilatation prévu dans le bâtiment
- Notre bâtiment est de hauteur faible (R+2), les effets du vent sont négligés devant ceux développés par les surcharges pesantes d'exploitation.
- la sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre à considérer sera :
 $G + 1,2P$
- la sollicitation totale pondérée du 2^e genre à considérer sera :
 $G + P + SI$
- Les effets des séismes horizontals et vertical seront considérés simultanément et avec la totalité des surcharges d'exploitation
- Pour les poteaux, on prendra une combinaison qui nous donnera un effort normal minimal (ou un effort de traction s'il existe) et une autre combinaison qui nous donnera un effort normal maximal.
- Les efforts défavorables sont donc donnés par la plus défavorable des combinaisons suivantes :

$$S_1 = G + 1,2P$$

$$S_2 = G + P/5 + SIV + SIIH.$$

$$S_3 = G + P + SIV + SIIH.$$

Moments en travée:

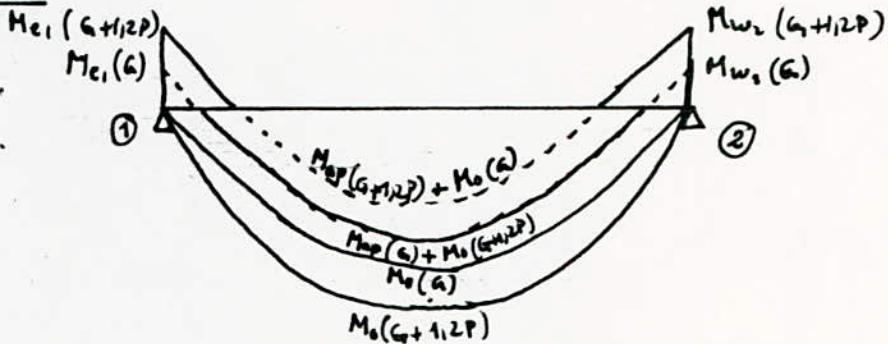
Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée (isostatique) indépendante complète de portée (l) avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges.

Puis on prend comme ligne de fermeture:

- pour les moments positifs celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeurs absolues.
- pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.

Ceci dans chaque cas de charges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les uns des autres.

Exemple:



On se propose de calculer le moment en travée sous: \$S_1 (x+1,2P)\$
 On calculera d'abord le moment isostatique \$M_o\$ sous: \$S_1 (x+1,2P)\$
 le moment en travée est donné par:

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

Le moment en appui sera:

$$M_{ap} = M(x) + M(1,2P)$$

Moments entravée sous les différentes
combinaisons du portique longitudinal I-I

Niveau	4				3				2				1				
<i>travée</i> <i>Sollicitation</i>	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	
$\frac{K+M_0}{2}$	1,47	3,02	4,92	1,33	1,32	2,67	2,60	1,21	1,32	2,67	2,60	1,21	1,43	2,95	2,85	1,30	
G+1,EP	q	2,92	2,92	2,92	2,92	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	2,90	4,34	4,34	4,34	4,34
	M ₀	2,76	6,14	6,14	2,76	2,74	6,09	6,09	2,74	2,74	6,09	6,09	2,74	4,10	9,12	9,12	4,10
	M _t	1,29	3,22	3,22	1,43	1,42	3,42	3,42	1,53	1,42	3,42	3,42	1,53	2,67	6,17	6,27	2,80
G + SIV ↓ G + P/5	q	3,04	3,04	3,04	3,04	2,66	2,66	2,66	2,66	2,55	2,55	2,55	2,55	2,94	2,94	2,94	2,94
	M ₀	2,87	6,39	6,39	2,87	2,51	5,59	5,59	2,51	2,63	5,34	5,34	2,63	2,78	6,18	6,18	2,78
	M _t	1,40	3,37	3,47	1,54	1,19	2,92	2,99	1,30	1,31	2,67	2,74	1,42	1,35	3,23	3,33	1,48
G + P/5 + SIV ↑	q	2,18	2,18	2,18	2,18	2,06	2,06	2,06	2,06	2,17	2,17	2,17	2,17	2,68	2,68	2,68	2,68
	M ₀	2,06	4,58	4,58	2,06	1,95	4,33	4,33	1,95	2,05	4,56	4,56	2,05	2,53	5,63	5,63	2,53
	M _t	0,79	1,56	1,66	0,73	0,63	1,66	1,73	0,74	0,73	1,89	1,86	0,84	1,10	2,63	2,78	1,23
G + P + SIV ↓	q	3,29	3,29	3,29	3,29	3,09	3,09	3,09	3,09	2,98	2,98	2,98	2,98	4,16	4,16	4,16	4,16
	M ₀	3,11	6,91	6,91	3,11	2,92	6,49	6,49	2,92	2,82	6,26	6,26	2,82	3,93	8,74	8,74	3,93
	M _t	1,64	3,89	3,99	1,78	1,60	3,82	3,89	1,71	1,50	3,59	3,66	1,61	2,50	5,79	5,89	2,63
G + P + SIV ↑	q	2,43	2,43	2,43	2,43	2,49	2,49	2,49	2,49	2,60	2,60	2,60	2,60	3,90	3,90	3,90	3,90
	M ₀	2,30	5,11	5,11	2,30	2,35	5,23	5,23	2,35	2,46	5,46	5,46	2,46	3,67	8,19	8,19	3,67
	M _t	0,83	2,09	2,19	0,87	1,03	2,56	2,63	1,14	1,14	2,79	2,86	1,25	5,24	5,24	5,34	3,37

Moments flechissants dans les poutres du portique Longitudinal I-I

Niveau	4				3				2				1				
<i>travée sollicitée</i>	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	
G	M _e	-0,28	-0,20	-0,23	-0,26	-0,40	-0,48	-0,25	-0,40	-0,48	-0,25	-0,40	-0,25	-0,24	-0,16	-0,14	
	M _w	-2,65	-3,23	-2,61	-0,28	-2,28	-0,25	-2,35	-0,40	-2,23	-2,28	-2,30	-0,40	-2,61	-3,16	-2,56	-0,25
P	M _e	-0,03	-0,34	-0,39	-0,29	-0,10	-0,48	-0,48	-0,48	-0,10	-0,48	-0,68	-0,48	-0,15	-1,42	-1,26	-1,28
	M _w	-0,32	-0,29	-0,32	-0,03	-0,53	-0,68	-0,56	-0,10	-0,53	-0,68	-0,56	-0,10	-1,54	-1,86	-1,50	-0,15
SIV (↓)	M _e	-0,05 (+)	-0,47 (+)	-0,54 (+)	-0,40 (+)	-0,05 (+)	-0,33 (+)	-0,33 (+)	-0,27 (+)	0,03 (+)	-0,31 (+)	-0,24 (+)	-0,17 (+)	-0,01 (+)	-0,14 (+)	-0,16 (+)	-0,12 (+)
	M _v	-0,65 (+)	-0,54 (+)	-0,43 (+)	-0,05 (+)	-0,29 (+)	-0,38 (+)	-0,34 (+)	-0,05 (+)	-0,19 (+)	-0,24 (+)	-0,20 (+)	-0,03 (+)	-0,13 (+)	-0,16 (+)	-0,13 (+)	-0,01 (+)
SII (←)	M _e	2,06 (-)	1,05 (-)	1,28 (-)	1,50 (+)	4,17 (-)	2,18 (-)	2,66 (-)	3,14 (-)	4,83 (-)	2,40 (-)	3,00 (-)	3,53 (-)	4,05 (-)	2,07 (-)	2,52 (-)	2,27 (-)
	M _w	-1,50 (+)	-1,28 (+)	-1,05 (+)	-2,06 (+)	-3,14 (+)	-2,66 (+)	-2,18 (+)	-4,77 (+)	-3,53 (+)	-3,00 (+)	-2,40 (+)	-4,83 (+)	-3,97 (+)	-2,52 (-)	-2,07 (-)	-4,05 (+)
G + 1,2P	M _e	-0,32	-3,21	-3,70	-2,73	-0,52	-3,06	-3,67	-2,60	-0,52	-3,06	-3,67	-2,60	-0,43	-4,24	-5,39	2,51
	M _t	1,29	3,72	3,22	1,43	1,42	3,42	3,49	1,53	1,42	3,42	3,49	1,53	2,67	6,77	6,27	2,80
	M _w	-3,04	-3,70	-2,99	-0,32	-2,27	-3,67	-3,02	-0,52	-2,27	-3,67	-3,02	-0,52	-4,46	-5,39	-4,74	-0,43
↑ SIV + SII G + 1,5P	M _e	1,72	-2,29	2,57	-1,34	3,70	-0,73	-0,71	0,75	4,38	-0,33	-0,23	1,24	3,76	-4,3	-1,77	0,23
	M _t	1,40	3,37	3,47	1,54	1,19	2,92	2,99	1,30	1,31	2,67	2,74	1,42	1,35	3,23	3,33	1,48
	M _w	-4,66	-5,13	-4,75	-2,40	-5,77	-6,03	-4,85	-4,64	-6,06	-6,23	-5,12	-5,28	-6,02	-6,21	-5,04	-4,74
↑ SIV + SII G + 1,2P + 1,5P	M _e	-2,40	-4,39	-5,19	-4,34	-4,64	-5,09	-6,07	-5,23	-5,28	-5,25	-6,23	-5,82	-4,34	-5,22	-6,21	-5,71
	M _t	1,40	3,37	3,47	1,54	1,19	2,92	2,99	1,30	1,31	2,67	2,74	1,42	1,35	3,23	3,33	1,48
	M _w	-1,66	-2,57	-2,05	1,72	0,51	-0,71	-0,59	3,70	1,00	-0,73	-0,20	4,38	-0,08	-1,17	-0,90	3,76
↑ SIV + SII G + 1,5P + 1,2P	M _e	1,82	-1,35	-1,49	-0,54	3,80	-0,07	0,05	1,29	4,44	0,09	0,25	1,58	3,78	-0,85	-0,85	0,47
	M _t	0,59	1,56	1,66	0,73	0,63	1,66	1,73	0,74	0,73	1,87	1,96	0,84	1,10	2,63	2,78	1,23
	M _w	-3,76	-4,05	-3,29	-2,30	-5,19	-5,27	-4,33	-4,54	-5,28	-5,75	-4,72	-5,22	-5,76	-5,89	-4,78	-4,32

Suite du tableau à la page suivante.

Niveau	4				3				2				1				
travée Solidité	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	
$HIS + VIS + \frac{S}{2} + G$	Me	-2,30	-2,47	-4,05	-3,54	-4,54	-4,43	-5,27	-4,69	-5,22	-4,83	-5,75	-5,48	-4,32	-4,99	-5,89	-5,47
	Mt	0,59	1,56	1,66	0,73	0,63	1,66	1,73	0,74	0,73	1,89	1,96	0,84	1,10	2,63	2,78	1,23
	Mw	-0,76	-1,49	-1,19	1,82	1,09	0,05	0,03	3,80	1,38	0,25	0,20	4,44	0,18	-0,85	-0,44	3,78
$HIS + VIS + \frac{S}{2} + G$	Me	1,70	-2,56	-2,88	-1,57	3,62	-1,11	-1,25	0,37	4,30	-0,71	-0,77	0,86	3,64	-2,43	-1,66	-0,87
	Mt	1,64	3,89	3,99	1,78	1,60	3,82	3,89	1,71	1,50	3,59	3,66	1,61	2,50	5,79	5,89	2,63
	Mw	-4,92	-5,84	-4,41	-2,42	-6,19	6,57	-5,40	-4,72	-6,68	-6,77	-5,57	-5,36	-7,25	-7,70	-6,24	-4,46
$HIS + VIS + \frac{S}{2} + G$	Me	-2,42	-4,66	-5,44	-4,57	-4,72	-5,47	-6,57	-5,71	-5,36	-5,63	-6,77	-6,20	-4,46	-6,57	-7,70	-6,87
	Mt	1,64	3,89	3,99	1,78	1,60	3,72	3,89	1,71	1,50	3,59	3,66	1,61	2,50	5,79	5,89	2,63
	Mw	-4,92	-2,88	-2,31	1,70	0,09	-1,25	-1,04	3,62	0,58	-0,77	-0,65	4,30	-1,71	-2,66	-2,10	3,64
$HIS + VIS + \frac{S}{2} + G$	Me	1,80	-1,62	-1,80	-0,77	3,72	-0,45	-0,49	0,91	4,36	-0,29	-0,29	1,20	3,66	-2,15	-2,34	-0,63
	Mt	0,83	2,09	4,19	0,97	1,03	2,56	2,63	1,14	1,14	2,79	2,86	1,25	2,24	5,24	5,34	2,57
	Mw	-4,02	-4,36	-3,55	-2,92	-5,61	-5,81	-4,78	-4,62	-4,10	-6,29	-5,17	-5,30	-6,49	-7,38	-5,98	-4,44
$HIS + VIS + \frac{S}{2} + G$	Me	-2,32	-3,72	-4,36	-3,77	-4,62	-4,81	-5,71	-5,37	-5,20	-5,21	-6,29	-5,86	-4,44	-6,29	-7,38	-6,57
	Mt	0,83	2,09	4,19	0,97	1,03	2,56	2,63	1,14	1,14	2,79	2,86	1,25	2,24	5,24	5,34	2,57
	Mw	-1,02	-2,80	-1,45	1,80	0,67	-0,49	-0,42	3,72	2,96	-0,29	-0,25	4,36	-1,05	-2,34	-1,84	3,66

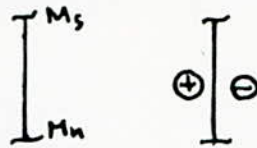
Efforts tranchants dans les pontons du pontage longitudinal
I - I

Niveau	4				3				2				1				
tranchée sublicée	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	
G	Te	2,64	5,12	5,37	4,26	2,42	6,82	4,73	3,68	2,42	4,52	4,73	3,68	2,58	5,02	5,28	4,20
	Tw	-4,37	-5,33	-5,08	-2,74	-3,26	-4,70	-4,69	-2,50	-3,26	-4,70	-4,49	-2,50	-4,30	-5,23	-4,47	-3,68
P	Te	0,32	0,62	0,65	0,52	0,59	1,06	1,14	0,88	0,59	1,06	1,14	0,88	1,60	3,08	3,22	2,55
	Tw	-0,53	-0,65	-0,62	-0,33	-0,90	-1,16	-1,08	-0,60	-0,90	-1,16	-1,08	-0,60	-2,61	-3,20	-3,05	-1,66
STV (→)	Te	0,65 (-)	0,86 (-)	0,91 (-)	0,72 (-)	0,33 (-)	0,66 (-)	0,63 (-)	0,49 (-)	0,20 (-)	0,38 (-)	0,40 (-)	0,31 (-)	0,14 (-)	0,26 (-)	0,27 (-)	0,22 (-)
	Tw	-0,74 (+)	-0,90 (+)	-0,85 (+)	-0,16 (+)	-0,50 (+)	-0,63 (+)	-0,60 (+)	-0,33 (+)	-0,32 (+)	-0,40 (+)	-0,38 (+)	-0,29 (+)	-0,22 (+)	-0,27 (+)	-0,26 (+)	-0,14 (+)
SIF (←)	Te	-1,24 (+)	-0,57 (+)	-0,57 (+)	-1,29 (+)	-2,66 (+)	-1,18 (+)	-1,18 (+)	-2,66 (+)	-3,04 (+)	-1,33 (+)	-1,33 (+)	-3,04 (+)	-2,55 (+)	-1,12 (+)	-1,12 (+)	-2,55 (+)
	Tw	-1,24 (+)	-0,57 (+)	-0,57 (+)	-1,29 (+)	-2,66 (+)	-1,18 (+)	-1,18 (+)	-2,66 (+)	-3,04 (+)	-1,33 (+)	-1,33 (+)	-3,04 (+)	-2,55 (+)	-1,12 (+)	-1,12 (+)	-2,55 (+)
G+1/2P	Te	3,02	5,86	6,15	4,88	3,13	5,79	6,10	4,74	3,13	5,79	6,10	4,74	4,50	8,32	9,14	7,26
	Tw	-5,01	-6,11	-5,82	-3,14	-4,84	-6,09	-5,79	-3,22	-4,84	-6,09	-5,79	-3,22	-4,43	-9,07	-8,63	-4,64
G+P+SIF +SIV	Te	1,86	5,53	5,84	3,80	0,21	4,15	4,41	1,69	-0,30	3,78	4,03	1,13	0,49	4,78	5,07	2,38
	Tw	-3,93	-5,79	-5,84	-1,98	-1,78	-4,38	-4,13	-0,29	-1,22	-4,00	-3,76	0,21	-2,49	-5,02	-4,72	-0,60
G+P+SIF +SIV+P	Te	4,44	6,67	6,98	6,38	5,53	6,51	6,77	7,02	5,78	6,44	6,49	7,21	5,59	7,02	7,31	7,48
	Tw	-7,35	-4,65	-4,70	0,60	3,54	-2,02	-1,77	5,03	4,86	-1,34	-1,10	6,29	2,61	-2,78	-2,48	4,50
G+P+SIF +SIV+P+SIV	Te	0,86	3,81	4,02	2,36	-0,45	2,95	3,15	0,71	-0,70	3,02	3,23	0,51	0,21	4,26	4,53	1,94
	Tw	-2,45	-3,97	-4,14	-1,06	-0,78	-3,12	-2,49	0,37	-0,58	-3,20	-3,00	0,63	-2,05	-4,48	-4,20	-0,82

suite du tableau la page suivante.

Niveau	4				3				2				1				
	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5	
$\frac{L_{A5T} + L_{P5T} + L_{S5T} + L_{V5T}}{6}$	Te	3,54	4,95	5,16	4,94	4,87	5,31	5,59	6,03	5,38	5,68	5,89	6,59	5,31	6,50	6,77	7,04
	Tw	0,13	-2,85	-3,00	1,52	4,54	-0,76	-0,07	5,69	5,50	-0,54	-0,34	6,71	3,05	-2,24	-1,96	4,78
$\frac{L_{A4T} + L_{P4T} + L_{S4T} + L_{V4T}}{6}$	Te	2,12	6,03	6,36	4,21	0,68	5,00	5,32	2,39	0,17	4,63	4,94	1,83	1,77	7,24	7,65	4,42
	Tw	-4,35	-6,31	-5,98	-2,24	-2,50	-5,31	-4,92	-0,77	-1,94	-4,93	-4,62	-0,27	-4,58	-7,58	-7,16	-1,93
$\frac{L_{A3T} + L_{P3T} + L_{S3T} + L_{V3T}}{6}$	Te	4,70	7,17	7,50	6,79	6,00	7,36	7,68	7,71	6,25	7,29	7,60	7,91	6,87	9,13	9,89	9,52
	Tw	-1,77	-5,17	-4,84	0,34	2,82	-2,96	-2,56	4,55	4,14	-2,27	-1,96	5,81	0,52	-5,34	-4,92	3,17
$\frac{L_{A2T} + L_{P2T} + L_{S2T} + L_{V2T}}{6}$	Te	1,22	4,31	4,54	2,77	0,02	3,80	4,06	1,41	-0,23	3,87	4,14	1,21	1,49	6,72	7,11	7,98
	Tw	-2,87	-4,57	-4,28	-1,32	-1,50	-4,05	-3,72	-0,11	0,41	-4,13	-3,86	0,15	-4,14	-7,04	-6,64	-1,65
$\frac{L_{A1T} + L_{P1T} + L_{S1T} + L_{V1T}}{6}$	Te	3,80	5,45	5,68	5,35	5,34	6,16	6,42	6,73	5,85	6,53	6,80	7,29	6,59	8,96	9,35	9,08
	Tw	-0,29	-3,37	-3,14	1,26	3,82	-1,69	-1,36	5,71	6,49	-1,47	-1,20	6,23	0,96	-4,80	-4,40	7,45

Moments dans les poteaux du portiques longitudinal I-I

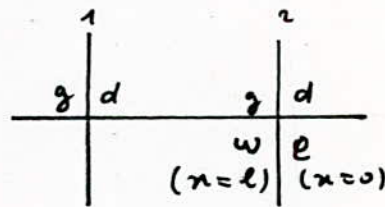


Niveau		4					3					2				
Poteaux sollicitation		1-6	7-7	8-8	9-9	10-10	11-11	12-12	13-13	14-14	15-15	16-16	17-17	18-18	19-19	20-20
G	Mn	-0,14	-0,12	/	-0,16	-0,19	-0,19	-0,12	/	-0,16	-0,19	-0,25	-0,13	/	-0,20	-0,25
	Ms	0,28	0,15	/	0,22	0,28	0,21	0,13	/	0,18	0,21	0,18	0,13	/	0,18	0,21
P	Mn	-0,05	-0,08	/	-0,04	-0,05	-0,05	-0,03	/	-0,04	-0,05	-0,15	-0,085	/	-0,05	-0,15
	Ms	0,03	0,02	/	0,03	0,07	0,06	0,03	/	0,04	0,06	0,06	0,03	/	0,04	0,06
SIV↓ (↑: on change & signe)	Mn	-0,023	-0,016	/	-0,02	-0,028	-0,016	-0,009	/	-0,013	-0,016	-0,012	-0,006	/	-0,01	-0,012
	Ms	0,011	0,025	/	0,028	0,046	0,028	0,018	/	0,004	0,028	0,018	0,01	/	0,015	0,018
SIH (←: on change & signe)	Mn	1,11	1,37	1,37	1,37	1,11	2,13	2,63	2,63	2,63	2,13	4,05	5,04	5,04	5,04	4,05
	Ms	-2,06	-2,55	-2,55	-2,55	-2,06	-3,06	-3,95	-3,95	-3,95	-3,06	-4,70	-3,36	-3,36	-3,36	-2,70
G+1,2P	Mn	-0,25	-0,16	/	-0,21	-0,25	-0,25	-0,16	/	-0,21	-0,25	-0,43	-0,23	/	-0,34	-0,43
	Ms	0,32	0,17	/	0,26	0,32	0,28	0,17	/	0,23	0,28	0,28	0,17	/	0,23	0,28
G+P+SIH + SIV↓	Mn	0,85	1,20	1,37	1,15	0,85	1,37	2,49	2,63	2,42	1,87	3,64	4,82	5,04	4,72	3,64
	Ms	-1,71	-2,36	-2,55	-2,62	-1,70	-2,76	-3,77	-3,95	-3,71	-2,76	-4,41	-3,19	-3,36	-3,13	-2,41
G+P+SIH + SIV↑	Mn	-1,37	-1,54	-1,37	-1,59	-1,37	-2,39	-2,77	-2,63	-2,84	-2,39	-4,46	-5,26	-5,04	-5,36	-4,46
	Ms	2,41	2,74	2,55	2,48	2,42	3,36	4,13	3,95	4,19	3,36	2,99	3,53	3,36	3,59	2,99
G+P+SIH + SIV↓	Mn	0,90	1,23	1,37	1,19	0,90	1,90	2,51	2,63	2,45	1,90	3,66	4,83	5,04	4,74	3,66
	Ms	-1,79	-2,41	-2,55	-2,70	-1,79	-2,82	-3,81	-3,95	-3,76	-2,82	-2,45	-3,21	-3,36	-3,16	-2,45
G+P+SIH + SIV↑	Mn	-1,32	-1,54	-1,37	-1,55	-1,32	-2,36	-2,76	-2,63	-2,81	-2,36	-4,44	-5,25	-5,04	-5,34	-4,44
	Ms	2,33	2,69	2,55	2,40	2,33	3,30	4,09	3,95	4,14	3,30	2,95	3,51	3,36	3,56	2,95

Efforts normaux dans les poteaux du portique longitudinal
I-I.

File		A			B			C			D			E		
Poteau		1-6	6-11	11-16	2-7	7-12	12-17	3-8	8-13	13-18	4-9	9-14	14-19	5-10	10-15	15-20
G		2,64	2,42	2,24	9,49	8,28	8,28	10,45	9,43	9,743	9,34	8,17	8,17	2,74	2,50	2,50
P		0,32	0,59	0,59	1,15	1,96	1,96	1,30	2,30	2,30	1,14	1,96	1,96	0,33	0,60	0,60
SIV↑(↓) <small>ou charge ex. v. s. s.</small>		0,45	0,33	0,20	1,60	1,10	0,70	1,81	1,26	0,80	1,57	1,09	0,68	0,46	0,33	0,21
SIV↑ (←)		-1,29	-2,66	-3,04	0,72	1,48	1,71	/	/	/	-0,72	-1,48	-1,71	-1,29	-2,66	-3,04
G+1,2P	N	3,02	3,83	3,83	10,87	10,63	10,63	12,01	12,14	12,14	10,71	10,52	10,52	3,14	3,22	3,22
	Nc	3,02	6,15	9,28	10,87	21,50	32,13	12,01	24,20	36,39	10,71	21,23	31,75	3,14	6,36	9,58
G+P+SIV↑ + SIV↓	N	2,12	0,68	0,17	12,96	12,82	12,65	13,56	12,99	12,53	11,37	9,74	9,10	2,24	0,77	0,27
	Nc	2,12	2,80	2,97	12,96	25,78	38,43	13,56	26,55	39,08	11,33	21,07	30,17	2,24	3,01	3,28
G+P+SIV↑ + SIV↓	N	4,70	6,00	6,25	11,52	9,86	9,23	13,56	12,99	12,53	12,77	12,70	12,52	4,82	6,09	6,35
	Nc	4,70	10,70	16,95	11,52	21,38	31,06	13,56	26,55	39,08	12,77	25,47	37,99	4,82	10,24	17,25
G+P+SIV↑ + SIV↑	N	1,67	0,37	-0,03	11,36	11,72	11,95	11,75	11,77	11,73	9,76	8,65	8,12	1,78	0,44	0,06
	Nc	1,67	2,02	1,99	11,36	23,08	35,07	11,75	23,68	35,21	9,76	18,41	26,83	1,78	2,22	2,28
G+P+SIV↑ + SIV↓	N	4,25	5,69	6,05	7,92	8,76	8,53	11,75	11,73	11,73	11,20	11,62	11,84	4,36	5,76	6,14
	Nc	4,25	9,94	15,99	9,42	18,68	27,21	11,75	23,98	35,21	11,20	22,84	34,65	4,36	10,12	16,26

$$\begin{cases} N = T_d - T_g \\ N = T_e - T_w \end{cases}$$



Moment en travée sous G+1,2P du portique.

transversal II-II

Niveau		4			3			2			1		
solllicitation / travée		1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4
$\frac{M_e + M_w}{2}$		3,38	3,42	1,47	3,22	2,79	1,50	3,23	2,75	1,52	3,49	3,53	1,52
G+1,2P	q	2,74	2,74	2,74	2,49	2,49	2,49	2,49	2,49	2,49	2,52	2,52	1,52
	M ₀	8,06	3,19	3,84	7,32	2,90	3,49	7,52	2,90	3,49	7,41	2,93	3,54
	M _e	4,68	-0,23	2,37	4,10	0,12	1,99	4,09	0,15	1,97	3,92	-0,6	2,02

Moments flechissants dans les poteaux du portique transversal
II-II

Niveau		4			3			2			1		
sollcitation / travée		1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4
G	M _e	-1,44	-4,61	-2,32	-1,96	-3,56	-2,13	-2,02	-3,49	-2,74	-1,48	-4,75	-2,40
	M _w	-5,32	-2,23	-0,62	-4,47	-2,00	-0,87	-4,43	-2,00	-0,90	-5,49	-2,31	-0,63
P	M _e	-0,19	-0,63	-0,31	-0,50	-0,91	-0,55	-0,52	-0,90	-0,55	-0,97	-3,10	-1,56
	M _w	-0,73	-0,30	-0,08	-1,15	-0,52	-0,22	-1,14	-0,52	-0,23	-3,58	-1,51	-0,41
G+1,2P	M _e	-1,69	-5,37	-2,69	-4,56	-4,65	-2,79	-2,64	-4,57	-2,80	-2,61	-8,47	-4,27
	M _f	4,68	-0,23	2,37	4,10	0,12	1,99	4,09	0,15	1,97	3,92	-0,60	2,02
	M _w	-6,20	-2,59	-0,72	-5,85	-2,62	-1,13	-5,80	-2,62	-1,18	-9,79	-4,12	-1,12

Efforts tranchants dans les poutres de portique transversal II-II

Niveau		4			3			2			1		
Sollécitation		1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4
G	T _e	5,84	4,46	5,10	5,52	4,31	4,55	5,54	4,29	4,54	4,01	5,10	5,25
	T _w	-7,44	-3,40	-4,08	-6,56	-3,29	-3,77	-6,54	-3,31	-3,80	-7,67	-3,50	-4,20
P	T _e	0,79	0,67	1,31	1,42	1,10	1,17	1,42	1,10	1,17	3,72	3,33	3,43
	T _w	-1,01	-0,46	-1,17	-1,68	-0,85	-0,97	-1,68	-85	-0,88	-5,00	2,27	2,74
G+1,2P	T _e	6,79	5,76	6,67	7,22	5,63	5,95	7,24	5,61	5,94	10,71	9,10	9,37
	T _w	8,65	-3,95	-5,84	-8,58	-4,31	-4,95	-8,56	-4,33	-4,98	-13,67	-6,24	-7,49

Moments et efforts normaux dans les poteaux du portique transversal II-II

File		A			B			C			D		
Poteau		1-5	5-9	9-13	2-6	6-10	10-14	7-7	7-11	11-15	4-8	8-12	12-16
G	M _s	0,69	1,04	1,01	0,72	0,48	0,47	0,086	0,067	0,069	0,62	0,46	0,45
	M _n	-0,92	-1,01	-1,48	-0,43	-0,47	-0,74	-0,06	-0,069	0,088	-0,41	-0,45	-0,63
	N	5,84	5,52	5,54	12,14	10,83	10,87	8,50	7,84	7,85	4,08	3,77	3,80
P	M _s	0,19	0,27	0,26	0,092	0,12	0,12	0,011	0,018	0,018	0,083	0,12	0,12
	M _n	-0,14	-0,26	-0,97	-0,14	-0,12	-0,48	-0,016	-0,018	-0,088	-0,14	-0,12	-0,41
	N	0,79	1,42	1,42	1,68	2,78	2,78	1,77	2,02	2,02	1,17	0,97	0,98
G+1,2P	M _s	0,92	1,36	1,32	0,83	0,62	0,61	0,07	0,09	0,09	0,72	0,60	0,59
	M _n	-1,21	-1,32	-2,64	-0,56	-0,61	-1,32	-0,08	-0,09	-0,16	-0,54	-0,59	-1,12
	N	6,79	7,22	7,24	14,22	14,21	14,21	10,62	10,26	10,27	5,48	4,95	4,98
	N _c	6,79	14,01	21,25	14,42	28,63	42,84	10,62	20,88	31,15	5,48	10,43	11,41

Ferraillage des poutres

Conformément à l'article A15 du CCBA 68, il ne sera pas fait état dans les calculs, des efforts normaux dans les poutres. Les poutres seront donc ferraillées en flexion simple, les tableaux précédents regroupent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants nécessaires pour le calcul. Ils ont été déterminés à partir des combinaisons:

• sollicitation du 1^{er} genre: $G+1,2P$ avec $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 1377 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

• sollicitation du 2^{er} genre: avec $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 2066 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

On déterminera les sections d'aciers sous la sollicitation du 1^{er} genre (SP1) et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^{er} genre (SP2). Tout ceci par la méthode de P. CHARBON.

PORTIQUE LONGITUDINAL I-I

Niveau 4:

Moments sous SP1:

-0,32 (1)	-3,21 (4)	-3,70 (6)	-4,99 (8)	-0,32
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
1,25 (1)	3,12 (3)	3,22 (5)	4,13 (7)	

Moments sous max SP2:

-3,42	-4,82	-5,44	-4,57	-4,42
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
1,82	1,61	3,09	3,99	1,18
				1,82

Armatures longitudinales:

M_1 : moment du 1^{er} genre
 M_2 : moment du 2^{er} genre

A_1 : acier du 1^{er} genre
 A_2 : acier du 2^{er} genre.

si $M_2 > M_1$ ça ne veut pas dire que $A_2 > A_1$ car les contraintes en SP1 et SP2 sont différentes.

$$A_1 = K \frac{M_1}{\frac{2}{3} \sigma_{\text{en}}}$$

$$A_2 = K \frac{M_2}{\sigma_{\text{en}}}$$

K: coefficient de proportionnalité.

on aura: $\begin{cases} A_1 = A_2 & \text{pour } M_2 = \frac{2}{3} M_1 \\ A_1 < A_2 & \text{pour } M_2 > \frac{2}{3} M_1 \\ A_1 > A_2 & \text{pour } M_2 < \frac{2}{3} M_1 \end{cases}$

Au niveau des appuis on a deux moments M_g et M_d . Les aciers (Chapeaux) sont calculés pour $M_{max} = \max(M_g, M_d)$. La différence sera prise par le poteau afin d'avoir l'équilibre du noeud.

Le poteau sera calculé en flexion composée.
 En général aux appuis extrêmes, on a deux moments l'un positif, l'autre négatif.
 le négatif pour le calcul des chapeaux
 le positif pour le calcul des armatures inférieures à l'appui.
 Pour faciliter l'exécution on prolonge quelques barres de la travée si elles suffisent.

Section (1): Sous SP1: $M = -0,32 \text{ t.m}$, $b = 25 \text{ cm}$, $h_f = 40 \text{ cm}$
 $d = d' = 4 \text{ cm} \rightarrow h = 36 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 32000}{2800 \cdot 25 \cdot 36^2} = 0,0053 \xrightarrow{\text{Chanson}} \begin{cases} K = 136 \\ \epsilon = 0,9669 \end{cases}$$

$\bar{K} = 20,4 > K = 136 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{32000}{2800 \cdot 0,9669 \cdot 36} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Sous SP2:

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 242000}{4200 \cdot 25 \cdot 36^2} = 0,0267 \xrightarrow{\text{Chanson}} \begin{cases} K = 55,5 \\ \epsilon = 0,9291 \end{cases}$$

$\bar{K} = 20,4 > K = 55,5 \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{242000}{4200 \cdot 0,9291 \cdot 36} = 1,72 \text{ cm}^2$$

le calcul sera identique pour les autres sections et les autres niveaux:

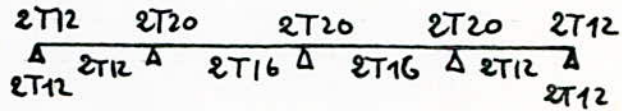
Niveau L1: Sous SP1.

Section	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
M (t.m)	-0,32	1,29	-3,24	3,12	-3,70	3,22	-2,99	1,43	-0,32
μ	0,0053	0,0213	0,0531	0,0515	0,0612	0,0532	0,0494	0,0236	0,0053
K	136	63	36,9	37,6	33,8	36,8	38,6	54,5	136
ϵ	0,9669	0,9359	0,9635	0,9049	0,8975	0,9035	0,9067	0,9329	0,9669
A (cm ²)	0,33	1,37	3,52	3,42	4,09	3,54	3,22	1,52	0,33

SOUS SP2:

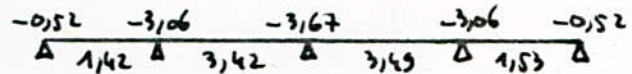
Section	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
M (t.m)	$\frac{-242}{1,82}$	1,64	-4,92	3,89	-5,44	3,89	-4,57	1,73	$\frac{-242}{1,82}$
μ	$\frac{0,0267}{0,0200}$	0,0181	0,0542	0,0429	0,0579	0,0439	0,0502	0,0195	$\frac{0,0267}{0,0200}$
K	$\frac{55,5}{65,5}$	69,5	36,4	42,0	35,0	41,4	38,2	64,5	$\frac{55,5}{65,5}$
E	$\frac{0,9291}{0,9379}$	0,9408	0,9627	0,9123	0,9000	0,9114	0,9060	0,9387	$\frac{0,9291}{0,9379}$
A (cm ²)	$\frac{1,72}{1,28}$	1,15	3,60	2,82	4,00	2,90	3,34	1,25	$\frac{1,72}{1,28}$

sections adoptées:



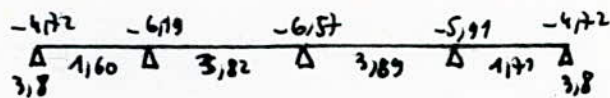
Niveau 3:

SOUS SP1:



Section	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
M (t.m)	-0,52	1,42	-3,06	3,42	-3,67	3,42	-3,06	1,53	-0,52
μ	0,0086	0,0237	0,0506	0,0583	0,0606	0,0577	0,0506	0,0253	0,0086
K	105	59,5	38	35,6	34	35	38	57,5	105
E	0,9583	0,9329	0,9657	0,9072	0,8980	0,9000	0,9057	0,9306	0,9583
A (cm ²)	0,54	1,51	3,35	3,76	4,05	3,85	3,35	1,63	0,54

SOUS SP2:



Section	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
M (+im)	$\frac{-4,72}{3,80}$	1,60	-6,19	3,82	-6,57	3,85	-5,91	1,71	$\frac{-4,72}{3,80}$
μ	$\frac{0,0520}{0,0419}$	0,0776	0,0682	0,0421	0,0724	0,0429	0,0651	0,0728	$\frac{0,0520}{0,0419}$
K	$\frac{37,4}{426}$	70,5	31,6	42,4	30,4	42,0	32,5	68	$\frac{37,4}{426}$
E	$\frac{0,6066}{0,9132}$	0,9415	0,8927	0,9129	0,8899	0,9123	0,8947	0,9398	$\frac{0,6066}{0,9132}$
A (cm)	$\frac{3,45}{2,75}$	1,12	4,59	2,77	4,88	2,82	4,37	1,80	$\frac{3,45}{2,75}$

Sections adoptées:

$$\begin{array}{ccccccccc} 2T16 & 2T20 & 2T20 & 2T20 & 2T16 & & & & \\ \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & & & & \\ 2T16 & 2T16 & 2T16 & 2T20 & 2T16 & & & & 2T16 \end{array}$$

Niveau 2: sous SP1 : idem que pour niveau 3,

sous SP2:

$$\begin{array}{ccccccccc} -5,36 & -6,48 & -6,77 & -6,20 & -5,36 & & & & \\ \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & & & & \\ 4,44 & 1,50 & 3,59 & 3,66 & 4,44 & & & & 4,44 \end{array}$$

Section	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
M (+im)	$\frac{-5,36}{4,44}$	1,50	-6,48	3,59	-6,77	3,66	-6,20	1,61	$\frac{-5,36}{4,44}$
μ	$\frac{0,0591}{0,0489}$	0,0765	0,0714	0,0397	0,0740	0,0403	0,0682	0,0776	$\frac{0,0591}{0,0489}$
K	$\frac{34,5}{388}$	73,0	30,7	44	30	43,6	31,6	70,5	$\frac{34,5}{388}$
E	$\frac{0,8990}{0,9071}$	0,9432	0,8906	0,9153	0,8889	0,9147	0,8928	0,9415	$\frac{0,8990}{0,9071}$
A (cm)	$\frac{3,94}{3,24}$	1,05	4,81	2,59	4,99	2,65	4,59	1,72	$\frac{3,94}{3,24}$

sections adoptées:

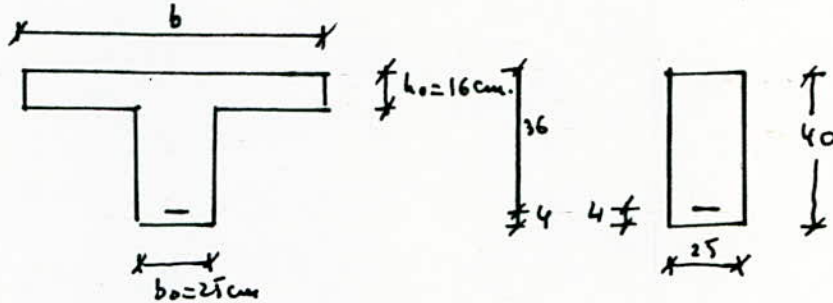
$$\begin{array}{ccccccccc} 2T16 & 2T20 & 2T20 & 2T20 & 2T16 & & & & \\ \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & & & & \\ 2T16 & 2T16 & 2T16 & 2T20 & 2T16 & & & & 2T16 \end{array}$$

Niveau 1:

Le plancher du niveau 1 est constitué d'une dalle pleine d'épaisseur $h_0 = 16\text{cm}$

Alors pour les sections où on a le moment négatif on considère une section rectangulaire: dans le cas où le moment est positif, on considère une section en T ayant:

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \text{ la portée.}$$



Sous SP1:

$$\begin{array}{ccccccccc} -0,43 & -4,66 & 6,17 & -5,39 & -4,34 & -9,43 & & & \\ \Delta & 2,67 & \Delta & 6,27 & \Delta & 2,20 & \Delta & & \end{array}$$

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M (t.m)	-0,43	2,67	-4,66	6,17	-5,39	6,27	-4,34	2,80	-0,43
μ	0,0071	0,0441	0,0771	0,1020	0,0891	0,1077	0,0718	0,0463	0,0071
α	/	0,2669	/	0,3807	/	0,3826	/	0,2727	/
αh (cm)	/	9,6	/	13,71	/	13,77	/	9,82	/
K	116	41,2	29,2	24,4	26,6	24,2	30,6	40,0	116
E	0,9618	0,9111	0,8869	0,8731	0,8758	0,8725	0,8903	0,9091	0,9618
A (cm ²)	0,44	2,91	5,21	7,01	6,08	7,13	4,84	3,06	0,44

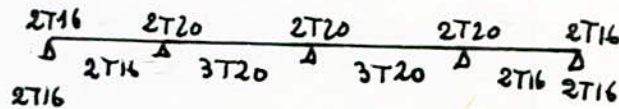
$\alpha h < h_0 \rightarrow$ l'axe neutre dans la table de compression
 \rightarrow section rectangulaire $b_0 \cdot h = 25 \cdot 40$

SOUS SP2:

$$\begin{array}{ccccccccc} -4,66 & -7,25 & -7,70 & -6,81 & -4,46 & & & & \\ \Delta & 2,50 & \Delta & 5,79 & \Delta & -5,89 & \Delta & 2,63 & \Delta & 3,78 \\ 3,78 & & & & & & & & & \end{array}$$

section	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M (t.m)	$\frac{-4,46}{3,78}$	2,50	-2,25	5,79	-2,70	5,89	-6,81	2,63	$\frac{-4,46}{3,78}$
μ	$\frac{0,0492}{0,0412}$	0,0276	0,0799	0,0638	0,0849	0,0649	0,0751	0,0290	$\frac{0,0492}{0,0412}$
α	//	0,2158	/	0,3132	/	0,3151	/	0,2206	//
αh (cm)	//	7,77	/	11,28	/	11,84	/	7,94	//
k	$\frac{38,6}{42,8}$	54,5	28,6	32,9	27,5	32,6	29,7	53,0	$\frac{38,6}{42,8}$
E	$\frac{0,9067}{0,9135}$	0,9281	0,8853	0,8956	0,8824	0,8950	0,8841	0,9265	$\frac{0,9067}{0,9135}$
A (cm ²)	$\frac{3,25}{2,74}$	1,78	5,42	4,28	5,77	4,35	5,07	1,88	$\frac{3,25}{2,74}$

section adoptée :



Vérfications :

- x Condition de non fragilité : (CCBA 68, art 52 (mise à jour))
on doit avoir pour tous les niveaux

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

notre cas $A \geq 1,31 \text{ cm}^2$ vérifié.

- x Condition de flèche : (CCBA 68 art 61)
on doit avoir : $A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h$.

$$\frac{h}{e} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{e} = 0,093 > 0,0625 \text{ o.k.}$$

$$A \leq \frac{43}{4200} 25,36 = 9,22 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

- x Condition de non entraînement :
on doit vérifier : $\bar{\sigma} < \bar{\sigma}_d$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = 1,5 \text{ pour H.A.}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p_3}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2.115.8,8 = 26,4 \text{ kg/cm}^2.$$

vérifié pour tous les niveaux.

× Conditions aux appuis:

- Longueur de l'appui:

on doit avoir $C \geq \frac{2T}{6\bar{\sigma}_d} = C_0.$

C_0 : longueur de la bielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

$$C_0 = \frac{2.4167 \cdot 10^3}{25.103,3} = 3,62 \text{ cm.}$$

dans notre cas: $C = a = 25 = \text{largeur du poteau} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié.}$

- Armatures inférieures:

Au niveau des appuis on doit vérifier: $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{8}$

toutes les sections inférieures adoptées (celles des travées restées filantes) sont plus grandes que les valeurs imposées par la condition aux appuis.

Vérification Des contraintes:

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Niveau 4	M (t/m)	-2,42 (SP2)	1,29 (SP1)	-4,92 (SP2)	3,12 (SP1)	-3,70 (SP1)	3,22 (SP1)	-4,57 (SP2)	1,43 (SP1)	2,42 (SP2)
	A (cm ²)	3,83	1,57	6,28	4,02	6,28	4,02	6,28	1,57	3,83
	\bar{w}	0,426	0,174	0,698	0,447	0,698	0,447	0,698	0,174	0,426
	E	0,9004	0,9320	0,8783	0,8984	0,8783	0,8984	0,8783	0,9320	0,9004
	K	35,2	58,5	26,1	34,2	26,1	34,2	26,1	58,5	35,2
	σ_a (kg/cm ²)	1949	2449	2478	2400	1863	2477	2302	2715	1949
	σ_b (kg/cm ²)	55,4	41,9	94,9	70,2	71,4	72,4	88,2	46,4	55,4
Niveau 3	M (t/m)	-4,72 (SP2)	1,42 (SP1)	-6,19 (SP2)	3,42 (SP1)	-6,57 (SP2)	3,49 (SP1)	-5,91 (SP2)	1,53 (SP1)	-4,72 (SP2)
	A (cm ²)	8,04	4,02	6,28	4,02	6,28	4,02	6,28	4,02	8,04
	\bar{w}	0,893	0,447	0,698	0,447	0,698	0,447	0,698	0,447	0,893
	E	0,8663	0,8984	0,8783	0,8984	0,8783	0,8984	0,8783	0,8984	0,8663
	K	22,4	34,2	26,1	34,2	26,1	34,2	26,1	34,2	22,4
	σ_a (kg/cm ²)	1882	1092	3117	2630	3309	2684	2976	1177	1882
	σ_b (kg/cm ²)	84	31,9	119,4	76,9	126,8	78,5	114	34,4	84

Section		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niveau 2	M (t.m)	-5,36 (SP2)	1,42 (SP1)	-6,47 (SP2)	3,42 (SP1)	-6,77 (SP2)	3,49 (SP1)	-6,20 (SP2)	1,53 (SP1)	-5,36 (SP2)
	A (cm ²)	8,04	4,02	6,28	4,02	6,28	4,02	6,28	4,02	8,04
	$\bar{\omega}$	0,893	0,447	0,698	0,447	0,698	0,447	0,698	0,447	0,893
	E	0,8663	0,8984	0,8783	0,8984	0,8783	0,8984	0,8783	0,8984	0,8663
	K	22,4	34,2	26,1	34,2	26,1	34,2	26,1	34,2	22,4
	$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm ²	2138	1092	3263	2630	3409	2684	3122	1177	2138
	$\bar{\sigma}'_b$ Kg/cm ²	95,4	31,9	125	76,9	130,6	78,5	119,6	34,4	95,4
Niveau 1	M (t.m)	-4,46 (SP2)	2,67 (SP1)	-2,25 (SP2)	6,17 (SP1)	-5,39 (SP2)	6,27 (SP1)	-4,81 (SP2)	2,80 (SP1)	-4,46 (SP2)
	A (cm ²)	8,04	4,02	6,28	9,42	6,28	9,42	6,28	4,02	8,04
	$\bar{\omega}$	0,893	0,447	0,698	1,047	0,698	1,047	0,698	0,447	0,893
	E	0,8663	0,8984	0,8783	0,8584	0,8783	0,8584	0,8783	0,8984	0,8663
	K	22,4	34,2	26,1	20,5	26,1	20,5	26,1	34,2	22,4
	$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm ²	1779	2054	3651	2120	2715	2154	3430	2054	1779
	$\bar{\sigma}'_b$ Kg/cm ²	79,4	60	139,9	104,4	104	106,1	131,6	63	79,4

Nota: on prend le moment qui donne le maximum d'aier.

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E \cdot h} \quad , \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

SP1: $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

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

SP2: $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = 206,6 \text{ Kg/cm}^2$

toutes les contraintes sont vérifiées

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

* Vérification à la fissuration:

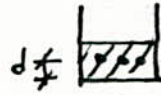
Elle se fait à chaque niveau là où on a le maximum d'acier

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1+10\tilde{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \frac{k\sigma_b}{\phi}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} ; \eta = 1,6 \text{ (acier H.A)} ; k = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\tilde{w} = \frac{A}{B_f} \quad . \quad A: \text{section d'acier tendue.}$$

$$B_f = 2d \cdot b_0 \rightarrow b_0 = 25$$



d: enrobage si on a un lit d'acier sinon c'est le d.o.g des aciers

Pour qu'il n'y ait pas fissuration:

$$\sigma_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

Niveau	A cm ²	B _f cm ²	\tilde{w}_f	σ_1 kg/cm ²	σ_2 kg/cm ²	σ_f kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	σ_a kg/cm ²	section et type de sollicitation
4	6,28	200	0,0314	2867	2452,2	2867	4200	2479	(3) SP2
3	6,28	200	0,0314	2867	2452,2	2867	4200	3117	(3) SP2
2	6,28	200	0,0314	2867	2452,2	2867	4200	3263	(3) SP2
1	9,42	200	0,047	3836	2002,2	3836	2800	2120	(4) SP1

Conclusion: pas de risque de fissuration

Armatures transversales:

Pour pouvoir utiliser des étriers et cadres perpendiculaires à la ligne moyenne, il faut que la contrainte de cisaillement soit:

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b$$

$\bar{\sigma}'_b$: contrainte maximale de compression du béton dans la section pour laquelle on considère τ_b .

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

Espacement des cadres et étriers:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a t}{T}$$

on utilise le FeE 24 ($\bar{\sigma}_{an} = 2400 \text{ kg/cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \sigma_{en} \quad f_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b}\right)$$

$t \leq \bar{t}$ - espacement limite.

$$\bar{t} = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \\ \bar{t}_2 = 0,2 h \end{cases}$$

Les armatures transversales ne peuvent être espacées d'une distance supérieure à h , en effet si l'effort tranchant est nul on a $\sigma_b = 0$ et $\bar{t} = h$.

Exemple: niveau 4: les tranchées (1-2) et (4-5) ont même longueur.

$$T_{max} = 6,79 t \quad (\text{SP2 section W})$$

$$\sigma'_b = 94,93 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{voir page vérification des contraintes.}$$

$$\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b \quad \bar{\sigma}'_b = 68,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{6,79 \cdot 10^3}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 36} = 8,62 \text{ kg/cm}^2 < \left(4,15 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b = 20,54 \text{ kg/cm}^2$$

les cadres et étriers verticaux suffisent.

On choisit 1 cadre $\phi 8 \rightarrow A_t = 1,00 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{100 \times 7 \times 36 \cdot 0,89 \cdot 2400}{8 \cdot 6790} = 9,9 \text{ cm.} \quad f_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{8,62}{9 \cdot 8,9}\right) = 0,89$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} \bar{t}_1 = 36 \left(1 - 0,3 \frac{8,62}{8,9}\right) = 25,24 \text{ cm.} \\ \bar{t}_2 = 0,2 \cdot 36 = 7,2 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{on prend } t = 8 \text{ cm.}$$

On disposera les armatures transversales suivant la règle de Cagnot (voir planches)

Niveau	tranchée	T_{max} (t)	σ'_b kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	$3,5\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	$\left(4,15 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right)\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	A_t (cm ²)	t (cm)
4	1-2	6,79	70,2	8,62	31,15	—	1,00	8
	4-5	SP2 (4)						
	2-3	7,50	94,93	9,52	31,15	—	1,00	8
	3-4	SP2 (3)						
3	1-2	7,71	76,9	9,79	31,15	—	1,00	8
	4-5	SP2 (4)						
	2-3	7,67	119,4	9,75	—	16,33	1,00	8
	3-4	SP2 (3)						
2	1-2	7,91	76,9	10,04	31,15	—	1,00	8
	4-5	SP2 (4)						
	2-3	7,60	125	9,65	—	15,85	1,00	8
	3-4	SP2 (3)						
1	1-2	9,52	104,4	11,04	—	17,61	1,00	6
	4-5	SP2 (4)						
	2-3	9,89	139,9	12,59	—	14,57	2,01	12
	3-4	SP2 (3)						

PORTIQUE TRANSVERSAL II-II

Niveau 4:

$$\begin{array}{cccccc} -1,69 & (2) & -6,20 & -0,23 & -4,69 & (4) & -0,72 \\ \Delta & & \Delta & & \Delta & & \Delta \\ (1) & 4,68 & (3) & (4) & (5) & 2,37 & (6) \end{array}$$

section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-1,69	4,68	-6,20	-0,23	-2,69	2,37	-0,72
μ	0,0279	0,0274	0,1025	0,0038	0,0445	0,0392	0,0119
K	54	29,2	24,3	162	41	44,4	87,5
ϵ	0,9275	0,8869	0,9728	0,9718	0,9108	0,9158	0,9512
A (m ²)	1,81	5,23	7,05	0,23	2,93	2,57	0,75,

sections adoptées:

$$\begin{array}{cccccc} & & & 2T10 & & \\ 2T14 & & 2T20+1T16 & 2T20 & 2T12 & \\ \Delta & 2T20 & \Delta & \Delta & 2T16 & \Delta \end{array}$$

Niveau 3:

$$\begin{array}{cccccc} -2,56 & & -5,85 & & -4,79 & & -1,13 \\ \Delta & & \Delta & & \Delta & & \Delta \\ & 4,10 & & 0,12 & & 1,99 & \end{array}$$

Section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-2,56	4,10	-5,85	0,10	-2,79	1,99	-1,13
μ	0,0423	0,0678	0,0967	0,002	0,0461	0,0329	0,0181
K	42,4	31,7	25,3	225	40,2	49,2	68
ϵ	0,9129	0,8929	0,9259	0,9792	0,9094	0,9221	0,9398
A (m ²)	2,78	4,56	6,63	0,12	3,04	2,14	1,19.

sections adoptées:

$$\begin{array}{cccccc} 2T14 & & 2T10+1T16 & & 2T20 & & 2T12 \\ \Delta & 2T20 & \Delta & 2T10 & \Delta & 2T16 & \Delta \end{array}$$

Niveau 2: Identique au Niveau 3.

Niveau 1:

$$\begin{array}{ccccccc} -461 & & -790 & -0,6 & -427 & & -112 \\ \Delta & & \Delta & & \Delta & & \Delta \\ & 3,92 & & & & 2,02 & \end{array}$$

Section	1	2	3	4	5	6	7
M (t.m)	-261	3,92	-790	-0,6	-4,27	2,02	-1,12
μ	0,0432	0,0648	0,1306	0,0099	0,0706	0,0334	0,0785
α	/	0,2151	/	/	/	0,2358	/
αh (cm)	/	11,34	/	/	/	8,49	/
K	41,8	32,6	20,7	97	30,9	48,6	68,5
E	0,9120	0,8950	0,8599	0,5554	0,8911	0,9214	0,9402
A (cm ²)	2,84	4,35	9,11	0,6	4,75	2,17	1,18

sections adoptées:

$$\begin{array}{ccccccc} 2T14 & & 4T16+1T12 & & 2T10 & 2T20 & & 2T12 \\ \Delta & & \Delta & & \Delta & & \Delta & \\ & & 2T16+1T20 & & & 2T16 & & \end{array}$$

Vérfications:

- toutes les vérifications sont faites.

- on trouve pour les armatures transversales:

x <u>niveau 1, 2 et 3:</u>	travée:	1-2	2-3	3-4
	t (cm):	14	20	10
x <u>niveau 1:</u>	t (cm):	7	13	6

Ferraillage des poteaux.

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort normal N et à des moments fléchissants en tête et à la base.

On fera le calcul des poteaux sous la sollicitation du 1^{er} genre ($G+1,2P$) et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^e genre. Puis on adoptera la plus grande section d'acier.

Méthode de Calcul:

Soyent: N : effort de compression au centre de gravité du béton seul.
 M : Moment fléchissant.

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad ; \text{ centre de pression.}$$

$$e_1 = \frac{kt}{6} \quad ; \text{ noyau central} \quad l_f: \text{ hauteur totale de la section.}$$

deux cas peuvent se présenter:

- i) section partiellement comprimée
- ii) section entièrement comprimée.

1. Section partiellement comprimée:

a. section sans armatures comprimées:

dans ce cas on recherche les armatures A_1 d'une section rectangulaire de mêmes dimensions que la section donnée et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M des forces extérieures égal au moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section A des armatures tendues soumise à M et N sera alors:

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N: \text{ compression})$$

la condition pour que la section réelle ne possède pas d'armatures comprimées est que la section fictive n'en possède pas donc:

$$\bar{k} \geq k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_a}$$

Pour avoir l'armature minimale on prendra: $\sigma_a = \bar{\sigma}_a$

b. section comportant des armatures comprimées:

M_{ac} : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des aciers comprimés

Mat: Moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus.

$$\mu_1' = \frac{Mat}{\bar{\sigma}_b' b h^2}$$

$$\mu_2' = \frac{Mac}{\bar{\sigma}_b' b h^2}$$

$$\bar{\omega}' = \frac{100 A'}{b \cdot h}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h}$$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_b'}$$

$$\alpha = \frac{15}{15+k}$$

$$\delta' = \frac{d'}{h}$$

On recherchera la valeur de k qui donne $A+A'$ minimum. cette valeur de k est fonction de μ_2' , δ' et α

Les valeurs sont consignées dans une abaque de Pierre Chauroy

si $k \leq \bar{k} \rightarrow$ on retiendra cette valeur de k pour le calcul

si $k > \bar{k}$ on prendra $k = \bar{k}$.

k ainsi déterminé, on calculera $\bar{\omega}'$ et $\bar{\omega}$ à l'aide des formules:

$$\bar{\omega}' = \frac{\mu_1' - \mu_2'}{\alpha}$$

les valeurs de μ_1' , α , δ' sont données en fonction de k et δ' .

$$\bar{\omega} = \frac{100(\mu_1' + \alpha)}{k(1 - \delta')}$$

on aura ainsi les valeurs des armatures.

$$A' = \frac{\bar{\omega}' \cdot b \cdot h}{100}$$

$$A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100}$$

la contrainte des armatures comprimées est:

$$\sigma_a' = 15 \left[1 - \left(1 + \frac{k}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}_b'$$

2- Section entièrement comprimée: $e_0 < e_1$

la section doit être armée symétriquement

$$A_1' = A_2' = A'$$

la contrainte en un point situé à la distance v du centre de gravité sera alors:

$$\sigma' = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

la contrainte sur la fibre la plus comprimée sera

$$\sigma_{1b}' = \frac{N}{bh + 2NA'} + \frac{M_c \frac{h}{2}}{I} \quad (1)$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2nA'(0,5 - \delta t)h't$$

M_G : moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité de la section homogénéisée confondue avec le centre du rectangle-

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie.

Du point de vue économique on prend $\sigma'_{1b} = \bar{\sigma}'_b$ car le béton est fortement comprimé (il travaille avec sa contrainte admissible)

On pose : $f = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b b h t}$, $e = \frac{M_G}{N}$, $D = \frac{6 e f}{h t}$

$$C = \frac{1-f-D}{E} \quad , \quad E = 12(0,5 - \delta t)^2 \quad , \quad \mu = \frac{2nA'}{b h t}$$

$$D = 0,5 \left(1 - f + \frac{f}{E} + C \right)$$

alors la relation (1) devient:

$$\mu^2 + 2D\mu + C = 0 \Rightarrow \mu = -D + \sqrt{D^2 - C}$$

on aura alors : $A' = \frac{\mu b h t}{2n}$

3- Cas de la compression simple:

la section d'armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions suivantes:

$$\begin{cases} A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} \\ A_L \geq \frac{1}{h} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B \right) \\ \frac{A_L}{B} \leq 5\% \rightarrow A_L \leq \frac{B}{20} \end{cases}$$

θ_1 : coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge.

$$\theta_1 = \begin{cases} 1,8 & \text{poteau d'angle.} \\ 1,4 & \text{poteau de rive} \\ 1 & \text{autres poteaux} \end{cases}$$

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

avec l_c : longueur de flambement
(art 53-25 CBA 68)

a : petite dimension transversale.

c : enrobage des armatures longitudinales.

θ_3 : dépend de la nuance des aciers longitudinaux

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

Contrainte admissible $\bar{\sigma}'_b$ en flexion composée : (art 9.4 CCBA 68)

SOUS SP1: $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \gamma \varepsilon \sigma'_{25}$. $\alpha, \beta, \delta, \varepsilon$ définis déjà

δ : dépend de la nature de la sollicitation.
en flexion composée :

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

SOUS SP2: la valeur de δ sera multipliée par 1,5.

Pratique longitudinale I-I

Détermination des armatures longitudinales sous SP1:

On calcule pour tous les poteaux les rapports: $e_0 = \frac{M}{N}$ et $e_1 = \frac{h_t}{6}$ pour savoir si les sections sont: soient partiellement ou entièrement comprimées.

$h_t = 25 \text{ cm} \rightarrow e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{25}{6} = 4,17 \text{ cm.}$

tableau des différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$.

File	A			B			C			D			E		
Niveau	1-6	6-11	11-16	7-9	9-12	12-17	3-3	8-13	13-18	4-9	9-14	14-19	5-10	10-15	15-20
M (t.m)	0,32	0,28	0,43	0,17	0,17	0,17	/	/	/	0,26	0,23	0,23	0,32	0,28	0,43
N (t)	3,02	6,15	9,28	10,87	21,50	32,13	12,01	22,2	36,36	10,21	21,23	31,75	3,14	6,36	9,58
e_0 (cm)	10,6	4,55	4,63	1,56	0,79	0,53	/	/	/	2,43	1,08	0,72	10,2	4,40	4,5
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	127	93,8	94,4	72,8	73,7	71,4	68,5	68,5	68,5	82,3	74,8	73,2	125,5	92,8	93,9

P.C E.C C.S E.C P.C
 PC: section partiellement comprimée ($e_0 > e_1$)
 EC: " entièrement " ($e_0 < e_1$)
 CS: " soumise à la compression simple ($e_0 = 0$)

Pourcentage minimal d'armatures. (Art 32.2 et 53.23 CCBA 68)

$\omega_l = \frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_b}$

avec: σ'_m : contrainte moyenne de 1^{er} genre calculée sur la section de béton seul.

$\theta_1 = 1,4$ pour les files B, C et D
 $\theta_2 = 1,17$ pour les files A et E

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$ $l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 2,8 = 1,96 \text{ m.}$

$\theta_2 = 1 + \frac{1,95}{4 \cdot 25 - 2 \cdot 2} = 3,04$

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{cm}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$

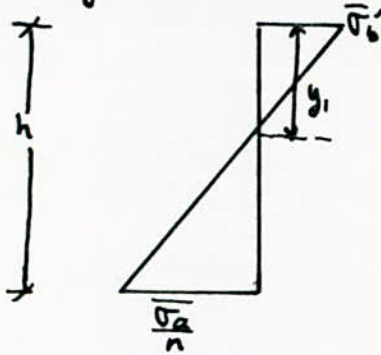
σ'_m : pour les sections entièrement comprimées ou les sections soumises à la compression simple on a:

$\sigma'_m = \frac{N}{B}$, N: effort normal. B': section de béton seul.

De ce fait la relation précédente devient :

$$A l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}_b}$$

* Pour les sections partiellement comprimées on se réfère au diagramme de NAVIER.



$$y_1 = h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}_a}{n}}$$

on a donc : $B' = b \cdot y_1$

et $\bar{\sigma}'_m = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b y_1}$

tableau donnant le pourcentage minimum d'armatures :

File	A			B			C			D			E		
poteaux	1-6	6-11	11-16	2-7	7-12	12-17	3-8	8-13	13-18	4-9	9-14	14-19	5-10	10-15	15-20
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	127	93,8	94,4	77,8	73,7	71,4	67,5	68,5	68,5	82,3	74,8	71,2	125,5	92,8	93,9
N (t)	3,02	6,15	9,28	10,87	24,50	32,13	12,01	22,2	36,36	10,71	24,23	31,75	3,14	6,36	9,58
y ₁ (cm)	14,58	14,04	14,09	/	/	/	/	/	/	/	/	/	14,47	14,96	14,04
Al (cm ²)	0,086	0,141	0,32	1,27	2,51	3,75	1,40	2,59	4,24	1,25	2,48	3,66	0,09	0,21	0,33

Exemple de calcul : File A.

On fera le calcul pour le poteau 1-6. Pour les autres poteaux on consignera les résultats dans un tableau.

Poteau 1-6 : $M = 0,32 \text{ t.m}$ $d = 2 \text{ m}$
 $N = 3,02 \text{ t.}$

Centre de pression $e_0 = 10,6 \text{ cm}$ $e_1 = 4,17 \text{ cm}$ → section partiellement comprimée

Moment par rapport aux axes tendus M_{at} .

$$M_{at} = M_{fictif} = M + \left(\frac{h}{2} - d\right) N = 0,32 + \left(\frac{0,25}{2} - 0,02\right) 3,02 = 0,64 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_{at}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,64 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 23^2} = 0,0259 \rightarrow \begin{cases} k = 56,5 \\ \epsilon = 0,9301 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{56,5} = 49,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

→ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (simplement armée)

$$A_1 = \frac{M_{at}}{\sqrt{\sigma_a} E \cdot h} = \frac{0,66 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9301 \cdot 23} = 1,07 \text{ cm}^2$$

la section en flexion composée est: $A = A_1 - \frac{N}{\sqrt{\sigma_a}} = 1,07 - \frac{3,02 \cdot 10^3}{2800}$
 $A = 0,008 \text{ cm}^2$.

même principe pour les poteaux:
 6-11, 4-16, 5-10, 10-15 et 15-20

Pour les poteaux ayant des sections doublement armés: $K < \bar{K}$
 on utilise les formules convenables.

* Pour les poteaux dont les sections sont entièrement comprimées on détaillera le calcul pour un seul (2-7). Pour les autres le calcul est similaire

Poteau 2-7: $M = 0,17 \text{ t.m}$ $\sigma'_b = 77,8 \text{ kg/cm}^2$
 $N = 10,87 \text{ t.}$
 $e_0 = 1,56 \text{ cm} < e_1 = 4,17 \text{ cm}$

$$f = \frac{N}{\sigma'_b \cdot b \cdot h} = \frac{10,87 \cdot 10^3}{77,8 \cdot 25 \cdot 25} = 0,22$$

$$v = \frac{6 e_0 f}{h + 25} = \frac{6 \cdot 1,56 \cdot 0,22}{25} = 0,082$$

$$s' = \frac{d'}{h} = \frac{2}{25} = 0,08$$

$$E = 12(0,5 - 0,08)^2 = 2,12$$

$$C = \frac{1 - f - v}{E} = \frac{1 - 0,22 - 0,082}{2,12} = 0,33$$

$$D = 0,5 \left[1 - f + \frac{f}{E} + C \right] = 0,5 \left[1 - 0,22 + \frac{0,22}{2,12} + 0,33 \right] = 0,607$$

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - C} = -0,607 + \sqrt{0,607^2 - 0,33} = -0,461$$

$$A' = \mu \frac{b h^2}{2h} \rightarrow A' < 0 \text{ on prendra donc:}$$

$$\underline{A_{\min} = 1,21 \text{ cm}^2}$$

Determination des arêtes longitudinales (Pl. I-II) sur SP1

Fils	A			B			C			D			E		
	1-6	6-11	11-16	2-7	7-12	12-17	3-8	8-13	13-18	4-9	9-14	14-19	5-10	10-15	15-20
1-6	1-6	6-11	11-16	2-7	7-12	12-17	3-8	8-13	13-18	4-9	9-14	14-19	5-10	10-15	15-20
M(Hinj)	0,332	0,228	0,43	0,12	0,17	0,17	—	—	—	0,26	0,23	0,23	0,32	0,28	0,43
N(H)	3,02	6,15	3,28	10,87	24,50	32,13	12,01	22,2	36,31	20,77	24,23	31,75	3,14	6,36	9,58
Co (Cm)	10,4	4,55	4,63	1,56	0,79	0,53	—	—	—	2,43	1,08	0,72	10,19	4,40	4,49
\bar{T}_6 (Cm)	127	93,9	94,4	77,8	73,7	71,4	68,5	68,5	68,5	82,3	74,8	73,2	125,4	92,9	93,9
f	—	—	—	0,220	0,467	0,724	—	—	—	0,208	0,177	0,694	—	—	—
v	—	—	—	0,082	0,089	0,092	—	—	—	0,121	0,178	0,170	—	—	—
E	—	—	—	2,12	2,12	2,12	—	—	—	2,12	2,12	2,12	—	—	—
C	—	—	—	0,330	0,210	0,087	—	—	—	0,517	0,174	0,087	—	—	—
D	—	—	—	0,607	0,482	0,352	—	—	—	0,604	0,467	0,360	—	—	—
u	—	—	—	-0,481	-0,32	-0,16	—	—	—	-0,385	-0,257	-0,156	—	—	—
A1 (Cm)	1,07	1,57	2,41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,01	1,61	2,48
A (Cm)	0,008	<0	<0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<0	<0	<0
A' (Cm)	—	—	—	<0	<0	<0	—	—	—	<0	<0	<0	—	—	—
Arrière (Cm)	0,086	0,241	0,32	1,27	2,51	3,75	1,40	2,59	4,24	1,25	2,48	3,66	0,09	0,21	0,33

Détermination des armatures longitudinales sous SP2

Pour tous les poteaux $e_1 = \frac{h_t}{6} = 4,17 \text{ cm}$

valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}_s'$ sous la combinaison :

$$(M_{max}, N_{con})$$

Files	A			B			C			D			E		
Poteaux	1-6	6-11	11-16	2-7	7-12	12-17	3-8	8-13	13-18	4-9	9-14	14-19	5-10	10-15	15-20
M (t-m)	2,41	3,36	4,46	2,74	4,13	5,26	2,55	3,95	5,04	2,70	4,19	5,36	2,42	3,36	4,46
N (t)	4,70	10,30	16,95	7,52	24,38	31,06	13,56	26,85	39,08	9,67	25,47	37,99	4,82	10,91	17,25
e_0 (cm)	51,3	31,4	26,3	23,8	19,3	16,9	18,3	14,9	12,9	27,7	16,5	14,1	50,2	30,8	25,9
$\bar{\sigma}_s'$ (kg/cm ²)	206,6	206,6	206,6	206,6	26,6	206,6	206,6	206,6	206,6	206,6	206,6	206,6	206,6	206,6	206,6

$e_0 > e_1$, toutes les sections sont partiellement comprimées. On appliquera la même méthode que précédemment, les résultats sont reportés dans un tableau.

A_{min} a été déterminé sous (SP1)

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ h_t &= 25 \text{ cm} \\ b &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Détermination des armatures longitudinales (PL) sous SP2.

Filas	A			B			C			D			E		
Poteaux	L-6	6-11	11-16	2-7	7-12	12-17	3-8	8-13	13-18	4-9	9-14	14-19	5-10	10-15	15-20
M (t.m)	2,41	3,36	4,46	2,74	4,13	5,26	2,55	3,45	5,04	2,70	4,19	5,36	2,42	3,56	4,46
M (t)	4,70	10,70	16,95	11,52	21,38	31,06	13,56	24,55	39,08	9,76	25,47	37,99	4,82	10,91	17,25
e ₀ (cm)	51,3	31,4	26,3	23,8	19,3	16,9	18,8	14,9	12,9	27,7	16,5	14,1	50,2	30,8	25,9
M _{ar} (t.m)	2,90	4,48	6,24	3,95	6,38	8,52	3,97	6,74	9,14	3,73	6,86	9,35	2,93	4,51	6,27
μ	0,0783	0,1209	0,1635	0,1067	0,1723	0,2361	0,1072	0,1820	0,2468	0,1007	0,1853	0,2525	0,0793	0,1208	0,1698
K	29	21,8	17,4	23,7	17,15	14,0	23,6	20,4	17,3	24,6	16,4	13,05	28,7	21,7	17,35
M _{ac} (t.m)	/	/	2,68	/	1,89	2,00	/	/	0,94	/	1,52	1,37	/	/	2,65
E	0,8864	0,8641	0,8457	0,8708	0,8844	0,8726	0,8705	0,8588	0,8233	0,8737	0,8408	0,8217	0,8856	0,8638	0,8454
μ _i	/	/	0,228	/	0,234	0,312	/	/	0,335	/	0,251	0,342	/	/	0,280
μ _e	/	/	0,098	/	0,069	0,073	/	/	0,084	/	0,056	0,050	/	/	0,097
K	/	/	19	/	16,7	16	/	/	17,5	/	15,5	14,5	/	/	19
ω'	/	/	0,367	/	0,303	0,947	/	/	1,01	/	0,397	1,125	/	/	0,374
ω	/	/	0,593	/	0,534	0,59	/	/	0,427	/	0,488	0,444	/	/	0,589
A ₁ (cm ²)	3,77	5,77	/	4,70	/	/	4,72	8,92	/	4,12	/	/	3,45	5,40	/
A (cm ²)	2,75	1,82	3,41	1,96	3,07	3,39	1,49	1,80	2,46	2,10	2,81	2,84	2,27	2,80	3,79
A' (cm ²)	/	/	2,11	/	1,74	5,44	/	/	5,81	/	2,26	6,47	/	/	2,13
A _{min} (cm ²)	0,086	0,111	0,32	1,27	2,51	3,75	1,40	2,59	4,24	1,25	2,48	3,36	0,09	0,21	0,33

$$\bar{\sigma}_b' = 206,6 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{K} = 20,3$$

ceci pour toute les sections.

Maintenant sous la combinaison (N max, M con)

On remarque que pour tous les fils on a pour:

$M_{max} \rightarrow N_{max}$ sauf pour les poteaux:

2-7, 7-12, 12-17 et 4-9.

Poteaux	2-7	7-12	12-17	4-9
M (t.m)	236	377	482	248
N (t)	12,96	25,78	38,43	12,77
e_0 (cm)	18,2	14,6	12,5	17,4
M _{at} (t.m)	3,72	6,48	8,86	3,82
μ	0,1005	0,1749	0,2391	0,1032
K	24,7	17	13,6	24,2
M _{ac} (t.m)	/	1,06	0,785	/
E	0,8741	0,8438	0,8252	0,8725
μ'_i	/	0,237	0,324	/
μ'_i	/	0,0389	0,0287	/
K	/	14,5	13	/
\tilde{w}'	/	0,22	0,886	/
\tilde{w}	/	0,434	0,432	/
A ₁ (cm ²)	4,47	/	/	4,53
A (cm ²)	1,32	2,50	2,48	1,49
A' (cm ²)	/	1,27	5,09	/
A _{min} (cm ²)	1,27	2,51	2,75	1,25

$\bar{\sigma}_b = 206,6 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{K} = 20,3$ pour tous les sections.

Portique transversal II-II

$$e_1 = \frac{ht}{6} = 4,17 \text{ cm.}$$

tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$

Files	A			B			C			D		
	1-5	5-9	9-13	2-6	6-10	10-14	3-7	7-11	11-15	4-8	8-12	12-16
Poteaux												
M (t.m)	1,29	1,36	2,64	0,83	0,62	1,32	0,09	0,09	0,16	0,72	0,60	1,12
N (t.m)	6,79	14,01	21,25	14,42	28,63	42,84	10,62	20,88	31,15	5,48	10,43	14,41
e_0 (cm)	17,8	9,7	12,4	5,75	2,17	3,08	0,75	0,43	0,51	13,1	6,75	7,77
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	137,8	122,4	137,2	101	80,6	85,9	73,4	71,2	71,4	137,8	101	111,2

P. C
E. C
P. C

tableau donnant le pourcentage minimum d'armatures:

Files	A			B			C			D		
	1-5	5-9	9-13	2-6	6-10	10-14	3-7	7-11	11-15	4-8	8-12	12-16
Poteaux												
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	137,8	122,4	137,2	101	80,6	85,9	73,4	71,2	71,4	137,8	101	111,2
N (t)	6,79	14,01	21,25	14,42	28,63	42,84	10,62	20,88	31,15	5,48	10,43	14,41
y_1 (cm)	15,29	14,26	15,25	14,64	—	—	—	—	—	15,29	12,64	13,44
A_l (cm ²)	0,14	0,32	0,15	0,77	2,77	3,54	0,88	1,73	2,58	0,12	0,27	0,77

Détermination des armatures longitudinales.

* Poteaux entièrement comprimés.

Poteaux	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	ρ	ν	E	C	D	μ	A ₁ (cm ²)	A _{min} (cm ²)
6-10	0,62	28,63	2,17	80,6	0,568	0,296	2,12	0,064	0,362	-0,10	< 0	2,37
10-14	1,32	42,84	3,08	85,9	0,798	0,590	2,12	-0,183	0,198	0,27	5,675	3,54
3-7	0,08	10,62	0,75	73,4	0,231	0,042	2,12	0,343	0,670	-0,64	< 0	0,88
7-11	0,09	20,88	0,43	71,2	0,469	0,048	2,12	0,228	0,470	-0,38	< 0	2,73
11-15	0,16	34,15	0,51	71,4	0,698	0,085	2,12	0,102	0,367	-0,786	< 0	2,58

* Poteaux partiellement comprimés:

Poteaux	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	M _{act} (t.m)	μ	K	K'	E	A ₁ (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)
1-5	1,21	6,79	1,8	137,8	1,92	0,0777	29,1	20,3	0,8866	3,56	0,94	0,14
5-9	1,36	14,07	0,7	122,4	2,83	0,1146	22,6	20,3	0,8671	5,017	0,07	0,32
2-6	0,83	14,42	5,75	101	2,34	0,0948	25,6	20,3	0,8768	4,14	< 0	0,37
4-8	0,72	5,48	13,1	137,8	1,30	0,0527	37,0	20,3	0,9038	2,23	0,27	0,12
8-12	0,60	10,43	5,75	101	1,70	0,0688	31,4	20,3	0,8922	2,16	0,77	0,27
12-16	1,12	14,41	7,77	114,2	2,63	0,1065	23,7	20,3	0,8708	4,69	< 0	0,35

Poteau 9-13: $M = 2,64 \text{ t.m}$, $N = 21,25 \text{ t}$ $\rightarrow e_0 = 124 \text{ cm}$.

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

$$M_{act} = 4,87 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,1973 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8366 \\ K = 15,6 \end{cases}$$

$$K' > K \rightarrow M_{ac} = 0,41 \text{ t.m}$$

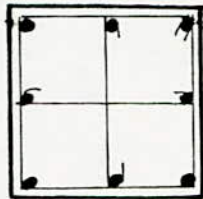
$$\rightarrow \mu'_1 = 0,2684, \mu'_2 = 0,0226 \rightarrow K = 13$$

$$\left. \begin{array}{l} \tilde{\omega}' = 0,426 \\ \tilde{\omega} = 0,876 \end{array} \right\} \begin{array}{l} A = 5,04 \text{ cm}^2 \\ A' = 2,45 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0,45 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Ferraillage adopté:

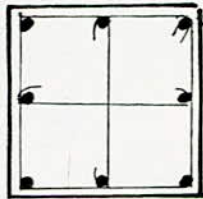
NIVEAU IV - III

longitudinalement.
 $A = 2,75 (5,5) \rightarrow 4T14$
transversalement.
 $A = 0,94 (1,88) \rightarrow 4T14$



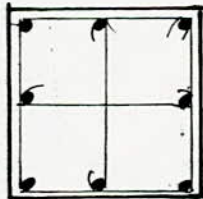
NIVEAU III - II

longitudinalement
 $A = 3,07 (6,14) \rightarrow 4T16$
transversalement
 $A = 2,37 (4,74) \rightarrow 4T16$



NIVEAU II - I

longitudinalement
 $A = 6,47 (12,94) \rightarrow 4T25$
transversalement
 $A = 5,625 (11,25) \rightarrow 4T20$



Armatures transversales.

les règles donnent:

zones courantes: (où il n'y a pas un recouvrement)

$$\bar{E} = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_e - 15 \phi \ell_{max}) \left(2 - \frac{\sigma'_e}{\sigma'_{be}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_e}{\sigma'_{be}}\right) \phi \ell_{min}. \end{cases}$$

En pratique on prend: $t \leq 15 \phi \ell_{min}$.

dans notre cas $\phi \ell_{min} = 12 \text{ mm} \rightarrow t \leq 12 \cdot 15 = 18 \text{ cm}$
 $t \leq 18 \text{ cm}$.

$$- \phi t \geq 0,3 \phi \ell_{max}$$

dans notre cas: $\phi \ell_{max} = 25 \text{ cm} \rightarrow \phi t \geq 0,3 \cdot 25 = 0,75 \text{ cm}$.

Soit $\phi t = 10 \text{ mm}$. les axes transversaux en FeE24.

zones de recouvrement: soit γ le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement.

$$\begin{aligned} \gamma &\geq 3 \\ \gamma &\geq \frac{0,4 \phi \ell \bar{\sigma}_{ant}}{\phi_e^2 \bar{\sigma}_{ant}} = \frac{0,4 \phi \ell \cdot 4200}{(0,1)^2 \cdot 2400} = 70 \phi^2 \ell. \end{aligned}$$

la longueur de recouvrement est au moins égale à la longueur de scellement soit (CCBA68, art 30.5)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{da}}, \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_{da} = 1,25 \cdot 4 \bar{\sigma}_d = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = 42,17 \phi \ell; \quad \phi \ell = 1 \rightarrow l_d = 42,17$$

les armatures transversales doivent contre l'effort tranchant développé par les forces sismiques horizontales agissant à chaque niveau.

après calcul on conclue:

- De part et d'autre des nœuds: $t = 12 \text{ cm}$.

- Dans la zone courante : $t = 15 \text{ cm}$.

LE VOILE.

Les voiles transversaux assurent le contreventement dans le sens transversal du bâtiment.

a) Détermination des coefficients sismiques:

direction horizontale:

$$\sigma_H = \alpha \beta \gamma \delta \quad \alpha = 1$$

calcul de T :

$$T = 0,08 \frac{H}{Lx} \sqrt{\frac{H}{Lx+H}}$$

$$T = 0,08 \frac{9,5}{3,9} \sqrt{\frac{9,5}{3,9+9,5}} = 0,0979.$$

degré d'amortissement:

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}} = \frac{0,065}{\sqrt{0,0979}} = 0,141.$$

calcul du coefficient de distribution.

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

Niveau	2	3	4
M(T)	44,55	44,55	50,95
h (m)	3,05	6,10	9,10
$\gamma(h)$	0,438	0,876	1,306

le coefficient de fondation $\delta = 1,15$

$$\sigma_{H1} = \alpha \beta \delta \gamma_w = 0,1365 \gamma(h)$$

direction verticale:

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$$

$$\sigma_H = \max\{\sigma_L, \sigma_T\} = \sigma_L$$

$$\sigma_v = \sigma_H = 0,1365 \gamma(h)$$

$$\text{car } \alpha = 1$$

b) Evaluation des charges et surcharges:

Pour les forces horizontales:

$$S = 90 \text{ m}^2$$

Niveau terrasse: 4

$$\begin{array}{l} \text{charges permanentes:} \\ \text{surcharges} \end{array} \quad \begin{array}{l} 50,22 \text{ T} \\ 9 \text{ T} \end{array}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 52,2 \text{ T}$$

$$\text{Niveau 3 et 2:} \quad \begin{array}{l} \text{charges permanentes:} \\ \text{surcharges} \end{array} \quad \begin{array}{l} 44,55 \text{ T} \\ 18,75 \text{ T} \end{array}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 47,7 \text{ T}$$

Evaluation des forces sismiques horizontales:

Niveau	w (T)	$\sigma_k(h)$	$F_H = \sigma_k \cdot W$	$F_{\text{cumulée}}$
4	52,2	0,1783	9,32	9,32
3	47,7	0,1195	5,70	15,02
2	47,7	0,0598	2,85	17,87

Pour les forces verticales: $S = 27,5 \text{ m}^2$

$$\text{Niveau 4:} \quad \begin{array}{l} G = 15,345 \text{ T} \\ P = 2,15 \text{ T} \end{array}$$

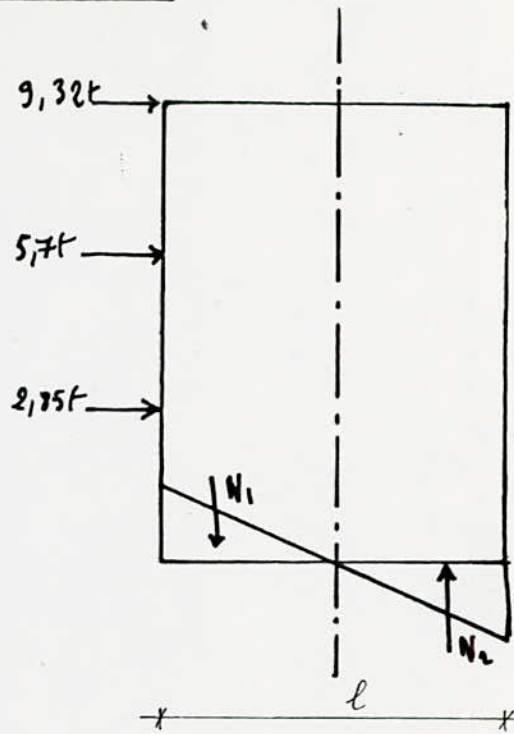
$$W = G + \frac{P}{5} = 15,895 \text{ T}$$

$$\text{Niveau 3 et 2:} \quad \begin{array}{l} G = 13,6 \text{ T} \\ P = 4,8 \text{ T} \end{array}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 14,56 \text{ T}$$

Niveau	w (T)	$\sigma_v(h)$	$F_v = \sigma_v \cdot W$
4	15,895	0,1333	2,13
3	14,56	0,1195	1,74
2	14,56	0,0598	0,87

Ferraillage du voile:



Niveau base:

Calcul des efforts normaux dus aux forces horizontales.

$$N_1 \frac{2}{3} \frac{l}{2} + N_2 \frac{2}{3} \frac{l}{2} = 9,32 \cdot 9,10 + 5,7 \cdot 6,10 + 2,85 \cdot 3,05$$

avec $N_1 = N_2$

$$\frac{2}{3} l N_1 = 128,27 \text{ t.m.}$$

$$N_1 = N_2 = \frac{3}{2} \frac{128,27}{3,9} = 49,3 \text{ T}$$

Calcul des efforts normaux dus aux forces verticales.

sous $G+P+SIV\downarrow$

$$N(G+P+SIV\downarrow) = 42,55 + 12,35 + 5,44 = 60,34 \text{ T}$$

sous $G+\frac{P}{5}+SIV\uparrow$

$$N(G+\frac{P}{5}+SIV\uparrow) = 42,55 + 2,47 + 5,44 = 50,46 \text{ T}$$

Calcul des contraintes:

$$\sigma = \frac{N}{S}$$

- dues aux forces horizontales:

$$\sigma = \frac{2N_1}{195 \cdot 15} = \frac{2 \cdot 49,3 \cdot 10^3}{195 \cdot 15} = 33,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

- dues aux forces verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} = \frac{60,34 \cdot 10^3}{15,390} = 10,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} = \frac{50,46 \cdot 10^3}{15,390} = 8,63 \text{ Kg/cm}^2$$

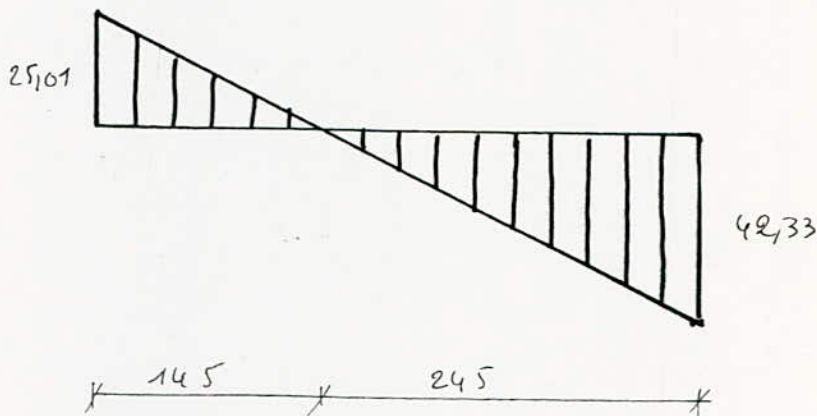
d'où les contraintes:

$$\text{I} \begin{cases} \sigma_1 = 10,31 - 33,7 = -23,39 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 10,31 + 33,7 = 44,01 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{II} \begin{cases} \sigma_1' = 8,63 - 33,7 = -25,07 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2' = 8,63 + 33,7 = 42,33 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Vérifications des contraintes: $44,01 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$.

Calcul des armatures:



Nous adopterons dans nos calculs la méthode du C.T.C

article 4-3-3-3 du CTC:

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces horizontales et verticales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

$$\text{on a : } \frac{A}{b \cdot h} = \frac{25,01}{4200} = 0,60\%$$

$$A = \frac{0,6}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 9 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

En zone non tendue on prend le ferraillage minimum donné par l'article 4-3-3-2.

Soit:

$$\frac{0,25}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes.

$$t_{\max} \leq 15 \cdot e \quad e: \text{ largeur du voile.}$$

$$t_{\max} \leq 30 \text{ cm.}$$

$$e = 15 \text{ cm} \rightarrow t_{\max} \leq 15 \cdot 1,5 = 22,5 \text{ cm.}$$

on prend $t = 20 \text{ cm.}$

Armatures horizontales,

Les armatures doivent être calculées avec la formule donnée par le CTC.

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\tau_{\text{en}}} \cdot 100 \quad \tau: \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\tau = 1,1 \frac{T}{b \cdot h}$$

T : effort tranchant total majoré. (40%)

le pourcentage $\tilde{\omega}_t$ doit être supérieur à la valeur minimale indiquée par l'article 4-3-3-2 soit 0,25%

$$T = 17,87 \cdot 1,4 = 25,02t$$

$$\tau = 1,1 \cdot \frac{25,02 \cdot 10^3}{15 \cdot 390} = 4,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_t = \frac{4,7 - 8}{4200} < 0 \Rightarrow \text{on prend le pourcentage minimum.}$$

Conclusions:

Armatures verticales:

en zone tendue: $9 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

en zone tendue: $3,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Armatures horizontales:

$$A = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

l'espacement $t \leq 22,5 \text{ cm.}$

$$t = 20 \text{ cm.}$$

quelques recommandations:

- A chaque extrémité du voile l'écartement t des bannes doit être réduit de moitié ou le $1/10$ de la longueur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles $\phi 6$ par mètre linéaire. Dans chaque nappe les bannes horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des bannes verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Calcul de fondation - Vérification à la stabilité du voile

La fondation sera calculée sous SP1 (G+1,2P)

l'effort normal par mètre est :

$$N = \frac{139,32 + 1,2 \cdot 40,5}{3,9} = 48,2 \text{ t.}$$

$$\sigma_{is} = \sigma_{os} - \gamma_{mag} h = 2,5 - 0,15 \cdot 1,5 = 1,275 \text{ bars.}$$

(méthode exposée dans le calcul des fondations)

$$\frac{N}{A \cdot B} < \sigma_{is} \quad \text{avec } B = 100 \text{ cm.}$$

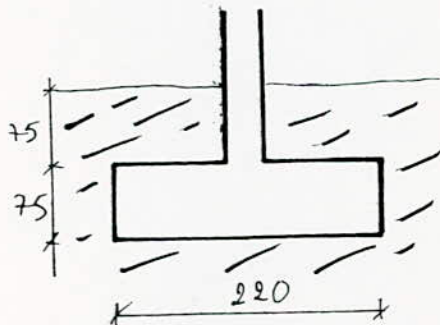
$$A \geq \frac{N}{B \sigma_{is}} = \frac{48,2 \cdot 10^3}{100 \cdot 1,275} = 218,2 \text{ cm.}$$

On prend: $A = 220 \text{ cm.}$

$$h \geq \frac{220 - 15}{4} = 51,25 \text{ cm.}$$

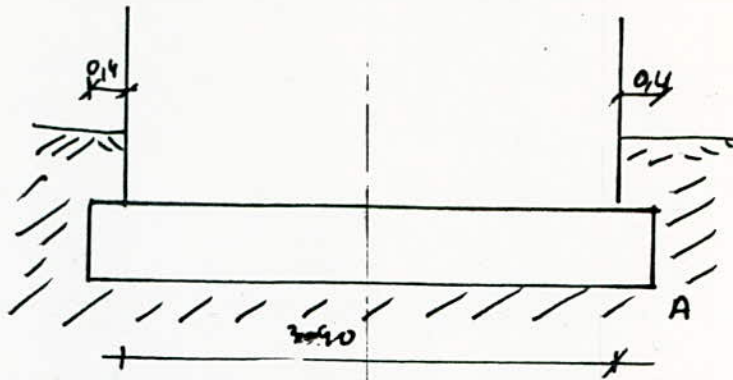
On prend $h = 75 \text{ cm.}$

Calcul du poids de la semelle et des terres:



Poids des tiges: $2 \cdot 0,75 \cdot 1,025 \cdot 1,8 \cdot 3,9 = 10,79 \text{ t}$.

Poids de la fondation: $0,75 \cdot 2,20 \cdot 25 \cdot 3,9 = 16,1 \text{ t}$



La vérification de la stabilité se fera par rapport au point A

Moment renversant: $M_r = 128,27 \text{ t.m.}$

Moment stabilisant: $M_s = (17,1 + 10,79 + 16,1) \cdot 2,65 = 524 \text{ t.m.}$

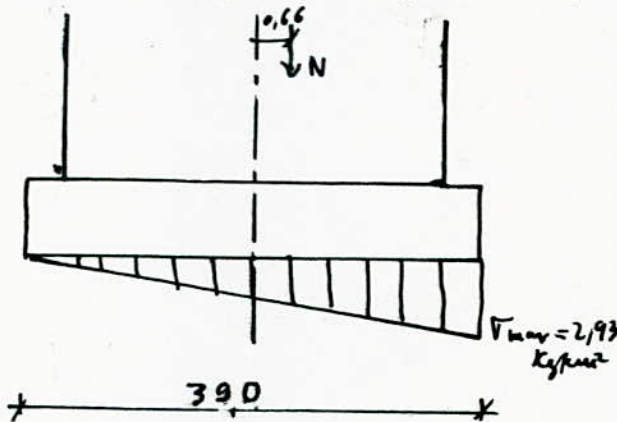
le moment stabilisant est supérieur au moment renversant
 → la stabilité au renversement est assurée.

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{524}{128,27} = 4,1 > 2.$$

Vérification des contraintes au niveau des sol:

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = \frac{128,28}{193,1} = 0,66 \text{ m.} \\ e_1 &= \frac{l}{6} = \frac{3,9}{6} = 0,65 \text{ m.} \end{aligned} \right\} e > e_1$$

On suivra dans nos calculs la méthode suivante:



$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \left(\frac{l}{2} - e \right) b} = \frac{2 \cdot 188 \cdot 10^3}{3 \left(\frac{3,90}{2} - 0,66 \right) 220}$$

$$\sigma_{max} = 2,93 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{max} \leq 0,85 \sigma_{rup}$$

$$\sigma_{rup} = C \cdot \sigma_{ad}$$

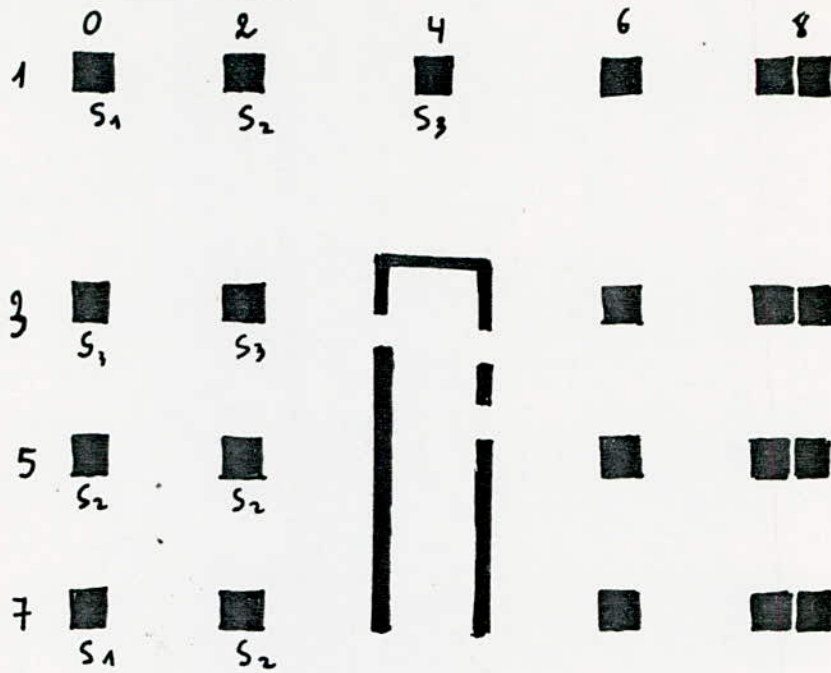
d'après Casagrande $C = \frac{1}{0,28} = 3,57.$

$$\sigma_{rup} = 3,57 \cdot 2 = 7,14 \text{ kg/cm}^2. \quad 0,85 \sigma_{rup} = 6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{rup}.$$

FONDACTIONS

Caractéristiques:



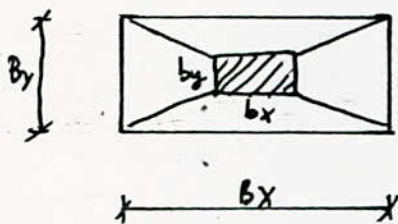
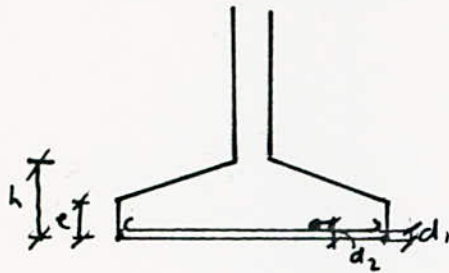
Poteaux	N sous (II-II) (t)	N sous (I-I) (t)	N max (t)
1-0	21,25	9,28	21,25
3-0	42,84	9,28	42,84
5-0	31,15	9,28	31,15
7-0	14,41	9,28	14,41
1-2	21,25	32,13	32,13
3-2	42,84	32,13	42,84
5-2	31,15	32,13	32,13
7-2	14,41	32,13	32,13
1-4	21,25	36,39	36,39

14,41 — 21,25 → S₁
 31,15 — 32,13 → S₂
 42,84 → S₃

Calcul des semelles inclinées.

dimensionnement des semelles:

On suppose que les semelles sont rigides. La semelle est constituée d'un tronç de pyramide.



soient:

- N: charge (en Kg) transmise au sol.
- $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible sur le sol.
- B_x : grand côté du rectangle.
- B_y : petit côté du rectangle.

On doit avoir:

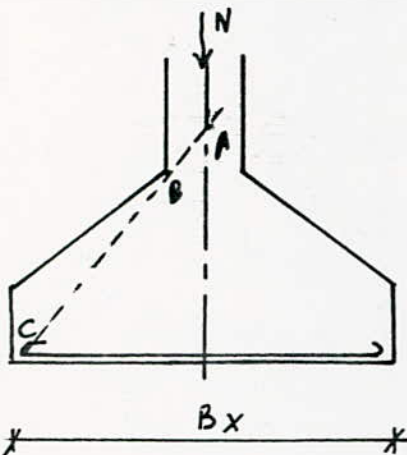
$$B_x B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

on prend: $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ pour que la semelle et le poteau soient homothétiques

la hauteur de la semelle doit vérifier:

$$h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 \quad \text{et} \quad e \geq 6\phi + 6.$$

Calcul des armatures: Le calcul se fera par la méthode des bielles.



Cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques de béton ayant leur origine en A. A est le point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant C (bout du crochet des barres) au point B où la semelle rejoint le pavement du poteau.

Cette méthode nous donne les résultats suivants:

les efforts de traction dans les aciers sont:

dans le sens x: $F_x = \frac{N(B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)}$

dans le sens y: $F_y = \frac{N(B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)}$

les armatures sont constituées de deux nappes superposées de barres horizontales et parallèles aux côtés B_x et B_y .

Ces armatures seront:

$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$ armatures parallèles à B_x

$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$ armatures parallèles à B_y

Semelle S₁: l'effort maximum. $N = 21,25 \text{ t}$.

dimensionnement:

$$B_x B_y \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{21,25 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,02} = 10416,7 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = 1 \Rightarrow B_x = B_y$$

$$B_x = \sqrt{10416,7} = 102,1 \text{ cm.}$$

On adoptera: $B_x = B_y = 110 \text{ cm}$.

hauteur de la semelle:

$$h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 = \frac{110 - 25}{4} + 6 = 25,25 \text{ cm}$$

On prend: $h_t = 30 \text{ cm}$.

épaisseur de la semelle: $e \geq 6\phi + 6$ soit $\phi = 14 \text{ mm}$.

$$e \geq 6 \cdot 14 + 6 = 114$$

On prendra: $e = 15 \text{ cm}$.

Calcul du poids propre de la semelle.

$$N_0 = \left[B_x \cdot e + \frac{(B_x + b_x)(h_t - e)}{2} \right] B_y \cdot 2500$$

$$N_0 = \left[110 \cdot 0,15 + \frac{(110 + 25)(0,30 - 0,15)}{2} \right] 110 \cdot 2500 = 732,2 \text{ Kg.}$$

l'effort normal total transmis au sol:

$$N_t = N_0 + N = 732,2 + 21250 = 21982,2 \text{ Kg.}$$

$$\frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{21982,2}{2 \cdot 1,02} = 10775,6 \text{ cm}^2 < 12100 \text{ cm}^2.$$

le sol peut supporter l'effort total qui lui est transmis

détermination des Forces F_x et F_y.

$$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)} = \frac{21982,2 (110 - 25)}{8 (0,30 - 0,04)} = 8933,1 \text{ kg.}$$

$$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8 (h_t - d_2)} = \frac{21982,2 (110 - 25)}{8 (60 - 6)} = 9731,7 \text{ Kg.}$$

détermination des armatures:

lit inférieur: $A_x = \frac{F_y}{\sigma_a} = \frac{9731,7}{2800} = 3,48 \text{ cm}^2$

On adoptera: 4 T12

lit supérieur: $A_y = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{8933,1}{2800} = 3,19 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T12}$

Semelle S2: $N = 32,13 \text{ t}$.

$$B_x = B_y = 130 \text{ cm.}$$

$$h_t = 40 \text{ cm.}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$N_0 = 1263,4 \text{ Kg.}$$

$$N_t = 33393,4 \text{ Kg.}$$

$$F_x = 12174,7 \text{ Kg.}$$

$$F_y = 12890,8 \text{ Kg.}$$

lit inférieur: $A_x = 4,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \text{ T } 14$

lit supérieur: $A_y = 4,60 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \text{ T } 14$

Semelle S3: $N = 42,84 \text{ t}$

$$B_x = B_y = 150 \text{ cm.}$$

$$h_t = 40 \text{ cm.}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$N_0 = 1664,1 \text{ Kg.}$$

$$N_t = 44504,1 \text{ Kg.}$$

$$F_x = 19316 \text{ Kg.}$$

$$F_y = 20852,3 \text{ Kg.}$$

lit inférieur: $A_x = 6,9 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \text{ T } 14$

lit supérieur: $A_y = 7,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \text{ T } 14$

Semelle S4: $N = 42,5 \text{ t}$.

$$B_x = 220 \text{ cm.}$$

$$B_y = 110 \text{ cm.}$$

$$h_t = 50 \text{ cm.}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$N_0 = 2207 \text{ Kg.}$$

$$N_t = 44707 \text{ Kg.}$$

$$F_x = 20653 \text{ Kg.}$$

$$F_y = 10796 \text{ Kg.}$$

lit inférieur: $A = 7,38 \text{ cm}^2 \longrightarrow 10 \text{ T } 10$

lit supérieur: $A = 3,86 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \text{ T } 10.$

Semelle S5: $N = 64,2 \text{ t}$.

$$B_x = 260 \text{ cm.}$$

$$B_y = 130 \text{ cm.}$$

$$N_0 = 3574,4 \text{ Kg.}$$

$$F_x = 31750,5 \text{ Kg.}$$

$$h_t = 60 \text{ cm.}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$N_t = 67734,4 \text{ Kg.}$$

$$F_y = 16463 \text{ Kg.}$$

lit inférieur: $A = 11,32 \text{ cm}^2 \longrightarrow 12 \text{ T } 12.$

lit supérieur: $A = 5,88 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8 \text{ T } 10.$

semelle S6: $N = 85,7t.$

$$\begin{aligned}
 B_x &= 300 \text{ cm.} \\
 B_y &= 160 \text{ cm} \\
 N_0 &= 5297 \text{ Kg.} \\
 F_x &= 43085,7 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_t &= 70 \text{ cm.} \\
 e &= 15 \text{ cm.} \\
 N_t &= 90997 \text{ Kg.} \\
 F_y &= 19213,9 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

lit inférieur: $A = 15,4 \text{ cm}^2 \longrightarrow 12T14$

lit supérieur: $A = 6,9 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8T12$

semelle du voile S7: $N = 48,2t$

les dimensions ont été données dans le calcul du voile:

$$\begin{aligned}
 \text{soient : } A &= 220 \text{ cm} , B = 100 \text{ cm.} \\
 h_t &= 75 \text{ cm} , h = 70 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_0 &= 4,1t / \text{ml.} \\
 N_t &= 52,3t
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{N(A - e)}{8(h_t - d) \sigma_a} = \frac{52,3 \cdot 10^3 (220 - 15)}{8(75 - 5) 2800}$$

$$A = 6,84 \text{ cm}^2$$

On adoptera: $5T14 / \text{ml.}$

dans le sens longitudinal de la semelle on adoptera des armatures de répartition égales à $\frac{A}{4} = \frac{6,84}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$

$\longrightarrow 5T8 / \text{ml.}$

Meftah le 16 janvier 1982.

